

Texte

42
07

ISSN
1862-4804

Schutz von neuen und bestehenden Anlagen und Betriebsbereichen gegen natürliche, umgebungsbedingte Gefahrenquellen, insbesondere Hochwasser (Untersuchung vor- und nachsorgender Maßnahmen)

**Umwelt
Bundes
Amt**



Für Mensch und Umwelt

UMWELTFORSCHUNGSPLAN DES
BUNDESMINISTERIUMS FÜR UMWELT,
NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT

Forschungsbericht 203 48 362
UBA-FB 001047



Schutz von neuen und bestehenden
Anlagen und Betriebsbereichen gegen
natürliche, umgebungsbedingte
Gefahrenquellen, insbesondere
Hochwasser (Untersuchung vor- und
nachsorgender Maßnahmen)

von

Dipl.-Ing. Hanns-Jürgen Warm

Warm engineering, Freilassing

Dr. rer. nat. Karl-Erich Köppke

Ingenieurbüro Dr. Köppke, Bad Oeynhausen

unter Mitarbeit von

Prof. Dr. W.B. Krätzig

Dr.-Ing. H. Beem

Im Auftrag des Umweltbundesamtes

Diese Publikation ist ausschließlich als Download unter
<http://www.umweltdaten.de/publikationen/fpdf-l/3326.pdf>
verfügbar.

Die in der Studie geäußerten Ansichten
und Meinungen müssen nicht mit denen des
Herausgebers übereinstimmen.

Herausgeber: Umweltbundesamt
Postfach 14 06
06813 Dessau-Roßlau
Tel.: 0340/2103-0
Telefax: 0340/2103 2285
Internet: <http://www.umweltbundesamt.de>

Redaktion: Fachgebiet III 1.2
Roland Fendler

Dessau-Roßlau, Oktober 2007

1. Berichtsnummer UBA-FB-001047	2.	3.
4. Titel des Berichts Schutz von neuen und bestehenden Anlagen und Betriebsbereichen gegen natürliche, umgebungsbedingte Gefahrenquellen, insbesondere Hochwasser (Untersuchung vor- und nachsorgender Maßnahmen)		
5. Autor(en), Name(n), Vorname(n) Dipl.-Ing. Warm, Hanns-Jürgen Dr.rer.nat. Dipl.-Ing. Köppke, Karl-Erich		8. Abschlussdatum Mai 2007
		9. Veröffentlichungsdatum
6. Durchführende Institution (Name, Anschrift) Warm engineering ibw@warm-engineering.com Mittlere Feldstraße 1 83395 Freilassing		10. UFOPLAN – Nr. 203 48 362
		11. Seitenzahl 657
		12. Literaturangaben 244
7. Fördernde Institution (Name, Anschrift) Umweltbundesamt Wörlitzer Platz 1 06844 Dessau		13. Tabellen u. Diagramme 28
		14. Abbildungen 202
15. Zusätzliche Angaben		
16. Kurzfassung An konkreten Beispielen in verschiedenen Modellregionen in NRW, Sachsen und Sachsen-Anhalt wurde untersucht, wie Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen nach § 19g WHG, Betriebsbereiche, die der 12. BImSchV unterliegen, sowie Anlagen zur Lagerung von brennbaren Gasen in der Praxis vor Hochwasser geschützt werden. Für Betriebsbereiche wurden darüber hinaus auch die Gefahrenquellen Erdbeben, Sturm und Bergsenkungen näher untersucht. Auf Basis der Untersuchungen in den Modellregionen, der Analyse der rechtlichen Anforderungen sowie dem gegenwärtigen Stand der Technik bzw. Sicherheitstechnik wurden zahlreiche Vorschläge zur Fortschreibung des relevanten Umweltrechts und der Regelwerke erarbeitet, um die Sicherheit der betrachteten Anlagenarten und Betriebsbereiche zu verbessern.		
17. Schlagwörter Hochwasser, Überschwemmungsgebiet, überschwemmungsgefährdetes Gebiet, Sturm, Erdbeben, Bergsenkung, Störfallverordnung, VAWS-Anlage, Betriebsbereich, Hochwasserschutz, Sicherheitstechnik, Alarm- und Gefahrenabwehrplanung		
18. Preis	19.	20.

1. Report No. UBA-FB-001047	2.	3.
4. Report Title Safety of new and existing facilities and establishments against natural environmental hazards, especially flood		
5. Author(s), Family Name(s), First Name Dipl.-Ing. Warm, Hanns-Jürgen Dr.rer.nat. Dipl.-Ing. Köppke, Karl-Erich		8. Report Date May 2007
6. Performing Organisation (Name, Address) Warm engineering ibw@warm-engineering.com Mittlere Feldstr. 1 83 395 Freilassing Ingenieurbüro Dr. Köppke dr.koeppke@t-online.de Elisabethstr. 31 32545 Bad Oeynhausen		9. Publication Date
		10. UFOPLAN – Ref. No. 203 48 362
		11. No. of Pages 657
		12. No. of References 244
7. Sponsoring Agency (Name, Address) Federal Environment Agency Wörlitzer Platz 1 06844 Dessau		13. No. of Tables, Diagr. 28
		14. No. of Figures 202
15. Supplementary Notes		
16. Abstract In different model areas in North Rhine-Westphalia, Saxony and Saxony-Anhalt the protection against flood was investigated for facilities for handling substances constituting a hazard to water according to § 19g Water Management Act, establishments according to the Major Accidents Ordinance and storage tanks for inflammable gases. Moreover the impacts caused by storm, earthquake and mining settlement were also regarded for establishments. On the basis of the results of the investigations in the model areas, the analysis of the legal requirements and the analysis of the state-of-the-art numerous proposals were elaborated to develop the relevant environmental regulations and standards to improve the safety of the regarded plants and establishments.		
17. Keywords flood, flood planes, flood-prone zones, storm, earthquake, mining settlement, Major Accidents Ordinance, Facilities for Handling Substances Constituting a Hazard to Water, establishment, flood protection, safety technique, emergency management		
18. Price	19.	20.

8 Sturm und Erdbeben als Gefahrenquellen für Betriebsbereiche

Die Grundlagen der Einwirkungsseite der Gefährdungspotenziale von Tragkonstruktionen infolge von Sturm und Erdbeben im Geltungsbereich der Störfall-Verordnung werden nach dem aktuellen Stand der Bautechnik in den Vorschriften DIN 1055-4 (03/2005) und DIN 4149 (04/2005) festgelegt. Beide Normen gelten für alle baulichen Anlagen im gesamten Rechtsgebiet der Bundesrepublik Deutschland; sie besitzen den Charakter von Rechtsverordnungen, wenn sie von den einzelnen Bundesländern rechtskräftig eingeführt worden sind. Sie sind in den vergangenen 35 Jahren durch empirische Forschungen in Normenausschüssen und in Abstimmung mit den europäischen Nachbarn über die Euro-Codes erarbeitet worden.

Wegen der langen Überarbeitungsdauer von Baunormen darf man davon ausgehen, dass kaum eine der bestehenden Anlagen nach den beiden vorgenannten Normen und der grundlegenden Sicherheitsnorm DIN 1055-100 (03/2001) ausgelegt ist, siehe Abschnitte 8.2.1, 8.3.1 und 8.6. Somit sind mit Einführung der neuen Normengeneration im Anwendungsbereich der StörfallV mit Wahrscheinlichkeit Nachrüstungsmaßnahmen erforderlich.

Nach den Definitionen der Landesbauordnungen sind bauliche Anlagen alle mit dem Erdboden (Grundstück) verbundenen, aus Bauprodukten erstellten Anlagen und Anlagenteile. Bauordnungen gelten stets, allerdings nicht für Anlagen des öffentlichen Verkehrs, für Leistungen der öffentlichen Versorgung und für der Bergaufsicht unterliegende Produktionsanlagen. Entkleidet man eine bauliche Anlage aller nichtlastabtragenden Komponenten, so gewinnt man deren Tragwerk, Tragkonstruktion oder Tragstruktur, den Bezug der DIN 1055-4 und 4149.

Das BImSchG versteht dagegen unter Anlagen Betriebsstätten, Maschinen, Geräte, ortsfeste und ortsveränderliche technische Einrichtungen sowie Grundstücke mit Stofflagerungen, von denen schädliche Umwelteinflüsse als Gefahren, Nachteile oder Belästigungen der Allgemeinheit ausgehen.

Der Begriff „bauliche Anlage“ bezieht sich auf Anlagen bzw. Anlagenkomponenten von Betriebsbereichen, Anlagen und deren Komponenten nach § 19g WHG sowie auf Anlagen zur Lagerung von brennbaren Gasen. D.h., eine verfahrenstechnische Anlage der genannten Bereiche besteht im Sinne dieser Abhandlung i.d.R. auch immer aus einer oder mehreren baulichen Anlagen. Im Folgenden wurde einfachheitshalber der Begriff „Anlage“ gewählt.

Beide oben genannten Normen behandeln Gefährdungspotenziale und Abwehrmaßnahmen. Sie werden in den folgenden Abschnitten 8.2 und 8.3 so behandelt, dass die einwirkende Gefährdung für alle Tragkonstruktionen (des Bauwesens) erkennbar wird. Da in beiden Normen Grundkenntnisse und Grundbegriffe der Tragwerksdynamik vorausgesetzt werden, ist als Abschnitt 8.1 eine diesbezügliche Kurzeinführung vorgeschaltet worden. Unter 8.5 werden erste Resumés hinsichtlich möglicher Defizitquellen der beiden Normen bei Anwendung auf Anlagen in Betriebsbereichen, die der Störfall-Verordnung unterliegen, gezogen. Im Abschnitt 8.4 wird eine erste Bewertung der bisher gewonnenen Erkenntnisse, insbesondere im Hinblick auf die Modellregion (Linde AG in Stollberg), dargelegt.

Um Sicherheitsdefizite herauszuarbeiten, sind zunächst Tragwerksrisiken und deren Sicherheiten zu bestimmen. Zur anschließenden Festlegung von Maßnahmen zum Defizitausgleich oder zur Sicherheitsanhebung sind Tragwerkseinwirkungen stets dem Widerstand der Tragstruktur gegenüber zu stellen. Deshalb erfolgt eine Darlegung der Grundlagen dieser baulichen Gefahrenabwehr und Tragwerkssicherheitskonzepte, schwerpunktmäßig für die Gefahrenpotenziale Sturm und Erdbeben, im Abschnitt 8.6.

Abschnitt 8.7 beinhaltet eine Darlegung von erkannten Defiziten der baulichen Gefahrenabwehr im Hinblick auf Sturm- und Erdbebengefährdung von Anlagen in Betriebsbereichen nach der StörfallV. Diese Defizite liegen sowohl im administrativen Bereich als auch in der technischen Problemstellung begründet. Sie lassen sich in Teilen auf dem Verordnungsweg lösen, teilweise durch bessere Aufklärung der Anlagenbetreiber und teilweise durch erhebliche Intensivierung technischer Anwendungsforschung.

Schadensereignisse in technischen Anlagen mit Beteiligung von Sturm- und Erdbebengefährdungen sind Realisationen von Kombinationsrisiken. Dies bedeutet, dass bei den Elementarrisiken eine Initiierungsfunktion zukommt, die dann oftmals weitere Schäden auslösen (Brände, Explosionen, Gefahrstoffaustritte usw.). Derartige Kombinationsereignisse werden in ihrer Bedeutung zumeist unterschätzt, da ihr Auftreten als äußerst selten gilt und statistische Erhebungen fast immer fehlen.

Vom Standpunkt der Gefahrenabwehr muss vor derartigen verharmlosenden Denkkategorien nach Auffassung der Berichterstatter nachdrücklich gewarnt werden. Viele technische Systeme (Produktionsanlagen, Versorgungssysteme, Verkehrsanlagen, Tragwerke) geraten nämlich bei Akutwerdung von Zusatzrisiken schnell an die Grenzen ihrer Belastbarkeit, weshalb der zusätzliche Eintritt seltener Ereignisse fast

immer zu Domino-Effekten führt. Ein Beispiel ist der große „Blackout“ im Nordosten der USA im Herbst 2003: Der störungsbedingte Ausfall eines überlasteten Kraftwerks führte zum kaskadenartigen Abschalten weiterer Kraftwerke im Versorgungsnetz und damit schließlich zur Stilllegung der gesamten technischen Infrastruktur. Beleuchtung, Telekommunikation, Krankenversorgung, Wasserversorgung, der öffentliche und private Verkehr (Benzinversorgung, Ampelsteuerungen) brachen zusammen, und über 50 Millionen Menschen waren unvorbereitet in vortechnische Zeiten zurückversetzt. In kleinerem Maßstab ereignete sich Ähnliches im Juni 2005 in der Schweiz.

Derartige großräumige Katastrophen mit kleinsten Eintrittswahrscheinlichkeiten werden in der betrieblichen Sicherheitstechnik stets, in der baulichen Gefahrenabwehr (zu) oft ausgegrenzt, was zu schweren Fehleinschätzungen führen kann. Hier befinden sich weltweit grundlegende Änderungen der technischen Gefahrenabwehr in der wissenschaftlichen Diskussion. Entscheidend für die Bewertung derartiger Kombinationsrisiken sollte daher nicht nur die sehr niedrige Eintrittswahrscheinlichkeit sein, sondern das vorhersehbar entstehende Risiko als Produkt von Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadenspotenzial.

8.1 Grundbegriffe der Tragwerksdynamik

In diesem Kapitel werden diejenigen Grundbegriffe der Tragwerksdynamik erläutert, die zum Verständnis der Gefährdungspotenziale aus Sturm und Erdbeben sowie der Konzepte zu ihrer baulichen Gefahrenabwehr erforderlich erscheinen. Ihre Aufzählung erfolgt lexikalisch. Zur detaillierteren Erläuterung wird auf die diesem Kapitel angefügte Literatur verwiesen, die vor allem die deutschsprachigen Grundlagenwerke zur Baudynamik enthält.

8.1.1 Tragwerksreaktionen

Strukturantwort	Die Tragwerksdynamik befasst sich mit Gewinnung, Darstellung und Bewertung zeitveränderlicher Tragwerksantworten. Deren Formen und Zeitverläufe sind abhängig von <ul style="list-style-type: none">➤ der Art der Tragwerkserregung sowie➤ der Topologie (Abmessungen) und den verwendeten Materialien des Tragwerks.
-----------------	--

Eine erste Klassifizierung von Tragwerksantworten liefern die drei Schwingungsverläufe aus [Krätzig et. al., 1995] in **Abbildung 8.1.1.1** Die einmalige (stoßartige) Impulsanregung (links), z.B. durch Fahrzeuganprall, führt zu einem harmonischen Ausschwingen der Struktur; andauernde gleichartige Erregungen (Mitte), z.B. durch laufende Maschinen, rufen periodische Antworten hervor; und regellose (stochastische) Anregungen (rechts), z.B. durch Sturm, Erdbeben oder Wellenschlag, bewirken ebensolche regellosen Tragwerksantworten. In den technischen Anwendungen der Tragwerkdynamik stehen periodische Antwortphänomene von (visko-) elastischen Tragwerken im Vordergrund des Interesses.

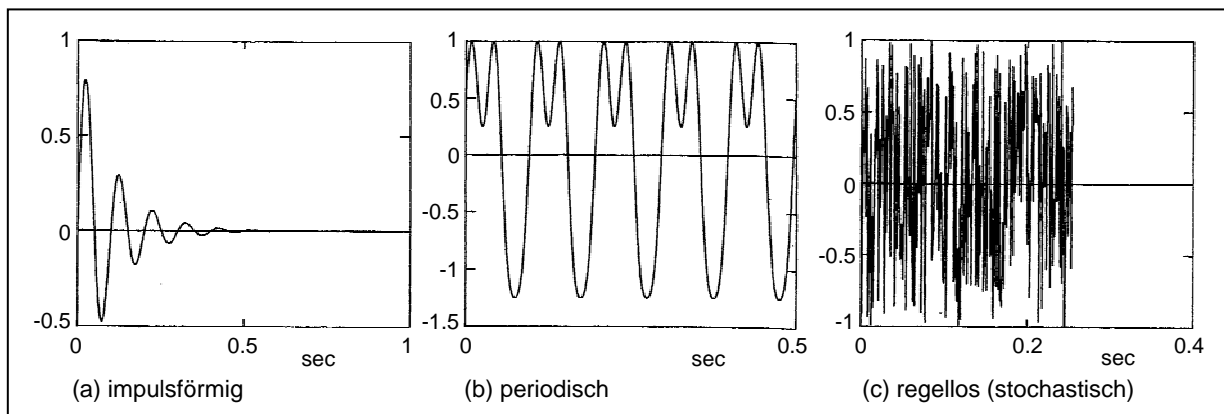


Abbildung 8.1.1.1: Verschiedene Tragwerksantworten

Tragwerkserregung Zeitvariante Erregungen von Tragstrukturen der Technik sind von großer Vielfalt. Sie können natürlichen Ursprungs sein (Sturm, Erdbeben, Wellen- und Eisangriff) oder durch menschliche Aktivitäten (Maschinenerregung, Anprall, Explosionen) hervorgerufen werden. Ist der Zeitverlauf der Erregung zu jedem Zeitpunkt t bekannt, so bezeichnet man diese als deterministisch. Bei vielen natürlichen Erregungen sind jedoch nur gewisse statistische Eigenschaften der Erregungszeitverläufe feststellbar, z.B. Mittelwerte und Varianzen. Derartige Erregungen bezeichnet man als stochastisch oder zufällig (random). **Abbildung 8.1.1.2** gibt eine allgemeine Klassifizierung dynamischer Prozesse wieder, die auf Erregungen und Strukturantworten gleichermaßen anwendbar ist [Krätzig et. al., 1995].

Im konstruktiven Ingenieurbau und im Maschinenbau (ganz im Gegenteil zur Signaltheorie) werden dynamische Prozesse traditionell deterministisch behandelt. Sicherheitsnachweise basieren damit i.A. auf Zeitverläufen $F(t)$ von Ein- und Auswirkung. Gerade bei Sturm- und Erdbebenwirkungen als Realisationen von natürlichen Prozessen spielt natürlich der statistische Charakter eine Hauptrolle, was die Behandlung als stochastische Prozesse nahe legt. Wenn dennoch in der (deutschen) Bautechnik deterministische Vorgehensweisen favorisiert werden, ist dies auch als Tribut an üblicherweise vorhandene Ingenieurkenntnisse zu deuten. Weitere Details hierzu dürfen zunächst unerläutert bleiben [Chmielewski et.al., 1996].

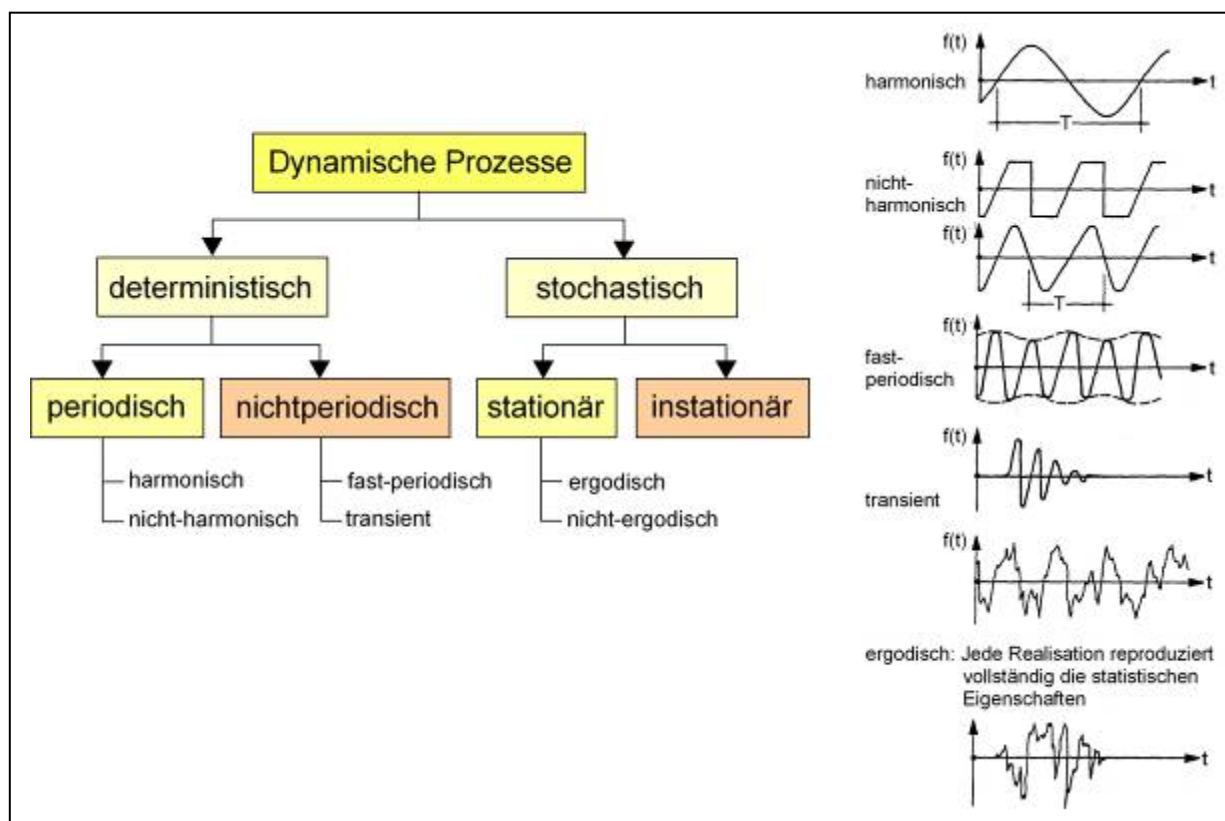


Abbildung 8.1.1.2: Klassifizierung dynamischer Prozesse

Bewegungs-
gleichung

Betrachtet man ein diskretes Tragwerksmodell mit n Freiheitsgraden, in der Tragwerksdynamik auch als n -Massenschwinger bezeichnet, so lautet dessen matrizielle Bewegungsgleichung unter Voraussetzung linear elastischen Werkstoffverhaltens und infinitesimal kleiner Deformationen:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t).$$

Hierin bezeichnet x den Vektor der Bewegungsfreiheitsgrade, M die globale Massenmatrix, C die Matrix der viskosen (geschwindigkeitsproportionalen) Dämpfung, K die globale Steifigkeitsmatrix und F den Erregungsvektor. t beschreibt die physikalische Zeit, und Punkte über den Zustandsvektoren stehen für materielle Zeitableitungen.

x , \dot{x} , \ddot{x} und $F(t)$ bilden bei Tragwerksidealisierungen mit n Freiheitsgraden n -dimensionale Vektoren, Lösungsverläufe werden in n -dimensionalen Räumen dargestellt. Werden die Symbole M , C , K und F als m , c , k und f durch kleingeschriebene Normalbuchstaben ersetzt, so behandeln wir Ein-Massenschwinger mit folgender Bewegungsgleichung:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = f(t)$$

Schwingungsverläufe

Der Schwingungsverlauf eines Ein-Massenschwingers als Lösung der zugehörigen obigen Bewegungsgleichung lautet:

$$x = x(t) = x_0 e^{s t} \quad \text{mit} \quad s_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}.$$

Hierin bezeichnet $x = x(t)$ die zeitvariante Schwingungsamplitude, x_0 die Anfangsauslenkung zum Zeitpunkt $t = 0$ und c das Maß der viskosen Dämpfung [Chmielewski et.al.,1996; Eibl u. Häussler-Combe, 1997] in zu m und k physikalisch zugeordneten Einheiten. **Abbildung 8.1.1.3** veranschaulicht den typischen Schwingungsverlauf eines Tragwerkspunktes.

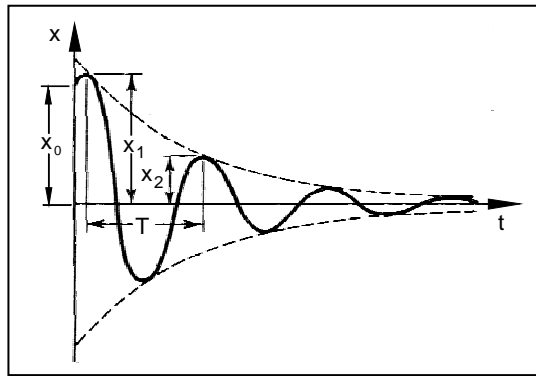


Abbildung 8.1.1.3: Schwingungsverlauf eines Ein-Massenschwingers

Tragwerkseigen-
frequenzen

Ohne fortdauernde äußere Erregung und nach einmaliger Auslenkung x_0 schwingt jedes Tragwerk in ganz bestimmten modalen Schwingungsformen ϕ_i , denen jeweils eine Schwingungseigenfrequenz ω_i zugeordnet ist. Reale Tragwerke ($n \Rightarrow \infty$) besitzen unendlich viele solcher Zuordnungen von Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen $\{(\omega_i, \phi_i), i = 1, 2, \dots, \infty\}$. Hiervon werden in Tragwerksuntersuchungen i.a. jedoch nur diejenigen Eigenpaare berücksichtigt, die den jeweiligen Anregungsformen und -frequenzen eng benachbart sind.

Frequenz und
Kreisfrequenz

ω_i stellt eine sogenannte Kreiseigenfrequenz dar, ihre Maßeinheit ist Radian/Sekunde [rad s^{-1}]. In der Technik werden Schwingungen häufiger durch Frequenzen f_i beurteilt; die Beziehung zwischen beiden lautet:

$$f_i = \omega_i / 2\pi.$$

Diese Frequenz f_i besitzt die Maßeinheit [$1/\text{s}$], genannt Hz (Hertz). Gebräuchlich ist auch der Reziprokwert von f_i , die Periode T_i der Eigenschwingung [s], die in **Abbildung 8.1.1.3** dargestellt ist:

$$T_i = 1 / f_i = 2\pi / \omega_i.$$

Schwingungs-
Modalformen,
Eigenschwingungs-
problem

Als Schwingungsmodalformen ϕ_i , $i = 1, 2, \dots, \infty$, bezeichnet man die Anzahl von unendlich vielen Verformungsfiguren eines Tragwerks, denen jeweils eine Eigenkreisfrequenz ω_i zugeordnet ist. Diese auch als Eigenformen bekannten charakteristischen Deformationen sind über das Eigenwertproblem

$$\{ K - \omega_i^2 M \} \phi_i = 0 \quad \text{mit} \quad \phi_i^T M \phi_j = \delta_{ij}$$

mit der Bewegungsgleichung verkoppelt. Hierin kürzen M die globale Masse und K die Gesamtsteifigkeit des Tragwerks ab, δ_{ij} das Kronecker Delta [Meskouris, 1999]. **Abbildung 8.1.1.4** zeigt die 3 ersten Eigenformen $\{\phi_1, \phi_2, \phi_3\}$ eines dreistöckigen Stahlbetonrahmens mit den zugehörigen Kreiseigenfrequenzen $\{\omega_1, \omega_2, \omega_3\}$. Der Übersichtlichkeit halber sind hierin die Verläufe zwischen den Stockwerken linear interpoliert.

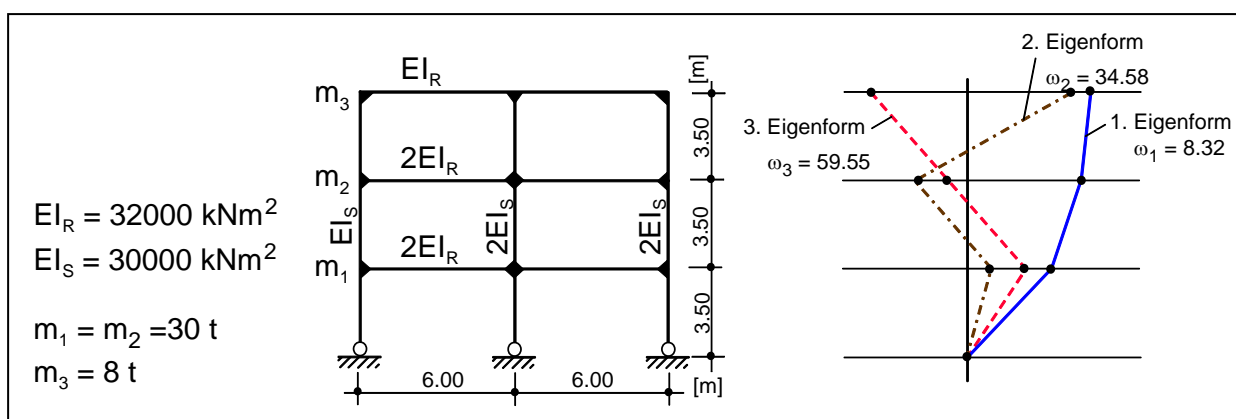


Abbildung 8.1.1.4: Eigenschwingungsformen eines Stahlbetonrahmens

Modale Masse und Steifigkeit

Die einzelnen Vektoren ϕ_i der Modalformen transformieren die globale Masse M und Steifigkeit K des Tragwerks mittels matrixieller Kongruenztransformationen in modale Massen m_i und modale Steifigkeiten k_i , aus denen die jeweils zugeordneten Kreiseigenfrequenzen ermittelbar sind [Chmielewski et.al., 1996]:

$$\omega_i^2 = \frac{k_i}{m_i} = \frac{\phi_i K \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i}$$

Der Bruch in dieser Beziehung wird, insbesondere wenn sich der Index i auf die niedrigste Eigenfrequenz bezieht, allgemein als Rayleigh-Quotient bezeichnet. In der Strukturdynamik spielt er eine zentrale Rolle zur Tragwerksbeurteilung.

8.1.2 Dämpfung

Schwingungsverhalten

Im Abschnitt 8.1.1 wurde für den Einmassenschwinger

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = f(t)$$

ohne äußere Erregung $f(t) = 0$ die allgemeine Lösung zu

$$x = x(t) = x_0 e^{s t} \quad \text{mit} \quad s_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}$$

angegeben. Sie beschreibt mit s_1 und s_2 zwei von x_0 ausgehende Lösungswege. Eine wirkliche Tragwerksschwingung entsteht bei einer Anfangsauslenkung x_0 für ein komplexes Lösungspaar $s_{1,2}$, falls die Wurzel negativ wird und somit $s_{1,2}$ ein komplexes Zahlenpaar darstellt. Ist die Wurzel dagegen reell, so entstehen zwei reelle Exponenten $s_{1,2}$, die nur zwei exponentiell abklingende Lösungswege, keine Schwingung, beschreiben können. Zwischen beiden liegt der Grenzfall der kritischen Dämpfung, in welchem die Wurzel gerade zu Null wird. Somit unterscheidet man in der Tragwerksdynamik im Hinblick auf die das Schwingungsverhalten steuernde Dämpfung folgende drei Fälle:

- kritisch gedämpftes System:

$$\left(\frac{c}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m} = \omega^2 \Rightarrow c_{cr} = 2 m \omega$$

mit ω als der Frequenz des vollständig ungedämpften Tragwerks $c = 0$.

- schwach gedämpftes System:

$$c < c_{cr} = 2 m \omega.$$

Durch die Wahl der Dämpfung wird auch die Frequenz ω_d der Schwingung geändert; diese lautet mit $\xi = c / c_{cr}$:

$$\omega_d = \sqrt{1 - \xi^2} .$$

- überdämpftes (stark gedämpftes) System: $c \geq c_{cr} = 2 m \omega$.

In der Tragwerksdynamik werden Systeme mit unerwünschten Schwingungen häufig durch Schwingungsdämpfer [Clough u. Penzien, 1982; Petersen, 2001] soweit verstimmt, dass sich ihr Schwingungsverhalten demjenigen von überdämpften Systemen annähert. **Abbildung 8.1.2.1** gibt einen Überblick über diese Klassifikation.

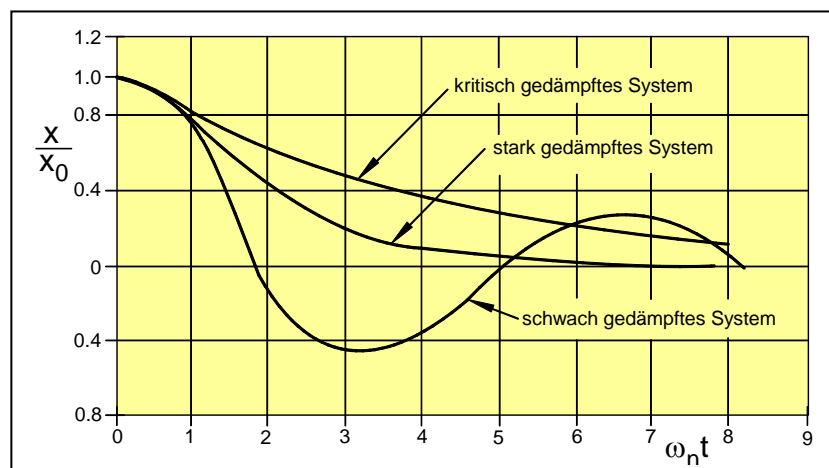


Abbildung 8.1.2.1: Schwach, kritisch und stark gedämpfte Schwingungen

Lehr'sches
Dämpfungsmaß

Der soeben bereits eingeführte Quotient $\xi = c / c_{cr}$ wird in Deutschland auch als Lehr'sches Dämpfungsmaß bezeichnet, im Ausland i.a. als auf die kritische Dämpfung bezogene prozentuale Dämpfung. Die Verwendung von ξ ist im Ingenieurwesen weit verbreitet, weil man mit $(1-\xi)$ unmittelbar einen sehr anschaulichen Abstand von der kritischen Dämpfung c_{cr} erhält.

Logarithmisches
dämpfungs-
dekrement

Statt mit der viskosen Dämpfung c oder dem Lehr'schen Dämpfungsmaß ξ wird in der messtechnischen Baudynamik gern mit dem logarithmischen Dämpfungsdekrement δ gearbeitet, welches das logarithmische Verhältnis zweier um eine Schwingungsperiode aufeinander folgender Schwingungsamplituden x_k und x_{k+1} darstellt [Meskouris , 1999]:

$$\delta = \ln (x_k / x_{k+1})$$

Für die im Bauwesen verbreiteten schwach gedämpften Systeme mit kleinen Dämpfungsmaßen stellt δ näherungsweise eine Konstante dar, die mit der Schwingungsperiode ω folgendermaßen verknüpft ist:

$$\delta = \pi \frac{c}{m} \omega = \pi \frac{c}{m} \sqrt{\frac{k}{m}} .$$

Die Umrechnung auf das Lehr'sche Dämpfungsmaß erfolgt mittels der Verknüpfung: $\delta \approx 2\pi \xi$.

8.1.3 Nichtlineares dynamisches Tragverhalten

Bewegungsgleichung im Tangentialraum Bisher wurden in allen wiedergegebenen Beziehungen linear-elastisches Tragverhalten und infinitesimal kleine Verformungen unterstellt. Dies trifft für die Analyse von Sturmgefährdungen häufig, für seismische Sicherheitsanalysen von Tragwerken jedoch nur bedingt zu: Unter den viel selteneren Erdbebeeinwirkungen - Wiederkehrperiode 475a gegenüber 50a bei Stürmen - wird nämlich das Material eines Tragwerks oftmals bis weit in den inelastischen Bereich hinein beansprucht, und die sich einstellenden Tragwerksdeformationen erreichen dann durchaus die Größenordnung der Tragwerksabmessungen. **Abbildung 8.1.3.1** gibt einen Eindruck von derartigen seismischen Verformungen.



Abbildung 8.1.3.1: Seismische Tragwerksdeformationen

Für derartige Fälle stellen lineare Systemmodellierungen nur erste Annäherungen dar. Für echte nichtlineare Computersimulationen arbeitet man mit sogenannten Tangentialraum-Approximationen der nichtlinearen Bewegungsgleichung, durch Bildung der ersten Variation linearisierten inkrementellen Beschreibungen in Momentanpunkten $X(P, t)$ der zeitabhängigen nichtlinearen Last-Verformungspfade, für welche die tangentiale Bewegungsgleichung als grundlegende physikalische Beziehung folgende Form annimmt:

$$M \delta \ddot{X} + C_T \delta \dot{X} + K_T \delta X = \delta P(t) = P(t) - F_I$$

Hierin bezeichnet M wieder die globale Massenmatrix, C_T die tangentiale Dämpfungsmatrix und K_T die tangentiale Steifigkeitsmatrix. $P(t)$ verkörpert die auf das Tragwerk einwirkende, zeitveränderliche Gesamtlast, und F_I bezeichnet den Vektor der inneren Gleichgewichtskräfte eines erreichten dynamischen Grundzustandes. Die Zustandsvektoren $\{\delta X, \delta \dot{X}, \delta \ddot{X}\}$ stehen für die ersten Variationen der Knotendeformationen (Knotenfreiheitsgrade), deren Geschwindigkeiten und Beschleunigungen. Die zustandsabhängigen Tangentialraummatrizen C_T und K_T können nach Standardalgorithmen in nichtlinearen finiten Element-Programmen aufgebaut werden [Krätzig 1989].

Numerische Integrationsalgorithmen Die obige tangentiale Bewegungsgleichung kann im Rahmen einer FE-Sicherheitsanalyse nur numerisch integriert werden. Hierzu muss der dynamischen Erregungsprozess $P(t)$, bei-

spielsweise die seismische Bodenerregung $P(t) = M \ddot{X}_g(t)$, auf der rechten Seite als Beschleunigungszeitverlauf (time-history) über dessen Dauer vorgegeben werden. Mittels numerischer Integrationsalgorithmen – siehe [Bathe u. Wilson, 1976; Bathe, 1992; Clough u. Penzien, 1982; Zienkiewicz, 1989] – lassen sich aus der tangentialen Bewegungsgleichung die Antwortzeitverläufe als Wertefolgen im Abstand kleiner Zeitschritte Δt berechnen. Dabei müssen die Tangentialraummatrizen C_T und K_T laufend über die Zeit t sowie in sämtlichen Integrationspunkten (Gausspunkten) der Tragwerksmodellierung aktualisiert werden. Bei starken Nichtlinearitäten des Tragwerks, beispielsweise infolge von Erdbebenschädigungen, erfolgt dies natürlich iterativ [Bathe, 1982; Krätzig 1989].

Die skizzierten Analysetechniken sind äußerst aufwendig. Sie werden im deutschen Bauwesen nur von wenigen spezialisierten Ingenieurbüros beherrscht und nur für aufwändige seismische Sicherheitsanalysen, z.B. in der Kerntechnik, eingesetzt. Deshalb werden im Erdbebeningenieurwesen normgerechte seismische Sicherheitsanalysen zumeist mittels erheblich vereinfachter, linearisierter Näherungsmodelle durchgeführt. In diesen werden alle nichtlinearen Antwortphänomene durch mehr oder weniger geeignete Modellapproximationen linearisiert (Push-Over-Analysis).

Antwortphänomene Die aus einer numerisch exakten Integration der tangentialen Bewegungsgleichung entstehenden Antwortzeitverläufe der einzelnen Freiheitsgrade $X_i(t)$ können vielfältige, typisch nichtlineare Phänomene aufweisen, siehe [Kreuzer, 1987; Paz, 1985], die nur von Experten der Baudynamik richtig interpretiert werden können. Zu den einfachst identifizierbaren (numerischen) Phänomenen zählen Auswanderungen der Basislinien als Folge numerischer Integrationsungenauigkeiten. Echte nichtlineare Prozesseigenschaften sind vielfältige kinetische Instabilitätsphänomene [Awrejcewicz, 1995; Krätzig et.al., 1997; Waller u. Schmidt, 1989] bis hin zum chaotischen Verhalten [Moon, 1987; Natke, 1992] des dynamischen Systems.

Heute sind die Phänomene der Tragwerksdynamik, auch der nichtlinearen, wissenschaftlich weitgehend geklärt. In der praktischen Anwendung auf technische Fragestellungen sind in Deutschland aber immer wieder erstaunliche Know-How-Defizite feststellbar.

8.2 Sachstandsanalyse: Sturmeinwirkungen auf Tragwerke

8.2.1 Mögliche Defizite bei Produktionsanlagen

Vor einer Detaillierung der Sturmeinwirkungen auf bauliche Anlagen (Tragwerke) sollen hier mögliche Defizitquellen bei Produktionsanlagen vorweggenommen werden, um das Bewusstsein des Lesers zu schärfen. Mögliche Defizitquellen werden später im Kapitel 8.7 im Einzelnen begründet werden; sie entstehen durch

- veränderte Lastannahmen durch die Einführung von 4 Windzonen in der DIN 1055-4 (03/2005);
- das Verfahren der baurechtlichen Mitgenehmigung bei BImSchG-Genehmigungen durch die federführende Genehmigungsbehörde (aufgrund z.T. mangelnder Definition und Integration von bautechnischen Prüfungen).

In der neuen Windnorm DIN 1055-4 (03/2005) sind die einem Sicherheitsnachweis heute zugrunde zu legenden Windlasten im Gebiet der Bundesrepublik in vier Windzonen unterteilt. Demgegenüber verwendeten alle früheren Windnormen für Deutschland einheitliche Windlastvorgaben. Durch diese Modifikation können sich bei bereits bestehenden Bauwerken in den neuen Windzonen 2, 3 und 4 nach heutiger Auffassung Lastdefizite ergeben. Üblicherweise spielen diese bei Wohngebäuden aus klassischen schweren Baumaterialien keine global sicherheitsmindernde Rolle. Bei leichteren Produktionsanlagen kann dies aber, zusammen mit zu geringen baudynamischen Kenntnissen der beteiligten Ingenieure, durchaus zu Sicherheitsdefiziten führen.

Die baurechtliche Mitwirkung bei einem BImSchG-Genehmigungsverfahren läuft i.a. so ab, dass die federführende Genehmigungsbehörde vom zuständigen Bauordnungsamt Amtshilfe erbittet. Letzteres urteilt jedoch i.a. nach Kategorien der Bauordnung (Baukörperhöhe), die für leichte Produktionsgerüste, beispielsweise mit eingehängten Produktionskomponenten, völlig unzureichend sein können. Vielmehr wären

hier vertiefte Kenntnisse der Bauwerksaerodynamik, möglicherweise auch der Tragwerksdynamik, erforderlich, um Sicherheitsdefizite zu vermeiden, die das vorgeschriebene Genehmigungsverfahren höchstens zufällig bereitstellt. Den Verfassern dieser Studie sind mehrere Fälle mit derartigen genehmigungsbedingten Sicherheitsdefiziten infolge Sturmwirkungen und Schadensfolgen bekannt.

Bei der Bewertung von Sturmrisiken von Anlagen wäre somit besonders zu prüfen,

- ob Anlagenteile gegenüber der neuen Norm korrekt bewertet wurden,
- ob grundsätzliche Defizite im Vollzug bestehen oder bestanden,
- ob dies zu grundsätzlichen Defiziten im Bestand geführt haben könnte,

damit der nach BImSchG und StörfallV für die Sicherheit seiner Anlage verantwortliche Betreiber seiner Verantwortung auch nachkommen kann. Bekanntlich waren/sind in Sicherheitsanalysen/Sicherheitsberichten die Gefahrenquellen unabhängig vom Baurecht zu prüfen. Erforderlich wäre auch, dass die federführende Genehmigungsbehörde im BImSchG-Verfahren eine Zusammenarbeit von Prüfstatiker und Prüfer der Anlagensicherheit eines Betriebsbereiches nach der StörfallV gewährleistet.

8.2.2 Grundbegriffe der Tragwerksaerodynamik

In diesem Abschnitt des Kapitels werden einige erforderliche Grundbegriffe der Tragwerksaerodynamik erläutert, die im Normenwerk über Sturmeinwirkungen auf Bauwerke stets verwendet werden.

Windwirkungen	Die Naturphänomene Wind und Sturm werden von Menschen als Geschwindigkeitsfelder $v(x_i, t)$ strömender Luftmassen mit zeitlich starker Varianz von Geschwindigkeit und Strömungsrichtung wahrgenommen. Die Abbildung 8.2.2.1 liefert durch zwei Profilschnitte einen 24 s dauernden Eindruck von den in die Grundströmung zufällig eingebettet erscheinenden Turbulenzballen, kurz dem stochastischen Charakter der Geschwindigkeiten eines Sturmfeldes. Trotz der offensichtlich schwachen räumlichen und zeitlichen Korrelationen seiner Wirkungen wird diesen in technischen Anwendungen physikalisch ein zeitinvarianter Strömungsdruck (Geschwindigkeitsdruck)
---------------	---

$$q = 0,50 \rho v^2$$

zugeordnet. ρ beschreibt hierin die Luftdichte und v die Strömungsgeschwindigkeit an einem bestimmten Ort x_i zu einem bestimmten Zeitpunkt t . Die Luftdichte hängt von der Meereshöhe des Standorts, der Lufttemperatur und dem Luftdruck ab. Sofern nicht anders festgelegt, wird im Windingenieurwesen ein Wert von $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ verwendet, entsprechend einem Luftdruck von 1013 hPa und einer Mitteltemperatur von 10 °C in Meereshöhe. Hierfür erhält man aus der obigen Beziehung die Abhängigkeit zwischen Strömungsdruck und Windgeschwindigkeit zu

$$q = v^2/1600$$

mit den Einheiten für q in kN/m^2 und v in m/s . Die hierin in einem Tragwerksentwurf zu verwendenden Entwurfsgeschwindigkeiten v sind normenseits festgelegt.

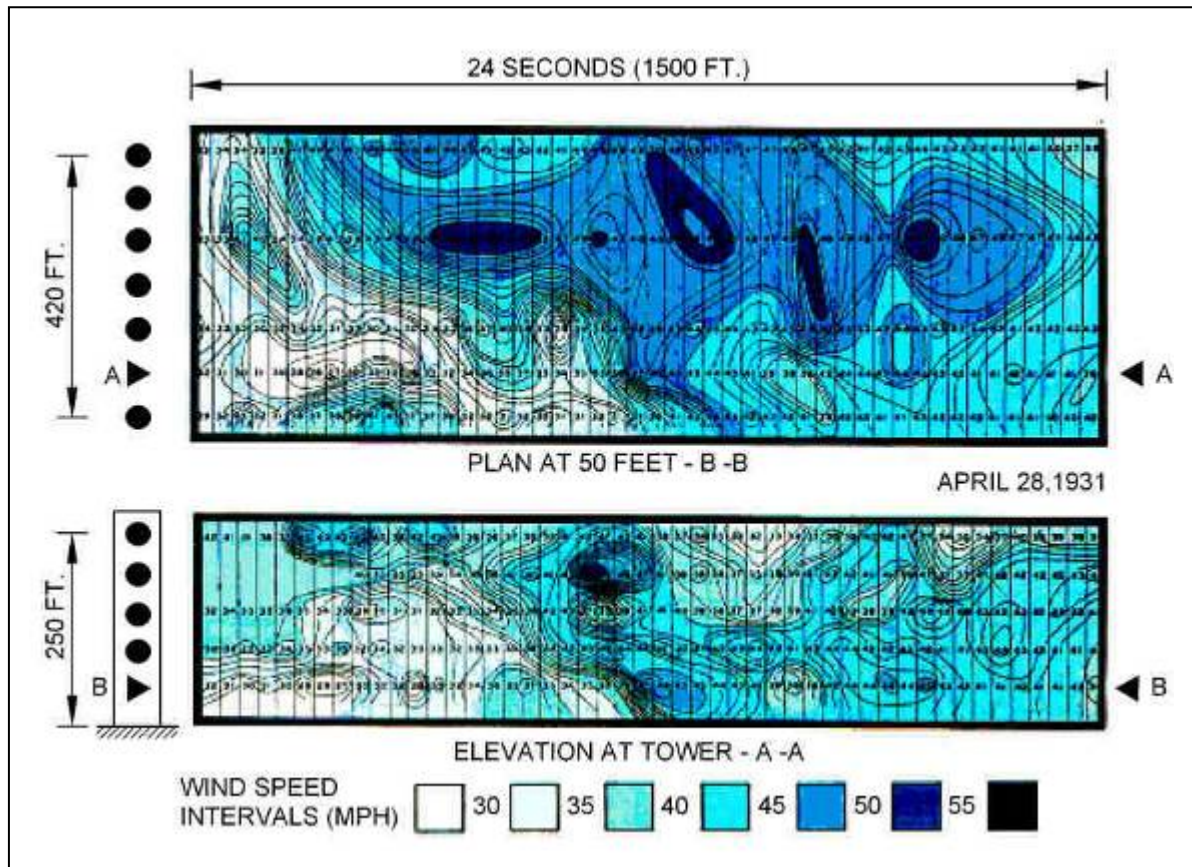


Abbildung 8.2.2.1: 24-Sekunden-Profil eines Sturms (Sherlock u. Stout, 1937)

Sturmschäden

Die jährlichen volkswirtschaftlichen Sturmschäden in den Industriestaaten erreichen außerordentlich hohe Beträge, siehe **Abbildung 8.2.2.2** Die mittlere jährliche Schadenssumme in den USA, Mitteleuropa und Asien betrug in den hinter uns liegenden 20 Jahren jeweils ca. 22 Mrd. US-\$ [Münchner Rück, 2002]. Allein fast die Hälfte entfällt auf Nordamerika. Deutschland ist davon mit einer Summe von mindestens 0,5 Mrd. US-\$ jährlich betroffen.

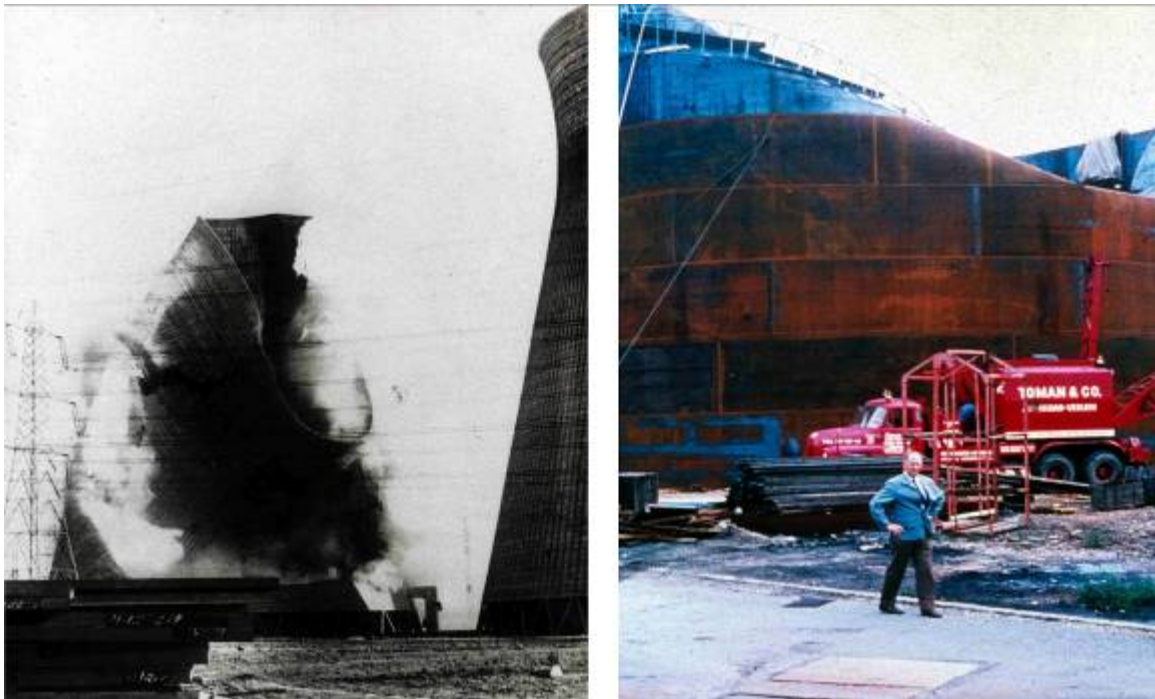


Abbildung 8.2.2.2: Herbststürme in Mitteleuropa: Einsturz eines Naturzugkühlturms und eines Öltanks

Windlasten

Windlasten werden in der Bauwerksaerodynamik als Tragwerkseinwirkungen in Form von Winddrücken oder Windkräften angegeben. Beide werden im Allgemeinen als von der Himmelsrichtung unabhängig wirkend angesehen [DIN E 1055-4, 6.1]. Winddrücke wirken auf außenliegende Oberflächen von Baukörpern ein, infolge der Durchlässigkeit von äußeren Hüllen aber auch auf innenliegende Oberflächen. Der Winddruck wirkt im Regelfall normal zur betrachteten Oberfläche.

Geschwindigkeitsdrücke	Die auf ein Bauwerk anzusetzenden Winddrücke oder Windkräfte sind auf die Geschwindigkeitsdrücke q_{ref} bezogen, welche an die Windgeschwindigkeiten v_{ref} gekoppelt sind. v_{ref} wird als extremales 10 min-Mittel mit einer 50-jährigen Wiederkehrperiode definiert (jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit: $p_f = 0,02$; DIN E 1055-4, 7.1). Diese Festlegung ist willkürlich; sie wird durch eine „volkswirtschaftlich akzeptable“ Windschadenrate gerechtfertigt [Kasperski, 2000].
Windzonenkarte	Die deutsche Windzonenkarte enthält jeweils verbindliche Werte von v_{ref} und q_{ref} . Dabei ist die Bundesrepublik Deutschland einschließlich des nationalen Teiles der Deutschen Bucht nach DIN 1055-4 (03/2005) in 4 Windzonen unterteilt, für welche in der Windzonenkarte (DIN E 1055-4, Anhang A) die dort maßgebenden extremalen 10 min-Mittelgeschwindigkeiten v_{ref} mit Auftretenswahrscheinlichkeiten von $p_f = 0,02$ und zugehörigen Geschwindigkeitsdrücken q_{ref} angegeben sind. Diese gelten für Meeresniveau. Der Staudruck q_{ref} ist um den höhenabhängigen Standortfaktor $(0,2 + H_s/1000)$ anzuheben, wenn der Bauwerksstandort über 800 m Seehöhe liegt. Für Kamm- und Gipfellagen der Mittelgebirge sowie generell für Hochgebirgsstandorte $H_s \geq 1100$ m werden Sonderüberlegungen empfohlen.
Entwurfsrelevante Geschwindigkeitsdrücke	Dem entwurfsmaßgebenden Geschwindigkeitsdruck $q(z)$ für einen Standort liegen in Abhängigkeit der Windzone extreme Böengeschwindigkeiten von 2 bis 4 Sekunden Dauer zugrunde. Hieraus entstehende, vereinfachte konstante Geschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe finden sich in Abhängigkeit der Windzonen in DIN E 1055-4, 10.2, Tabelle 2.
Höhenprofile $q(z)$ der maßgebenden Geschwindigkeitsdrücke	Die maßgebenden Geschwindigkeitsdrücke sind als Funktionen der Basisdrücke q_{ref} der 4 Windzonen und der Höhen z über Gelände in DIN E 1055-4, 10.3 angegeben: $q = q(z, q_{\text{ref}})$. Neben den dort enthaltenen Höhenprofilen für den Regelfall finden sich im Anhang B der Norm erweiterte Höhenprofile der Entwurfs-Windgeschwindigkeiten unter detaillierterer Berücksichti-

gung der Bauwerksumgebung, in der Bauwerksaerodynamik durch die Geländerauhigkeit gekennzeichnet.

Nicht-schwingungs-
anfällige
Konstruktionen

Bei ausreichend versteiften, nicht-schwingungsanfälligen Tragwerken werden Windwirkungen durch statische Ersatzlasten erfasst, die von den maßgebenden extremen Böenwindgeschwindigkeiten über den zugehörigen Geschwindigkeitsdruck $q(z)$, von der Tragwerksform über aerodynamische Beiwerte c und von der Windangriffsfläche A abhängig sind. Eine solche resultierende Windlast lautet somit in allgemeiner Form:

$$F_w = c_f \cdot q(z, q_{\text{ref}}) \cdot A_{\text{ref}}.$$

Tragwerke gelten übrigens als nicht-schwingungsanfällig, wenn ihre elastischen Verformungen unter Windeinwirkung durch Böenresonanz um nicht mehr als etwa 10% vergrößert werden [DIN E 1055-4, 6.2].

Schwingungs-
anfällige
Konstruktionen

Hier darf die Beanspruchung infolge von Böenerregung ebenfalls näherungsweise durch statische Ersatzlasten erfasst werden, die nun jedoch um den Böereaktionsfaktor G nach DIN E 1055-4, Anhang C, vergrößert werden müssen. Für solcherart beanspruchte Konstruktionen lautet somit eine bemessungsmaßgebende Windlast allgemein:

$$F_w = G \cdot c_f \cdot q(z, q_{\text{ref}}) \cdot A_{\text{ref}}.$$

Der Böereaktionsfaktor G ist hierin von der Turbulenzintensität des Windes, seinem Höhenprofil, dem sog. Spitzenwert und der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks, seiner Grundfrequenz, abhängig.

8.2.3 Kurzübersicht über DIN E 1055-4

8.2.3.1 Gefährdungspotenzial von Stürmen: Windzonen, Referenzgeschwindigkeiten und maßgebende Staudrücke

Die Windzonenkarte der Bundesrepublik Deutschland in DIN E 1055-4, Anhang A, beschreibt das Gefährdungspotenzial infolge von Stürmen. Sie bildet damit die Basis zur verbindlichen Festlegung der entwurfsrelevanten Windbeanspruchungen jedes in Deutschland nach den Landesbauordnungen zu errichtenden Bauwerks. Die Referenzgeschwindigkeiten und Referenz-Geschwindigkeitsdrücke liefern für jeden Standort in Deutschland extremale Referenz-Windgeschwindigkeiten von 10 min-Mittelungsdauer v_{ref} mit 50-jähriger Wiederkehrperiode sowie zugehörige Referenz-Staudrücke q_{ref} . Diese Werte sind international auf eine Höhe von 10 m über Bodenniveau bezogen und entstammen heute etwa 100-jährigen Aufzeichnungen des Deutschen Meteorologischen Dienstes.

Windgeschwindigkeitsmittel von 10 min Dauer v_{ref} bzw. deren Referenzdrücke q_{ref} sind natürlich als maßgebende Entwurfslasten wegen der kürzeren Böendauern für Tragwerksdimensionierungen viel zu niedrig. Daher werden diese Referenzangaben der jeweiligen Windzone in DIN E 1055-4, Abschnitt 10 und Anhang B, empirisch auf Zeitintervalle von 2 – 4 s extrapoliert, auf Böendauern also, die windphysikalisch für Tragwerksdimensionierungen erheblich wirklichkeitsnäher sind. Dadurch entstehen für jede Windzone entwurfsmaßgebende Geschwindigkeitswinddrücke q (q_{ref}, z). Ebenfalls erfolgt in den genannten Abschnitten von DIN E 1055-4 die Extrapolation der Geschwindigkeitsdrücke über die Bauwerkshöhe z , für niedrige Bauwerke bis 25 m Höhe als konstant über die Bauwerkshöhe wirkend, darüber durch empirisch belegte Exponentialgesetze (siehe **Abbildung 8.2.3.1.1**).

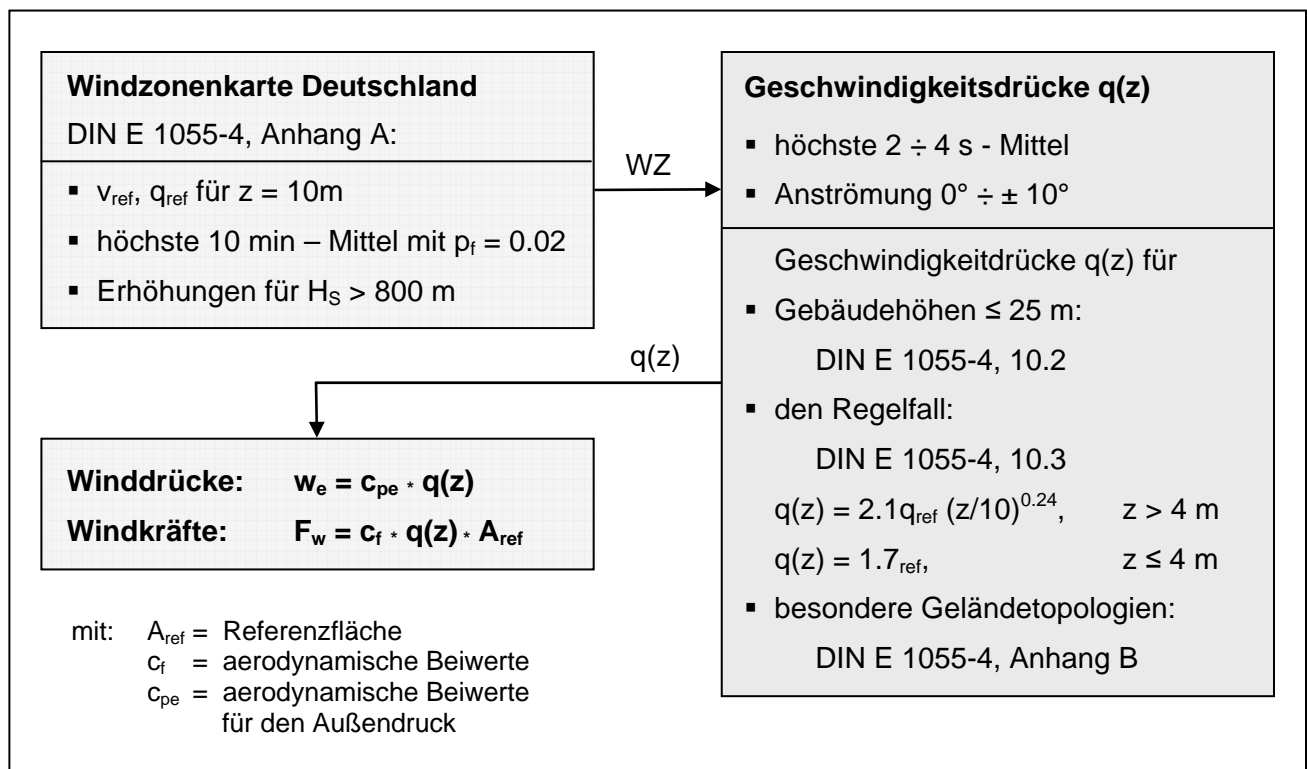


Abbildung 8.2.3.1.1: Von Windzonen der DIN E 1055-4 zu Bauwerkseinwirkungen

8.2.3.2 Schwingungsanfällige und nicht-schwingungsanfällige Tragwerke

Wenig verformbare Tragwerke sind i.a. schwingungsunempfindlich, in der Norm DIN E 1055-4 gelten sie daher als nicht-windschwingungsanfällig. Für diese Tragwerksklasse können die eben erläuterten, entwurfsrelevanten Geschwindigkeits-Winddrücke $q(q_{ref}, z)$ unmittelbar der Tragwerksdimensionierung zugrunde gelegt werden. Dies gilt natürlich nicht für generell schwingungsfähige, z.B. schlanke Tragstrukturen: Diese werden durch die Böigkeit des Windes und wind-typische Erregungsmechanismen zu Schwingungen angeregt, welche die mechanischen Beanspruchungen im Tragwerk erhöhen, gegebenenfalls Werkstoffermüdung hervorrufen (High-Cycle Fatigue) und damit die Tragwerkssicherheit erheblich reduzieren können. Solche Tragwerke gelten daher als windanfällig.

Als Klassengrenze zwischen Tragwerken, die eine zeitunabhängige (statische) Behandlung von Windwirkungen gestatten, und solchen, die eine Berücksichtigung der Schwingungseffekte erfordern, wird i.a. eine 10-prozentige Vergrößerung der statischen

schen Windverformungen durch die strömungs-induzierte Tragwerksdynamik [Eibl u. Häussler-Combe, 1997; Petersen, 1996] angesehen, d.h.

$$X_{\text{ges}} = X_{\text{stat}} + X_{\text{dyn}} \leq 1,10 X_{\text{stat}}.$$

Zur Abschätzung dieser Klassengrenze enthalten alle Windvorschriften empirische Überschlagsformeln. Das Konzept der alten DIN 1055-4 (08/1986) befindet sich auf **Abbildung 8.2.3.2.1**, es verknüpft das mittlere logarithmische Dämpfungsdekrement δ des vorliegenden Tragwerks mit einem Geometrieparameter, welcher die Gedrungtheit der Struktur abbildet. Aus beiden wird die Schwingungsempfindlichkeit abgeschätzt.

Das Abschätzungskonzept der DIN E 1055-4 enthalten in **Abbildung 8.2.3.2.2**, modifiziert das Vorgehen der alten Norm, ohne jedoch zu einer neuen tragwerksmechanischen Aussage zu gelangen. Um nicht die niedrigste Tragwerks-Eigenfrequenz verwenden zu müssen, verknüpft es nunmehr das logarithmische Dämpfungsdekrement δ und die Bauwerksgeometrie mit einer hypothetischen Kopfpunktverschiebung $x_s = x_{\text{stat}, G}$ des Tragwerks in Windrichtung unter der ebenfalls in Windrichtung angesetzten gesamten Eigenlast G . (Dies ist die versteckte Abhängigkeit von der Eigenfrequenz, welche genau wie die horizontale quasi-statische Tragwerksverschiebung ein Maß für die Flexibilität der Gesamtstruktur ist). Außerdem nimmt es Bezug auf die Bauhöhengrenze $h_{\text{ref}} = 25 \text{ m}$ niedriger Bauwerke [DIN E 1055-4, Abschnitt 10.2].

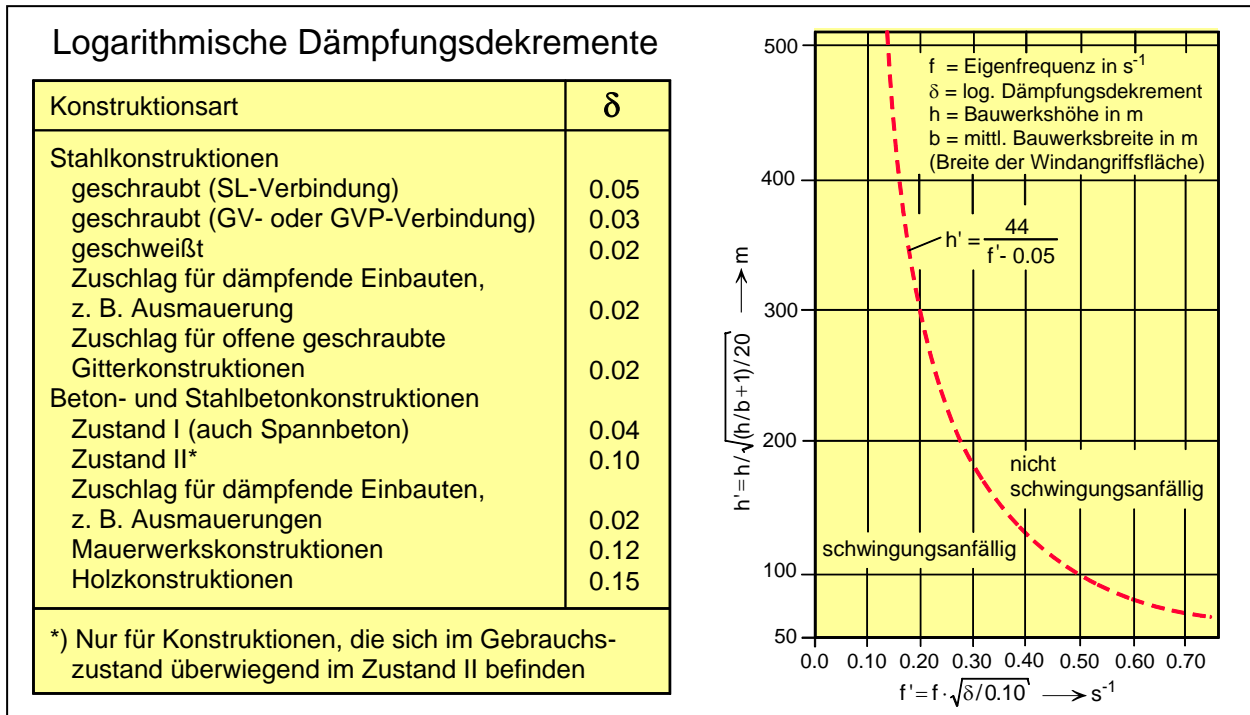


Abbildung 8.2.3.2.1: Abgrenzung schwingungsanfälliger von nicht schwingungsanfälligen Strukturen nach DIN 1055, Teil 4 (8/86)

$$\frac{\delta}{\left(\sqrt{\frac{25}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0.125 \sqrt{\frac{h}{25}} \right)^2} \geq \frac{x_G}{h} : \begin{array}{l} x_{G \text{ ges}} \leq 1.10 x_{G \text{ stat}} : \\ \text{nicht schwingungsanfällig} \end{array}$$

$$\frac{\delta}{\left(\sqrt{\frac{25}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0.125 \sqrt{\frac{h}{25}} \right)^2} < \frac{x_G}{h} : \begin{array}{l} \text{schwingungsanfällig:} \\ x_{G \text{ ges}} > 1.10 x_{G \text{ stat}} \end{array}$$

h Bauwerkshöhe in m

b Bauwerksbreite in m

x_G Kopfpunktverschiebung unter G in Windrichtung, in m

δ logarithmisches Dämpfungsdekrement nach DIN E 1055-4 Anhang F

Abbildung 8.2.3.2.2: Abgrenzung schwingungsanfälliger von nicht schwingungsanfälligen Strukturen nach DIN E 1055-4, 6.2

8.2.3.3 Windeinwirkungen auf nicht-schwingungsanfällige Tragwerke

Mit dem entwurfsmaßgebenden Geschwindigkeitswinddruck $q(q_{\text{ref}}, z)$ werden in DIN E 1055-4 Windeinwirkungen als Oberflächendrücke sowie als Oberflächenkräfte verfügbar gemacht, die als Windlasten in Sicherheitsanalysen im Sinne der Bauordnungen Verwendung finden müssen. Im Einzelnen werden diese folgendermaßen definiert:

$$w_e = c_{pe} \cdot q(z_e),$$

$$w_i = c_{pi} \cdot q(z_i),$$

$$F_w = c_f \cdot q(z_e) \cdot A_{\text{ref}}.$$

Hierin bedeuten:

w_e	auf eine Außenfläche eines Bauwerks wirkender Winddruck bzw. Windsog,
w_i	auf eine Innenfläche eines Bauwerks wirkender Winddruck bzw. Windsog,
F_w	auf ein Bauwerk oder Bauteil wirkende Gesamtwindkraft,
$q(\dots)$	entwurfsmaßgebender Geschwindigkeitswinddruck,
z_e, z_i	Bezugshöhen für die Druck- oder Kraftbeiwerte,
c_{pe}	aerodynamische Beiwerte für den Außendruck,
c_{pi}	aerodynamische Beiwerte für den Innendruck,
c_f	aerodynamische Kraftbeiwerte,
A_{ref}	Bezugsfläche für den aerodynamischen Kraftbeiwert c_f .

8.2.3.4 Aerodynamische Druck- und Kraftbeiwerte

Die DIN E 1055-4 enthält im Abschnitt 12 über fast 40 Seiten eine Sammlung aerodynamischer Beiwerte für die verschiedenartigsten Baukörper, aufbereitet für eine unmittelbare Anwendung im Standard-Ingenieurbau. Die aufgenommenen Baukörper werden strömungsmechanisch als Einzelobjekte (Solisten) angesehen, d.h. sowohl Interferenzen zwischen benachbarten Baukörpern als auch Abschattungswirkungen werden i.a. nicht berücksichtigt.

Durchgehend wird einzig für Dachflächen die wichtige Abhängigkeit dieser aerodynamischen Beiwerte von der Bezugsflächengröße A_{ref} angegeben, da die Böigkeit des natürlichen Windes physikalisch natürlich vom Beobachtungsmaßstab abhängt.

Dieses erfolgt so, dass die aerodynamischen Beiwerte $c_{pe,1}$ für $A \leq 1 \text{ m}^2$ und $c_{pe,10}$ für $A > 10 \text{ m}^2$ aufgeführt sind, und eine Interpolationsbeziehung für dazwischen liegende Bezugsflächengrößen angeboten wird. Diese turbulenzbedingte Abhängigkeit der Windkräfte vom Betrachtungsmaßstab entstammt theoretischen Überlegungen zur Größe der Turbulenzballen des natürlichen Windes. Der Anwender sollte nicht in den Fehler verfallen, hieraus Spitzendrücke (oder Spitzengeschwindigkeiten) von Tornados herleiten zu wollen. Derartige Naturerscheinungen sind in Mitteleuropa derartig selten, dass messtechnisch fundierte Aussagen über sie nicht existieren.

Abbildung 8.2.3.4.1 gibt einen Überblick über die in DIN E 1055-4, Abschnitt 12 enthaltenen geometrischen Körper, für welche aerodynamische Beiwerte aufgeführt sind. Für nicht aufgenommene Geometrien verweist DIN E 1055-4 auf die weitergehende Fachliteratur, siehe z.B. [Hucho, 2002]. Bei Erfordernis größerer Wirklichkeitsnähe werden Versuche in Grenzschicht-Windkanälen eingesetzt [WTG-Merkblatt, 1999] und zur Schadensvermeidung dringend empfohlen.

12.1	Prismatische Baukörper:	c_{pe}, c_{pi}
12.2	Freistehende Dächer:	c_p
12.3	Freistehende Wände:	c_p
12.4	Bauteile (Stäbe) mit rechteckigem Querschnitt:	c_f
12.5	Bauteile (Stäbe) mit kantigem Querschnitt:	c_f
12.6	Bauteile (Stäbe) mit polygonalem Querschnitt:	c_f
12.7	Zylinder:	c_p, c_f
12.8	Kugeln:	c_f
12.9	Fachwerke:	c_f
12.10	Brückenquerschnitte:	c_f
12.11	Flaggen:	c_f

Abbildung 8.2.3.4.1: Übersicht über aerodynamische Beiwerte für Körpergeometrien in DIN E 1055-4

8.2.3.5 Schwingungsanfällige Tragwerke

Alle bisherigen deutschen Windnormen waren stets so angelegt, dass sie schwingungsanfällige Tragwerke nicht favorisierten: Durch die Allgemeinheit genutzte Bauwerke sollen eben nicht schwingungsempfindlich sein, um den Nutzungskomfort durch gefühlte Bewegungen nicht zu beeinträchtigen. Diese Einschränkung gilt auch für die neue DIN E 1055-4, obwohl diese erstmals grundsätzlich auch dynamische Windwirkungen an Tragwerken bis hin zu aerodynamischen Instabilitätseffekten

zwecks möglicher Detailuntersuchung aufzählt. Die genannten dynamischen Phänomene an Tragwerken sind:

- böenerregte Schwingungen,
- wirbelerregte Querschwingungen infolge periodischer Wirbelablösung,
- selbsterregte Schwingungen, insbesondere Galloping und Flattern,
- Instabilitätsphänomene, beispielsweise Divergenzinstabilitäten,
- Interferenzschwingungen, verursacht durch benachbarte Baukörper,
- stochastische Translationsquerschwingungen und Torsionschwingungen,
- Schwingungen von Hängern und Seilen, verursacht durch Regen und Wind.

Das erste der aufgezählten Schwingungsphänomene wird in einer quasi-statischen Näherung in DIN E 1055-4, Anhang C, näher erläutert. Für die folgenden vier Phänomene finden sich Hinweise in DIN E 1055-4, Abschnitt 11, sowie in den Anhängen D und E. Es sei aber betont, dass DIN E 1055-4 für echte Windschwingungsanalysen von Tragwerken, etwa im Rahmen von Sicherheitsnachweisen für besonders risikobehaftete bauliche Anlagen, nur äußerst lückenhafte Angaben bereithält. Insbesondere fehlen alle hierin erforderlichen Angaben zu den zu berücksichtigenden Einwirkungsfrequenzen sowie Schwingungszyklen, die beispielsweise für Ermüdungsanalysen von grundlegender Bedeutung sind.

8.2.3.6 Böenerregte Tragwerksschwingungen

Als einziges Analysekonzept für windinduzierte Tragwerksschwingungen in Windrichtung enthält DIN E 1055-4 ein Konzept zur Ermittlung von quasistatischen Zustandsgrößen für Böenerregung. Das Verfahren beruht auf der Ermittlung eines Böereaktionsfaktors G für die Grundschiwingung eines vertikalen, linear-elastischen Kragsystems. Es darf ebenfalls auf horizontale Tragsysteme mit ähnlich einfachen Schwingungsformen, beispielsweise Einfeldträgern von Brücken, angewendet werden. Das Verfahren gilt ausdrücklich nicht für durchlaufende Systeme, abgespannte Maste, seilverspannte Brücken oder Bogenbrücken, wofür erhebliches Fachwissen der Bauwerksaerodynamik erforderlich ist. Es erfasst ausdrücklich keine Schwingungen quer zur Windrichtung, welche durch Wirbelablösungen verursacht werden können.

In bewusster Analogie zu nicht-schwingungsanfälligen Tragwerken wird die quasi-statische Ersatz-Windkraft F_{wd} durch

$$F_{wd} = G \cdot c_f \cdot q_m(z_{eff}) \cdot A_{ref}$$

definiert, gegenüber Abschnitt 8.2.3.3 nunmehr ergänzt um den Böreaktionsfaktor G . Im Gegensatz zum Geschwindigkeitsdruck $q(q_{ref}, z)$ bei nicht-schwingungsanfälligen Tragwerken enthält DIN E 1055-4 für Böendynamik keine Abhängigkeit von den Spitzengeschwindigkeiten v_{ref} der einzelnen Windzonen, sondern eine solche von den mittleren Geschwindigkeiten v_m von vier Geländekategorien (I: Flaches Land, II: Landwirtschaftliches Gebiet, III: Vorstadt, IV: Stadtgebiet), die in DIN E 1055-4, Anhang B, genauer definiert sind. Böenerregte Tragwerksschwingungen werden nämlich in erster Linie von der aktuellen Turbulenzintensität des Windes beeinflusst, die von der Geländetopologie abhängt, nicht vom 10 min-Geschwindigkeitsmittel. Die in DIN E 1055-4, Anhang B.2 tabellarisch enthaltenen Höhenprofile von v_m werden durch die Beziehung

$$q_m = 0,50 \rho v_m^2$$

in mittlere Geschwindigkeitsdrücke q_m umgerechnet. z_{eff} stellt dabei diejenige Tragwerkshöhe über Grund dar, in welcher der gedachte Schwerpunkt des Windstaudrucks q_m angreift.

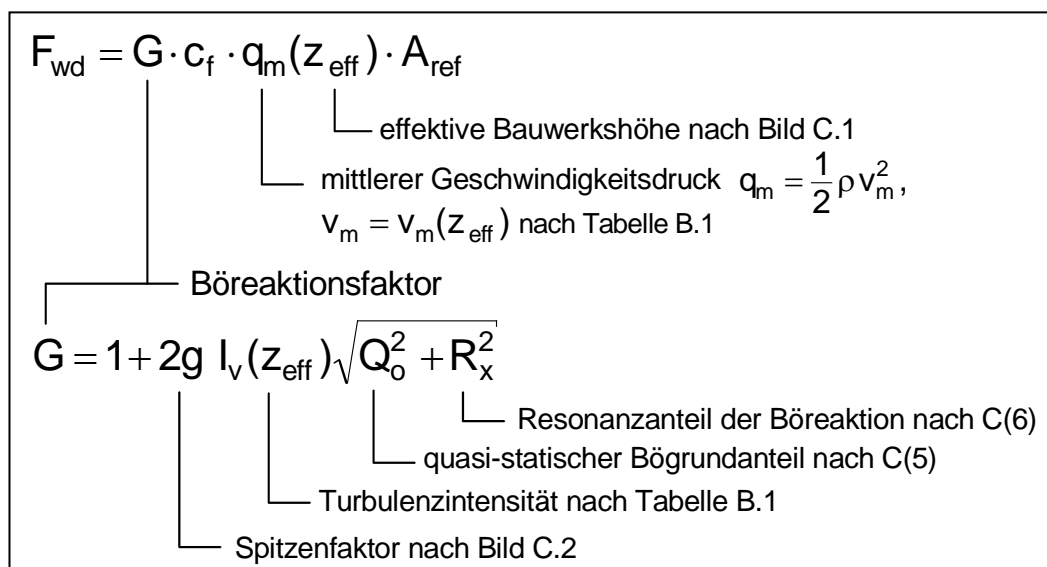


Abbildung 8.2.3.6.1: Quasi-statische Wind-Ersatzkraft für Böenerregung nach DIN E 1055-4 Anhang C

Der erhaltene Ausdruck F_{wd} wird im Sicherheitsnachweis als quasi-statische Ersatzlast wie jede andere zeitunabhängige Tragwerkseinwirkungen behandelt. Abbildung 8.2.3.6.1 enthält eine Kurzanleitung zum prinzipiellen Vorgehen bei der Ermittlung von G als Einführung in das sehr viel detailliertere Berechnungsschema der Norm [DIN E 1055-4].

8.3 Sachstandsanalyse: Erdbebeneinwirkungen auf Tragwerke

8.3.1 Mögliche Defizite bei Produktionsanlagen

Vor einer Detailerläuterung der seismischen Einwirkungen auf beliebige bauliche Anlagen (Tragwerke) der Landesbauordnungen sollen hier drei mögliche Defizitquellen der seismischen Sicherheit genannt werden, um die Aufmerksamkeit des Lesers bereits hier zu schärfen. Im Einzelnen werden diese im Kapitel 8.7 begründet. Mögliche Defizitquelle entstehen durch:

- die Neufassung der DIN 4149 mit einer Neuregelung des seismischen Gefährdungspotenzials;
- die zu späte bauaufsichtliche Einführung der alten Erdbebenvorschrift DIN 4149 in NRW erst im Jahre 1993;
- das Verfahren der baurechtlichen Mitgenehmigung für Anlagen durch die immissionsschutzrechtlichen Genehmigungsbehörden.

In den vergangenen 20 Jahren, insbesondere nach dem Roermond-Erdbeben vom 13.04.1992, ist man – synchron mit weltweit in Japan und den USA (Kalifornien) gewonnenen Erkenntnissen – zu einer erheblich verschärften Einschätzung des Erdbebenrisikos in NRW gelangt. Dies hat zu generellen Erhöhungen der bei Tragwerksentwürfen zu berücksichtigenden seismischen Einwirkungen geführt. Selbst Anlagen, die vor 1993 entworfen wurden und bei denen die Gefährdung durch Erdbeben berücksichtigt wurde, können daher seismisch unterdimensioniert sein.

Sehr viel wahrscheinlicher aber ist, dass ältere Betriebsanlagen in seismischen Risikozonen des Landes erdbebenmäßig überhaupt nicht abgesichert sind, da vor 1993 die DIN 4149 bauaufsichtlich in NRW eben nicht eingeführt war. Weil in diesem Fall die Assekuranzen seismische Risiken nicht standardmäßig versichern, wurden diese in vielen Fällen schlicht ignoriert (Prinzip des scheinbar höheren Wissens).

Die baurechtliche Mitwirkung bei einem BlmSchG-Genehmigungsverfahren läuft i.a., wie bereits unter 8.2.1 dargelegt, so ab, dass die federführende Genehmigungsbehörde vom zuständigen Bauordnungsamt Amtshilfe erbittet. Letzteres urteilt jedoch nach Kategorien der Bauordnung (Baukörperhöhe), die für seismische Beanspruchungen i.a. völlig unzutreffend sind. Hier sind zur Durchführung der Risikoeindämmung bereits nach dem (internationalen) „State-of-the-Art“ sehr vertiefte Kenntnisse der Baudynamik erforderlich, die ein normaler Bauingenieur in NRW nicht besitzt.

Unabhängig hiervon wäre bei der Bewertung seismischer Risiken von Anlagen somit besonders zu prüfen,

- ob Anlagenteile gegenüber der neuen Norm DIN 4149 (04/2005) korrekt bewertet wurden,
- ob grundsätzliche Defizite im Vollzug bestehen oder bestanden,
- ob dies zu grundsätzlichen Defiziten im Bestand geführt haben könnte,

damit der nach BlmSchG und StörfallV für die Sicherheit seiner Anlage verantwortliche Betreiber seiner Verantwortung auch nachkommen kann. Bekanntlich waren/sind in Sicherheitsanalysen/Sicherheitsberichten die Gefahrenquellen unabhängig vom Baurecht zu prüfen. Erforderlich wäre auch, dass die federführende Genehmigungsbehörde im Verfahren nach dem BlmSchG eine Zusammenarbeit von Prüfstatiker und Prüfer der Anlagensicherheit eines Betriebsbereiches nach der StörfallV gewährleistet.

8.3.2 Grundbegriffe des Erdbebeningenieurwesens

Nach dem heutigen Erkenntnisstand der Geowissenschaften besteht der Erdmantel aus einer ca. 100 km dicken Außenschale, der sog. Lithosphäre. Darunter liegt die dickflüssige Astenosphäre, die in mehreren Stufen in den flüssigen Erdkern übergeht. Die Lithosphäre besteht aus einzelnen plattenförmigen Strukturen, die auf der Astenosphäre schwimmen und sich durch primär thermisch verursachte Strömungsprozesse des Magma bewegen. Die Plattenränder reiben dabei aneinander und schaffen so die Ursache für eine Vielzahl von Phänomenen, vom Vulkanismus über Gebirgsfaltungen bis zu seismischen Ereignissen.

Erdbeben werden in der freien Natur als wellenartige Bodenbewegungen wahrgenommen. Physikalisch stellen sie räumliche Wellenprozesse dar, die vom Erdbebenherd ausgehen und ihre Energie in alle Richtungen der Lithosphäre abstrahlen. Die Geophysik unterscheidet dabei als Auswirkungen kinematischer Prozesse

- Längswellen (P-Wellen, Kompressionswellen) und
- Transversalwellen (S-Wellen, Scherwellen).

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der transversalen Scherwellen v_s ist wesentlich kleiner als diejenige der Kompressionswellen v_p . Typische Wellengeschwindigkeiten sind $v_p \approx 6 - 8 \text{ km/s}$ gegenüber $v_s \approx 3 - 5 \text{ km/s}$. Treffen diese Erdbebenwellen auf die freie Erdoberfläche, so entstehen sogenannte Oberflächenwellen, die geophysikalisch in RAYLEIGH- und LOVE-Wellen unterteilt werden. Als Folge eines seismischen Ereignisses werden i.a. nur diese Wellen gemessen. Sie sind für seismische Schädigungen an Bauwerken verantwortlich.

Seismische Schäden an Bauwerken und baulichen Anlagen sind somit primär eine Folge der oberflächennahen Bodenwellen. Für Bauwerke sind diese äußerst schädigungspotent, d.h. sicherheitsgefährdend und kostenintensiv, wie die **Abbildungen 8.3.2.1** und **8.3.2.2** exemplarisch belegen.



Abbildung 8.3.2.1: Seismische Bauwerksschäden: Vollständige Zerstörung des Erdgeschosses (links) und des kompletten Brückenüberbaus (rechts)



Abbildung 8.3.2.2: Seismischer Bauwerksverlust durch Bodenverflüssigung

Im Gegensatz zu Sturmschäden mit häufig lokaler Charakteristik ist bei Erdbeben fast immer die komplette bauliche Anlage betroffen. Wegen der seit ca. 1970 sehr intensiven baulichen Risiko- und Schadensforschungen in den Industrienationen mit seismisch aktiven Zonen ist hier heute selbst bei sehr starken Beben meist nur eine mäßige Zahl von Menschenlebenverlusten zu beklagen: Tokio 1923: 143.000 Tote, Tangchan 1976: 290.000 Tote, dagegen Kobe 1995: 6.350 Tote, Taipei 2001: 2000 Tote. Umso höher liegen die entstehenden Sachschäden, die bei vielen Einzelobjekten Totalschäden sind. So bezifferten sich die Gesamtschäden auf: Tokio 1923: 2,8 Mrd. US\$, Kobe 1995: 100 Mrd. US\$.

Die meisten Beben besitzen als geo-seismische Flachbeben ihren Ursprung in Tiefen des Erdmantels von 50 bis 80 km. Tiefbeben unterhalb von 300 km spielen für Erregungen auf der Erdoberfläche und damit für das seismische Risiko im Ingenieurwesen keine wesentliche Rolle mehr. Derjenige Punkt der Erdoberfläche, der in kürzester Entfernung zum Bebenherd, dem Hypozentrum, liegt, heißt Epizentrum. Die (senkrechte) Entfernung zwischen Epizentrum und Hypozentrum ist die Herdtiefe. Die Oberflächenentfernung eines Beobachtungspunktes von Epizentrum wird als Epizentralentfernung bezeichnet, die direkte, schräg durch die Erde gemessene Entfernung zum Bebenherd als Hypozentralentfernung [Bachmann, 1995; Meskouris und Hinzen, 2003].

Seit Jahrhunderten haben Menschen versucht, die verheerenden Auswirkungen seismischer Ereignisse zu erklären und zu klassifizieren. Während im Abendland bis weit in das Mittelalter hinein Erdbeben eher theologisch-mystische Begründungen erfuhren, existierten hierzu bereits im antiken China vor ca. 2200 Jahren entsprechende Gerätschaften. Die heutige Geophysik befasst sich intensiv mit Theorien zum Geschehen im Erdbebenherd und seiner nächsten Umgebung, den lokalen Bruch-

vorgängen mit den freigesetzten Formänderungsenergien sowie dadurch aktivierten Kräften, Momenten, Verschiebungen und Energien.

In der modernen Ingenieurseismologie, die sich mit Bebenauswirkungen auf die menschliche Umwelt befasst, spielen diese geophysikalischen Begriffe und Theorien nur eine untergeordnete Rolle. Hier stehen empirische Aussagen über die „Erdbebenstärke“ im Vordergrund [Klein, 1993]. Eine der bekanntesten Maße der Erdbebenstärke ist die Richter-Magnitude M_L , die 1935 von dem langjährigen Leiter des seismologischen Instituts der University of California in Berkeley, C. F. RICHTER, als

$$M_L = \log A - \log B$$

eingeführt wurde. Darin sind die A und B gemessenen Bodenverschiebungen eines betrachteten Bebens in einer festgelegten Entfernung. Auch diese, nach oben offene Richterskala ist als Maß für die seismische Beanspruchung von bautechnischen Anlagen und Strukturen nicht überaus geeignet. Besser geeignet sind empirische standortbezogene, energie- oder bodenbeschleunigungsabhängige Parameter, die als Intensitäten bezeichnet werden.

Mit der Einführung seismischer Intensitäten versucht die Ingenieurseismologie, Erdbebenstärken nach Schadensauswirkungen zu klassifizieren [Grünthal 1998]. Aus der Erdbebenforschung des vergangenen Jahrhunderts weiß man, wie bereits erwähnt, dass Schäden an baulichen Anlagen vornehmlich durch die wirksam werdenden seismischen Oberflächen-Beschleunigungen in horizontaler sowie vertikaler Richtung verursacht werden und natürlich bauartenabhängig sind. In Europa und in den USA haben sich zur Klassifizierung des seismischen Risikos baulicher Anlagen heute 12-stufige Intensitätsskalen durchgesetzt, während in Japan die 7-stufige Skala des dortigen meteorologischen Dienstes angewendet wird [Wakabayashi, 1986].

Lange Zeit fand in Europa die (12-stufige) MEDWEDEW-SPONHEUER-KARNIK-Skala (MSK-Skala) Anwendung. Aus dieser ist die derzeit in Europa favorisierte EUROPEAN MACROSEISMIC SCALE EMS [Grünthal, 1998], vor allem durch Berücksichtigung neuerer bautechnischer Entwicklungen, hergeleitet worden. In den USA ist die MODIFIZIERTE-MERCALLI-Skala verbreitet, während in Japan die (7-stufige) JMA-Skala verwendet wird. In Italien wurde Ende des 19. Jahrhunderts die 10-teilige ROSSI-FOREL-Skala als RF-Skala entwickelt.

	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
EMS 1998												
MM 1956	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
RF 1883	I	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X			
JMA 1951	I		II	III	IV	V		VI		VII		

EMS - Intensität	Merkmale	Maximalbeschleunigung
1 (I)	nicht fühlbar	
2 (II)	kaum bemerkbar	
3 (III)	bemerkbar	
4 (IV)	deutlich	< 0.03 g
5 (V)	stark	< 0.03 g
6 (VI)	leichte Gebäudeschäden	0.03 ÷ 0.10 g
7 (VII)	Gebäudeschäden	0.10 ÷ 0.20 g
8 (VIII)	schwere Gebäudeschäden	0.20 ÷ 0.40 g
9 (IX)	zerstörend	0.40 ÷ 0.80 g
10 (X)	sehr zerstörend	0.80 ÷ 1.50 g
11 (XI)	verwüstend	> 1.50 g
12 (XII)	vollständig verwüstend	> 1.50 g

Abbildung 8.3.2.3: Zuordnung makroseismischer Intensitätsskalen sowie von EMS 98-Merkmalen zu max. Bodenbeschleunigungen [DIN 4149, A]

Abbildung 8.3.2.3 vergleicht im oberen Teil die verschiedenen heute im Gebrauch befindlichen makroseismischen Intensitätsskalen und gibt gleichzeitig im unteren Teil Korrelationen der EMS-Intensitäten I mit menschlichen Wahrnehmungen bzw. Schadensausmaß an. **Abbildung 8.3.2.4** des Geo-Forschungszentrums München zeigt eine Aufnahme dieser makroseismischen Gefährdungskarte, die im Zusammenhang mit der Erdbebengefahr in der Region entspricht in etwa der



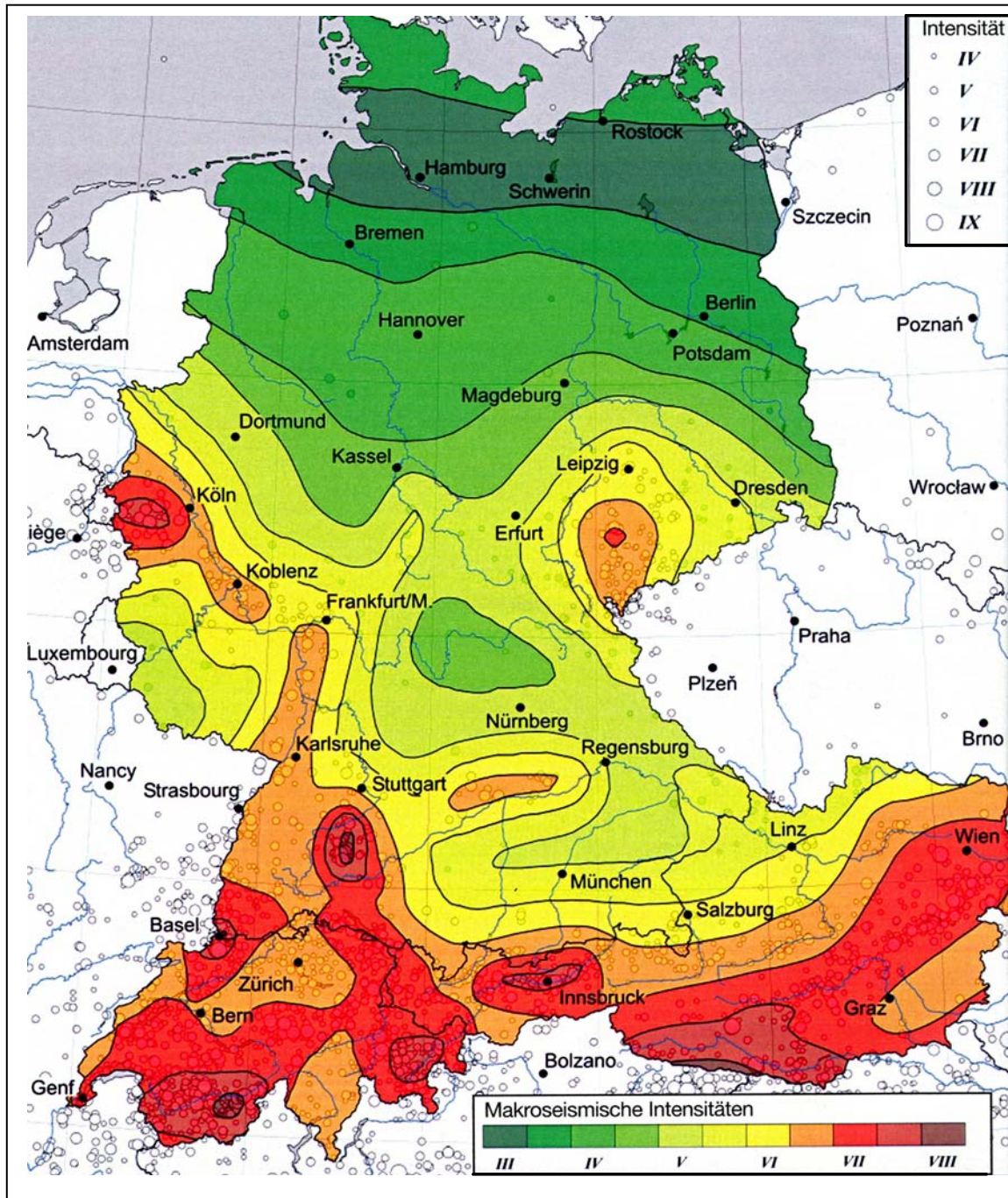


Abbildung 8.3.2.4: Karte der EMS-Intensitäten (Geo-Forschungszentrum Potsdam)

Abbildung 8.3.2.3 ordnet diesen EMS-Intensitäten maximal auftretende Bodenbeschleunigungen zu [DIN E 4149 (04/2005); Grünthal, 1998], dem für das Erdbebeningenieurwesen wichtigsten Parameter.

Aus Abbildung 8.3.2.4 lässt sich ablesen, dass in Deutschland drei Landschaften mit jeweils gleich hoher EMS-Intensität VII+ existieren: Der Raum südlich von Stuttgart, das deutsch-schweizerische Grenzgebiet um Basel sowie ein Gebiet zwischen Köln

und Aachen. Insbesondere die zwischen Köln und Aachen lebenden Menschen sind sich ihres seismischen Risikos nach Erfahrungen der Verfasser kaum bewusst.

Die während eines Bebens möglicherweise maximal auftretende Bodenbeschleunigung gibt natürlich allein keine erschöpfende Auskunft über die seismische Gefährdung eines Standorts. Zur Abschätzung möglicher Erdbebenschäden bzw. zur seismischen Sicherheitseinstufung und damit Schadensabwehr sind statistische Aussagen über die jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeiten von Beben mit vorgegebenen Intensitäten erforderlich. Dieses ist der große Schwachpunkt der gesamten Gefahrenabwehr im Erdbebeningenieurwesen. Bedeutende seismische Ereignisse treten (glücklicherweise) in vielen bewohnten Gebieten unserer Erde nur äußerst selten auf, oft sind sie nur aus geschichtlichen Ereignissen bekannt und daher weit von einer eindeutigen Quantifizierbarkeit entfernt. Anders als im Windingenieurwesen mit erinnerbaren Schadenshäufigkeiten sind bemessungsrelevante seismische Ereignisse mit viel kleineren Auftretenswahrscheinlichkeiten und daher größeren statistischen Ungenauigkeiten behaftet. Deshalb darf in den Normen des Bauwesens seismischen Einwirkungen stets mit geringeren Sicherheiten begegnet werden.

Diese geringeren Sicherheiten dürfen keinesfalls als eine „amtliche“ Geringschätzung des seismischen Risikos interpretiert werden; sie berücksichtigen lediglich die geringere Schadenshäufigkeit, bezogen auf die mittlere Lebensdauer eines Bauwerks von ungefähr 50 Jahren. Auch die geringeren Sicherheitsmargen sind noch so hoch, dass der Primat des Personenschutzes bei einem Beben stets erfüllt wird.

Seismische Gefährdungsanalysen bilden die Grundlage jeder seismischen Sicherheitsbetrachtung technischer Anlagen und Strukturen. Wegen des weltweiten Trends zur Bildung von Megastädten stellen derartige Analysen eine interdisziplinäre Herausforderung dar [Fuchs u. Wenzel, 2000]. Sie können sowohl auf deterministischer Basis (deterministic seismic hazard analysis) als auch auf probabilistischer Grundlage (probabilistic seismic hazard analysis) erstellt werden [Reiter, 1990; Meskouris u. Hinzen, 2003]. Für die Standardfälle des Bauwesens in Deutschland ist die Gefährdungsanalyse im Kapitel 5 der DIN 4149 (04/2005) in für übliche seismische Risiken ausreichend grober Zonierung vorweggenommen worden. Für Anlagen mit besonderem Gefährdungspotenzial (kerntechnische Anlagen, chemische Produktionsbetriebe) könnten diese Angaben durch Mikrozonierung höher aufgelöst werden, ein allerdings wenig empfehlenswertes Vorgehen (siehe Abschnitt 8.7.3.4).

Für die seismische Beanspruchung von Tragwerken wichtige Parameter sind in Beschleunigungs-Zeitverläufen von Beben enthalten, die durch Seismographen auf-

gezeichnet werden: Bebindauer, Frequenzgehalt, seismische Energie, Starkbebindauer. Alle diese charakteristischen Merkmale von Beben können im Einzelfall starken Schwankungen unterliegen. Als typische Beispiele zeigt Abbildung 8.3.2.5 zwei während des Montenegro-Erdbebens von 1979 aufgezeichnete Akzelerogramme, links die Ost-West-Komponente im Hotel Albatros in Ulcinj, rechts die gleiche Komponente des näher am Epizentrum gelegenen Hotels Oliva in Petrovac. Deutlich erkennt man den linken Beschleunigungsverlauf als Teil des rechten, der jedoch eine erheblich längere Bebindauer aufweist.

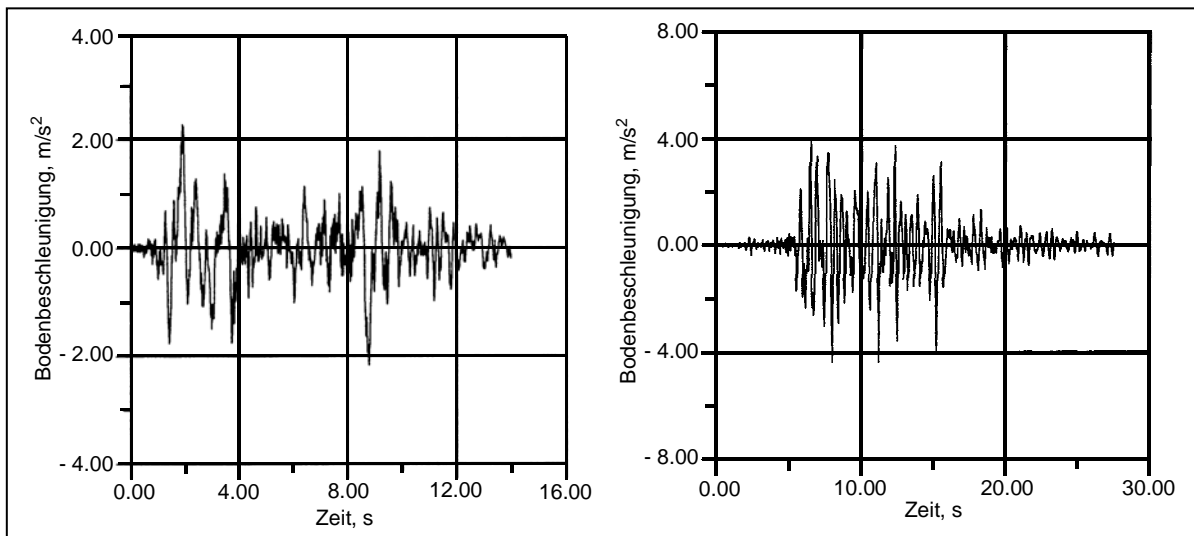


Abbildung 8.3.2.5: Beschleunigungszeitverläufe des Montenegro-Bebens 1979, Hotel Albatros in Ulcinj (links), Hotel Oliva in Petrovac (rechts)

Aus den Beschleunigungszeitverläufen ist unmittelbar der Größtwert PGA (Peak ground acceleration) der Bodenbeschleunigung abzulesen, ein wichtiger Entwurfsparameter für die seismische Gefahrenabwehr von baulichen Anlagen, das sogenannte a-seismische Konstruieren. Um die während eines Bebens an einem Standort dissipierte Energie abzuschätzen, verwendet man folgende Kenngrößen:

- den Effektivwert (RMS-Wert) der Bodenbeschleunigung:

$$\text{RMS} = \sqrt{\frac{1}{s} \int_{t=0}^{t=s} a^2 dt}$$

- und die Arias-Intensität AI:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_{t=0}^{t=s} a^2 dt.$$

In beiden Integralausdrücken bezeichnet s die Bebdauer während der 5% - 95% Phase, $a = a(t)$ den Beschleunigungszeitverlauf und g die Gravitationskonstante. Für die beiden Akzelerogramme auf der Abbildung 8.3.2.5 gewinnt man hieraus folgende Kennwerte des Bebens [Meskouris, 1999]:

Akzelerogramm	PGA [m/s ²]	AI [m/s]	Bebdauer 5% - 95%
Albatros	2,29	0,68	9,7 s
Oliva	4,43	4,46	10,6 s

Zur quantitativen Erfassung der Bebenwirkungen auf ein Tragwerk stellen lineare seismische Antwortspektren ein hervorragendes Hilfsmittel dar. Lineare Antwortspektren für ein vorgegebenes Akzelerogramm $a(t) = \ddot{u}_g(t)$ werden als dessen Auswirkungen auf eine Serie von linearen Einmassenschwingern mit vorgegebener Dämpfung D und variabler Eigenkreisfrequenz ω_i , Eigenfrequenz f_i oder Eigenperiode T_i (zwischen ca. 0.01s und ca. 100s) gewonnen. Diese Einmassenschwinger werden nacheinander der Fußpunkterregung $-\ddot{u}_g(t)$ unterworfen. Die zugehörige Bewegungsgleichung

$$\ddot{u} + 2D\omega_i\dot{u} + \omega_i^2 u = -\ddot{u}_g(t)$$

wird i.a. mittels des DUHAMEL-Integrals gelöst, und die maximale Auslenkung dieses Einmassenschwingers i (mit der Kreisfrequenz ω_i), relativ zu seinem sich verschiebenden Fußpunkt, bestimmt: $u_{i\max} = S_{d\ i}$. Diese $S_{d\ i}$ -Werte stellen bereits unmittelbar die Verschiebungs-Spektral-ordinaten (Index d: displacement) dar. Mit der Annahme harmonischer Funktionen werden zugehörig zu S_d sodann Spektralordinaten S_v für die (Pseudo-) Geschwindigkeiten \dot{u} (Index v: velocity) und S_a für die (Pseudo) Beschleunigungen \ddot{u} (Index a: acceleration) eingeführt:

$$S_d = S_v / \omega_i = S_a / \omega_i^2.$$

Die Vorsilbe „Pseudo“ wurde von den Berichterstattern hinzugefügt, um deutlich zu betonen, dass es sich hierbei nicht um maximale Geschwindigkeiten und Beschleuni-

gungen eines Bebens handelt, sondern lediglich um die aus gemessenen, maximalen Verschiebungen unter Annahme eines hypothetischen harmonischen Schwingungsprozesses ermittelte Werte.

Derartige Maßstabsverschiebungen besitzen den großen Vorteil, dass man nur mit einem einzigen Spektrum arbeiten muss, aus welchem die auftretenden Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen abgeschätzt werden können.

Abbildung 8.3.2.6 zeigt die aus den Akzelerogrammen Albatros und Oliva der früheren Abbildung 8.3.2.5 berechneten Spektren in der international üblichen dreifach logarithmischen Darstellung.

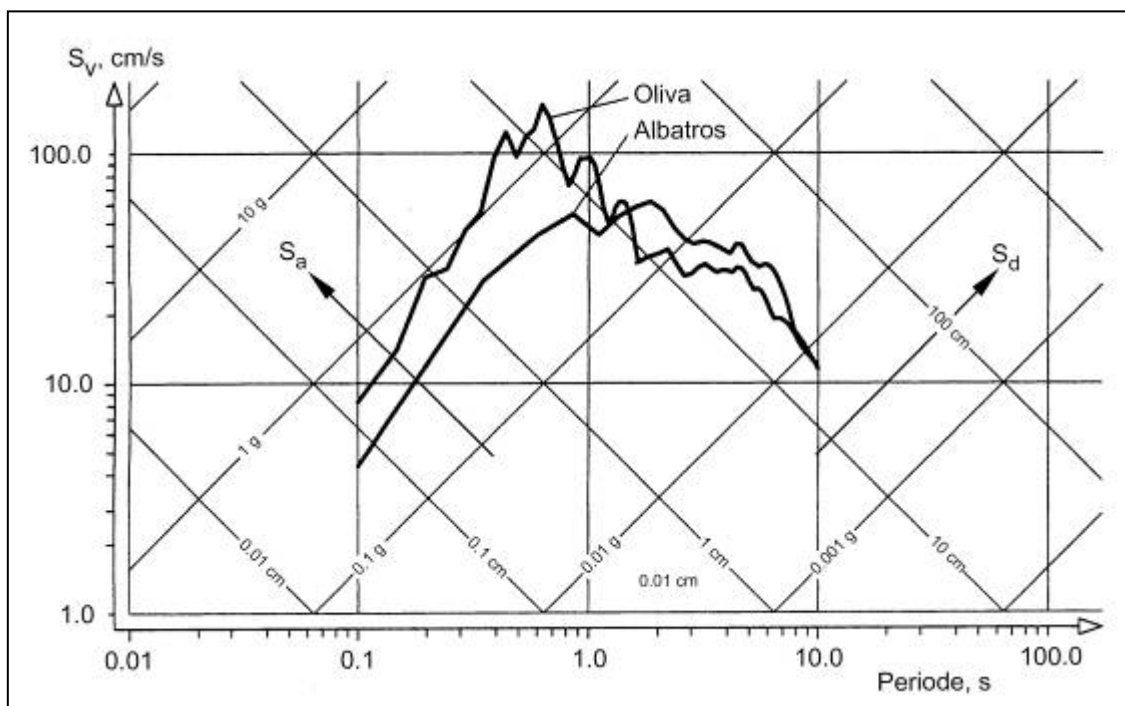


Abbildung 8.3.2.6: Dreifach logarithmische Darstellung der Spektren der Albatros- und Oliva-Akzelerogramme [Ghosh, 1997]

Um dem stochastischen Charakter von Erdbeben nahe zu kommen, werden zur Herleitung von Entwurfsantwortspektren in Normen möglichst je Standort mehrere gemessene Akzelerogramme herangezogen, in denen sich unterschiedliche seismische Herdcharakteristika und geologische Untergrundverhältnisse widerspiegeln sollten. Für jedes Akzelerogramm werden nun, wie in **Abbildung 8.3.2.7** dargestellt, die Systemantworten einer stetigen Schar linearer Einmassenschwinger ω_i und vorgegebener Dämpfung ξ ermittelt. Durch Auftragen der maximalen relativen Auslenkung $u_{i \max}$ jedes Schwingers, die natürlich zu verschiedenen Zeitpunkten auftreten, über der jeweiligen Eigenkreisfrequenz ω_i (oder Eigenperiode T_i) entsteht schließlich das der jeweiligen Erregung zugeordnete Verschiebungsspektrum $S_d(\omega_i, \xi)$.

Offensichtlich geht bei dieser Transformation von Akzelerogrammen in ein Frequenzspektrum die ursprüngliche Zeitinformation gänzlich verloren, was zu gewissen Superpositionsproblemen bei den im Bauwesen üblichen Vielmassenschwingern führen kann. Für Entwurfszwecke werden derartig ermittelte Spektren noch durch Bildung der Einhüllenden geglättet und auf einen geeigneten Bezugswert normiert, beispielsweise bei $T_i = 1$, wie im unteren Teil von Abbildung 8.3.2.7 angedeutet wurde [Krätzig u. Meskouris, 1990].

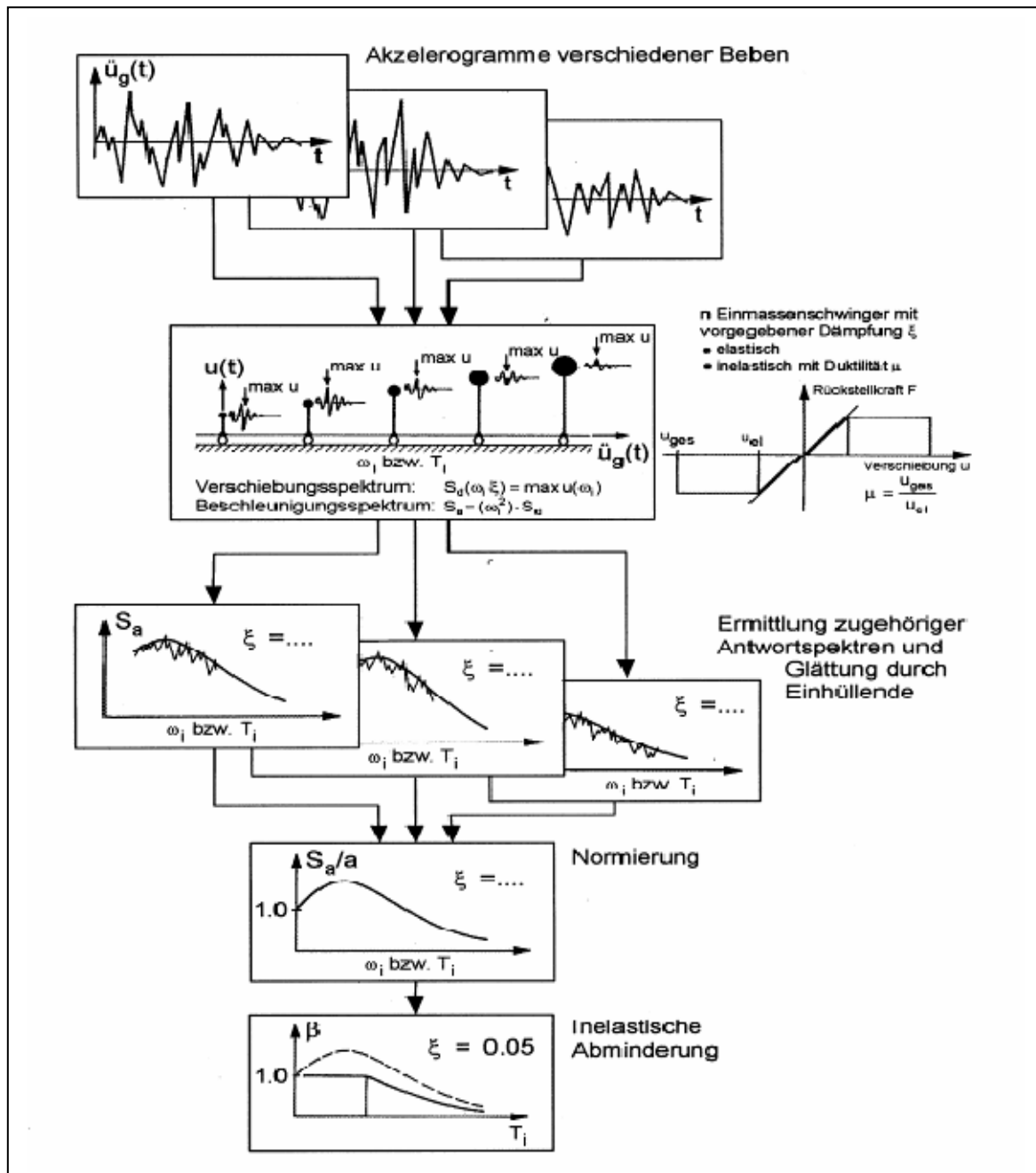


Abbildung 8.3.2.7: Ermittlung elastischer und inelastischer Normen-Entwurfsspektren

Oftmals werden noch unterschiedliche Baugrundklassen eines Standorts unmittelbar in diese Entwurfsantwortspektren eingearbeitet, wie in der erneut dreifach logarithmischen Darstellung auf **Abbildung 8.3.2.8** geschehen. Die dortigen NEWMARK-HALL-Spektren entstammen [Newmark u. Hall, 1973] und sind – in Modifikationen - über viele Jahre auf der ganzen Welt verwendet worden.

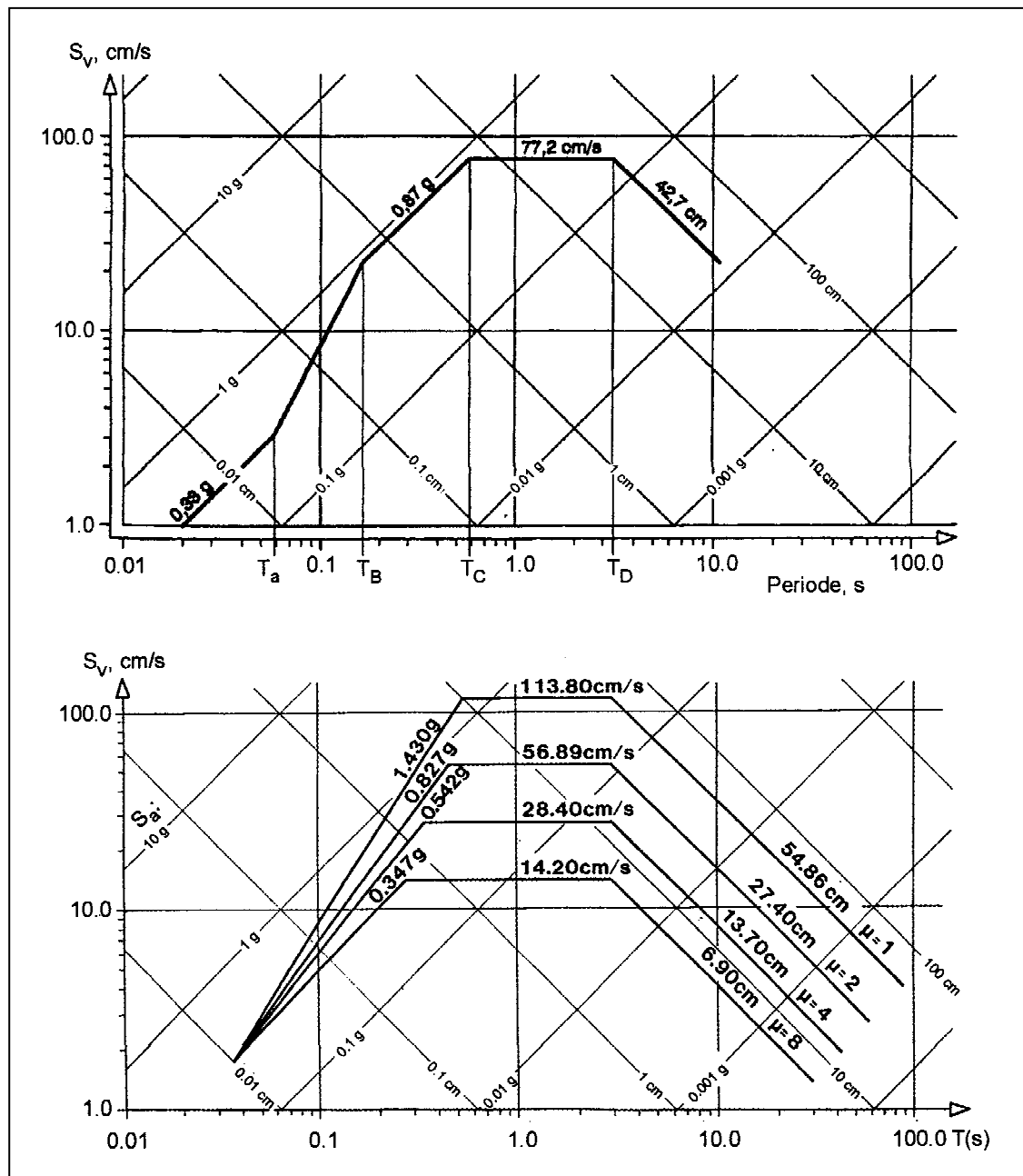


Abbildung 8.3.2.8: Elastische (oben) und inelastische Entwurfs-Antwortspektren (unten) nach NEWMARK-HALL

Die Erdbebensicherheit von Tragwerken wird nach heutigem Stand der Technik fast immer noch mittels linear elastischer Tragwerksmodellierungen nachgewiesen. Dagegen wird bei jedem Bebenereignis mit ausgeprägten Gebäudeschäden deutlich, dass die tatsächlich aktivierten Beanspruchungen bis weit in den inelastischen Baustoffbereich hinein erfolgten. Um diesem Widerspruch zu begegnen, kann man bei der Spektraltransformation auf Abbildung 8.3.2.7 auch elasto-plastische Einmassenschwinger mit vorgegebener Duktilität μ zugrunde legen. Bei diesen wird die Duktilität als Verhältnis der maximalen elasto-plastischen Gesamtverschiebung u_{ges} zur elastischen Verschiebung u_{el} eingeführt:

$$\mu = u_{\text{ges}} / u_{\text{el}}.$$

Diese Duktilität besitzt einen internen Längenmaßstab; sie kann für duktile stählerne Werkstoffe Werte bis $\mu = 10$ annehmen.

Abbildung 8.3.2.8 zeigt im unteren Teil eine Familie inelastischer Entwurfsantwortspektren des US Bureau of Standards, welche explizit das Duktilitätsmaß μ enthält. Die relative Dämpfung dieser Spektrenfamilie beträgt $\xi = 0,02$. Man erkennt in dieser dreifach logarithmischen Darstellung gut, dass Duktilitätseigenschaften der Transformationsschwinger offenbar zum Abschneiden von Spektralbereichen führen. Ist daher für eine bestimmte Entwurfsaufgabe ein Antwortspektrum vorgegeben, so kann dieses durchaus bereits verschiedenartige inelastische Abminderungen enthalten, ohne dass diese explizit genannt sein müssen.

Derartige inelastische Entwurfsspektren haben sich für übliche bauliche Anlagen durchaus bewährt, die nach einem seismischen Schädigungsereignis ggf. zu reparieren sind. Werden dagegen bei Anlagen von Betriebsbereichen durch zusätzliche betriebliche Sicherheitsanforderungen seismische Plastizierungen als unzulässig angesehen, so sind strengere Auslegungskonzepte anzuwenden. Das Performance-based Seismic Engineering weist hierfür moderne Wege, siehe Abschnitte 8.7.3.3 und 8.7.3.6.

8.3.3 Kurzübersicht über DIN 4149 (04/2005)

In diesem Kapitel wird eine Kurzübersicht über die neue DIN 4149 [DIN 4149 (04/2005)] aus der Sicht eines diese Vorschrift für eine seismische Gefährdungsanalyse anwendenden Entwurfsingenieurs gegeben.

8.3.3.1 Standard-Nachweisverfahren für linear elastische Tragwerke

Vor einem etwas detaillierteren Eingehen auf Einzelpunkte der DIN 4149 sollen kurz die drei Standardverfahren skizziert werden, die heute weltweit für seismische Sicherheitsanalysen linear elastischer Tragwerksmodelle baulicher Anlagen Verwendung finden. Dieses sind:

- das Antwortspektrumverfahren,
- das Verfahren der modalen Analyse,
- die direkte Zeitintegration.

Hierüber gibt **Abbildung 8.3.3.1.1** eine Übersicht. Den Ausgangspunkt bildet dort ein Mehrmassenschwinger, der durch n unabhängige Knotenfreiheitsgrade V als diskretes Tragwerk modelliert wurde. \dot{V} , \ddot{V} bilden die zugehörigen Knotengeschwindigkeiten und Knotenbeschleunigungen. M kürzt die Massenmatrix ab, C die viskose Dämpfungsmatrix und K die elastische Steifigkeitsmatrix. Auf der rechten Seite vertritt r einen Spaltenvektor, der die Auswirkungen einer Einheitsverschiebung in der Tragwerksgründung auf jeden einzelnen Knotenfreiheitsgrad beschreibt. (Für ein ebenes Rahmenmodell, in welchem nur die horizontalen Knotenauslenkungen als Freiheitsgrade (master degrees of freedom) verwendet werden, ist r vollständig mit Elementen „Eins“ besetzt.) Die skalare Zeitfunktion $\ddot{u}_g = \ddot{u}_g(t)$ beschreibt die vorgegebene Fußpunkterregung des Bebens [Krätzig, u. Meskouris, 1990].

Wie bereits im Abschnitt 8.3.2 betont, liegt ein wesentliches Problem seismischer Gefährdungsanalysen im Zufallscharakter der Erregung. Weder das Akzelerogramm eines Bebens noch deren Intensität sind i.A. bekannt. Von allen drei in **Abbildung 8.3.3.1.1** verglichenen Konzepten kommt das Antwortspektrumverfahren dem stochastischen Charakter von Erdbeben am nächsten, da seine Eingangsinformation, beispielsweise das elastische Entwurfsantwortspektrum der DIN 4149, aus einer Mehrzahl von gemessenen Akzelerogrammen entwickelt wurde. Der ursprüngliche n -Massenschwinger wird bei diesem Verfahren zunächst modal in n Einmassenschwinger zerlegt, wobei für jeden dieser Schwinger der seismische Beschleunigungsspektralwert S_{a_i} in Abhängigkeit von der Eigenkreisfrequenz ω_i bzw. der Eigenperiode T_i dem Entwurfsspektrum entnommen werden kann.

Aus dem Modalwert S_{a_i} der seismischen Beschleunigungen lassen sich nun, wie auf **Abbildung 8.3.3.1.1** angegeben, modale, quasi-statische Ersatzlasten H_{Ei} bestimmen, dual zu den Knotenfreiheitsgraden V_i , und hieraus modale Zustandsgrößen Z_i durch übliche statische Analysen.

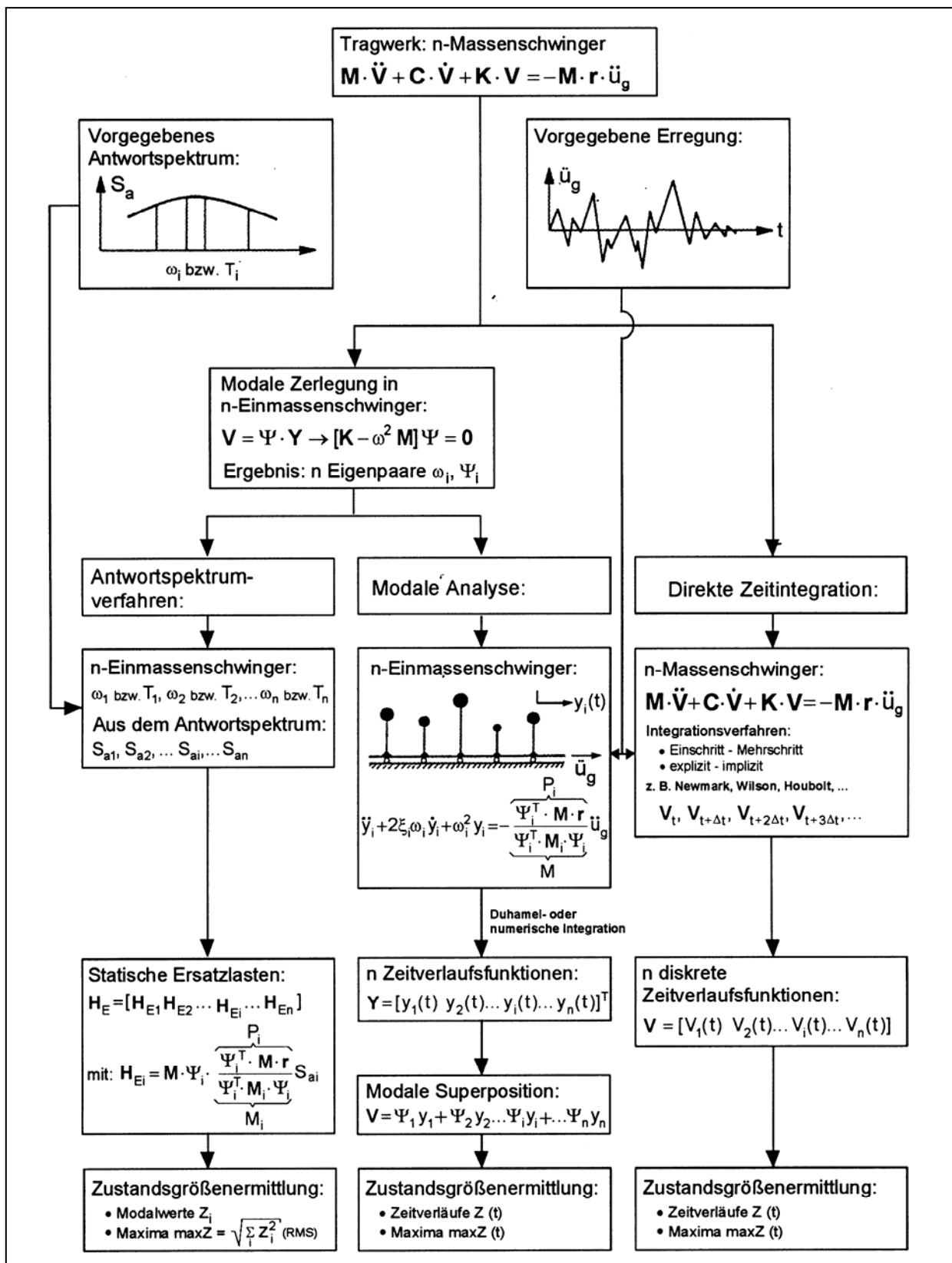


Abbildung 8.3.3.1.1: Standardverfahren für die seismische Sicherheitsanalyse linear elastischer Tragwerke

Da die einzelnen, dem Antwortspektrum entnommenen modalen Spektralwerte unterschiedlichen Zeitpunkten der seismischen Schwingung zuzuordnen sind, werden bemessungsrelevante Extremwerte der Zustandsgrößen mehrerer Modalformen i.a. nach der RMS-Überlagerung gebildet, wobei die Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge von der angestrebten Genauigkeit abhängt (Multimodale Analyse nach DIN 4149).

Bei der im Antwortspektrumverfahren anfangs auszuführenden modalen Entkopplung des n-Massenschwingers in n Einmassenschwinger wird für jede Schwingungs-Modalform Ψ_i eine erregte modale Masse M_i sowie eine modale Erregerkraft $P_i \ddot{u}_g$ bestimmt. Hierbei bezeichnet P_i den modalen Anteilsfaktor, der gemäß der jeweiligen Modalform Ψ_i die Massen über den Vektor r an der seismischen Erregung beteiligt. Deshalb sind die dem Antwortspektrum zu entnehmenden Spektralordinaten S_{a_i} für die einzelnen Modalformen noch mit dem Faktor P_i / M_i zu korrigieren [Eibl u. Häussler-Combe, 1997]. Für den Vektor der Ersatzlasten entsteht so der Ausdruck

$$H_{Ei} = M \Psi_i \frac{\Psi_i^T M r}{\Psi_i^T M \Psi_i} S_{a_i},$$

der in DIN 4149 nicht in Form innerer Matrizenprodukte, sondern als Summenformel enthalten ist.

Der Verlust des Zeiteinflusses im Antwortspektrumverfahren infolge der Spektraltransformation führt zu einer Wertereduktion der Ausgabeinformation, die zweifellos eine der Ursachen für die Beliebtheit des Verfahrens in der Ingenieurpraxis bildet. Ähnliche Reduktionsmöglichkeiten existieren bei den beiden anderen Vorgehensweisen, derjenigen der modalen Analyse und derjenigen der direkten Zeitintegration, nicht. Beide basieren nach Abbildung 8.3.3.1.1 auf seismischen Beschleunigungszeitverläufen $\ddot{u}_g = \ddot{u}_g(t)$ als Eingangsinformation.

Das direkte Zeitintegrationsverfahren generiert mittels numerischer Zeitintegrationsalgorithmen [Bathe u. Wilson, 1976; Bathe, 1982; Zienkiewicz, 1989] diskrete Zeitreihen der unabhängigen, oftmals kondensierten Knotenfreiheitsgrade V des Tragwerksmodells zu bestimmten Zeitpunkten $t, t+\Delta t, t+2\Delta t, t+3\Delta t, \dots$ der Integration, aus welchen diskrete Zeitverlaufsfunken $V(t)$ aller Freiheitsgrade herleitbar sind. Hieraus können erneut Zeitverläufe aller Zustandsgrößen $Z_i(t)$ des Tragwerksmodells berechnet werden, deren bemessungsrelevante Extremwerte sodann einer seismischen Sicherheitsanalyse zugrunde gelegt werden können.

Das Verfahren der modalen Analyse schließlich zerlegt zunächst den n -Massenschwinger ebenso wie das Antwortspektrumverfahren in eine Gruppe von n Einmassenschwingern, schließt jedoch nach Abbildung 8.3.3.1.1 die Erregung in diese Zerlegung mit ein. Nach Annahme eines diese Zerlegung unterstützende Dämpfungsmodells werden sodann die einzelnen modal erregten Einmassenschwinger analytisch oder numerisch integriert. Das Ergebnis sind n Zeitverlaufsfunctionen der Modalkoordinaten $y_i(t)$, $i = 1, 2, \dots, n$, die durch modale Superposition zu einer Zeitverlaufsfunction der Ausgangsfreiheitsgrade $V(t)$ zusammengefasst werden. Hieraus können wieder Zeitverläufe aller Zustandsgrößen $Z_i(t)$ berechnet werden, deren Extremwerte erneut einer seismischen Sicherheitsanalyse zugrunde gelegt werden.

Bewertet man die drei genannten Integrationsverfahren nach ihrem physikalischen Wahrheitsgehalt hinsichtlich des stochastischen Charakters jeder seismischen Tragwerkserregung, so fällt das Urteil eindeutig zugunsten des Antwortspektrenverfahrens aus. Jedem Entwurfs-Antwortspektrum liegt eine Vielzahl unterschiedlicher seismischer Erregungsverläufe zugrunde, so dass diesem Verfahren, trotz seiner deterministischen Form, ein stochastischer Charakter anhaftet. Dies ist auch der Grund, warum die DIN 4149 das Antwortspektrenverfahren eindeutig favorisiert.

Natürlich kann man mit den beiden anderen Verfahren, demjenigen der modalen Analyse und dem der direkten Zeitintegration, ebenfalls dem seismischen Sicherheitsanalysen inherenten stochastischen Charakter nachkommen. In diesem Fall müsste man auf Methoden der stochastischen Mechanik zurückgreifen, oder – für eine Vielzahl verwandter, aber unterschiedlicher Erregungsverläufe – Monté-Carlo-Simulationen verwenden [Schueller, 2003]. Beides würde die Kosten für seismische Sicherheitsanalysen ins Unbezahlbare anwachsen lassen.

8.3.3.2 Erdbebensicherheitsnachweise nach DIN 4149 und Standardverfahren

DIN 4149 (04/2005) gibt im Abschnitt 5.4 elastische Entwurfsantwortspektren $S_{a,i}$ der Bodenbeschleunigungen für die Anwendung des Antwortspektrumverfahrens an. Mit diesen und den Regelungen ihrer Abschnitte 6.2.2 und 6.2.3 zur Tragwerksberechnung ist sie damit weitgehend auf das Antwortspektrumverfahren als Standardvorgehensweise hin ausgerichtet. Will man mit einem der beiden anderen Verfahren im Zeitbereich arbeiten, was beispielsweise für werkstofflich-nichtlineare

Schädigungsanalysen als der direkte Weg erscheint, so muss man sich zunächst einmal künstliche, spektrum-kompatible Akzelerogramme [Meskouris et.al., 1988] als Eingangsinformation generieren. Dies kann durch zeitabhängige Filterung eines Prozesses von weißem Rauschen erfolgen. Um dabei den stochastischen Charakter der Erdbebenerregung zu betonen, sollten im Zeitbereich ausgeführte seismische Gefährdungsanalysen stets für mehrere künstliche Erregungen unterschiedlicher Erdbebencharakteristika durchgeführt werden.

Abbildung 8.3.3.1.1 überblickend liegt ein besonders schwerwiegender Nachteil aller drei Standardverfahren in der durchgehenden Annahme linear elastischen Tragwerksverhaltens begründet. Wie unzählige dokumentierte Gebäudeschäden belegen, hinterlassen hinreichend starke Beben an Baukonstruktionen große inelastische Schädigungen [Bachmann, 1995; Krätzig u. Meskouris, 1997; Krätzig, 1990] von einzelnen Traggliedern. Daher hängt die Erdbebenresistenz von Tragwerken entscheidend von der konstruktionsbedingten Kontrolle lokal aktivierter Schädigungsprozesse durch aktivierbare Duktilitäten ab, ihrer Duktilität. Keines der in Abbildung 8.3.1.9 beschriebenen Verfahren vermag jedoch derartige Schädigungsprozesse zu beschreiben, weshalb die Vorschrift DIN 4149 in über 40 (von 88) Seiten ergänzende Konstruktionsanleitungen zur seismischen Schädigungsvermeidung bereithält. Will man elastoplastisches Baustoffverhalten mechanisch korrekt behandeln, so muss man die dann nichtlineare Bewegungsgleichung des n -Massenschwingers auf Abbildung 8.3.3.1.1 (mitte rechts) inkrementell-iterativ integrieren. Derartige Vorgehensweisen sind in der tragwerksdynamischen Forschung heute Standard [Krätzig, 1997], in der Anwendungspraxis nicht.

Basierend auf der Annahme elastischer Tragwerksmodellierungen verkehren alle Verfahren der Abbildung 8.3.3.1.1 und insbesondere auch die DIN 4149 die korrekte Fragestellung nach der Zulässigkeit aktivierter inelastischer Schädigungen während eines Bebens in eine solche nach Sicherheitsreserven im auftretenden Spannungszustand, was völlig an der beobachteten Realität vorbei geht und wissenschaftlich somit kaum haltbar erscheint [Krätzig u. Meskouris, 1997], aber internationaler Baupraxis entspricht. Ein Performance-based Seismic Design, siehe Abschnitt 8.7.3.4, liefert den Schlüssel für das korrekte Vorgehen [Harte u. Krätzig, 2005].

8.3.3.3 Seismisches Gefährdungspotenzial gemäß DIN 4149

DIN 4149 beschreibt das seismische Gefährdungspotenzial der Bundesrepublik Deutschland in drei Stufen, wie auf Abbildung **8.3.3.3.1** übersichtlich dargestellt:

- den Erdbebenzonen 0, 1, 2 und 3,
- den geologischen Untergrundklassen A, B und C sowie
- den Baugrundklassen 1, 2 und 3.

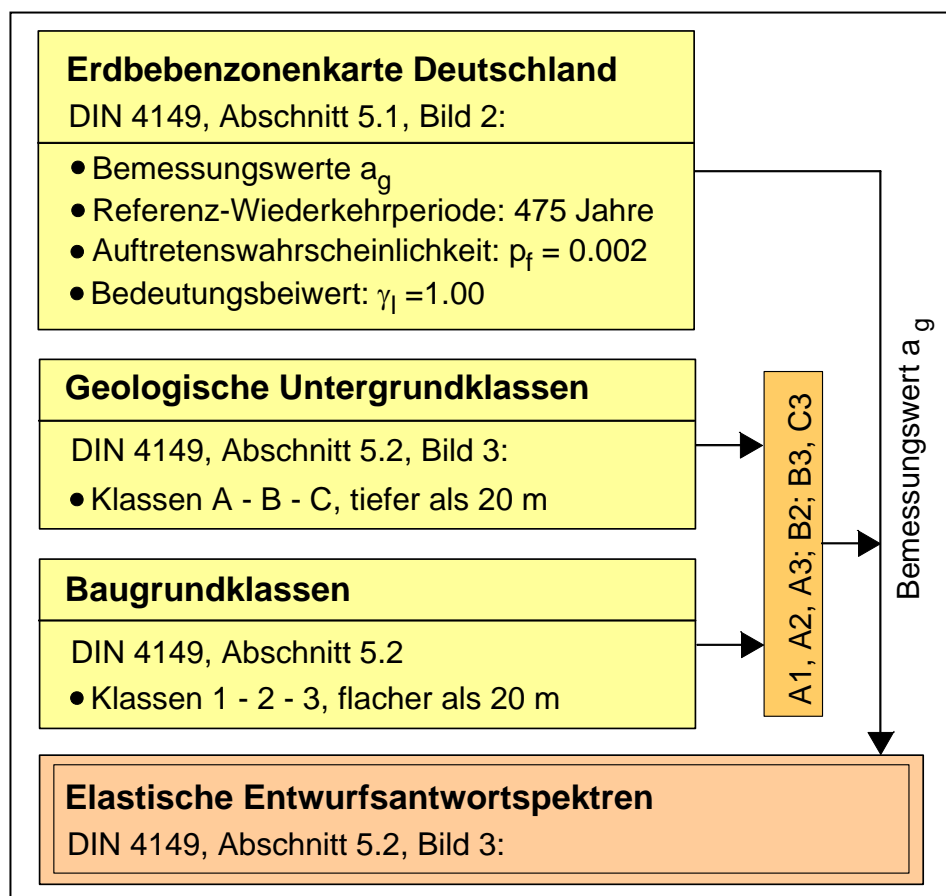


Abbildung 8.3.3.3.1: Seismische Gefährdungsermittlung nach DIN 4149

Die Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland, dargestellt auf der aus DIN 4149 (04/2005), Bild 2, übernommenen **Abbildung 8.3.3.3.2**, sind gemäß untenstehender Tabelle mit EMS-Intensitäten verknüpft. In den meisten Gebieten Deutschlands existiert demnach keine nennenswerte seismische Gefährdung für Bauwerke.

Erdbebenzone:

EMS-Intensitätsintervalle

Bemessungswert a_g [m/s^2]

0	$6,0 \leq I < 6,5$	0,00
1	$6,5 \leq I < 7,0$ ($I_{\text{ref}} = 6,25$)	0,40
2	$7,0 \leq I < 7,5$ ($I_{\text{ref}} = 7,00$)	0,60
3	$7,5 \leq I \leq 8,0$ ($I_{\text{ref}} = 7,50$)	0,80

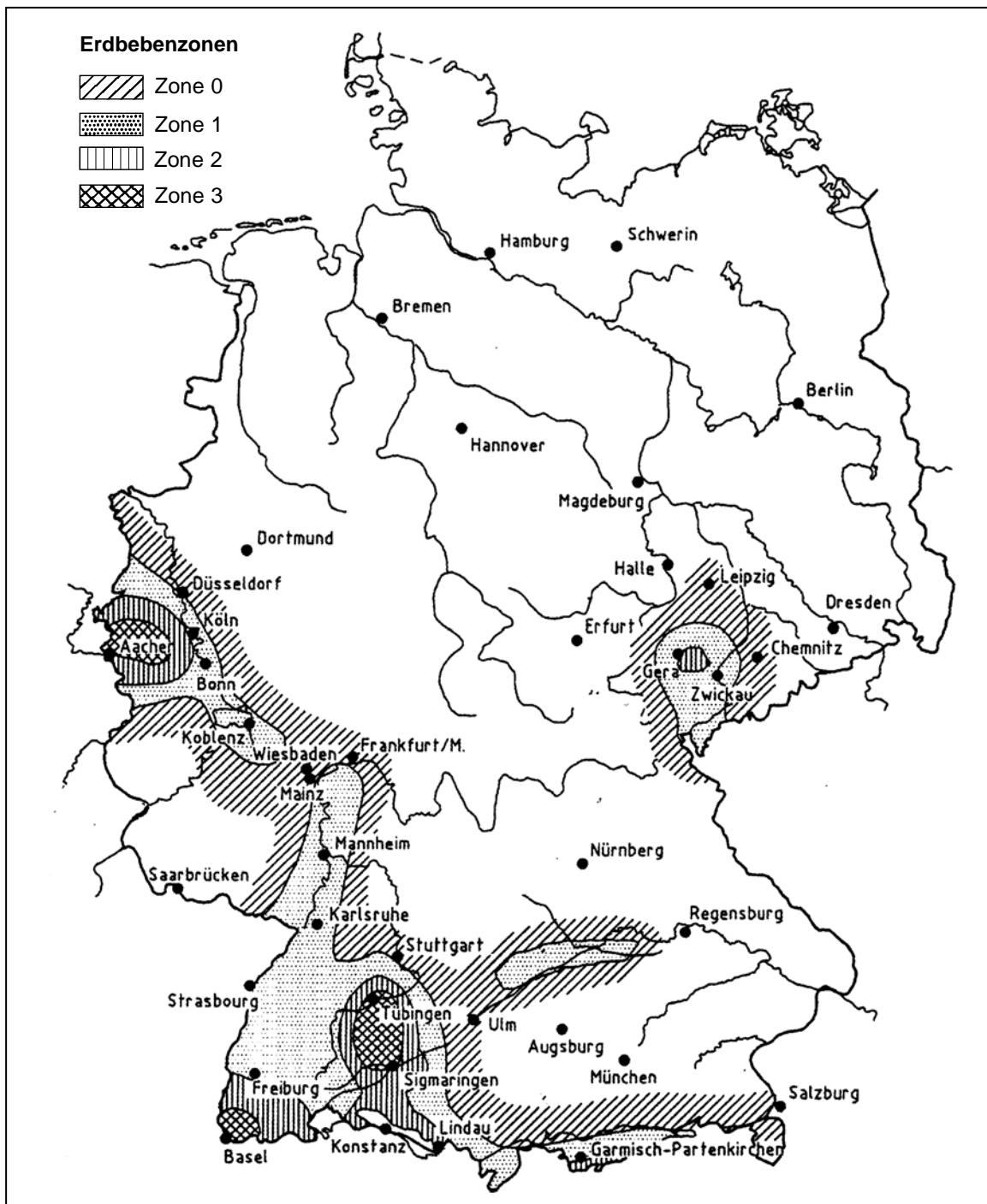


Abbildung 8.3.3.3.2: Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland nach DIN 4149 (04/2005)

Die Gefährdung innerhalb jeder Erdbebenzone wird als einheitlich angesehen, abgesehen von Variationen infolge unterschiedlicher Bodenverhältnisse. Die Referenzwiederkehrperiode, für welche die Erdbebenzonen-Gefährdungskarte erstellt wurde, beträgt 475 Jahre; dem entspricht eine jährliche Auftretens- oder Überschreitenswahrscheinlichkeit von $\approx 0,10$ in 50 Jahren gemäß $p_f = 0,002$. Dieser Referenzwiederkehrperiode wird ein Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,00$ nach DIN 4149 (04/2005), 5.2 zugeordnet. Man erkennt auch hier wieder sofort die starke seismische Gefährdung im Städtedreieck Düsseldorf-Aachen-Bonn in NRW.

Als zonenspezifischer seismischer Einwirkungsparameter gilt ein Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , der den EMS-Intensitäten der einzelnen Erdbebenzonen nach folgender Tabelle [DIN 4149 (04/2005)], zugeordnet ist und als Grundlage für seismische Sicherheitsnachweise zu verwenden ist:

Abhängig von den geologischen Untergrund- und Baugrundverhältnissen können bekanntlich die Wellen eines seismischen Ereignisses verstärkt oder abgeschwächt werden, was jedes seismische Gefährdungsszenario zu berücksichtigen hat. DIN 4149 definiert daher im Abschnitt 5.2 in den Erdbebenzonen 1 bis 3 drei geologische Untergrundklassen, die in der aus DIN 4149, Bild 3, übernommenen **Abbildung 8.3.3.3.3** wiedergegeben sind. Ab etwa 20 m Tiefe wird demnach unterschieden:

- Untergrundklasse R: Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund,
- Untergrundklasse T: Übergangsgebiete zwischen A und C mit flachen Sedimenten,
- Untergrundklasse S: Tiefe Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung.

In den Untergrundklassen nimmt die Scherwellengeschwindigkeit von A nach C kontinuierlich ab. Nähere Angaben hierzu enthält DIN 4149 nicht. Außerdem werden in DIN 4149 folgende Baugrundverhältnisse im Oberflächenbereich bis zu 20 m Tiefe unterschieden:

- Baugrundklasse A: Feste bis mittelfeste Gesteine,
- Baugrundklasse B: Lockergesteine, wie Kies, Grobsand oder Mergel,
- Baugrundklasse C: Feinkörnige Lockergesteine wie Feinsand oder Löß.

Dieser obere Teil des Untergrundes beeinflusst die Geschwindigkeit sowohl der Scher- als auch Kompressionswellen erheblich. Sollten als Baugrund unkonsolidierte

Ablagerungen mit Scherwellengeschwindigkeiten von $v_s \leq 150 \text{ m/s}^2$ auftreten, und sind die Abmessungen der baulichen Anlage groß, so verliert die Gesamtklassifizierung der DIN 4149 ihre Gültigkeit, da dann die Gefahr nicht-kohärenter (zeitlich nicht-synchroner) Fußpunkterregungen der Tragwerke besteht, die erheblicher Sonderbehandlungen bedürfen.

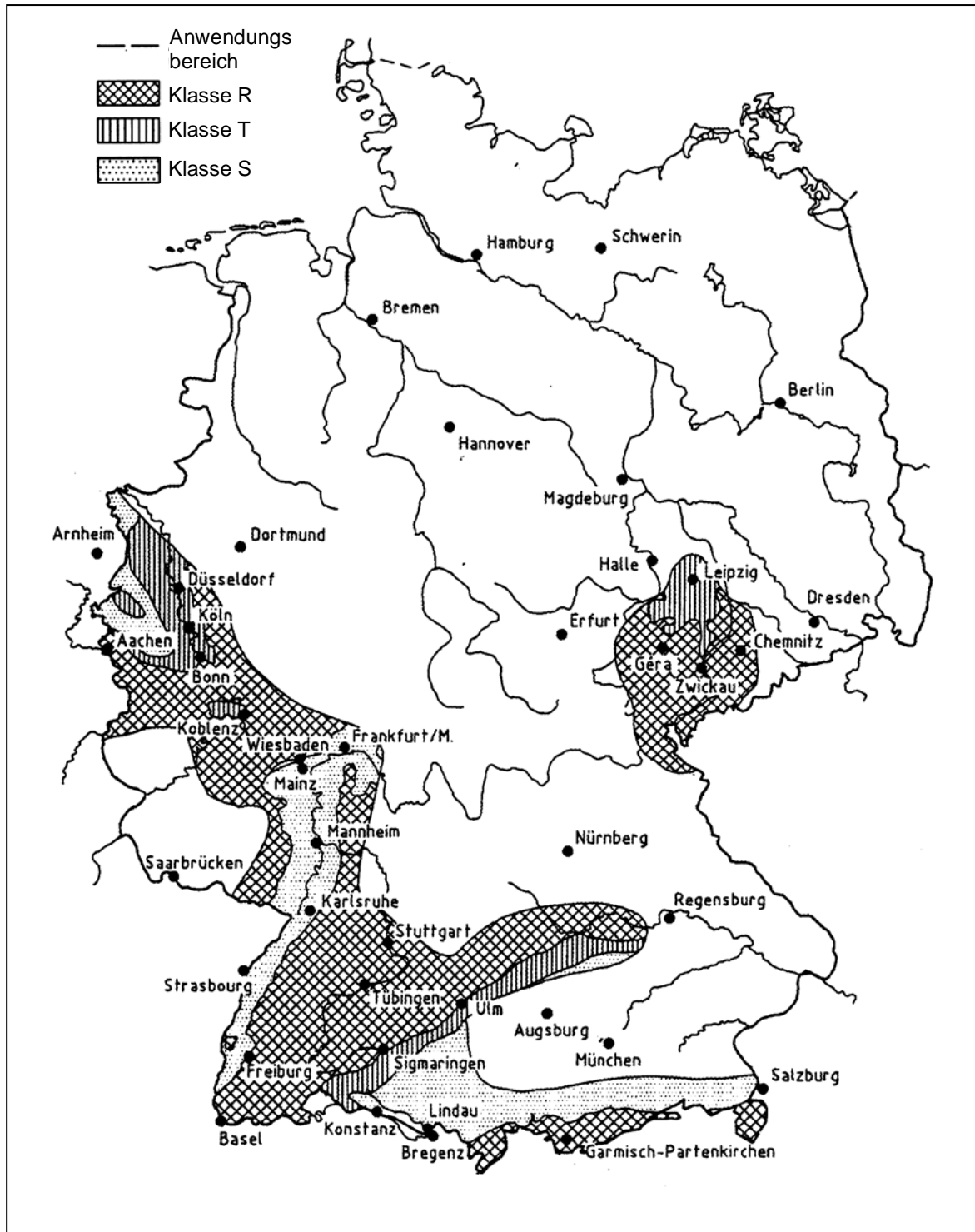


Abbildung 8.3.3.3: Geologische Untergrundklassen der Erdbebenzonen

Die Gefahr, die von lokalen geologischen Becken mit unkonsolidierten Ablagerungen ausgeht, wird häufig unterschätzt. Hierdurch können die auf ein Bauwerk einwirkenden seismischen Lasten erheblich verstärkt werden, wie das Beben von Mexiko-City 1985 anhand vieler schwer geschädigter Bauwerke lehrte. Durch die Reduzierung der Scherwellengeschwindigkeit synchron mit der Scherwellenfrequenz kommt es zu Amplitudenerhöhungen, die das resultierende Erregungsspektrum des Bebens in ganz beträchtlichem Maße in Richtung der kritischen Eigenfrequenzen von Tragwerken verschieben können. Derartige Situationen vorbeugend zu erkennen, erfordert große Erfahrung beim a-seismischen Entwurf von baulichen Anlagen, wie sie wohl nur von in Erdbebengebieten versierten Bauingenieuren bereitgehalten wird.

8.3.3.4 Regeldarstellung der Antwortspektren in DIN 4149

Wie im Abschnitt 8.3.2 ausführlich dargelegt, kann die Erdbebenwirkung auf ein Bauwerk an einem vorgegebenen Standort durch Bodenbeschleunigungs-Antwortspektren beschrieben werden. DIN 4149 legt derartige Antwortspektren verbindlich fest, indem sie deren spektrale Kennwerte in Abhängigkeit der Untergrundverhältnisse in ihren Tabellen 4 und 5 vorhält. Dabei werden nach Abbildung 8.3.3.3 in Deutschland folgende Kombinationen von geologischem Untergrund und Bauwerks-Baugrund als existent betrachtet: A-R, B-R, C-R, B-T, C-T und C-S. Die beiden Grundspektren für horizontale bzw. vertikale Erdbebenwirkungen werden in DIN 4149 (04/2005), Abschnitt 5.4 als elastisches horizontales Antwortspektrum und elastisches vertikales Antwortspektrum bezeichnet, ihre generelle Form findet sich in **Abbildung 8.3.3.4.1** oben.

Ein elastisches Antwortspektrum in der Terminologie der DIN 4149 beschreibt die Tragwerkswirkungen, wenn diese bei Erdbeben vollständig im elastischen Bereich verbleiben und somit keinerlei Energie dissipieren. Wegen der unterschiedlichen Eigenschaften von RAYLEIGH- und LOVE-Wellen sind die Formen der Spektren für horizontale und vertikale Erregung unterschiedlich, und für letzteren Fall brauchen nur 70% des Bodenbeschleunigungs-Bemessungswertes der jeweiligen Erdbebenzone angesetzt zu werden. Diese elastischen Antwortspektren können als Basispektren zur Ermittlung spektralkompatibler Akzelerogramme verwendet werden.

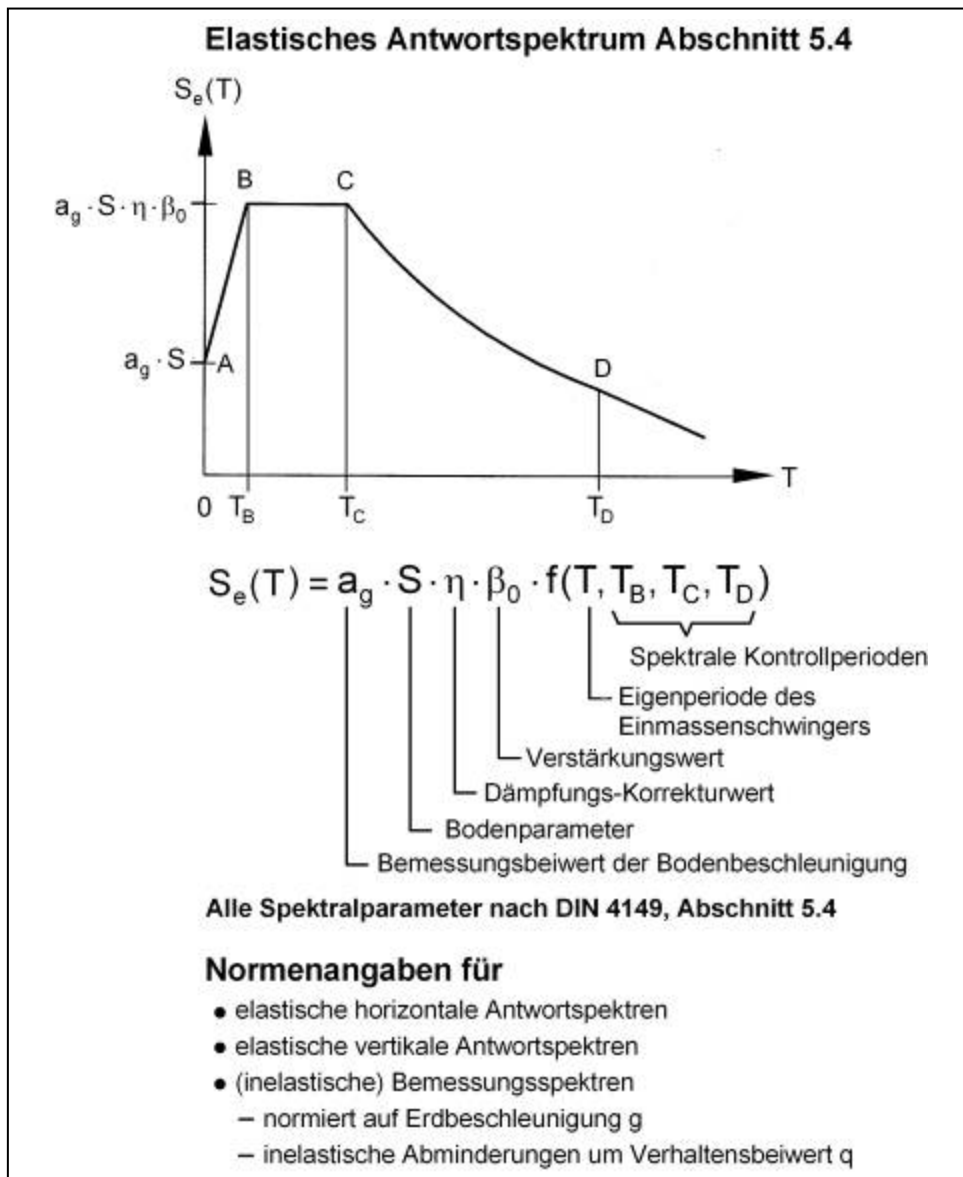


Abbildung 8.3.3.4.1: Verwendete Antwortspektren in DIN 4149

Dem Umstand, dass sich die von Erdbeben in ein Tragwerk eingetragene seismische Energie durch hysteretische Dissipation infolge inelastischer Tragwerksdeformationen teilweise reduziert, trägt DIN 4149 in den Abschnitten 5.4 durch Angabe der Parameter eines Bemessungsspektrums Rechnung. Damit soll dem Anwender die Möglichkeit geboten werden, ohne aufwendige nichtlineare Analysen wirtschaftlichere Bemessungsergebnisse als im elastischen Bereich zu erzielen. Die hierin eingebauten duktilitätsbegründeten Abminderungen gegenüber den elastischen Grundspektren werden jedoch nicht durch Duktilitätsfaktoren μ charakterisiert, sondern in Anlehnung an den Eurocode 8 durch Verhaltensbeiwerte q . Für letztere finden sich in den bauweisenabhängigen Abschnitten der DIN 4149 zahlreiche Vorgaben.

8.3.3.5 Schutzziele der DIN 4149

Die deutsche Erdbebenorm DIN 4149 (04/2005) gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von baulichen Anlagen des üblichen Hoch- und Ingenieurbaus. Durch ihre Festlegungen soll die seismische Widerstandsfähigkeit der betroffenen Bauwerke soweit angehoben werden, dass es im Fall auftretender Erdbeben nicht zum Versagen von Traggliedern kommt. Zweck aller Maßnahmen ist dabei in erster Linie der Personenschutz, um Leib und Leben der Bauwerksbewohner vor Schaden zu bewahren. In zweiter Linie gilt als Schutzziel die Erhaltung der Funktionstüchtigkeit baulicher Anlagen, sofern diese für die Allgemeinheit von besonderer Bedeutung sind, beispielsweise Krankenhäuser, Kraftwerke, lokale Versorgungsinfrastruktur, Schulen, Computerzentren und Museen als Kulturgüter.

Ausdrücklich wird im Abschnitt 1 von DIN 4149 betont, dass von den in dieser Norm erfassten baulichen Anlagen bei Erdbebenschädigungen keine weiteren Gefahren ausgehen dürfen. Damit fallen alle baulichen Anlagen, von denen für die öffentliche Sicherheit ein erhöhtes Risiko ausgeht, wie z.B. kerntechnische Anlagen, chemische Produktionsanlagen, Lagerbehälter für giftige oder brennbare Flüssigkeiten u.ä., nicht in den Anwendungsbereich dieser Norm. Dies gilt sicherlich auch für große Ingenieurbauwerke, wie weitgespannte Brücken, Tunnel, Staudämme und wichtige Infrastruktureinrichtungen. Was in solchen Fällen an die Stelle der DIN 4149 treten soll, wird in der vorliegenden Norm ebenso wie in allen Bauordnungen der Bundesländer verschwiegen: Besonders sorgfältiges Detailkonstruieren auf der Grundlage erheblich vertiefter Kenntnisse des Erdbebeningenieurwesens.

DIN 4149 erwähnt nur an einer einzigen Stelle, nämlich im Abschnitt 5.3, Tabelle 3, dass man heute in modernen, auch zukünftigen Erdbebennormen im Sinne tragverhaltensgesteuerter seismischer Risiken (performance-based seismic engineering) immer mehr dazu übergehen wird, unterschiedlich gestaffelte Schutzziele in unserer bebauten Umwelt für die gleiche seismische Gefährdung vorzusehen [Meskouris et.al., 1988; SEI/ASCE, 2003]. In DIN 4149 erfolgt dies – in sehr abgeschwächter Form - durch Einführung eines Bedeutungsbeiwerts γ_I , der nur in der Begrenzung der Tragwerksauslenkungen Verwendung findet:

$$d_s = q \cdot d_e \cdot \gamma_I.$$

Hierin bezeichnen:

- d_s die Verschiebung eines Tragwerkspunktes infolge des Bemessungsbebens,
- d_e Verschiebung des gleichen Tragwerkspunktes, berechnet mittels des Berechnungsspektrums,
- q Verhaltensbeiwert zur Berücksichtigung der inelastischen Duktilität,
- γ_I Bedeutungsbeiwert nach folgender Tabelle DIN 4149, Tabelle 3.

Für Hochbauten enthält DIN 4149 folgende Bedeutungskategorien und -beiwerte:

Bedeutungskategorie:	Bauwerke:	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	wichtig für den Schutz der Allgemeinheit	1,4
II	Widerstandsfähigkeit gegen Einsturz bedeutsam	1,2
III	gewöhnliche Bauwerke	1,0
IV	geringe Bedeutung für die öffentliche Sicherheit	0,8

8.3.3.6 Bauweisenorientierte Zusatzregelungen

Aus vielen Dokumentationen großer Schadenserdbeben der letzten 50 Jahre haben die Bauingenieure heute gelernt, dass hinreichende Sicherheiten gegen seismische Schädigungen in hohem Maße von der konstruktiven Sorgfalt des Bauentwurfs und der Bauausführung abhängen. Daher enthält DIN 4149 in über 40 Seiten bauweisenorientierte Zusatzregelungen, die zusätzlich zu den Vorgaben der einschlägigen deutschen Fachnormen beim Bauen im Erdbebengebiet eingehalten werden müssen. Diese Regelungen beziehen sich auf

- Stahlbetonbauten im Abschnitt 8 der Norm,
- Stahlbauten im Abschnitt 9,
- Holzbauten im Abschnitt 10,
- Mauerwerksbauten im Abschnitt 11,
- Gründungen und Stützbauwerke im Abschnitt 12,

und schreiben teilweise sehr detaillierte spezifische Konstruktionsanweisungen vor, die oftmals nur dem mit Erdbebenrisiken vertrauten Fachmann verständlich sind.

Allen Bauweisen gemeinsam ist die Einteilung in Duktilitätsklassen 1 bis 3, wobei jeweils die letzte Klasse die höchsten Anforderungen an lokale Duktilitäten, d.h. an das Vermögen zur seismischen Energiedissipation, zu erfüllen hat. (Tragwerke mit hohem lokalem Energiedissipationsvermögen weisen immer zusätzliche seismische Sicherheiten gegenüber Tragwerken mit geringerer Dissipationsfähigkeit auf.) Für diese Duktilitätsklassen werden Mindestanforderungen an die zu verwendenden Werkstoffe definiert und für typische Bauteile oder Konstruktionsweisen zusätzliche Maßnahmen zur Duktilitätssteigerung beschrieben und gefordert. Insbesondere enthalten diese Abschnitte Angaben zu den im seismischen Gefährdungsnachweis zu verwendenden Verhaltensbeiwerten q , abhängig von der gewählten Duktilitätsklasse.

8.4 Ausgewählte Modellregion: Luftzerlegungsanlage der Linde AG in Stolberg

Sturm und Erdbeben bilden durch ihre möglichen Einwirkungen auf alle Tragkonstruktionen von Anlagenkomponenten in Betriebsbereichen und Anlagen in seismisch gefährdeten Gebieten für diese zusätzliche Gefährdungspotenziale. Um dieses mitlaufende Gefährdungspotenzial im Fall von Erdbeben näher zu analysieren, wurde der Betriebsbereich der Firma Linde AG in Stolberg zur Produktion von flüssigem Sauerstoff und Stickstoff sowie Argon als Modellregion im Gebiet der höchsten Erdbebenzone 3 der DIN 4149 (04/2005) im Raum Aachen ausgewählt.

Der Betriebsbereich besteht aus sicherheitstechnischer Sicht im Wesentlichen aus der Produktion von flüssigen Luftgasen in einer über 50 m hohen sogenannten Coldbox und der Lagerung von 800 t tiefkaltem flüssigem Sauerstoff sowie von tiefkaltem flüssigem Stickstoff und Argon. Diese isolierte Coldbox enthält die einzelnen Rektifikationskolonnen nebst Behältern zur Lufttrennung im tiefkalten Bereich und ist in einem Stahlgerüst untergebracht.

Aufgrund der Lagerung von flüssigem Sauerstoff mit 800 t fällt der Betriebsbereich unter die Grundpflichten der Störfall-Verordnung. Im Rahmen dieses Gutachtens wurde am Beispiel dieser Modellregion untersucht, inwieweit dem Gefährdungspotenzial Erdbeben Rechnung getragen wurde und ob prinzipielle Verbesserungen erforderlich waren.

8.4.1 Konstruktion

Die Coldbox der Luftzerlegungsanlage der Fa. Linde AG in Stolberg ist, wie die **Abbildung 8.4.1.1** zeigt, eine turmartige Stahlkonstruktion von insgesamt 52 m Höhe mit Grundrissabmessungen von 4,40 m x 3,80 m. Im unteren Bereich bis ca. 9 m Höhe betragen die Grundrissabmessungen 8,30 m x 3,80 m. Die tragende Konstruktion der Coldbox ist ein räumliches Rahmensystem mit insgesamt 6 Stützen im unteren Bereich. Der Turm wird von den beiden Randstützen und den Mittelstützen gebildet. Das Coldbox Fundament besteht aus einer 1,20 m dicken Stahlbetonplatte mit einer Grundfläche von 9 x 12 m.



Abbildung 8.4.1.1: Luftzerlegungsanlage in Stolberg – Gesamtansicht

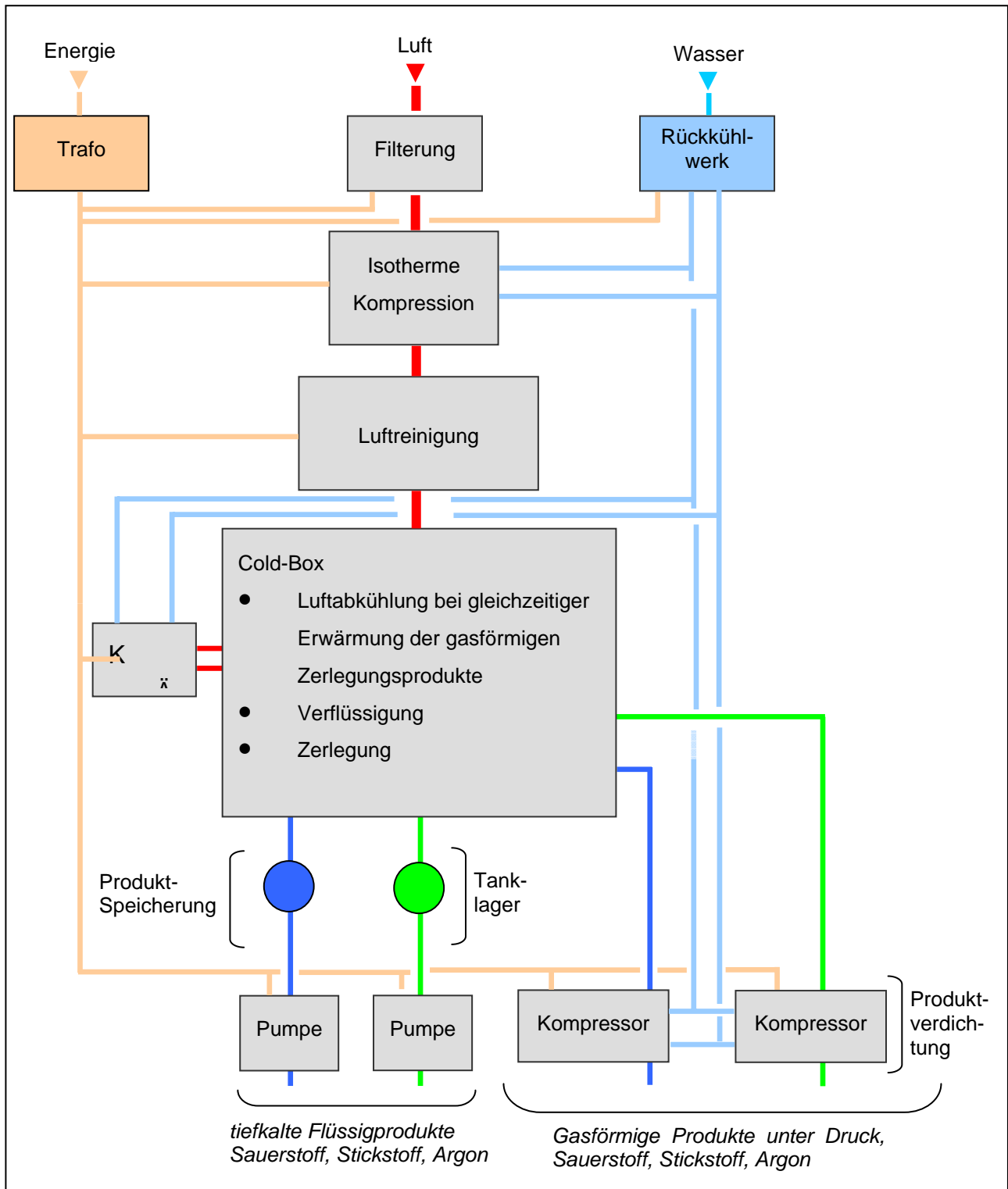


Abbildung 8.4.1.2: Prinzip der Luftzerlegungsanlage

Der Genehmigungsbescheid des staatlichen Gewerbeamts Aachen, heute: staatl. Umweltamt Aachen, zur Errichtung und zum Betrieb der Anlage zur Luftverflüssigung stammt aus dem Jahr 1989.

8.4.2 Statische Unterlagen

Für das Fundament liegt eine geprüfte Statische Berechnung - Bestandteil der Bauakte beim BOA Stolberg - vor. Für die Coldbox waren neben den Ausführungszeichnungen lediglich Auszüge einer nicht geprüften Statik verfügbar.

Nach der 2004 noch gültigen DIN 4149 Teil 1 (April 1981) Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, welche die DIN 4149 aus dem Jahre 1957 ersetzt hat, liegt Stolberg in der Erdbebenzone 4, der Zone mit dem höchsten seismischen Gefährungsgrad in der Bundesrepublik Deutschland. Aus den vorliegenden Unterlagen ist zu ersehen, dass für die Coldbox die Erdbebenlasten entsprechend DIN 4149 nach einem (quasi-statischen) Näherungsverfahren unter Ansatz horizontaler Ersatzlasten ermittelt wurden. Die Eingangsparameter (Bauwerksklasse, Baugrundfaktor und Abminderungsfaktor) zur Ermittlung der horizontalen Ersatzlasten wurden vom Entwurfsverfasser der Statik dabei äußerst konservativ gewählt.

Da nach DIN 4149 Abschn. 7.5 Erdbebenlasten und Windlasten nach DIN 1055 Teil 4 nicht als gleichzeitig wirkend angenommen werden müssen, wurde vom Verfasser lediglich durch Lastvergleich gezeigt, dass der Lastfall Erdbeben für die Coldbox nicht bemessungsrelevant ist, sondern vielmehr der Lastfall Wind die dominierende Einwirkungsgröße darstellt.

8.4.3 Standsicherheit

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden für den Lastfall Erdbeben die Zustandsgrößen der Coldbox entsprechend der neuen DIN E 4149 (04/2005), die zur Bearbeitungszeit im Entwurf vorlag, nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren berechnet. Zum Vergleich wurden die Zustandsgrößen infolge Erdbebens für das gleiche Rechenmodell mit den Lastansätzen des Entwurfverfassers der Coldbox-Statik ermittelt. Die Ergebnisse beider Berechnungen stimmen recht gut überein.

Da der Entwurf der neuen DIN E 4149 (09/2003) ebenso wie die noch gültige DIN 4149 (04/1981) für die Erdbebenbemessungssituation eine Kombination von Erdbeben- und Windeinwirkungen – für übliche Hochbauten – nicht vorsieht, kann demzufolge festgehalten werden, dass die Coldbox der Fa. Linde AG als hinreichend standsicher bezüglich der Gefahrenquelle Erdbeben anzusehen ist.

8.4.4 Betrachtung unter dem Gesichtspunkt der Anwendung der Störfall-Verordnung

Für die Luftzerlegungsanlage in Stolberg wurde kein Sicherheitsbericht gemäß § 9 der StörfallV erstellt, da dieser Betriebsbereich lediglich unter die Grundpflichten fällt. Ein Konzept zur Verhinderung von Störfällen gemäß § 8 wurde ausgearbeitet, ebenso ein allgemeiner Alarm- und Gefahrenabwehrplan erstellt. Darin wurden Störfälle als Folge seismischer Ereignisse, wie heute üblich, nicht betrachtet.

Der Betriebsbereich entspricht nach der Prüfung der technischen Unterlagen dem Stand der Technik und erfüllt somit erwartungsgemäß die Anforderungen der StörfallV. Die nach § 3 der StörfallV zu betrachtende Kombination von prozessbedingten mit natürlichen Risiken aus der Umwelt wird offenbar implizit erfüllt.



Abbildung 8.4.4.1: Unterer Bereich der Coldbox

8.5 Vorläufiges Fazit: Erkenntnis erster Defizitquellen

Wie die Sachstandsanalyse der Einwirkungsseite der Gefährdung von Tragwerken durch Sturm und Erdbeben in der Bundesrepublik Deutschland ergab, konnten eine Reihe grundlegender Defizite, die im Folgenden kurz skizziert werden sollen, ermittelt werden. Diese werden in den folgenden vier Unterpunkten in dem späteren Unterkapitel 8.7 dieses Gutachtens wieder aufgegriffen und in der nächsten Arbeitsphase detailliert beschrieben, um hierauf aufbauend Abhilfemaßnahmen im Rahmen moderner Normen, internationaler Forschungen und technisch-wissenschaftlicher Konzepte zu behandeln. Zuvor muss selbstverständlich auch die Widerstandsseite (Abschnitt 8.6) der betrachteten Tragwerke ausführlich erörtert werden.

8.5.1 Baunormen unterschiedlichen Standes der Technik

Neben den oben erwähnten beiden Grundnormen DIN 1055-4 und DIN 4149 für Sturm und Erdbeben müssen bei der Konstruktion von Tragwerken stets eine große Anzahl weiterer baustoff- und bauartenspezifischer Normen berücksichtigt sowie eingehalten werden, die die Widerstandsseite des Tragwerks betreffen. Diese Normen tragen sehr unterschiedliche Datumsangaben, in welchen sie bauaufsichtlich in den einzelnen Ländern der Bundesrepublik Deutschland eingeführt wurden. Daher spiegeln sie stets unterschiedliche Stände der Technik wider und damit möglicherweise unterschiedliche Sicherheitsniveaus, ein Bauwesen wegen langer Bauwerks-Nutzungsdauern übliches Defizit dar (Bestandsgarantie). Diese Widersprüche werden erst mit der derzeit in Bearbeitung befindlichen, Eurocode-basierten Normengeneration behoben werden, die möglicherweise im nächsten Jahrzehnt Rechtskraft erhalten wird.

Ein weiteres Problem stellt im Baurecht die föderale Struktur der Bundesrepublik Deutschland dar, wodurch wegen der Länderhoheit im Baurecht immer wieder einzelne Normen in einzelnen Bundesländern nicht bauaufsichtlich eingeführt werden. Dann gilt in dem betreffenden Bundesland zwar der Stand der Technik, aber er ist in der jeweiligen Normencodierung kein verbindliches Recht und wird somit bei Bauentwürfen nicht zwangsläufig angewandt.

Im Gebiet der neuen Bundesländer tritt als weitere gravierende Schwierigkeit hinzu, dass die dort bis 1990 geltenden Bauvorschriften ein Gemisch aus alten, weitgehend antiquierten DIN-Normen aus der Zeit vor 1945 sowie eigenen, teilweise sehr mo-

deren TGL-Vorschriften der DDR darstellten. Ihre Sicherheitsniveaus waren somit sehr unterschiedlich und weder damals noch heute vergleichbar. Im Einzelnen ergibt sich für die Gefährdungspotenziale aus Sturm und Erdbeben folgendes Bild:

8.5.1.1 DIN E 1055-4: Sturmgefährdung

Die erste im Deutschen Reich eingeführte Fassung der DIN 1055-4 vom Juni 1938 enthielt keine Windzonen, sondern für das gesamte Reichsgebiet einheitliche, höhenabhängige Staudrücke, die etwa in der Mitte zwischen denjenigen der Windzonen 1 und 2 der DIN E 1055-4 lagen [Niemann, 2004]. Diese Regelungen hat die Bundesrepublik Deutschland übernommen und in der bis 2005 gültigen DIN 1055-4 vom August 1986 beibehalten, obwohl eine Windkarte ihres Gebietes seit 1969 in anderen Normen eingeführt ist [DIN 4131, 1969]. Eine erste grundsätzliche Defizitfeststellung wäre somit, dass für einen Teil der Windzone 2 sowie für die Windzonen 3 und insbesondere 4 der DIN E 1055-4 bisher zu geringe Windlasten angesetzt wurden.

Weitere Änderungen der bisherigen Windlasten gegenüber dem in der neuen DIN 1055-4 (03/2005) dokumentierten Stand der Technik existieren beispielsweise durch die unterschiedlichen Kombinationsregeln mit dem Lastfall Schnee, ein für technische Anlagen im Allgemeinen eher untergeordneter Aspekt. Zu allen diesen Einzelheiten können weitere Detailklärungen in einer Fortschreibung des Gutachtens erarbeitet werden.

8.5.1.2 DIN 4149: Erdbebengefährdung

Die erste DIN-Norm 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten wurde im Juli 1957 verabschiedet und im Oktober 1957 nur in den Bundesländern Hessen und Baden-Württemberg bauaufsichtlich eingeführt. Diese Norm enthält eine Erdbebenkarte der Bundesrepublik Deutschland mit 2 Erdbebenzonen.

Die nächste Normenausgabe stammt vom November 1972 und wurde nur im Bundesland Baden-Württemberg bauaufsichtlich eingeführt, zusammen mit einem landesspezifischen Anhang einer sehr detailreichen Erdbebenkarte. Diese Version ist

weitgehend identisch mit der bis 2005 gültigen DIN 4149 vom August 1981. Sie gibt für 4 Erdbebenzonen und 3 Gebäudeklassen die für die Tragwerksdimensionierung anzusetzenden Horizontalbeschleunigungen an. Ihr Sicherheitsniveau dürfte nur für einfache Gebäude, homogene geologische Untergrundverhältnisse und felsigen Baugrund dem Stand der Technik der neuen DIN 4149 (04/2005) entsprechen. Nähere Aussagen erfordern Detailuntersuchungen für vorgegebene Tragstrukturen, Erdbebenzonen, Geologie- und Baugrundklassen am konkreten Objekt.

Das Hauptdefizit hinsichtlich der Erdbebengefährdungsvorgaben in der Bundesrepublik liegt darin, dass auch die bisherige DIN 4149 von 1981 nicht in allen betroffenen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt worden ist. So unterblieb beispielsweise diese bauaufsichtliche Einführung der Norm im Bundesland NRW, weil die Politik der Entbürokratisierung der Bauplanungsprozesse den Vorrang gab und die Möglichkeit starker Erdbeben nicht wahrhaben wollte. Mehrere schriftliche Eingaben von Fachleuten blieben erfolglos. Erst im Jahre 1995, nach dem unerwartet starken Roermonder Erdbeben von 1992 mit einer Wiederkehrperiode von ca. 270 Jahren, wurde DIN 4149 in NRW bauaufsichtlich eingeführt.

Schließlich liegt ein weiteres Defizit darin, dass DIN 4149 (04/2005) ausdrücklich laut § 1 nicht für bauliche Anlagen gilt, von denen im Falle eines Erdbebens zusätzliche Gefahren ausgehen können. Was in diesen Fällen an die Stelle dieser Norm tritt, bleibt offen. Kapitel 8.7.3 zeigt mögliche Wege.

8.5.2 Baurechtliche Mitgenehmigung von Tragwerken des Anlagenbaus

Obwohl im Bundes-Immissionsschutzgesetz (BImSchG) vorgeschrieben (das Baurecht ist in das immissionsschutzrechtliche Genehmigungsverfahren integriert), werden - nach langjährigen Erfahrungen des Mitautors dieser Studie, Prof. Dr. Krätzig, als Prüflingenieur für Baustatik des Landes NRW - viele nach diesem Gesetz genehmigte Anlagen bzw. Betriebsbereiche nicht adäquat zum deutschen Baurecht bzw. zur jeweiligen Bauordnung genehmigungsrechtlich erfasst, auch wenn sie große Tragwerke mit typischen baulichen Risiken betreffen. Dies ist ein grundsätzliches Defizit, welches seinen Ursprung wohl in den oftmals weitgehenden Trennungen zwischen Anlagenbau und Bautechnik besitzt, sowohl juristisch, administrativ als auch die Ausbildung von Ingenieuren des Bau- und Maschinenwesens betreffend. Oftmals wird überhaupt nicht erkannt, dass vom Anlagenbau große Tragwerke errichtet werden, die - ohne Bezug zu den Baunormen - dann kaum dem Sicher-

heitsniveau des Baurechts entsprechen. In Gebietskörperschaften mit erfahrenen Bau- und Gewerbe-Verwaltungen oder mit langjähriger Industriekultur und im Falle größerer Industrieunternehmen ist dies hingegen zumeist zufriedenstellend geregelt.

Selbst wenn Anlagen-Tragwerke nach Baunormen berechnet und konstruiert werden, verhindert die fehlende baustatische Prüfpflicht in vielen Fällen die Erreichung eines Sicherheitsniveaus, welches in der Bautechnik Stand der Technik ist. Der Prüfsachverständige für Baustatik, der frühestens nach 10 Berufsjahren und einem zusätzlichen Examen staatlich zugelassen wird, kontrolliert nämlich nicht nur die eigentliche Berechnung, sondern vor allem die Berechnungsannahmen und stichprobenartig die Bauausführung mit dem Ziel ausreichend hoher Sicherheiten (Vier-Augen-Prinzip in der Bautechnik).

Grundsätzlich gilt jedoch, dass der Stand der Technik, insbesondere der Stand der Sicherheitstechnik für Betriebsbereiche nach der StörfallV unabhängig von der baurechtlichen Mitgenehmigung rechtsverbindlich einzuhalten ist.

8.5.3 Gleiche Sicherheitsniveaus bei Kombinationsrisiken

Wirken Risiken unterschiedlichen Ursprungs auf Tragwerke von baulichen Anlagen, von Produktionsanlagen oder Betriebsstätten, beispielsweise Risiken aus Sturm, Hochwasser und Erdbeben, sowie solchen aus betrieblichen Prozessen ein, so bezeichnet man das sich einstellende, resultierende Gefährdungsniveau als Kombinationsrisiko (combined risks). Die Einzelrisiken sind traditionell auf unterschiedliche statistische Auftretenswahrscheinlichkeiten p_f und Zielsicherheiten v hin ausgerichtet, beispielsweise Hochwässer auf eine Wiederkehrperiode von 100 Jahren ($p_f = 0,01$), Stürme auf eine solche von 50 Jahren ($p_f = 0,02$) und Erdbeben auf eine solche von 475 Jahren ($p_f \approx 0,002$). Die Systemsicherheiten der Widerstandsseite sind noch unterschiedlicher: Gegen das Bemessungshochwasser Q_{100} wird i.a. eine Sicherheit von $v = 1,00$ als hinreichend angesehen, gegen Sturm eine von $v \geq 1,75$ und gegen Erdbeben eine solche von ca. $v = 1,30$. Eine holistische, vereinheitlichte Behandlung des Gefährdungspotenzials von technischen Anlagen und Bauwerken in Deutschland unter derartigen Kombinationsrisiken erscheint dringend geboten. Gleichwohl erfordert sie neben sehr grundsätzlichen, wissenschaftlich neuen Konzepten Forschungsgelder für solche Grundlagenforschungen in zweistelliger Millionenhöhe.

8.5.4 Sicherheit und Investitionsmittel

Jede zusätzliche Sicherheitsmaßnahme erfordert zusätzliche Finanzinvestitionen und bindet diese, solange das Risiko virtuell bleibt und nicht schadens-virulent wird, als totes Kapital. Die Höhe dieser Kapitalbindungen ist grundsätzlich vom Sicherheitsniveau abhängig, was für jedes Einzelrisiko genauso wie für Kombinationsrisiken gilt.

Um hier nicht ziellos in Sicherheitsmaßnahmen investieren zu müssen, sondern hohe Risiken anders als kleine zu behandeln, sind in den USA und Japan für das Einzelrisiko „Erdbeben“ im letzten Jahrzehnt neue Konzepte zur Definition von Zielsicherheiten entwickelt worden [Ghos, 1997]. Diese werden unter dem Oberbegriff performance-based seismic design zusammengefasst und könnten mit gewissen Einschränkungen auf deutsche Verhältnisse und auf die im vorliegenden Gutachten behandelten Gefährdungen weiter entwickelt werden. Hierzu werden Vorschläge für die vorliegenden (Kombinations-) Risiken im weiteren Verlauf des Gutachtens gemacht werden.

8.5.5 Vorläufige Ergebnisbewertung

8.5.5.1 Praxis der Standsicherheitsprüfung in immissionsschutzrechtlichen Genehmigungsverfahren

In Genehmigungsverfahren für genehmigungsbedürftige Anlagen nach dem Bundes-Immissionsschutzgesetz (BImSchG) ist auch die Standsicherheit der Anlage Gegenstand dieser Genehmigung; das Baurecht ist in diesem Fall in das BImSchG integriert.

Die Konstruktionselemente einer zu genehmigenden Anlage werden im Rahmen eines Genehmigungsverfahrens entweder als Bauwerk oder als technische Anlage betrachtet. Die Einstufung in eine dieser Kategorien wird in der Regel von der unteren Bauaufsichtsbehörde sowie der Genehmigungsbehörde nach BImSchG im Einvernehmen mit dem Betreiber der Anlagen (Bauherrn) vorgenommen. Im Einzelnen ist auf die Anforderung der §§ 5 und 6 des BImSchG sowie § 3 Abs. 2 und § 5 Abs. 1 Nr. 1 der 12. BImSchV zu verweisen.

8.5.5.2 Bauwerke

Wird eine Konstruktion als Bauwerk eingestuft, so muss diese den baurechtlichen Bestimmungen der jeweiligen Landesbauordnung entsprechen. In den Bauordnungen der einzelnen Bundesländer ist u.a. geregelt, dass ein Bauwerk nach den gültigen Normen und anerkannten Regeln der Bautechnik zu errichten ist. Zur baulichen Standsicherheit sind bei genehmigungspflichtigen Bauwerken - von einigen Ausnahmen abgesehen - die entsprechenden bautechnischen Nachweise der unteren Bauaufsichtsbehörde zur Prüfung vorzulegen (4-Augen-Prinzip). Dort wird die Einhaltung aller Baurechtsbestimmungen geprüft; die planungskonforme Ausführung des Bauwerks wird anschließend durch stichprobenhafte Kontrollen (Bauüberwachung) des Bauordnungsamtes sichergestellt. Beide Aufgaben kann die untere Bauaufsichtsbehörde auch auf einen hoheitlich tätigen, staatlich anerkannten Prüfingenieur übertragen. In einigen Bundesländern hat der Bauherr die Möglichkeit, selbst einen staatlich anerkannten Sachverständigen mit der Prüfung der Standsicherheit zu beauftragen. In diesem privatrechtlichen Verfahren ist der unteren Bauaufsicht dann eine Bescheinigung dieses Sachverständigen über die normengerechte Standsicherheit des Bauwerks vorzulegen. Dieser Ablauf wird auch im Genehmigungsverfahren nach dem BImSchG eingehalten. Die Bauaufsichtsbehörde fungiert hierbei im Rahmen des Verfahrens als Fachbehörde.

8.5.5.3 Technische Anlagen / überwachungsbedürftige Anlagen in Betriebsbereichen

Geräte, Apparate, Maschinen, Komponenten von technischen Anlagen unterliegen seit dem 1. Mai 2004 dem Geräte- und Produktsicherheitsgesetz GPSG. Mit diesem Gesetz wurden die Europäischen Richtlinien in nationales Recht umgesetzt. Das Gesetz gilt für das in Verkehr bringen und Ausstellen von Produkten (technische Arbeitsmittel und Verbraucherprodukte) und für die Errichtung und den Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen. Es wird u.a. ergänzt durch die 6. Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Verordnung über das in Verkehrbringen von einfachen Druckbehältern) und die 14. Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Druckgeräteverordnung).

Für überwachungsbedürftige Anlagen besteht nach der Betriebssicherheitsverordnung (BetrSichV) - Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz bei der Be-

reitestellung von Arbeitsmitteln und deren Benutzung bei der Arbeit, über Sicherheit beim Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen und über die Organisation des betrieblichen Arbeitsschutzes - bezüglich der Sicherheit der Anlage, die Standsicherheit eingeschlossen, eine Prüfpflicht durch von der Behörde benannte Stellen, z.B. TÜV oder akkreditierte Betreiberprüfstellen. Für alle anderen unter die Betriebssicherheitsverordnung fallenden Anlagen gibt es eine zwingende Prüfpflicht nach dem im Bauwesen international bewährten 4-Augen-Prinzip, etwa durch staatlich anerkannte Prüfingenieure, zur Zeit nicht.

8.5.5.4 Zusatzbetrachtung unter Aspekten der Anwendung der StörfallV

Aufgrund langjähriger Erfahrung der Verfasser dieses Berichtes muss in Bezug auf vorliegende Sicherheitsberichte für Betriebsbereiche, welche unter die erweiterten Pflichten der StörfallV fallen und in erdbebengefährdenden Zonen liegen, festgestellt werden, dass bei den sicherheitstechnischen Betrachtungen in diesen Berichten die Gefahren durch Erdbeben i.d.R. außer Acht gelassen werden. Die gleiche Aussage kann für die Gefahr durch Stürme getroffen werden.

In Sicherheitsberichten spielt die Darlegung von Tragwerksauslegungen und -berechnungen - insbesondere bei Erdbeben- oder Sturmbelastung - nach allen vorliegenden Erkenntnissen der Verfasser dieses Berichtes eine eher untergeordnete Rolle. Detailuntersuchungen oder Angaben ob Tragwerke i.E. überhaupt als solche erfasst und wenn, ob diese entspr. den einschlägigen Baunormen berechnet wurden sind in aller Regel nicht in Sicherheitsberichten enthalten. Diese Aussage gilt gleichermaßen im Rahmen einer Prüfung von Sicherheitsberichten durch Sachverständige; in den entsprechenden Gutachten wird diesem Thema kaum Beachtung geschenkt.

Ist ein Sachverständigengutachten (§ 13 9. BImSchV) im Rahmen eines Genehmigungsverfahrens nach dem BImSchG eingebracht, wird von den beteiligten Behörden dieses i.d.R. als abschließend betrachtet. Lediglich im Einspruchsverfahren und Anhörungstermin nach Verfahren nach § 4 bzw. § 16.1 entsprechend § 10 des BImSchG sowie § 12 bzw. § 18 der 9. BImSchV kann zu dem v.g. Thema durch Einwender Stellung genommen werden.

8.5.5.5 Zusammenfassung

In Abhängigkeit von der Einstufung einer Konstruktion als Bauwerk oder technische Anlage können unter Umständen unterschiedliche Sicherheitsstandards gelten. In diesem Fall gibt es offenbar eine gewisse Grauzone, in der es möglich ist, das 4-Augen-Prüfprinzip zu umgehen.

Wesentlich ist eine Durchsetzung der Betreiberpflichten nach dem BImSchG und der StörfallV in Bezug auf eine adäquate sicherheitstechnische Prüfung auch für Betriebsbereiche, welche durch Gefahren aus Sturm und Erdbeben betroffen sein können; im Fall der hier behandelten statischen Belange. (Nähere Ausführung hierzu unter Kap. 11.)

8.6 Sachstandsanalyse: Einheitliche Gefahrenabwehr baulicher Anlagen mit dem Eurocode-Sicherheitskonzept

8.6.1 Grundlagen und Einführung in Tragwerkszuverlässigkeit

Laien vermuten oftmals, dass man allein aus den in Baunormen vorgegebenen Lasten und durch deren Vergleich zuverlässige Aussagen über die bauliche Sicherheit eines Tragwerks gewinnen könne. Diese Vermutung ist irrig, weil die einzelnen Einwirkungen oder Einwirkungskombinationen sehr unterschiedliche statistische Verteilungen und Auftretenswahrscheinlichkeiten aufweisen. Damit existieren stets vielfältige Bemessungssituationen, denen durch jeweils unterschiedliche Lastkombinationen, Sicherheitsbeiwerte und Sicherheitselemente so begegnet wird, dass eine von der Allgemeinheit als sicher und dauerhaft zuverlässig empfundene Konstruktion entsteht.

Das eben Gesagte bezieht sich auf Tragwerke wie alle Abschnitte des Kapitels 8.6, genauer auf Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus. Übergeordnet sind Bauliche Anlagen im Sinne der Bauordnungen, nämlich alles mit dem Baugrund verbundene, durch Baumaßnahmen Geschaffene. Der Fachbegriff Bauwerke entspricht dem Definitionsverständnis baulicher Laien, d.h. es handelt sich um aus Bauprodukten auf der Basis technischer Spezifikationen errichteter Werke. Tragwerke oder Tragstrukturen sind stets die lastabtragenden Bestandteile von Bauwerken.

Bauwerke sind nach internationalem Rechtsverständnis technische Werke, deren Tragwerkszuverlässigkeit, unterteilt in Gebrauchstauglichkeit und Versagenssicherheit, allein durch ihren Entwurf, ihre Konstruktionsweisen und Errichtungsprozesse gewährleistet sein muss. Dies bedeutet, dass Tragwerke als Bestandteile von Bauwerken nur begrenzte Wartungsaufwendungen erfordern sollten und von jedermann ohne Spezialkenntnisse gefähderungsfrei nutzbar sein müssen. Im Sinne der Tragwerksdauerhaftigkeit sollten sämtliche Funktionen eines Tragwerks hinsichtlich Versagenssicherheit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentliche Einschränkungen der Nutzungseigenschaften und bei einem üblichen Erhaltungsaufwand während der gesamten Nutzungsdauer bewahrt bleiben.

Sämtliche Fähigkeiten eines Tragwerks zur Erfüllung dieser Zuverlässigkeitsanforderungen bezeichnet man allgemein als Tragwerkswiderstand R , unterteilbar in den Widerstand gegen Tragwerksversagen und denjenigen zur Aufrechterhaltung der Gebrauchstauglichkeit. Dieser Widerstand wird aktiviert durch die nutzungsbedingten Einwirkungen E , die kraftbasiert (Lasten: Eigengewicht, Verkehr, Betriebseinwirkungen, Wind, Erdbeben) oder anderweitig verursacht (Deteriorationen: Temperatur, Schwinden, Korrosion, Ermüdung, Karbonatisierung, Chlorideinwirkung,...) sein können. Widerstand R und Einwirkungen E verbindet das Zuverlässigkeitskonzept des Tragwerks, welches alle kritischen Zustände auf einheitlich definierte, hinreichend kleine Auftretenswahrscheinlichkeiten P_f einschränkt, und zwar während der gesamten Tragwerks-Nutzungsdauer.

Für den Versagensfall wird P_f auch als operative Versagenswahrscheinlichkeit bezeichnet. Diese Eingrenzung erfolgt im Einzelnen mit dem Anforderungsgebäude des Sicherheitskonzeptes, welche mittels Sicherheitsbeiwerten der Widerstandsseite und Sicherheitskoeffizienten sowie Kombinationsbeiwerten der Einwirkungsseite den Zeitpunkt des möglichen Auftretens kritischer Zustände vom Lebenszeitintervall der Tragwerksnutzungsdauer sicher fernhält. Diese grundsätzlichen Zusammenhänge verdeutlicht **Abbildung 8.6.1.1**.

Oftmals wird der Fehler gemacht, bauliche Risikoabschätzungen allein über die Einwirkungsseite vornehmen zu wollen und somit zu versuchen, das Zuverlässigkeitskonzept auszuklammern. Dies kann, außer bei sehr groben, qualitativen Abschätzungen, zu erheblichen Fehleinschätzungen führen, da Tragwerkseinwirkungen sehr unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten aufweisen. Diese werden im Zuverlässigkeitskonzept auf die Tragwerksnutzungsdauer als einheitlichen Zeitmaßstab abgestimmt. Außerdem werden im Sicherheitskonzept des Tragwerkes die einzelnen Schutzziele, wie Personenschutz, Aufrechterhaltung des Betriebs oder Schutz

der Bauinvestition, durch unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte definiert, d.h. mit unterschiedlichen Auftretenswahrscheinlichkeiten verknüpft.

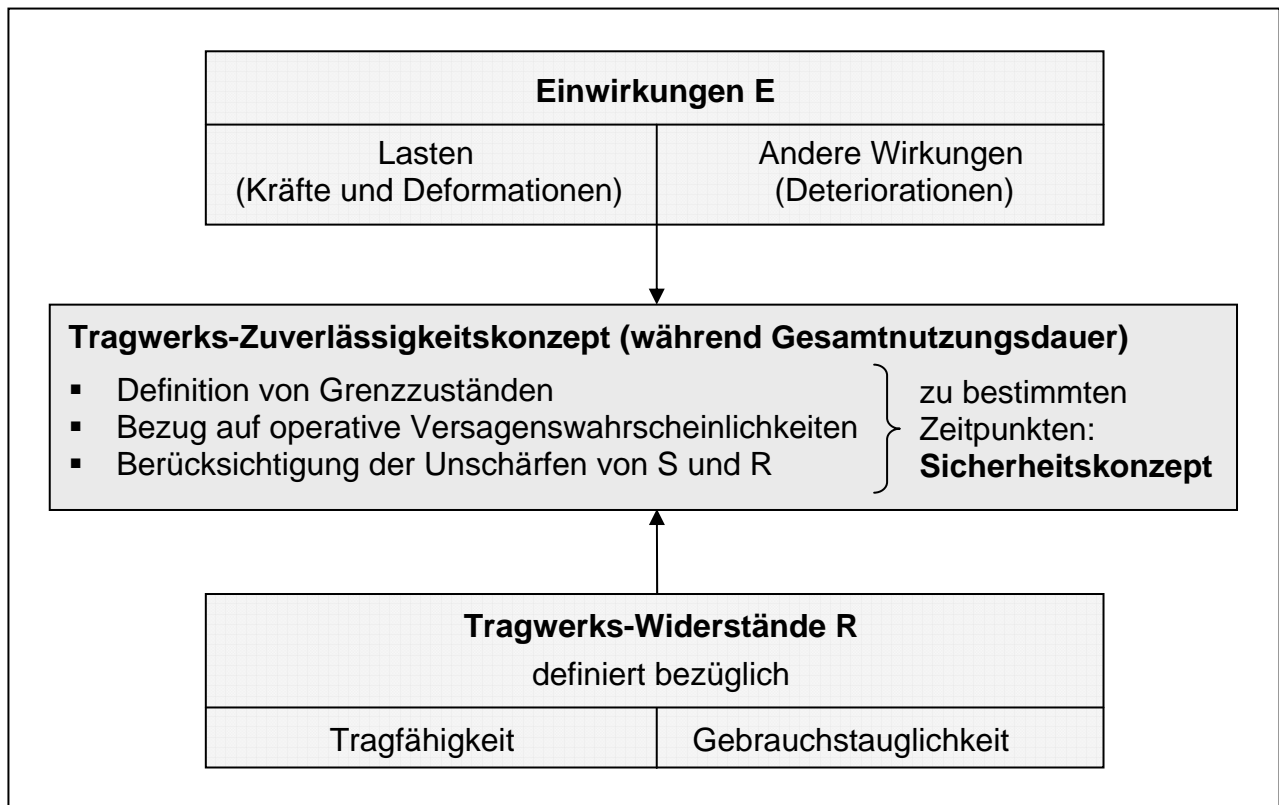


Abbildung 8.6.1.1: Die zentrale Rolle des Zuverlässigkeitskonzeptes in der baulichen Gefahrenabwehr

8.6.2 Zuverlässigkeit, Dauerhaftigkeit und Robustheit

Nach dieser Einführung in die Grundgedanken der Tragwerkszuverlässigkeit, die für alle Tragwerke gelten, sollen nun Gesichtspunkte herausgestellt werden, die insbesondere für Tragwerke von verfahrenstechnischen Anlagen von Bedeutung sein können. Dies erfolgt unter den in der Überschrift genannten drei Stichworten.

Unter dem Gesichtspunkt der Tragwerkszuverlässigkeit fassen wir, wie erläutert, die Einstellung des normenseits geforderten baulichen Sicherheitsniveaus zusammen. Hierzu verwendet man sogenannte Grenzzustände, beispielsweise Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und solche des Tragwerksversagens, für welche in den Baunormen für die Einwirkungsseite E sowie für die Widerstände R Teilsicherheitswerte und Last-Kombinationsregeln verbindlich vorgeschrieben sind.

Diese Anforderungen müssen natürlich während der gesamten Nutzungsdauer eines Tragwerks eingehalten werden, ein Themenkomplex, den man als Dauerhaftigkeit bezeichnet. Jedes Bauwerk verschlechtert im Laufe seiner Nutzung seine Qualität (Degradation). Da ein Bauwerk höchstens während seiner Herstellungsphase bauaufsichtlich durch stichprobenartige Kontrollen qualitätsmäßig überprüft wird, ist sein späterer Qualitätszustand während der Nutzungsphase in der Regel unbekannt und damit auch der Sicherheitszustand seines Tragwerks. Das moderne Bauwerksmonitoring entwickelt hierfür Methoden der quantitativen Zustandsbeurteilung.

Dies ist aber nur der technische Gesichtspunkt; viel bedeutender sind die administrativen Aspekte. Nach Baugenehmigung, Bauabnahme und Ausstellung des Bauzeichens entgleitet jedes Tragwerk dem Zugriff des staatlichen Ordnungsrechtes. Es gilt lediglich die allgemeine Betreiberpflicht zur Gefährdungsabwehr, die von seinem Tragwerk ausgehen könnte. Bauwerke besitzen im Sinne des deutschen Baurechts somit einen Bestandsschutz, der prinzipiell lebenslang gilt. Er geht allerdings bei wesentlichen konstruktiven Modifikationen verloren. In solchen Fällen bedarf es erfahrungsgemäß langwieriger Diskussionen der Beteiligten zur Auslegung des Begriffes „wesentlich“, da neue Sicherheitsnachweise oft zu Konstruktionsergänzungen und beides zu Kosten führen. Jedenfalls sei betont, dass das deutsche Baurecht außer bei Brücken keine regelmäßigen Inspektionen, Rehabilitationsmaßnahmen und sicherheitstechnische Aktualisierungen kennt.

Der letztgenannte Gesichtspunkt ist derjenige der Robustheit. Hierunter versteht man eine Tragwerkeigenschaft, die sicherstellt, dass Überschreitungen von Einwirkungen nicht zu völlig unerwarteten (unproportionalen) Reaktionen des Tragwerks führen. Erfahrungsgemäß sind Einstürze von Tragwerken häufig als Verletzung dieser Eigenschaft zu interpretieren. Typische Beispiele sind der Einsturz des Terminal E auf dem Flughafen Charles de Gaulle, verschiedene Versagensfälle von Leimbändern, progressiver Kollaps von Stromleitungen. Bauherren erwarten in der Regel unbegrenzte Robustheit ihrer Bauinvestition, Entwurfsingenieure glauben Robustheit durch Einhaltung der Entwurfsnormen eingestellt, und alle Beteiligten sind erstaunt beim Virulentwerden von nicht-robustem Tragwerksverhalten.

Sind Bauwerke im Rahmen des BImSchG genehmigungsrechtlich erfasst, dann unterliegen diese auch dem Geltungsbereich und den Anforderungen des BImSchG. D.h. auch, dass aufgrund der geltenden Betreiberpflichten nachträgliche Anforderungen nach § 15 des BImSchG für Bauwerke bzw. Tragwerke möglich sind. Ebenfalls unterliegen solche Bauwerke als Bestandteil von Betriebsbereichen der Überwachung nach § 16 der StörfallV und sind im Rahmen von Inspektionen zu prüfen. Dies

mit der Maßgabe, dass festgestellte Mängel auf behördliche Anordnung hin zu beheben sind.

8.6.3 Grenzzustände und Partialsicherheiten

Für die Nutzer gerät ein Bauwerk dann in einen kritischen Zustand, wenn entweder die planmäßige Nutzung des Bauwerks nicht mehr gewährleistet ist oder wenn eine unmittelbare Gefahr für dessen Standsicherheit besteht. Die heute weltweit gebräuchlichen Sicherheitskonzepte zur baulichen Gefahrenabwehr definieren für derartige kritische Zustände sogenannte Grenzzustände als Nachweis- oder Bemessungsziele. Je nachdem, ob die Versagenssicherheiten oder ob die Gebrauchseigenschaften der Konstruktion das Bemessungsziel sind, wird zwischen

- Grenzzuständen der Tragfähigkeit (des Versagens) und
- Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

unterschieden. Für beide Grenzzustände, die i.a. beide gleichzeitig zu gewährleisten sind, müssen heute Mindestwerte der (operativen) Eintrittswahrscheinlichkeiten eingehalten werden. Letztere werden durch die Eurocodes und das Deutsche Institut für Normung DIN festgelegt, sie sollen einmal zu einheitlichen baulichen Risikopotenzialen in Europa führen.

Die normenseitige Festlegung erfolgt in den obigen Grenzzuständen durch Sicherheitsbeiwerte der Widerstands- und der Einwirkungsseite. Diese grenzen charakteristische Fraktilwerte der Verteilungsfunktionen beider Seiten soweit voneinander ab, dass vereinbarte sehr kleine Auftretenswahrscheinlichkeiten der kritischen Zustände garantiert sind. Da diese Sicherheitsbeiwerte von den jeweiligen Verteilungsfunktionen abhängen, besitzen sie unterschiedliche Größen. Da sie ferner in modernen Zuverlässigkeitskonzepten beide Seiten, Widerstand sowohl als Einwirkung, betreffen, bezeichnet man sie als Partialsicherheitsfaktoren. Ihr Gegensatz sind Gesamtsicherheitskoeffizienten traditioneller Zuverlässigkeitskonzepte.

Sicherheitskonzepte, welche mit Partialsicherheitskoeffizienten arbeiten, heißen auch semi-probabilistisch: Weil jedem einzelnen Koeffizienten theoretisch gerade derjenigen Wert zugeordnet werden kann, der einem als maßgebend betrachteten Fraktil-

wert entspricht, integrieren sie – auf sehr niedrigem Niveau – probabilistische Eigenschaften der Verteilungsfunktionen in ein deterministisches Nachweiskonzept.

8.6.4 Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse und Zuverlässigkeitsindices

Die heutigen modernen Konzepte der baulichen Gefahrenabwehr besitzen einen sehr theoretischen Hintergrund, sie alle basieren auf Methoden der probabilistischen Zuverlässigkeitstheorie [Klingmüller u. Bourgund, 1992; Schueller, 1981], die wiederum auf der mathematischen Theorie stochastischer Prozesse fußt. Über die Hierarchie der verschiedenen Konzepte, von traditionellen (historischen) Bemessungsmethoden bis hin zu vollständig stochastischen Vorgehensweisen zur baulichen Gefahrenabwehr, gibt **Abbildung 8.6.4.1** eine Übersicht in Anlehnung an den Anhang B der DIN 1055-100 (03/2001), [NABau im DIN, 2001].

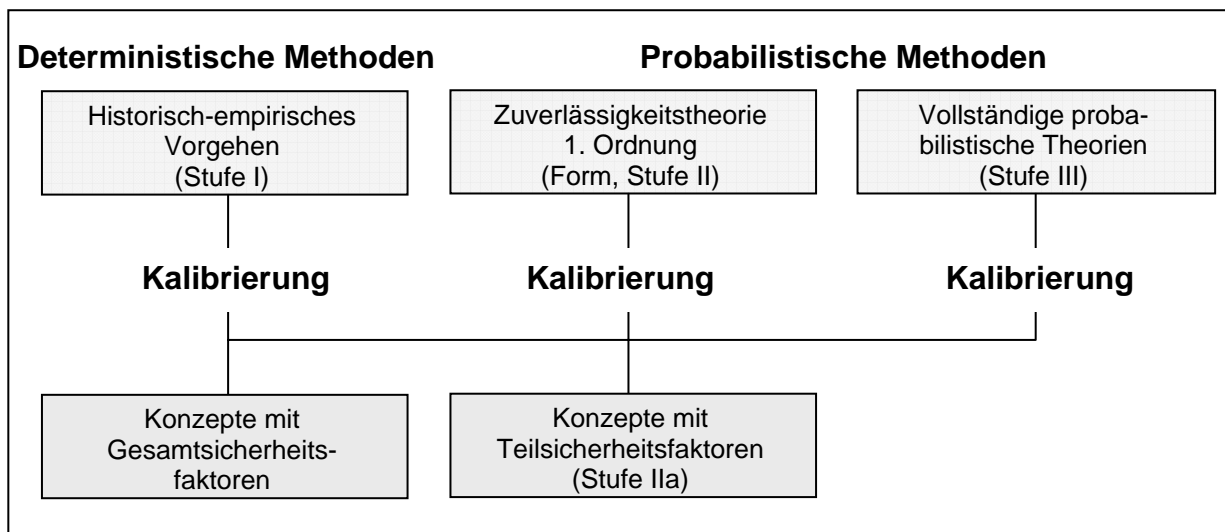


Abbildung 8.6.4.1: Überblick über Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse

Jedes Bemessungskonzept hat sich mit den statistischen Eigenschaften seiner einwirkenden und widerstehenden Elemente auseinander zu setzen: Alle Werkstoffkennwerte, die einwirkenden Belastungen und die Tragwerksabmessungen, unterliegen statistischen Schwankungen und führen damit zu einer Sicherheitsstreuung, welche durch das zugrundeliegende Zuverlässigkeitskonzept abgefangen werden muss. Bis an das Ende des letzten Jahrhunderts waren in Deutschland derartige statistische, genauer probabilistische Aspekte baulicher Gefahrenabwehr in den

Baunormen weitgehend unberücksichtigt geblieben, obwohl Forscher bereits ab 1926 nachdrücklich auf diesen Aspekt hingewiesen hatten [Mayer, 1926]. Grundlegende Pionierarbeiten zu probabilistischen Sicherheitstheorien entstanden, erzwungen von Sicherheitsproblemen des Flugzeugbaus, ab 1950 [Freudenthal, 1956]. Intensivierte Forschungen im deutschen Bauingenieurwesen finden sich erst seit Anfang der 70er Jahre des vergangenen Jahrhunderts [Rüsch u. Rackwitz, 1970; Schneider, 1994], nachdem an der TU München der Sonderforschungsbereich der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG-SFB 98 zu Sicherheitskonzepten im konstruktiven Ingenieurbau gegründet worden war. Die Bearbeitung der neuen Eurocodes [Kommission der EG, 1984] führte zu einer unerwartet schnellen Verbreitung statistisch orientierter Denkweisen im europäischen Bauwesen ab 1980.

Historisch gesehen sind Sicherheits- und Zuverlässigkeitsnachweise nach Abbildung 8.6.4.1 zunächst mittels Gesamtsicherheitsfaktoren entwickelt worden. Da die hierin beteiligten Parameter als Fraktilwerte jedoch sehr unterschiedlichen statistischen Verteilungsfunktionen entstammen, sind derartige Sicherheitskonzepte der Stufe I höchst unsicher. So können bei Verwendung von Gesamtsicherheitsfaktoren unbeabsichtigt sowohl Sicherheitsdefizite als auch erhebliche Sicherheitsüberschüsse auftreten. Abhilfe und größere Genauigkeit können letztlich nur vollständig probabilistische Zuverlässigkeitskonzepte (Stufe III, SORM: Second-order reliability method) schaffen, welche die spezifischen Eigenschaften der jeweiligen Verteilungsfunktionen berücksichtigen. Die hierbei einzusetzenden mathematischen Methoden der Stochastik gelten jedoch im Ingenieurwesen als so schwierig [NABau im DIN, 1977], dass derartige Konzepte in naher Zukunft kaum Eingang in die Ingenieurpraxis der Technik finden werden, allenfalls in linearisierter Form als Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (Stufe II, FORM: First-order reliability method), siehe Erläuterungen in [NABau im DIN, 2001]. Schätzt man die hierin auftretenden Verteilungen durch geeignete Fraktilwerte der Verteilungsfunktionen ab, so gelangt man zu Sicherheitskonzepten mit Teilsicherheitsfaktoren. Diese Stufe IIa in Abbildung 8.6.4.1 stellt die Basis der Eurocodes, der modernen europäischen Baunormen, dar [Eibl u. Kobler, 1978; Kommission der EG, 1984].

Schwachpunkt aller deterministischen und probabilistischen Zuverlässigkeitstheorien bildet stets die Kalibrierung der Konzepte an der bautechnischen Wirklichkeit: Tragwerksversagen als Grundlage des wichtigsten Bemessungsgrenzzustands bildet im Bauwesen einen äußerst unwahrscheinlichen Grenzfall für sehr seltene Extremereignisse, häufig noch gekoppelt an menschliches Versagen. Da menschliches Versagen im Zusammenhang mit baulichen Sicherheitsanalysen bewusst eingeklammert wird, sind zuverlässige statistische Unterlagen über Versagenssituationen

äußerst rar. Sie liegen nämlich in den statistischen Verteilungsfunktionen weit entfernt vom zentralen Bereich, welcher kaum Informationen zu Versagenssituationen beisteuern kann. Jede Kalibrierung ist somit auf vielfältigen Ausnahmen aufgebaut und somit höchst ungenau. Das Standardverfahren zu dieser Kalibrierung, was jedoch vielfältige (Praktikabilitäts-) Annahmen beinhaltet, ist in DIN 1055-100 (03/2001) erläutert.

Wie **Abbildung 8.6.4.2** verdeutlicht und wie bereits im Abschnitt 8.6.2 erläutert, sind darüber hinaus alle im Rahmen von Zuverlässigkeitsanalysen ermittelten Sicherheitsmargen stets zeitabhängig.

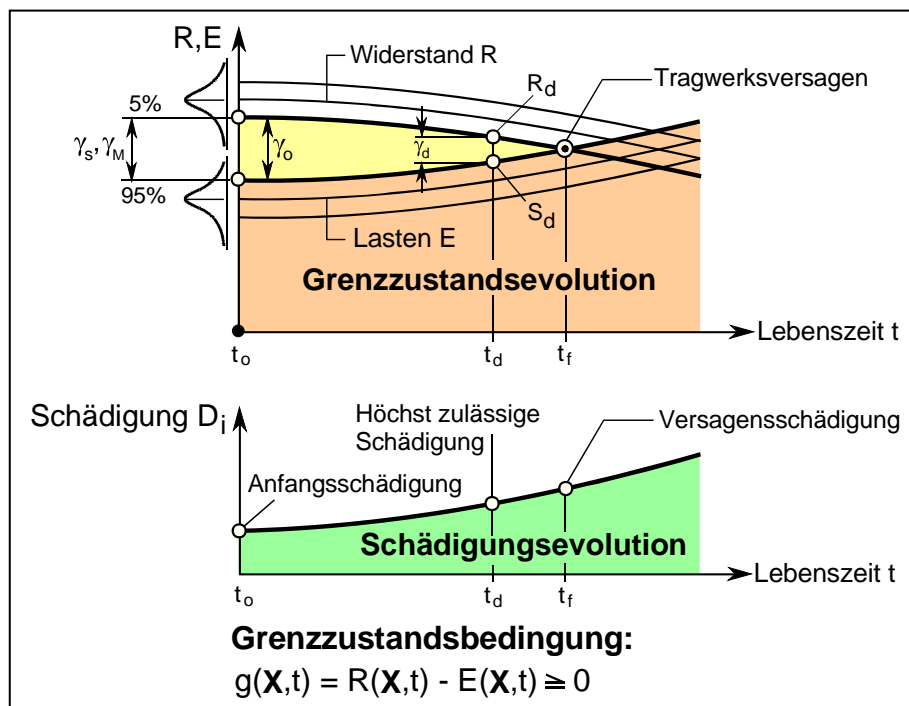


Abbildung 8.6.4.2: Zeitabhängige Grenzzustandsfunktion und Tragwerksschädigung

Schädigungen der Werkstoffe infolge betrieblicher oder unplanmäßiger (Überlastungen) Einwirkungseinflüsse reduzieren den Tragwerkswiderstand. Dies bewirken ebenso lastunabhängige Deteriorationsprozesse chemischen, mechanischen oder biologischen Ursprungs. Damit bildet sich eine Evolution von Schädigungen des Tragwerkswiderstandes aus. Oft erhöhen sich auch im Laufe der Tragwerksnutzungsdauer die einwirkenden Lasten. Beides, Schädigungen und Lasterhöhungen, reduzieren nach Abbildung 8.6.4.2 die Tragwerkssicherheit γ_0 , dem durch erhöhte Anfangssicherheiten oder durch Rehabilitationsarbeiten im Verlauf der Tragwerksnutzung zu begegnen ist. Eine Grenzsicherheitsmarge γ_d (höchste tolerierbare Schädigung)

gung) beendet i.A. die Tragwerksnutzung, bei welcher gleichzeitig die Tragwerksicherheit die gerade noch tolerierbare Untergrenze unterschreitet.

Derartige Konzepte der Strukturmechanik bilden heute auf der Basis nichtlinearer Computersimulationen der Tragwerksdegradationen die konzeptionelle Grundlage für Reparatur- und Rehabilitationsstrategien großer Einzeltragwerke oder für Tragwerksfamilien, beispielsweise von Straßenbauverwaltungen [Frangopol u. Liu, 2004]. Dies deutet **Abbildung 8.6.4.3** an, auf welcher verdeutlicht werden soll, wie bei Erreichen einer Grenzschädigung eine vorgenommene Reparaturmaßnahme den Tragwerkswiderstand wieder auf ein akzeptables Niveau erhöht (oben) oder eine Betriebsbeschränkung die Einwirkung soweit absenkt (unten), dass die zulässige Tragwerkssicherheit wieder erreicht wird.

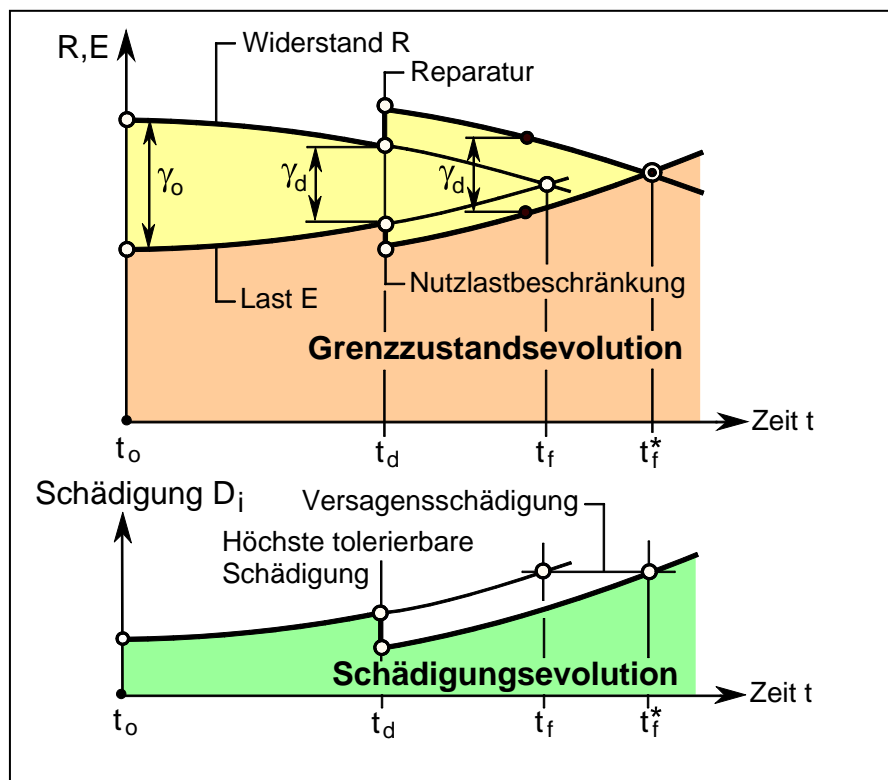


Abbildung 8.6.4.3: Zu Reparatur- und Rehabilitationsstrategien von Tragwerken

8.6.5 Grenzzustandsfunktion und Sicherheitsindex β

Im Rahmen von Zuverlässigkeitskonzepten 1. Ordnung der Stufe II (siehe Abbildung 8.6.4.2), die in ihren technischen Anwendungen des Ingenieurbaus mit Teilsicherheitsbeiwerten arbeiten, wird der Sicherheitsindex β als Maß der Zuverlässigkeit einer Tragwerkssituation betrachtet.

Zu seiner Erläuterung beginnen wir mit der Grenzzustandsfunktion g einer Sicherheitssituation, die auf Abbildung 8.6.4.2 unten explizit aufgeführt und im mittleren Teil in ihrem zeitlichen Verlauf schematisch dargestellt ist. Sowohl der Tragwerkswiderstand R als auch die Tragwerkseinwirkungen E sind Zufallsvariablen, daher wird die Grenzzustandsfunktion

$$g = R - E$$

ebenfalls als Zufallsvariable angesehen. Werte $g > 0$ beschreiben das Überleben des Tragwerks unter den betrachteten Einwirkungen, Werte $g < 0$ sein Versagen, $g = 0$ beschreibt die Grenze zwischen beidem. Wird die Grenzzustandsfunktion g als normalverteilt angenommen, üblicherweise eine nur näherungsweise geltende Praktikabilitätsannahme, so lässt sich für die Versagenswahrscheinlichkeit P_f des Gesamtsystems {Tragwerkstopologie, R , E } [Klingmüller u. Bourgund, 1991; Schueller, 1981] folgender Zusammenhang herleiten:

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta).$$

Hierin kürzt $\Phi(-\beta)$ Ordinaten der (normierten) Verteilungsfunktion der GAUSS'schen Normalverteilung ab. Einige Werte dieses Zusammenhangs finden sich in der folgenden **Tabelle 8.6.5.1**. Der Sicherheitsindex β stellt im modernen konstruktiven Ingenieurbau ein häufig verwendetes Maß für operative Tragwerks-Schutzziele dar.

Tabelle 8.6.5.1: Zusammenhang zwischen (operativer) Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Sicherheitsindex β

$P_f = 10^{-1}$	$\beta = 1,282$
$P_f = 10^{-2}$	$\beta = 2,326$
$P_f = 10^{-3}$	$\beta = 3,090$
$P_f = 10^{-4}$	$\beta = 3,719$
$P_f = 10^{-5}$	$\beta = 4,265$
$P_f = 10^{-6}$	$\beta = 4,753$
$P_f = 10^{-7}$	$\beta = 5,199$
$P_f = 10^{-8}$	$\beta = 5,612$
$P_f = 10^{-9}$	$\beta = 5,998$
$P_f = 10^{-10}$	$\beta = 6,361$

Im Normalfall ist die Grenzzustandsfunktion g natürlich nicht normalverteilt. Dann hält die Forschung eine Vielzahl von Analysekonzepten [Eibl u. Kobler, 1978; Rackwitz u. Fiessler, 1976 u.1978] für β bei genauerer Erfassung der Verteilungsfunktionen bereit. So verwendet man i.A. für Baustoffeigenschaften, Bauteilwiderstände und Modellunsicherheiten log-normale oder WEIBULL-Verteilungen, die GAUSS-Verteilung nur für Eigengewicht; und verschiedene Extremwertverteilungen für alle veränderlichen Einwirkungen [NABau im DIN: DIN 1055-100 (03/2001)]. In der Praxis pflegt man jedoch in derartigen Fällen nicht-normalverteilter statistischer Variablen viel häufiger ohne Detailprüfung die Grenzzustandsfunktion g angenähert – im Sinne einer Praktikabilitätshypothese – als normalverteilt anzusehen und damit die obige Beziehung sowie die Werte der Tabelle 8.6.5.1 als Näherung zu verwenden.

DIN 1055-100 (03/2001) nennt im Anhang B Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β für unterschiedliche Lebenszeitintervalle und für verschiedene Grenzzustände, gültig für übliche Hochbauten in Deutschland, nämlich

- Grenzzustand Tragfähigkeit: für 1 Jahr: $\beta = 4,7$, für 50 Jahre: $\beta = 3,8$
- Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit: für 1 Jahr: $\beta = 3,0$; für 50 Jahre: $\beta = 1,5$.

Die 50-Jahresfrist wird dabei als Mittelwert der Tragwerksnutzungsdauer angesehen. Oftmals wird letztere als länger (Brückentragwerke, Staudämme) oder auch kürzer (Produktionsgerüste) angestrebt, oder eine wesentliche Risikokomponente rührt von Unsicherheiten her, die statistisch unabhängige Jahresmaxima bzw. unterschiedliche

Mittelungszeiträume aufweisen (Superposition von Sturm und Erdbeben). In derartigen Fällen kann nach DIN 1055-100 der Sicherheitsindex β für andere Bezugszeiträume mit Hilfe der Näherung

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n$$

umgerechnet werden. Hierin bezeichnet β_n den Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von n Jahren, β_1 denjenigen für 1 Jahr.

8.6.6 Nachweisformate nach den Eurocodes

In allen nach dem Baurecht nachzuweisenden Grenzzuständen basieren Sicherheitsnachweise auf der Grundbeziehung

$$E_d \leq R_d,$$

wobei E_d den Entwurfswert der Einwirkung (Index d von design) und R_d den Entwurfswert des Tragwerkswiderstandes einer bestimmten Entwurfs- oder Nachweis-situation bezeichnet. Die Entwurfswerte beide Seiten dieser Beziehung besitzen einen analogen Aufbau, nämlich

$$E_d = \{ \sum(\gamma_G * G_{k,i}) \oplus \gamma_Q * Q_{k,1} \oplus \sum(\gamma_Q * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \} \quad \text{bzw.} \quad R_d = \sum R_{k,i} / \gamma_{R,i}.$$

Hierin bedeutet das Symbol \oplus „ungünstigst zu kombinieren mit“, und es sind nach DIN 1055-100 (03/2001) folgende Abkürzungen verwandt worden:

- G_k, Q_k charakteristische Einwirkungen des Eigengewichts und weiterer Lasten,
- $R_{k,i}$ charakteristische Festigkeiten der i Widerstandskomponenten,
- γ_G, γ_Q Teilsicherheitsfaktoren der Einwirkungen,
- $\gamma_{R,i}$ Teilsicherheitsfaktoren der i Widerstandskomponenten,
- $\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwerte (Anteilsfaktoren) der einzelnen i Einwirkungskomponenten $Q_{k,i}$.

Mit den Anteilsfaktoren $\psi_{0,i}$ im Einwirkungsausdruck E_d sollen die schwierigen Probleme der statistischen Gleichzeitigkeit verschiedenartiger (statistisch unabhängiger) Einwirkungen, beispielsweise Straßenverkehr und Sturm, Schnee oder Erdbeben, sowie der unterschiedlichen Formen der Verteilungsfunktionen in einem determinis-

tischen Konzept bewältigt werden. Hierzu unterscheidet man zwischen vorherrschenden Einwirkungen (Leiteinwirkungen), die grundsätzlich mit $\psi_{0,i} = 1$ zu kombinieren sind, und weiteren (mitwirkenden) Einwirkungen mit Anteilsfaktoren (Kombinationsbeiwerten) $\psi < 1$. Sind nur zwei Einwirkungen vorhanden, so sind beide grundsätzlich mit $\psi_{0,i} = 1$ zu kombinieren.

Charakteristische Werte der Einwirkungen findet man in den Belastungsnormen, in unserem engeren Fall der Sturm- und Erdbebeneinwirkungen in DIN 1055-4 und DIN 4149, solche der Baustofffestigkeiten in den bauweisenbezogenen Normen, nämlich DIN 1045-1 für den Massivbau und DIN 18 800 für den Stahlbau. Grundlegende Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$ – siehe **Tabelle 8.6.6.1** – für Hochbauten enthält DIN 1055-100 (03/2001) im Anhang A, im Anhang B auch Hinweise zu deren Berechnung aus vorgegebenen statistischen Informationen.

Tabelle 8.6.6.1: Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweissituation	Widerstände		Einwirkungen		
	Beton γ_C	Stahl γ_S	ständige	veränderliche leitende	weitere
Grundkombination	1.50	1.15	Günstige Auswirkung: 1.00 0.00 0.00 Ungünstige Auswirkung: 1.35 1.50 1.50 ψ_I		
Außergewöhnliche K.	1.30	1.00	1.00	1.00	
Erdbeben - K.	1.30	1.00	1.00	1.00	

Über die zu verwendenden Teilsicherheitsfaktoren γ_G , γ_Q und $\gamma_{R,i}$ gibt Tabelle 8.6.6.1 einen ersten Überblick für Bauwerke aus Stahlbeton [König u. Tue, 1998; NABau im DIN: DIN 1045-1 (07/2001)]. In dieser Abbildung sind nur Faktoren für Nachweisformate nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgeführt und zwar für Grundkombinationen (Eigengewicht, Verkehrslasten, Sturmlasten, Temperatur) sowie für außergewöhnliche Einwirkungskombinationen (Explosionen, Brandfall) und Erdbeben. Diese Übersicht vermittelt zunächst, dass bisher nur für Hochbauten detaillierte Fixierungen für semi-probabilistische Sicherheitsnachweise existieren. Zukünftig geplant ist dies für Klassen aller wichtigen Tragwerke. Ob dies jemals erfolgen wird ist

fraglich, da für weniger häufige Bauwerke in außergewöhnlichen Nachweissituationen statistische Informationen zu deren Auftreten wohl überhaupt nicht vorhanden sind. Hier eröffnet sich ein weites Feld wissenschaftlicher Forschung, wenn dieses moderne bauliche Sicherheitskonzept auf Tragwerke im Rahmen von Produktionsanlagen bzw. Betriebsbereichen nach der StörfallV angewendet werden soll.

8.6.7 Vereinfachte Nachweisformate für den Hochbau

8.6.7.1 Schutzziele der DIN 1055-100 (03/2001)

Im Abschnitt 4 definiert DIN 1055-100 die vom entwerfenden Ingenieur zu erreichenden Schutzziele als grundlegende Anforderungen des deutschen Baurechts wie folgt:

Ein Bauwerk muss derart entworfen und ausgeführt sein, dass während der Errichtung und Nutzung mögliche Einwirkungen mit angemessener Zuverlässigkeit keines der nachstehenden Ereignisse zur Folge haben:

- *Einsturz des gesamten Bauwerks oder eines Teiles;*
- *Größere Verformungen in unzulässigem Umfang;*
- *Beschädigung anderer Bauteile oder Einrichtungen und Ausstattungen infolge zu großer Verformungen des Tragwerks;*
- *Beschädigungen durch ein Ereignis in einem zur ursprünglichen Ursache unverhältnismäßig großen Ausmaß.*

Man erkennt sofort, dass in diesen Festlegungen eigentlich bereits die im Abschnitt 8.6.2 erwähnten Robustheitseigenschaften formuliert sind. Bemessungstechnische Basis dieser sehr umfangreichen Schutzziele sind die o.g. semi-probabilistischen Kombinationsgleichungen mit den normenseits festgelegten Entwurfsgrößen (Einwirkungen und Festigkeiten), den Partialsicherheitsfaktoren und den Kombinationsbeiwerten. Für die Einwirkungsseite finden sich Zahlenangaben der Lastgrößen in den Belastungsnormen sowie solche der Partialsicherheitsfaktoren und der Kombinationsbeiwerte in DIN 1055-100. Für die Widerstandsseite entnimmt man Festigkeiten und Partialsicherheitsfaktoren den bauweisen-orientierten Normen.

Teilsicherheitsbeiwerte sind für Massivbauwerke in Tabelle 8.6.6.1 zusammengestellt, Kombinationsbeiwerte ψ_I in **Tabelle 8.6.7.1.1**. Letztere sollen so festgelegt sein

[Eibl u. Kobler, 1978], dass die im Abschnitt 8.6.5 genannten operativen Zuverlässigkeiten nicht unterschritten werden: Der Kombinationsbeiwert ψ_1 sorgt dafür, dass diese Lastkombination höchstens 300-mal oder jährlich nicht mehr als 5% überschritten wird, ψ_2 höchsten 50% (DIN 1055-100, 6.2).

Tabelle 8.6.7.1.1: Kombinationsbeiwerte ψ_i nach DIN 1055-100, Tabelle A.2

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlast auf Decken in Büros	0.7	0.5	0.3
Windlasten	0.6	0.5	0.0
Schneelasten	0.5	0.2	0.0
Temperatur	0.6	0.5	0.0
Baugrundsetzungen	1.0	1.0	1.0

Die Anwendung der im letzten Abschnitt genannten Kombinationsregeln, die in DIN 1055-100, 9.4 in erheblicher Detaillierung erläutert wird, erfordert große Sachkenntnis als Bauingenieur und Sorgfalt. Deshalb hat die zitierte Norm im Anhang A für den Hochbau als Lehrbeispiel vereinfachte Regeln explizit angegeben, dessen Zahlenwerk im Folgendem statt weiterer Erklärungen am Beispiel eines Stahlbetongebäudes erläutert werden soll.

8.6.7.2 Superposition von Eigengewicht G_k , Q_{Nutzlast} , Q_{Wind} und Q_{Schnee}

Nach der **Tabelle 8.6.6.1** und der **Tabelle 8.6.7.1.1** erhalten wir in den Bemessungsformaten folgende Einwirkungskombinationen:

$$E_{d,1} = 1.35 G_k + 1.50 Q_{\text{Nutzlast}} + 1.50 \cdot 0.60 Q_{\text{Wind}} + 1.50 \cdot 0.50 Q_{\text{Schnee}}$$

$$1.35 G_k + 1.50 Q_{\text{Nutzlast}} + 0.90 Q_{\text{Wind}} + 0.75 Q_{\text{Schnee}},$$

$$E_{d,2} = 1.35 G_k + 1.50 Q_{\text{Wind}} + 1.50 \cdot 0.70 Q_{\text{Nutzlast}} + 1.50 \cdot 0.50 Q_{\text{Schnee}}$$

$$1.35 G_k + 1.50 Q_{\text{Wind}} + 1.05 Q_{\text{Nutzlast}} + 0.75 Q_{\text{Schnee}}.$$

8.6.7.3 Außergewöhnliche Kombination von G_k , A_d , Q_{Nutzlast} und Q_{Wind}

Bezeichnet A_d den Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung, so erhalten wir folgende Einwirkungskombinationen:

$$\begin{aligned} E_{d,1} &= 1.00 G_k + 1.00 A_d + 1.00 \cdot 0.50 Q_{\text{Wind}} + 1.00 \cdot 0.30 Q_{\text{Nutzlast}} \\ &= 1.00 G_k + 1.00 A_d + 0.50 Q_{\text{Wind}} + 0.30 Q_{\text{Nutzlast}}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{d,2} &= 1.00 G_k + 1.00 A_d + 1.00 \cdot 0.50 Q_{\text{Nutzlast}} + 1.00 \cdot 0.00 Q_{\text{Wind}} \\ &= 1.00 G_k + 1.00 A_d + 0.50 Q_{\text{Nutzlast}}. \end{aligned}$$

Die mögliche Kombination mit Schneelast braucht wegen ihrer geringeren Intensität als die Nutzlast erneut nicht berücksichtigt zu werden. Der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung A_d ist in DIN 1055-100, Tabelle A.3 mit 1.00 festgelegt.

8.6.7.4 Superposition von G_k , A_{Ed} (Erdbeben) und Q_{Nutzlast}

Bezeichnet A_{Ed} den Bemessungswert einer seismischen Einwirkung, so erhalten wir folgende Einwirkungskombination nach DIN 1055-100, 9.4:

$$\begin{aligned} E_{d,1} &= 1.00 G_k + 1.00 \cdot \gamma_l \cdot A_{Ed} + 1.00 \cdot 0.30 Q_{\text{Nutzlast}} \\ &= 1.00 G_k + \gamma_l \cdot A_{Ed} + 0.30 Q_{\text{Nutzlast}} \end{aligned}$$

Superposition von Wind und Erdbeben wird wegen der geringen Wahrscheinlichkeit gleichzeitigen Auftretens gemäß DIN 1055-100, 9.4 (16) ausgeschlossen, wenn man den Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0$ für Wind nach Tabelle 8.6.7.1.1 beachtet. Dies gilt nach DIN 4149, 7.1 allerdings nicht für Bauten der höchsten Bedeutungsklasse IV entsprechend der Übersicht in **Tabelle 8.6.7.4.1**.

Der in obigem Bemessungsformat noch enthaltene Bedeutungsbeiwert γ_l entspricht der derzeitigen Schreibweise in DIN 1055-100. Er wurde gemäß DIN 4149 bereits am Ende von Abschnitt 8.3.3.6 erwähnt. Da er aus Sicht eines modernen Sicherheitskonzeptes einen versteckten Partialsicherheitskoeffizienten darstellt, schreibt man ihn heute als 1.00, um mit obiger Beziehung ein allgemeingültiges Bemessungsformat zu erhalten. Dann muss man sich natürlich darauf verständigen, dass der

wirkliche Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 8.6.7.4.1 im Ausdruck A_{Ed} der Erdbeben-
einwirkung enthalten ist.

Tabelle 8.6.7.4.1: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte nach DIN 4149
(04/2005)

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit	0.8
II	von gewöhnlicher Bedeutung: Wohngebäude	1.0
III	mit wichtiger Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben: große Wohnanlagen, Verwaltungs- gebäude, Kaufhäuser, ...	1.2
IV	mit dem Erfordernis seismischer Unversehrtheit: Krankenhäuser, Feuerwehrhäuser, Katastrophenschutz-Anlagen, ...	1.4

8.7 Bautechnische Anlagensicherheit: Schwachpunkte, Defizite und vorgeschlagene Maßnahmen

In den bisherigen Abschnitten ist im Wesentlichen der technische Sachstand einer modernen normengerechten baulichen Gefahrenabwehr für Bauwerke unter Sturm und Erdbeben nach den Landesbauordnungen behandelt worden. Außerdem wurden in den Abschnitten 8.5 erste erkannte, vorwiegend nicht-technische Defizitquellen behandelt. Nunmehr soll entsprechend dem Fragenkatalog der Leistungsbeschreibung für das vorliegende UFOPLAN-Forschungsvorhaben untersucht werden, in wie weit sich aus diesen bauordnungsrechtlichen Anforderungen Schwachpunkte oder Defizite für genehmigungspflichtige Anlagen nach BImSchG bzw. Betriebsbereiche gemäß der StörfallV ergeben und welche Maßnahmen zur Abhilfe vor zu schlagen wären. Außerdem werden Hinweise gegeben werden, wie sich der oben genannte technisch-rechtliche Rahmen in Deutschland und der EU vermutlich im nächsten Jahrzehnt weiterentwickeln wird und welche weltweiten Sicherheitstrends für Bauwerke, insbesondere solche in Produktionsanlagen d.h. auch Betriebsbereichen bestehen.

8.7.1 Rechtliche Gesichtspunkte und administrative Defizite

8.7.1.1 Die neue Europäische Generation von Baunormen

Im Jahre 1985 beschlossen die Europäischen Regierungschefs, Maßnahmen zur Vollendung des Europäischen Binnenmarktes in die Wege zu leiten. Hierbei sollte der gesamte Baumarkt der EU eine Vorreiterrolle übernehmen. Bereits im Jahre 1988 wurde mit Verabschiedung der Bauproduktenrichtlinie [Rat der EG, 1988] durch den EG-Ministerrat hierfür die wesentliche Grundlage gelegt. Die hierin festgeschriebenen Anforderungen an Bauwerke aller Art wurden durch die darauf aufbauenden Grundlagendokumente konkretisiert.

Mit der Ausarbeitung Europäischer Baunormen wurde das Europäische Komitee für Normung CEN durch die EG beauftragt. Der organisatorische Rahmen und eine ausführliche Gesamtübersicht über die Europäische Baunormung kann [Breitschaft, 1992] entnommen werden. Seit dieser Beauftragung sind viele Europäische Grundnormen des konstruktiven Ingenieurbaus als sogenannte Eurocodes ECs erarbeitet und veröffentlicht worden. In Deutschland wird entsprechend einer Bund-Länder-Vereinbarung die gesamte Baunormung durch das Deutsche Institut für Normung DIN koordiniert, und die zentrale Zulassungsstelle für alle Bauprodukte ist das Deutsche Institut für Bautechnik DIBT.

Nach ersten (negativen) Erfahrungen mit der Anwendung der neuen Europäischen Baunormen ECs entschloss sich 1994 der Normenausschuss Bau NABau im DIN zu einer 2-Schritt-Strategie zu deren bauaufsichtlicher Einführung: Zunächst sollten die vorhandenen deutschen Baunormen noch einmal im inhaltlichen Sinne der jeweiligen ECs überarbeitet werden und dann noch für eine Übergangszeit Gültigkeit erlangen. Erst danach, vermutlich im nächsten Jahrzehnt, sollen dann die ECs synchron mit anderen europäischen Mitgliedsländern bauaufsichtlich eingeführt werden. Die ersten fertigen europäisierten Überarbeitungen dieser Normen, nämlich DIN 1045-1 (Stahlbetonbauwerke), DIN 1055-100 (Tragwerkssicherheit), DIN E 1055-4 (Windlasten) und DIN 4149 (Erdbeben), wurden diesem Forschungsvorhaben in den bisherigen Abschnitten 8.2, 8.3 und 8.6 zugrunde gelegt.

Defiziterkennung

Insgesamt ist festzustellen, dass alle baulichen Anlagen und Tragwerke in Deutschland derzeit (und generell zu jeder Zeit) auf Baunormen sehr unterschiedlichen Inkrafttretens, d.h. unterschiedlichen Standes der Technik, basieren. Derzeit liegen der Bausubstanz Deutschlands alte und neue DIN-Normen, Eurocodes sowie TGL-Vorschriften aus dem Baurecht der früheren DDR und DIN-Normen des Deutschen Reiches zugrunde.

Alle diese Regeln spiegeln im Allgemeinen unterschiedliche Sicherheitsniveaus der baulichen Gefahrenabwehr wider, wobei die moderneren europäischen Regelungen generell ein leicht erhöhtes Sicherheitsniveau, verglichen mit den älteren, anstreben. Wegen der langen Nutzungsdauer baulicher Anlagen von im Mittel > 60 Jahren ist dies für jede Volkswirtschaft eine völlig übliche Situation: Die Normentreue ihrer Bausubstanz schleppt sich immer um ein bis zwei Jahrzehnte hinter dem Stand der Technik hinterher. Sie kann nur durch sehr gezielte Rehabilitationsmaßnahmen, meist im Zusammenhang mit notwendigen Reparaturen, angehoben werden, denen häufig der Bestandsschutz entgegensteht. Für bestimmte Klassen von stark sicherheitsrelevanten Bauwerken allerdings, wie Straßenbrücken, Kunstbauten der Bahn, Kraftwerken und anderen Bauten der Versorgungsinfrastruktur, Kerntechnischen Anlagen, erfolgen Anpassungen an den aktuellen Stand der Technik in viel kürzeren Zeiträumen. Für immissionsschutzrechtlich genehmigte Anlagen bzw. Betriebsbereiche gemäß der StörfallV wäre dies sicherlich in gleichem Maße wünschenswert, auch geben sowohl BImSchG als auch StörfallV den rechtlichen Rahmen hierfür her (Dynamische Grundpflichten, Möglichkeit der nachträglichen Anordnung bis zum Genehmigungswiderruf), aber nach Kenntnis der Berichterstatter werden diese i.d.R. kaum ausgeschöpft.

8.7.1.2 Baurechtliche Sicherheitsdefizite durch BImSchG-Mitgenehmigung

Das Bundes-Immissionsschutzgesetz BImSchG 9/2002 verfügt im §10 (5) über die Organisation des Genehmigungsverfahrens einer genehmigungspflichtigen Anlage folgendes Vorgehen:

Die für die Erteilung der Genehmigung zuständige Behörde holt die Stellungnahme der Behörden ein, deren Aufgabenbereich durch das Vorhaben berührt ist. Soweit für das Vorhaben ... eine Zulassung nach anderen Gesetzen vorgeschrieben ist, hat die Genehmigungsbehörde eine vollständige Koordination der Zulassungsverfahren sowie der Inhalts- und Nebenbestimmungen sicherzustellen.

Die für die immissionsschutzrechtliche Genehmigung einer Anlage zuständige Behörde wird daher in aller Regel das örtliche Bauaufsichtsamt um Amtshilfe ansuchen, wo nach Maßgabe der geltenden Landesbauordnung BauO und der Verordnung über bautechnische Prüfungen BauPrüfVO entschieden werden wird. Deutsche Landesbauordnungen unterscheiden Baukörper einzig nach deren Höhe. Beispielsweise unterscheidet die BauO NRW [Minister NRW, 2000] im §3 gemäß der Bundes-Musterbauordnung:

- Gebäude geringer Höhe: Fußböden unterhalb 7 m über Geländeoberfläche;
- Gebäude mittlerer Höhe: Fußböden unterhalb 22 m über Geländeoberfläche;
- Hochhäuser: Der Fußboden mindestens eines Raumes liegt mindestens 22 m über Geländeoberfläche.

Damit wird der Sorgfaltsaufwand für Entwurf, Berechnung und Konstruktion des Tragwerks auch einer Anlage nach seiner Bauhöhe eingestuft und nicht etwa nach dem Gefährdungspotenzial der Produktionsanlage.

Zwar verlangt beispielsweise die BauO NRW im §15 (1) zur Standsicherheit:

Jede bauliche Anlage muss im Ganzen und in ihren Teilen sowie für sich allein standsicher sein. Die Standsicherheit anderer baulicher Anlagen und die Tragfähigkeit des Baugrundes dürfen nicht gefährdet sein.

Die bürokratischen Verfahrensweisen zur Erreichung dieser Ziele sind aber wenig stringent. Grund hierfür ist die politisch propagierte „Entbürokratisierung“ der Baugenehmigungsverfahren in den vergangenen 20 Jahren. Bei Gebäuden geringer Höhe genügt nämlich die schriftliche Versicherung des Bauherrn, dass den Ausführungsplänen eine statische Berechnung zugrunde liegt. Bei Gebäuden mittlerer Höhe, d.h. bis ca. 25 m Traufhöhe, muss die statische Berechnung vorliegen, sie braucht jedoch nicht von einem staatlich anerkannten Prüfsachverständigen geprüft zu werden (Vereinfachtes Genehmigungsverfahren nach BauO NRW, §67). Erst für Hochhäuser muss eine

statische Berechnung Basis der Konstruktionszeichnungen sein, sie muss von einem Prüfenieur geprüft werden, und es müssen Bauüberwachungen sowie -abnahmen durchgeführt werden.

Zwar gilt alles dies streng genommen nur für Wohngebäude, doch diese Einschränkung ist aus der BauO NRW nicht leicht herauszulesen. Erst in der im Jahre 2000 novellierten Ausgabe [Minister NRW, 2000] findet sich im § 68 (Vereinfachtes Genehmigungsverfahren) in der Aufzählung unter (1) im Unterpunkt 15 ein Hinweis, wann das vereinfachte Verfahren nicht angewendet werden darf:

15. (bei) baulichen Anlagen und Räumen, deren Nutzung mit Explosionsgefahr oder erhöhter Brand-, Gesundheits- oder Verkehrsgefahr verbunden ist, und Anlagen, die am 1. Januar 1997 in der 4. Verordnung zur Durchführung des BImSchGs enthalten waren.

Vor dem Jahre 2000 wurden vermutlich die meisten Anlagen in NRW bautechnisch nach Höhe klassifiziert und vereinfacht genehmigt. Dies bedeutete schon damals, nicht erst heute, ein stark reduziertes bauliches Sicherheitsniveau, auch gegenüber Sturm- und Erdbebengefährdung. Ob heutige Anlagengenehmigungen nach BImSchG immer noch so praktiziert werden, ist von uns derzeit nicht feststellbar. Es darf nach allen bisherigen Erfahrungen für wahrscheinlich vermutet werden.

Maßnahmen zur Defizitabstellung

Zur Abstellung der erläuterten Defizite müsste zuerst festgestellt werden, ob alle 16 deutschen Bauordnungen nunmehr eine derartige ausschließende Formulierung im Hinblick auf Anlagen enthalten. Danach sollten die Genehmigungsbehörden im Verfahren nach dem BImSchG im Einvernehmen mit den Baubehörden verpflichtet werden immissionsschutzrechtlich genehmigungsbedürftige bauliche Anlagen und bauliche Anlagen in Betriebsbereichen nur analog dem strengsten baulichen Genehmigungsverfahren der jeweiligen BauO im Rahmen des BImSchG-Verfahrens zu genehmigen, wie dies eigentlich gesetzlich vorgeschrieben ist: Somit müssen statische Berechnungen allen Baukonstruktionen und -maßnahmen zugrunde liegen. Beides muss Bestandteil der Bauakte sein und von einem staatlich anerkannten Prüfenieur geprüft werden. Diese Unterlagen müssen gleichfalls, soweit dies im Verfahren terminlich möglich ist, dem Genehmigungsantrag nach BImSchG beiliegen, bzw. deren Vorlage als Auflage im BImSchG-Genehmigungsbescheid vor Baubeginn gefordert werden. Darüber hinaus sind die Tätigkeiten der Sachverständigen für Anlagensicherheit mit den Prüfenieuren / Sachverständigen für Standsicherheit

durch die Genehmigungsbehörden besser zu koordinieren. Außerdem müssen Bauüberwachungen sowie Bauabnahmen entsprechend der jeweils gültigen Landes-BauO durchgeführt werden.

8.7.1.3 Baurechtliche Prüfung und immissionsschutzrechtliche Genehmigung

Das baurechtliche Genehmigungsverfahren in seiner höchsten Stufe wird in Deutschland sehr streng gehandhabt. Es bestimmt i.a. einen staatlich anerkannten Prüfingenieur als vom Bauordnungsamt mit hoheitlichen Funktionen „beliehenen“ Fachmann, der folgende Aufgaben wahrnimmt:

- Kenntnisnahme des Baugrundgutachtens, Beurteilung und gegebenenfalls Korrekturveranlassung;
- Prüfung aller statischen Berechnungen;
- Prüfung aller Konstruktionsunterlagen;
- Stichprobenartige Überwachung und Abnahme aller Baumaßnahmen.

Jeder dieser Schritte wird protokolliert und muss in einem Prüfbericht festgehalten werden. Prüfberichte sind als hoheitliche Dokumente Bestandteil der Bauakte, die für die gesamte Lebensdauer einer baulichen Anlage beim zuständigen Bauamt vorliegt. Prüfberichte können für größere Baumaßnahmen, beispielsweise Kraftwerke, durchaus mehrere Hundert Seiten DIN A4 umfassen.

Werden Bestandteile einer Produktionsanlage als Bauwerk eingestuft, so werden sie genau in dieser Weise baurechtlich genehmigt. Bei allen „Nicht-Bauwerken“ fehlt eine derartige Begleitung durch einen staatlich anerkannten, mit hoheitlichen Funktionen beliehenen Fachmann. Aber selbst im ersteren Fall schlummern i.a. die Prüfberichte in der Bauakte des betroffenen Bauordnungsamtes. Ihr Inhalt, der oftmals viele für den späteren Betrieb der Gesamtanlage relevante Regelungen enthält, führt für die genehmigenden Behörden nur allzu häufig ein Schattendasein.

Defizitbehebung

Die Prüfberichte des baurechtlichen Genehmigungsverfahrens sollten in einer vom Prüfingenieur erstellten Kurzform bei der immissionsschutzrechtlichen Genehmigung verfügbar sein und Bestandteil der Sicherheitsberichte werden.

Die Einhaltung aller baulichen Anforderungen, die über die Anforderungen an übliche Bauwerke hinausgehen, muss im immissionsschutzrechtlichen Verfahren zusätzlich zum Verfahren nach Bauordnung geprüft werden. Dies erfolgt i.d.R. für den Brandschutz (vgl. auch Tätigkeiten der Sachverständigen für Anlagensicherheit), jedoch nicht für die Tragwerkssicherheit. Hier sind schlicht die Kenntnisse bei den immissionsschutzrechtlichen Genehmigungsbehörden und wohl auch bei den Sachverständigen nicht vorhanden, wodurch meist auch die Sensibilisierung für den Themenbereich fehlt.

Weiter war/ist klar, dass Fragen der baulichen Sicherheit von Tragwerken/Bauwerken in der Sicherheitsanalyse/dem Sicherheitsbericht gesondert zu analysieren sind. Dies erfolgt heute i.d.R. nicht. Zur Abhilfe wird folgendes prinzipielle Vorgehen vorgeschlagen:

- a) Formulierung der Anforderungen an Bauwerk und Tragwerk durch den Antragsteller oder den Sachverständigen für Anlagensicherheit und Übermittlung an den Tragwerks/Bauwerksplaner sowie den Prüfsingenieur.
- b) Berücksichtigung dieser Anforderungen bei Planung und Prüfung. Erstellung eines Berichtes über die Umsetzung durch den Tragwerks-/Bauwerksplaner.
- c) Prüfung desselben durch den Prüfsingenieur und Erstellung eines Prüfberichts, Prüfung des Prüfberichts durch die immissionsschutzrechtliche Genehmigungsbehörde.
- d) Berücksichtigung des Umsetzungsberichtes und der Prüfungsergebnisse im Sicherheitsbericht.
- e) Prüfung der Umsetzung im Rahmen von Inspektionen nach § 16 StörfallV.

8.7.1.4 Kombinierte Risiken (Combined Risks)

Traditionell behandelt die Risiko- und Gefahrenabwehr in der Technik zumeist getrennte Einzelrisiken. So werden in der baulichen Gefahrenabwehr stets Sturm und Erdbeben als nicht gleichzeitig wirkend betrachtet, und beide Einwirkungen treten stets ohne Berücksichtigung von Schneelasten auf.

Aber auch betriebliche Risiken werden in der baulichen Gefahrenabwehr nur in festgelegten, engen Bahnen berücksichtigt. Lediglich der bauliche Brandschutz bietet seit ca. 20 Jahren EU-weit ein Musterbeispiel für die präventive Berücksichtigung (bedeutsamer) betrieblicher Risiken auf die Bausubstanz und ihre Benutzer. Alles

hierüber Hinausgehende weist große Behandlungsdefizite auf. Oft werden Risiken erst nach Katastrophen als solche wahrgenommen, wie die Behandlung der Wirkung von Druckwellen oder von lokalen Explosionen auf Tragwerke deutlich zum Ausdruck bringt.

Seit langem ist man sich bewusst, dass diese getrennten Betrachtungen den Risikopotenzialen moderner Industriegesellschaften nicht gerecht werden, insbesondere, wenn auch die Produktionsprozesse noch Gefahrenpotenziale beinhalten. Gelegentlich unterscheidet man daher zwischen primären und sekundären Risiken, und versucht, beide in eine Risikobeurteilung zu integrieren. So kann bei einem erdbebenbeanspruchten Bauwerk dessen tragende Konstruktion diesem durchaus standhalten. Sekundärrisiken, beispielsweise infolge umstürzender nichttragender Innenwände, einstürzender abgehängter Decken, umfallender Ausstattungsgegenstände, wegen Leitungsundichtigkeiten austretender Gase (brennbar, nicht brennbar jedoch giftig), Inbrandsetzung der Ausstattung, austretendes Wasser (heiß, kalt) durch Leitungsbrüche oder freigesetzte Radioaktivität (Diagnosestationen in Krankenhäusern), stellen möglicherweise ein erheblich bedrohlicheres Gefahrenpotenzial dar als das primäre Erdbebenrisiko.

Die große Schwierigkeit bei der Behandlung derartiger Kombinationsrisiken liegt in der gleichartigen Quantifizierung zwecks holistisch-akkumulativer Bewertung der verschiedenen Risikopotenziale. Aus diesem Grund verbleiben Forschungen hierüber derzeit auch zumeist im Verbalen [Mileti, 1999]. Aber auch administrative Organisationsformen, beispielsweise Zuständigkeiten in unterschiedlichen Ministerien, können erhebliche Integrationshemmnisse bilden. So könnte es ein bemerkenswerter erster Schritt sein, dass im Herbst 2004 der US-Kongress ein kombiniertes Risiko-Reduktionsprogramm für Erdbeben-, Sturm- und Hochwasser-Risiken mit erheblichen Forschungsmitteln (jährlich 25 Mio \$ je Einzelrisiko) beschlossen hat. Dieses wurde nach Inkraftsetzung durch den Präsidenten in der Federal Emergency Management Agency FEMA angesiedelt. Gleichzeitig wurde FEMA, die nationale Agentur für Katastrophenmanagement, dem US Department for Homeland Security administrativ unterstellt [Landers, 2004].

Defiziterkennung

In modernen Industriegesellschaften können bauliche Anlagen in ungleich vielfältiger Weise kombinierten Risiken, beispielsweise Zusatzrisiken aus Produktionsprozessen, ausgesetzt sein, als dies noch vor wenigen Jahrzehnten der Fall war. Den

Ausschluss solcher erhöhten Kombinationsrisiken erwartet die Allgemeinheit. Sowohl der Stand der Technik als auch der Stand von Wissenschaft und Forschung scheinen den aktuellen Problemen derzeit nicht begegnen zu können.

8.7.1.5 Wirksamwerden von Naturrisiken

In der Leistungsbeschreibung wird die Frage aufgeworfen, was bei Wirksamwerden eines Naturereignisses geschieht, also bei größeren Sturmschäden oder Schäden durch ein Erdbeben? Aus Sicht des Bauordnungsrechtes ist die Beantwortung einfach: Das Baurecht, national wie auch international betrachtet, regelt hier nichts. Das Baurecht vertritt den Standpunkt, dass bauliche Anlagen gegen Naturrisiken durch technische Regeln bis zu einer von der Volksgemeinschaft akzeptierten Einwirkungshöhe abzusichern sind. Werden dennoch Naturrisiken virulent, so wird zunächst nach schuldhaftem Verhalten von Beteiligten gesucht. Wird dieses nicht entdeckt, handelt es sich um eine Naturkatastrophe.

Dieses einfache Betrachtungsschema kann man bei fast jedem Schadensereignis infolge von Naturrisiken erkennen, welches uns die Medien monatlich ins Haus liefern. Auf immissionsrechtlich genehmigungspflichtige Anlagen übertragen setzt dies voraus, dass die Auftretenswahrscheinlichkeit des Naturrisikos hinreichend klein und die bautechnische Risikoabsicherung hinreichend groß ist.

Ganz andere Antworten ergeben sich allerdings auf Grundlage der Betreiberpflichten nach StörfallV. Hier heißt es u.a.:

§ 3 Allgemeine Betreiberpflichten

- (1) Der Betreiber hat die nach Art und Ausmaß der möglichen Gefahren erforderlichen Vorkehrungen zu treffen, um Störfälle zu verhindern; Verpflichtungen nach anderen immissionsschutzrechtlichen Vorschriften bleiben unberührt.
- (2) Bei der Erfüllung der Pflicht nach Absatz 1 sind
 1. betriebliche Gefahrenquellen,
 2. umgebungsbedingte Gefahrenquellen, wie Erdbeben oder Hochwasser, und
 3. Eingriffe Unbefugter

zu berücksichtigen, es sei denn, dass diese Gefahrenquellen als Störfallursachen vernünftigerweise ausgeschlossen werden können.

- (3) Über Absatz 1 hinaus sind vorbeugende Maßnahmen zu treffen, um die Auswirkungen von Störfällen so gering wie möglich halten zu können.

§ 5 Anforderungen zur Begrenzung von Störfallauswirkungen

- (1) Der Betreiber hat zur Erfüllung der sich aus § 3 Abs. 3 ergebenden Pflicht insbesondere
1. Maßnahmen zu treffen, damit durch die Beschaffenheit der Fundamente und der tragenden Gebäudeteile bei Störfällen keine zusätzlichen Gefahren hervorgerufen werden können,
 2. die Anlagen des Betriebsbereiches mit den erforderlichen sicherheitstechnischen Einrichtungen auszurüsten sowie die erforderlichen technischen und organisatorischen Schutzvorkehrungen zu treffen.

Resümee

Liest man mit diesen Hintergrundinformationen die Abschnitte 8.2, 8.3 und 8.6 dieses Forschungsberichtes, so drängt sich der Verdacht auf, dass zumindest die bautechnische Risikoabsicherung von Anlagen bzw. Betriebsbereichen nicht ausreichend sein könnte. Deren Tragwerkssicherheit beruht auf Baunormen, die nur Maßnahmen bis zum Wirksamwerden der Naturrisiken vorschreiben.

Nach den zitierten Regelungen der StörfallV ist zu fordern, dass

- in den Sicherheitsberichten und
- in den Alarm- und Gefahrenabwehrplänen

die zu ergreifenden Maßnahmen nach Sturm- oder Erdbebenschäden aufzuführen sind. Dies setzt die Erarbeitung detaillierter Gefährdungsszenarien (Gefahrenquellenanalysen und Auswirkungsbetrachtungen) nebst Abwehrmaßnahmen voraus (siehe Abschnitte 8.7.2.3 und 8.7.3.5). Für Betriebsbereiche besteht Forschungsbedarf.

8.7.2 Reduktion der Sturmgefährdung von Betriebsbereichen gemäß StörfallV

8.7.2.1 Höhere Windgeschwindigkeiten gemäß neuer DIN 1055-4 (03, 2005)

Seit mehr als 3 Jahrzehnten ist unter Fachleuten bekannt, dass die seit 1938 gültige (alte) DIN 1055-4 mit ihren einheitlichen Windlasten für Deutschland die geographische Sturmschadenverteilung nicht annähernd korrekt abbildet. Sturmschäden waren stets an allen Arten baulicher Anlagen in Norddeutschland signifikant stärker und häufiger vertreten als im deutschen Durchschnitt. Die neue DIN 1055-4 (03/2005) nimmt für sich in Anspruch, dieses Defizit durch Unterteilung Deutschlands in verschiedene Windzonen und durch Vorgabe genauerer Böenwindprofile beseitigt zu haben. Sie führt erstmalig seit Frühjahr 2005 nunmehr 4 Windzonen für alle bautechnischen Sicherheitsnachweise verbindlich ein. Dadurch müssen in Teilen der neuen Windzone 2 sowie in den Windzonen 3 und 4 zukünftig höhere Windlasten als bisher einem Tragwerksentwurf zugrunde gelegt werden [Peil, 2006]. **Abbildung 8.7.2.1.1** zeigt die nunmehr gültige Aufteilung der Bundesrepublik Deutschland in 4 Windzonen.

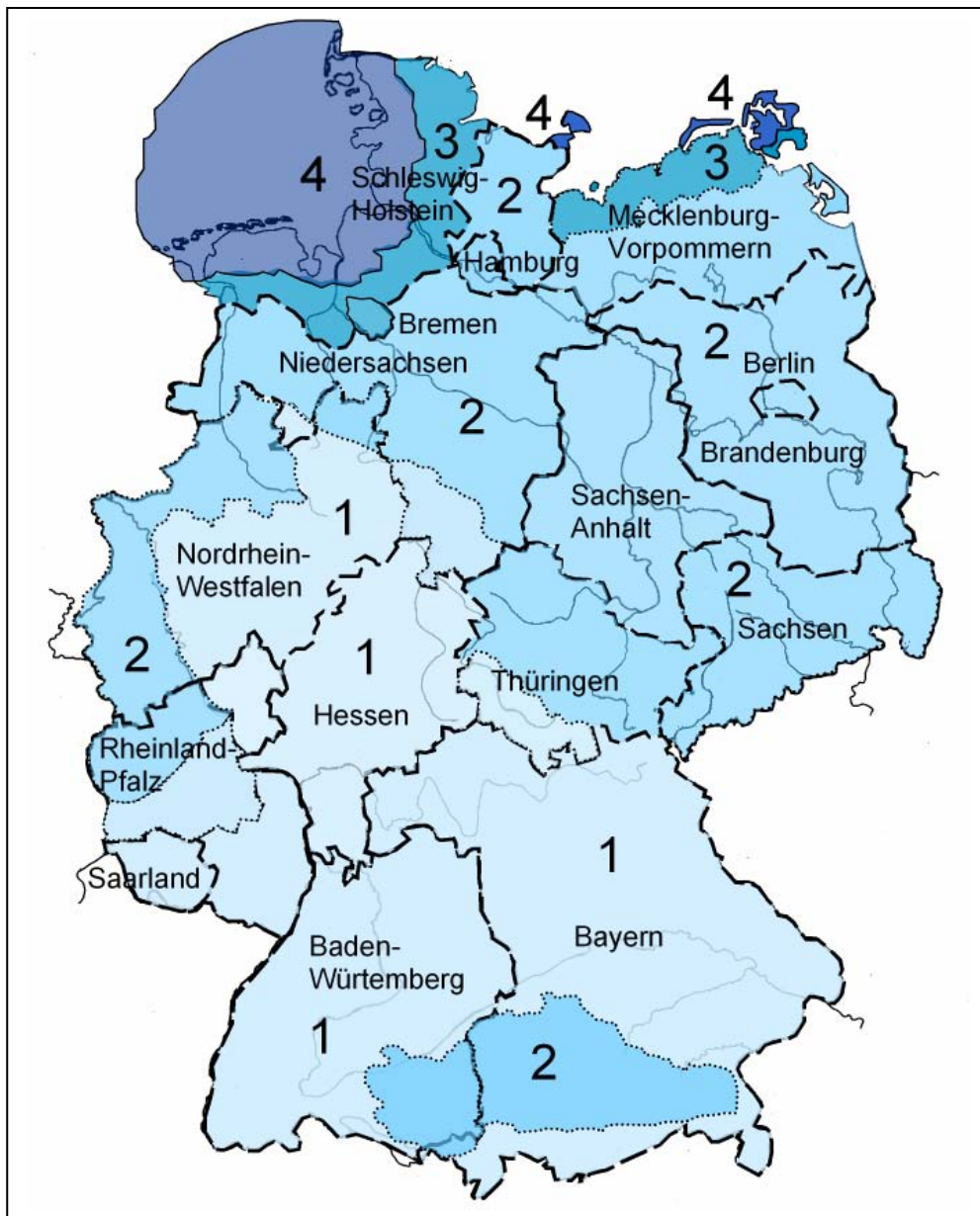


Abbildung 8.7.2.1.1: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland nach DIN 1055-4: 2005

Tabelle 8.7.2.1.1 enthält die zugehörigen zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeiten v_{ref} und Geschwindigkeitsdrücke q_{ref} . Nach wie vor beträgt der Mittelungszeitraum 10 min, die Bezugshöhe sind 10,00 m, und die Überschreitungswahrscheinlichkeit innerhalb eines Jahres ist 0,02 (Wiederkehrperiode: 50 Jahre).

Zwei wichtige Parameter jeder Sturmbeanspruchung sind die mittlere Bodenrauigkeit und die Topographie in Objektnähe. Sie bestimmen die Höhenprofile der Windgeschwindigkeiten, der Geschwindigkeitsdrücke sowie der Turbulenzintensitäten.

Tabelle 8.7.2.1.1: Referenzgeschwindigkeiten v_{ref} und -drücke q_{ref} der Zonen 1 bis 4 für die deutsche Windzonekarte DIN 1055-4 nach Abbildung 8.7.2.1.1

Windzone	v_{ref}	q_{ref}
WZ 1	22,5 m/s	0,32 kN/m ²
WZ 2	25,0 m/s	0,39 kN/m ²
WZ 3	27,5 m/s	0,47 kN/m ²
WZ 4	30,0 m/s	0,56 kN/m ²

Da gleichzeitig mit der neuen DIN 1055-4 das generelle bautechnische Sicherheitsniveau auf das etwas höhere europäische Niveau nach DIN 1055-100 angehoben worden ist, darf vermutet werden, dass vorhandene Bauten nördlich der deutschen Mittelgebirge gegenüber moderner Abwehr von Sturmgefährdungen Sicherheitsdefizite aufweisen. Dies ist für die Mehrzahl der schweren Ziegel- und Stahlbetontragwerke der Wohnbebauung von untergeordneter Bedeutung, nicht aber für leichte stählerne Gerüste von Produktionsanlagen, beispielsweise der chemischen Industrie.

Letzteres ist auch die Ursache dafür, dass die einheitliche Windlast der alten DIN 1055-4 für Gesamtdeutschland nicht generell in der Vergangenheit zu starken Sturmschäden an vielen Bauwerken führte. Vor 70 Jahren zu Zeiten der Einführung der ersten Windnorm herrschten gegenüber heute für Wohnbauten erheblich schwerere Bauweisen vor, für die die Windbelastung keine dominante Rolle spielte. Dies gilt auch hinsichtlich der genaueren Profile der Böenwindgeschwindigkeiten der neuen Norm, die in **Tabelle 8.7.2.1.2** [Niemann, 2005] wiedergegeben sind.

Tabelle 8.7.2.1.2: Böenwindgeschwindigkeitsprofile in m/s der vier Windzonen in Abhängigkeit der Bodenrauigkeit

$v_h(z)$		Geländekategorie			
Windzone	v_{ref} in m/s	I offene See	II offenes Gelände	III Vorstadt, Wald	IV Stadtgebiet
1	22.5	-----	$32.6 (z/10)^{0.120}$	$28.6 (z/10)^{0.155}$	$23.6 (z/10)^{0.200}$
2	25.0	$40.3 (z/10)^{0.095}$	$36.3 (z/10)^{0.120}$	$31.8 (z/10)^{0.155}$	$26.3 (z/10)^{0.200}$
3	27.5	$44.3 (z/10)^{0.095}$	$39.9 (z/10)^{0.120}$	$34.9 (z/10)^{0.155}$	$28.9 (z/10)^{0.200}$
4	30.0	$48.3 (z/10)^{0.095}$	$43.5 (z/10)^{0.120}$	$38.1 (z/10)^{0.155}$	$34.5 (z/10)^{0.200}$

Diese ersetzen die bekannte Treppenkurve der alten Regelung. Wie die Analyse der DIN 1055-4 zeigt, kann durch die differenzierte Einteilung in Windzonen der Geschwindigkeitsdruck im Süden und in der Mitte Deutschlands vermindert werden. In großen Teilen Norddeutschlands wird er nur geringfügig erhöht und erst in Teilen von Schleswig-Holstein, Niedersachsen und von Mecklenburg-Vorpommern ist eine spürbare Erhöhung von 25 bis 30 % anzusetzen. Der veralteten DIN 1055-4 lag ein aus heutiger Sicht zu geringer Bemessungsorcan zugrunde.

Heutige Bauweisen sind generell leichter als diejenigen von vor 70 Jahren und daher merkbar empfindlicher gegen Stürme. Dies gilt in besonderem Maße auch für Dachkonstruktionen auf Wohnbauten, deren Windangriffsflächen gleich blieben, deren Gewichte sich jedoch etwa halbierten. Die neue DIN 1055-4 schließt mit den von geografischen und klimatologischen Bedingungen abhängigen Windzonen eine erhebliche Sicherheitslücke, die in Spezialnormen für Schornsteine oder Antennenträger bereits seit über 30 Jahren nicht mehr besteht.

Defizitvermutung

Defizite in der Sturmsicherheit von Anlagen werden nach Auffassung der Berichterstatter mit hoher Wahrscheinlichkeit an leichten Tragwerken im norddeutschen Flachland bestehen. Sie könnten an exemplarischen, typisierten Einzeltragwerken im Zuge zusätzlicher Untersuchungen festgestellt werden.

8.7.2.2 Kriterien für sturmsichere Auslegung von Produktionsanlagen?

Stürme bilden ein globales Strömungsgeschehen der bodennahen Luftgrenzschicht mit starken lokalen Turbulenzen, siehe Abbildung 8.2.2.1. Die Referenzdrücke q_{ref} nach Tabelle 8.7.2.1.1 bzw. die aus den Böengeschwindigkeitsprofilen der Tabelle 8.7.2.1.2 ermittelbaren höhenabhängigen Strömungs-Druckwerte sind Mittelungen, letztere immer noch über ein Zeitintervall von ca. 5 Sekunden. Diese Werte dienen unmittelbar der Tragwerksbemessung.

Dennoch ist die Ermittlung der Sturmsicherheit des Tragwerks einer einzeln stehenden Produktionsanlage, eines Solisten, alles andere als elementar. Die Sturmsicherheit hängt von einer ganzen Reihe von Bauwerkseigenschaften ab:

- vom Windprofil der betreffenden Windzone;
- von der räumlich-geometrischen Form des Solisten, da die bemessungsrelevanten Oberflächendrücke Funktionen des Um- bzw. Überströmungsvorganges darstellen (siehe die 38-seitige Sammlung der aerodynamischen Beiwerte in DIN 1055-4, Kapitel 12);
- vom Gewicht des Solisten und dessen Verteilung;
- von der Konstruktionsart des Tragwerks;
- von der gewünschten Sicherheit zwischen Sturmeinwirkung und Widerstand.

Die hieraus ermittelten einwirkenden Kräfte stellen – wie oben betont – Mittelwerte dar. Spitzenwerte von Böendrücken können kurzfristig und lokal erheblich ansteigen, erfahrungsgemäß bis zum Faktor 2,0, in Einzelfällen bis 2,5. Deswegen sieht man in Fernsehbildern von starken Stürmen auch immer wieder losgerissene Teile von Bauwerken, die als Trümmerflug Schäden an Nachbarbauwerken hervorrufen. Der genannte Erhöhungsfaktor 2,5 dient als „Faustformel“ zur Befestigungsdimensionierung exponierter Baukörper.

Resümee

Das Windingenieurwesen bildet eine wichtige Komponente des Bauingenieurwesens zur Erzielung hinreichender Sturmsicherheit. Generelle Kriterien dieses Gebietes existieren nicht, es sei den, man akzeptiert Aussagen wie „je schlanker, je leichter, je eckiger, je exponierter, desto sturmgefährdeter“ als solche. Überschlagsformeln zur Sturmsicherheit führen eher zu Schäden als dass sie nützen. Für eng begrenzte

Probleme, beispielsweise die Gleitsicherheit von Containern, lassen sich natürlich „Faustformeln“ aufstellen, wie „doppelte Windkraft kleiner halbes Gewicht“.

8.7.2.3 Topographischer Umgebungseinfluss: Grenzschicht-Windkanäle

In vielen Fällen stehen in Deutschland Produktionsanlagen in engen Abständen untereinander und zu Nachbaranlagen. Damit wird sowohl hinsichtlich der Windgeschwindigkeiten und Geschwindigkeitsdrücke als auch hinsichtlich der aerodynamischen Druckbeiwerte die Annahme der DIN 1055-4 verletzt, nach welcher diese vornehmlich Windwirkungen auf Solisten beschreibt. Auch in den normativen Regelungen der DIN 1055-4, Anhang B: Geländerauhigkeit und Topographie werden für die zugeordneten Höhenprofile diese Eigenschaften als über mehrere Kilometer gleichartig angesehen, damit sich die Böengeschwindigkeiten der Tabelle 8.7.2.1.2 einstellen können.

Gerade in Produktionsanlagen ist jedoch die räumliche Auflösung wegen der zumeist dichten Einzelbebauung erheblich geringer. In ihnen können daher durch vorgelagerte Baukörper sowohl beträchtliche Windabschattungen (Druckreduzierungen) als auch statische (Druckerhöhungen durch Strömungskanalisation) und dynamische Interferenzen (Schwingungsanregungen infolge Wirbelablösungen) auftreten. Gerade Interferenzwirkungen können Geschwindigkeitsdrücke gegenüber Solisten erheblich anwachsen lassen: Aus Erfahrungen des Autors sind lokale Interferenzfaktoren bis 1,5 keine Seltenheit und solche von 1,2 – 1,3 die Regel.

Zur sicheren Ausschaltung derartiger Unsicherheiten in der Sturmbelastung von Tragstrukturen werden heute Grenzschicht-Windkanäle eingesetzt [WTG, 1993]. Im Gegensatz zu den Windkanälen des Flugzeugbaus, die möglichst turbulenzfreie Strömungen anbieten, modellieren diese Anlagen die bodennahe Grenzschicht der Windströmung mit deren Turbulenzstruktur. Hierzu dienen vor dem eigentlichen Messbereich angeordnete Ablösekanten, Stolperleisten und Turbulenzkörper, die das jeweilige Geschwindigkeitsprofil nach DIN 1055-4 in dem gewählten Modellmaßstab einstellen. In den eigentlichen Messbereich des Kanals wird sodann ein Modell der Anlage maßstabsgerecht zur Strömung eingesetzt [Sahlmen et.al., 2004]. Dieses kann zur Ermittlung statischer (zeitunabhängiger) Interferenzen starr sein. Für dynamische Interferenzen muss es aber auch die Deformationseigenschaften und Massen der kritischen Baukörper maßstabsgerecht abbilden. Als Messtechniken

werden zumeist kleinste Druckmessgeräte oder Dehnungsmessstreifen eingesetzt. Durch Untersuchungen in Grenzschicht-Windkanälen können insbesondere auch windrichtungsabhängige Interferenzen als häufige Schadensursachen in Produktionsanlagen identifiziert werden [Sahlmen et.al., 2004]. **Abbildung 8.7.2.3.1** zeigt den Grenzschicht-Windkanal der Ruhr-Universität Bochum mit dem Modell der neuen Doppelblock-Anlage im RWE-Kraftwerk Neurath.



Abbildung 8.7.2.3.1: Grenzschicht-Windkanal mit Kraftwerksmodell, M 1:600

Es ist interessant, dass Windkanaluntersuchungen zumeist erst nach aufgetretenen Schäden eingesetzt werden. Die RWE AG verzeichnete ab ca. 1958 erhebliche Betriebsausfälle infolge Ventilatorschäden an ihren großen Zwangskühlern, weshalb ab 1965 an allen neuen Kraftwerksblöcken mit Leistungen ≥ 300 MW Naturzugkühltürme vorgesehen wurden. Am 01.11.1965 stürzten im ersten Herbststurm des Jahres in Ferrybridge (GB) drei große Naturzugkühltürme von 112 m Höhe ein, siehe Abbildung 8.2.2.2. Seit dieser Zeit werden alle Kraftwerksneubauten in Deutschland in Grenzschicht-Windkanälen geplant. Von den zwischen 1965 und 1984 insgesamt weltweit durch Stürme zerstörten zehn Naturzugkühltürmen [Krätzig, 1983] wurde Deutschland nicht betroffen. Ein Grund waren exaktere, in Grenzschicht-Windkanälen experimentell ermittelte Windlasten als Planungsvorgaben [Niemann, 1993], der andere zweifelsohne das überlegene Sicherheitskonzept.

Defizitbehebung

Aufgrund dieser Erfahrungen wird von den Berichterstattern empfohlen, dass möglichst vor Eintritt, spätestens aber nach einem Sturmschaden, sowie bei größeren Umbauten die genehmigenden Behörden bei komplexen Anlagen darauf dringen sollten, die Sturmgefährdung betroffener bzw. exponierter Baukörper und von Gesamtanlagen durch Grenzschnitt-Windkanalversuche zu analysieren. Grenzschnitt-Windkanäle verkörpern das modernste Vorgehen, um zukünftige Sturmschäden in Anlagen mit normengerechter Sicherheit auszuschließen. Sie gestatten mit der feinsten heute verfügbaren Auflösung lokale Druck- oder Sogspitzen an komplexen geometrischen Strukturen, wie sie in Produktionsanlagen auftreten können, zu bestimmen und so durch gezielte Verstärkungen größere Sturmschäden bereits im Entstehen zu vermeiden.

8.7.2.4 Tragwerkssicherheit gegen höhere lokale Sturmgeschwindigkeiten

Wie im Kapitel 8.2 ausgeführt, beruhen die bemessungsrelevanten Referenzgeschwindigkeiten und Staudrücke der DIN 1055-4 auf langjährigen Messungen des Deutschen Wetterdienstes. Meteorologische und windtechnologische Grundlage sind atlantische Zyklone, von denen Mitteleuropa vornehmlich heimgesucht wird. Auch die Einhaltung aller Festlegungen der (alten) DIN 1055-4 verursacht noch immer beträchtliche jährlich auftretenden materielle Sturmschäden sowie auch Verluste an Menschenleben, jedoch scheinen beide von der Öffentlichkeit und der Assekuranz akzeptiert zu werden. Selbstverständlich existieren in der Natur erheblich höhere lokale Sturmgeschwindigkeiten sowie Oberflächendrücke als die Referenzwerte der Norm, die in Sonderfällen auch sicherheitsrelevant sein können. Hierfür gibt es mindestens drei Gründe:

Anemometerträgheit: Die meisten Windschreiber (Anemometer) sind mechanische Konstruktionen, deren Trägheit die Registrierung von Böengeschwindigkeiten unterhalb von Böendauern von 3 – 5 s nicht zulässt. Diese zeitliche Auflösung der Turbulenzstruktur wird für übliche Baukonstruktionen als ausreichend angesehen. Zuverlässige Informationen über Sturmgeschwindig-

keiten kürzerer Dauer als 3 – 5 s sind, abgesehen von der wissenschaftlichen Forschung, nicht verfügbar.

Turbulenzstruktur:

Die quer zur Sturmrichtung gemessene räumliche Auflösung der Turbulenzstruktur ist eine Funktion der Größe der betrachteten Einflussfläche, über welche die Strömungsgeschwindigkeiten gemittelt werden, in DIN 1055-4 (03/2005) als Lasteinzugsfläche A bezeichnet. Üblicherweise gilt die Regel, dass $A \approx 80 \text{ m}^2$ beträgt. Die neue DIN 1055-4 bezieht im Abschnitt 12 Druckbeiwerte, allerdings nur für prismatische Körper, auf Lasteinzugsflächen von $A_{pe, 10} = 10 \text{ m}^2$, und es werden auch solche für $A_{pe, 1} = 1 \text{ m}^2$ angegeben. Letztere liegen um mindestens 15% über ersteren, Spitzenwerte um mehr als 50%.

Diese generelle Unkenntnis oder Nichtbeachtung lokal erheblich verstärkter Winddruck- oder Windsogwerte stellt eine häufige Versagensursache sturmbeanspruchter Tragwerke dar. Jährlich kehren im Fernsehen bei Herbststürmen in Norddeutschland Bilder von abgerissenen, heruntersegelnden Dachteilen wieder, die fast immer hierin ihre Ursache finden. Sorgfältigeres Planen und Ausführen der Bauten würde dies verhindern.

Tornados:

Auch Deutschland wird, mit einer äußerst niedrigen Auftretenswahrscheinlichkeit, von Tornados heimgesucht. Unterstellt man die Luft als inkompressibles Medium, was in der Meteorologie üblich ist, so ist die horizontale Strömungsgeschwindigkeit im Zentrum jedes Wirbelsturms unendlich groß. Diese Singularität tritt wegen (geringer) Kompressibilität der Luft, des Wärmeeinflusses, vor allem aber wegen des vertikalen Ausweichens der Luftmassen nach oben natürlich nicht auf. Letzteres führt zu den berühmten abhebenden Kräften im Tornadozentrum, welche ganze Häuser, LKWs oder lagernde Gebinde durch die Luft segeln lassen.

Der Bereich dieser extremen Strömungsgeschwindigkeiten ist natürlich sehr klein, er dürfte bei Tornados in Mitteleuropa wenige 10 m^2 betragen. Deshalb sind die dort auftretenden

Geschwindigkeiten auch noch nie von einer meteorologischen Station gemessen worden. Auch aus dem Tornado-Gürtel im Süden der USA liegen über die auftretenden Spitzengeschwindigkeiten stets nur Schätzungen vor. Weiter vom Zentrum entfernt fallen die Windgeschwindigkeiten schnell ab und liegen bald weit unter den Bemessungswerten der DIN 1055-4.

Defiziterkennung

Wichtig für die Anlagensicherheit in Deutschland erscheint hiervon allein der unter dem Stichwort Turbulenzstruktur behandelte Gesichtspunkt. Für diese lokalen Spitzenwirkungen sind alle bautechnischen Grundlagenkenntnisse verfügbar. Kritisch ist deren Umsetzung in der Praxis des Anlagenbaus. Oft fehlen den Anlagenbauern hinreichende windtechnologische Kenntnisse. Auch wegen häufig ausbleibender baustatischer Prüfung von Berechnung und Konstruktion sowie fehlender Bauüberwachung dürften Sicherheitsdefizite im Anlagenbau vermutet werden.

Ungeklärt bleibt die Frage, ob die vornehmlich für den Wohnungsbau und öffentlichen Bau entwickelten Windlastansätze dem erheblich höheren Schadenspotenzial von Anlagen in Betriebsbereichen nach StörfallV überhaupt gerecht werden.

8.7.2.5 Einfluss von Klimaänderungen?

Bei der Behandlung von Sturmwirkungen auf Bauten liegt – auch unter Einschluss jüngerer Diskussionen über deren soziale Akzeptanz – die Frage nach dem Einfluss möglicher globaler Klimaänderungen nahe. Müssten insbesondere bei einer so langen Novellierungsdauer wie im Fall der Windnorm DIN 1055-4 von über 20 Jahren nicht vorsorglich größere Sturmstärken berücksichtigt werden, wie sie infolge möglicher Klimaänderungen zukünftig auch in Deutschland auftreten könnten?

Zu dieser Frage ist den Berichterstattern nur eine einzige Publikation [Niemann, 2005] bekannt, die außerdem diese Frage eindeutig verneint. Durch eine persönliche Mitteilung ist den Berichterstattern bekannt, dass die langfristigen Sturmstatistiken des Deutschen Wetterdienstes daraufhin sorgfältig statistisch überprüft wurden, ob

sich ein Trend zu zunehmenden Spitzengeschwindigkeiten andeutet. Alle Auswertungen lieferten offenbar keine Argumente, um bereits heute Lasterhöhungen zu begründen, allerdings zeigten sie deutlich den Trend zu einer größeren Häufigkeit extremer Sturmereignisse in Deutschland.

8.7.2.6 Sturmschaden-Vorsorge durch Nachrüstmaßnahmen

Schadensfälle oder Beinahe-Schäden infolge Sturm- und Windeinwirkungen werden in solche infolge statischer (zeitunabhängiger, stationärer) Winddruckeffekte und in solche infolge dynamischer Windwirkungen (Windschwingungen) unterteilt [Den Hartog, 1965]. Beide treten an Baukonstruktionen immer wieder auf. Sie sind selbstverständlich stets durch geeignete Nachrüstungen zu beheben, auch präventiv, erfordern jedoch grundsätzlich unterschiedliche Konzepte und Maßnahmen.

Schäden infolge stationärer Windeinwirkungen sind im Bauwesen weit verbreitet, meist besitzen sie ihre Ursache in der Unterschätzung der Sturmeinwirkungen als Folge miserabler Planungen: Produktionshallen, deren Tore ab gewissen Windstärken wegen unzulässiger Verformungen der Dachkonstruktion nicht mehr geöffnet werden dürfen; Flachdächer, die, gerade repariert, nach jedem Herbststurm wieder regendurchlässig werden; sich wiederholende Sturmschäden an großflächig verkleideten (hinterlüfteten!) Fassaden; im Sturm abgehobene und weggewehte Dachkonstruktionen: Die jährlich wiederkehrenden Schadensbilder sind von großer Vielfalt und erschreckender Häufigkeit bei stets ähnlichen Ursachen.

Meist beseitigen zusätzliche lokale Befestigungselemente oder deren Verstärkungen den Schaden, gelegentlich müssen Gesamtkonstruktionen verstärkt werden und in seltenen Ausnahmen werden Ballastierungen, beispielsweise der Fundamente, erforderlich. Fast immer war die ursprüngliche Ingenieurplanung mangelhaft, und ein geringfügig aufwändigeres Rehabilitation-Engineering, beispielsweise auf Grundlage eines Windkanalversuchs, führt schnell zu preiswürdigen Lösungen.

Komplizierter zu behandeln sind Schäden infolge von Windschwingungen, insbesondere, wenn sie zur Werkstoffermüdung führen. Diese treten vornehmlich an schlanken und leichten Konstruktionen auf, oftmals, weil deren Schwingungsempfindlichkeit nicht erkannt wurde [Sockel, 1993]. Ermüdungsschäden werden im Anfangsstadium häufig übersehen, in diesem Fall kann ihre Beseitigung kostenintensiv werden. Der-

artige Schäden erfordern immer die Heranziehung hochkarätiger Experten des Windingenieurwesens.

Ein herausragendes Beispiel hierfür sind die regen-wind-induzierten Schwingungen an der 1993 fertiggestellten stählernen Stabbogen-Straßenbrücke über die Elbe bei Dömitz. Ihre Spannweite beträgt 178 m, die Fahrbahn ist am Bogen aufgehängt. Die stählernen Hänger schwingen bei fast jeder Windstärke \geq Beaufort 3, sofern gleichzeitig Regen fiel. Bereits nach einem Betriebsjahr waren einige Hänger durch Ermüdungsrisse bis fast zur Hälfte ihres Querschnitts riss-geschädigt. Die Sanierung erfolgte durch Einbau neuer Hänger und von Schwingungsdämpfern [Verwiebe u. Rusheweyh, 1997].

Dieses Vorgehen entspricht dem heutigen Sanierungskonzept bei allen windinduzierten Schwingungen. Nach Ermittlung des Schwingungsverhaltens der betroffenen Konstruktion werden Schwingungsdämpfer (passiv) oder Schwingungstilger (aktiv) konzipiert, welche die beobachteten Schwingungsamplituden auf einen Bruchteil ihrer Amplitudenwerte reduzieren. Schwingungsdämpfer auf der Basis schwappender Flüssigkeiten oder von Reibungskörpern werden heute von verschiedenen Firmen angeboten [Petersen, 2001]. Gegenüber Schwingungstilgern besitzen sie den Vorteil, dass sie, bei intervallmäßiger Wartung, keine Energiezufuhr von außen erfordern.

Empfehlung

Aus diesen Schilderungen darf die Erfahrung ausgesprochen werden, dass mögliche, vermutete oder aufgetretene Sturmschäden an Betriebsbereichen gemäß StörfallV sich stets durch geeignete Nachrüstung vermeiden bzw. beseitigen lassen. Die Wiederherstellung eines normengerechten Sicherheitsniveaus erfordert zumeist ein qualifiziertes Re-Engineering auf der Basis von Schwingungsmessungen durch ausgewiesene Bauingenieure nach der Erfahrungsregel: Je größer der Aufwand des Re-Engineering in Messung und Analyse, desto geringer die Sanierungskosten. Eine Übersicht über Schadensursachen aus Sturmeinwirkungen und einzusetzende Sanierungskonzepte liefert **Tabelle 8.7.2.6.1**. Dabei werden Gerüste und vertikale zylinderartige Konstruktionen als typische Anlagenkomponenten betrachtet.

Eine Eingrenzung der Vorkehrungen oder Maßnahmen auf sicherheitsrelevante Anlagenteile in verfahrenstechnischen Anlagen ist nicht sinnvoll, wenn diese Anlagen zusammenhängende Komplexe sowohl in verfahrenstechnischer als auch betriebstechnischer Hinsicht sind und in einem engen räumlichen Zusammenhang stehen.

Tabelle 8.7.2.6.1: Sturmschadensvorsorge durch Nachrüstmöglichkeiten

<p>Nachrüstung bei zu geringem stationären (statischen) Windwiderstand</p> <p>Stählerne Gerüste</p> <ul style="list-style-type: none"> - Einbau gleichartiger statischer Versteifungen nach Bild 8.7.3.7.1 - Ballastierung/Zugverankerung von Gründungskörpern <p>Zylinderförmige vertikale Tragwerke</p> <ul style="list-style-type: none"> - Verstärkung der Fußeinspannung - Seilabspannungen
<p>Nachrüstmöglichkeiten gegen Windschwingungen</p> <p>Stählerne Gerüste</p> <ul style="list-style-type: none"> - Erhöhung der Steifigkeit: Versteifungen nach Bild 8.7.3.7. - Einbau von Schwingungsdämpfern [ISO 1037. Nawrotzki et al., 2005] <p>Zylinderförmige vertikale Tragwerke</p> <ul style="list-style-type: none"> - Querschwingungen: Anbringung von Abreißkörpern, wie unterbrochenen Lisenen, SCRUTON-Wendeln, zur Störung der KARMAN-Ablösung - Längsschwingungen: Einbau von Schwingungsdämpfern

8.7.2.7 Beispiel: Sturmsicherheit einer Kraftwerkskomponente

Als Beispiel für den heute hohen Stand der Sturmsicherheit im Bauwesen generell sowie in einigen Industriezweigen sollen die behandelten Aspekte an Hand des Naturzugkühlturms des neuen 960-MW-Blocks des RWE Braunkohlekraftwerks Niederaussem beschrieben werden [Busch et al., 2002]. Naturzugkühltürme dienen bei thermischen Kraftwerken der Rückkondensation des Turbinen-Abdampfes durch umweltverträgliche Abführung der Restwärme sowie der gereinigten Rauchgase. Die Betriebszuverlässigkeit des Kraftwerks hängt vollständig von der Verfügbarkeit des Kühlkreislaufs, d.h. des Kühlturms ab. Daher wird das Sturmrisiko dieser höchsten Bauten eines Kraftwerksblocks stets mit besonderer Sorgfalt minimiert.

Die Oberflächen von Naturzugkühltürmen sind durch "Windrippen" aufgeraut, um durch günstige Oberflächendrücke die maximalen Sturmlasten des Turms zu minimieren. Diese werden selbstverständlich individuell aus sorgfältigen Versuchen in Grenzschicht-Windkanälen bestimmt.

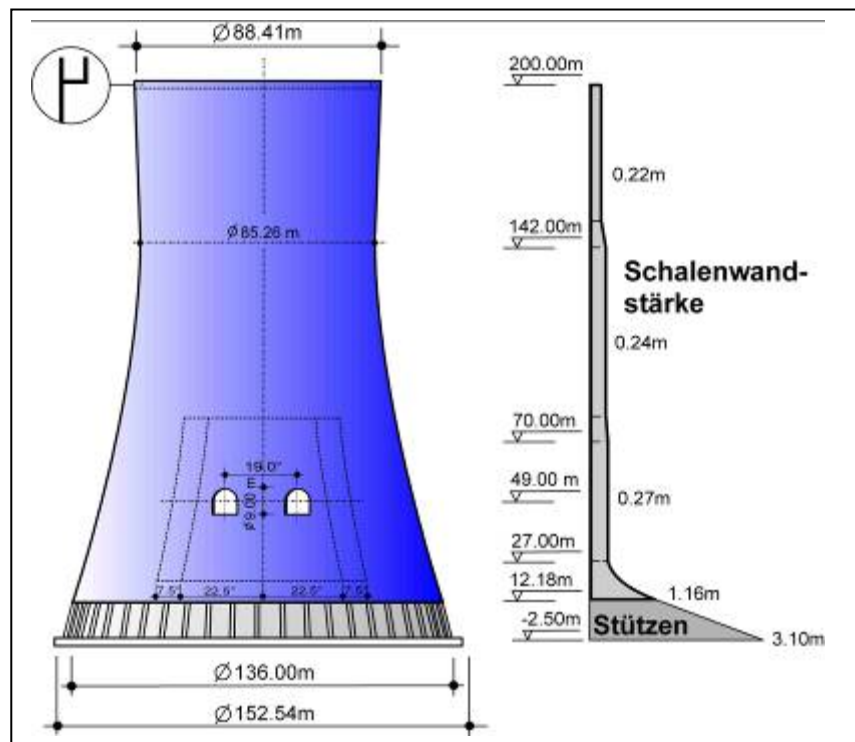


Abbildung 8.7.2.7.1: Abmessungen des Naturzugkühlturms Niederaussem

Abbildung 8.7.2.7.1 zeigt die geometrischen Abmessungen des Kühlturms einschließlich seiner extrem geringen Wanddicken. Die beiden großen Schalenöffnungen dienen der Einleitung der gereinigten Rauchgase.

Das Computermodell der statischen und dynamischen Analysen deutet **Abbildung 8.7.2.7.2** an: Natürlich ist das Modell noch ganz erheblich feiner aufgelöst; es enthält ca. 51 000 Knotenfreiheitsgrade.

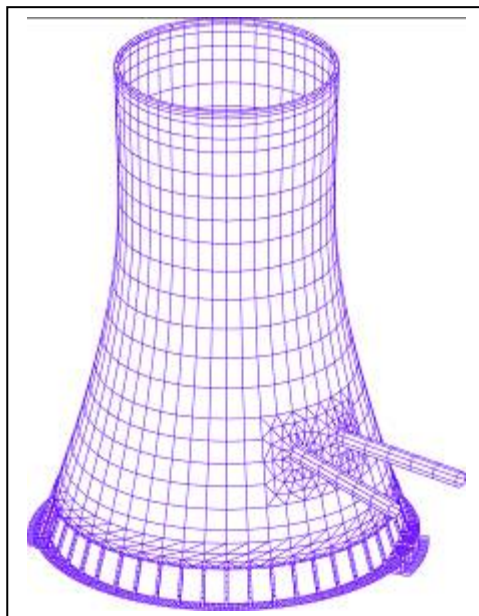


Abbildung 8.7.2.7.2:
FE-Modell des Kühlturms

Die Simulationen des (quasi-statischen) Tragwerksversagens bei langsam ansteigender Belastung als Last-Durchbiegungsdiagramm für verschiedene Lastkombinationen aus Eigenlast G , Wind W , Betriebstemperatur ΔT_{45K} und hygrische Schädigungen ΔT_{hygr} enthält **Abbildung 8.7.2.7.3**. In den wiedergegebenen Simulationen liegt die geforderte Versagenssicherheit, bezogen auf die Sturmintensität λ , etwa bei $\lambda_{erf} = 1,90$. Die tatsächliche Sicherheit ist mit $\lambda_{krit} = 2,37$ beträchtlich höher [Busch et al., 2003].

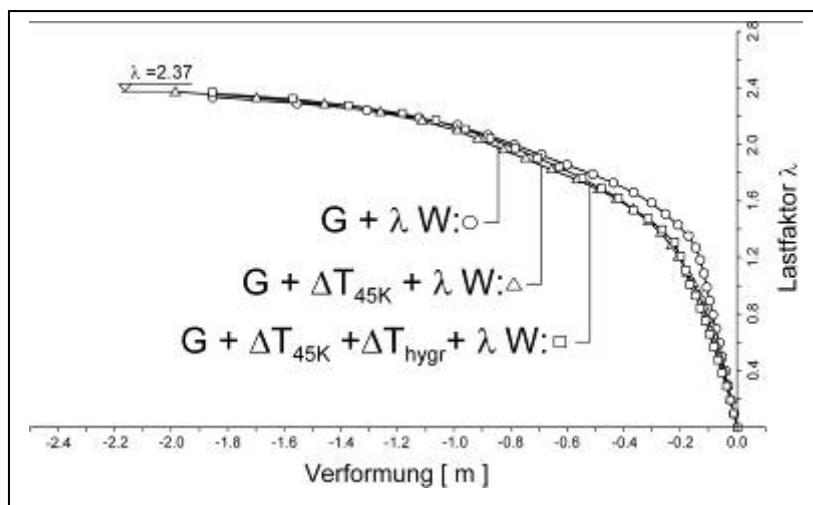


Abbildung 8.7.2.7.3: Typisches Last-Verformungsdiagramm

Während ansteigender Sturmeinwirkung bilden sich umfangreiche Rissstrukturen im Kühlturm aus. Die unter Eigengewicht G , Betriebstemperatur ΔT_{45K} und Wind W unmittelbar vor dem (rechnerischen) Versagen bei λ_{krit} sich ausbildenden Risse mit kritischen Rissweiten $\geq 0,10$ mm sind in **Abbildung 8.7.2.7.4** wiedergegeben.

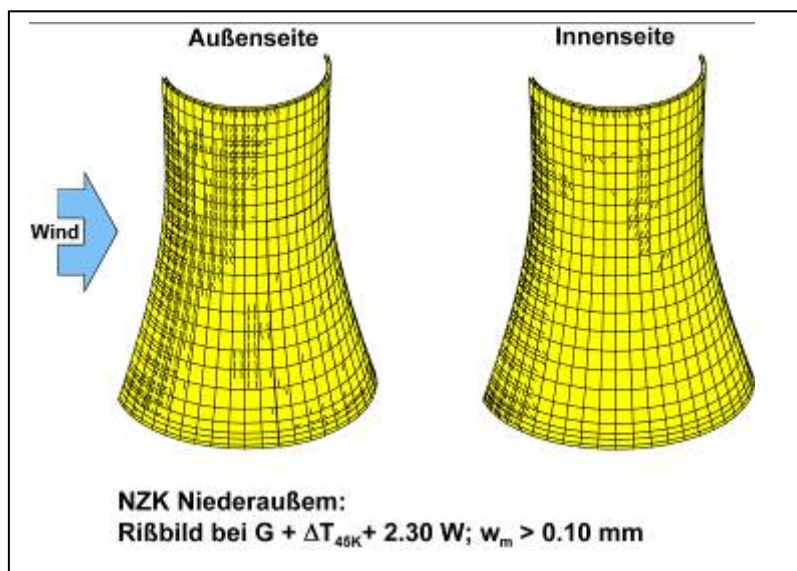


Abbildung 8.7.2.7.4: Studien der Riss-Schädigung des Turmes
Die 30-fach überhöhten Verformungen dieses Zustandes zeigt **Abbildung 8.7.2.7.5**.

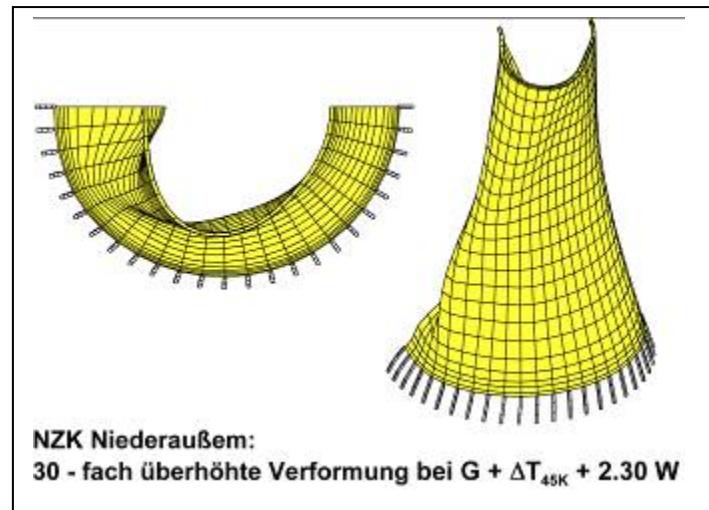


Abbildung 8.7.2.7.5: Überhöhte Verformungen vor dem Versagen

Während der als quasi-statisch approximierten Sturmlasten treten natürlich gleichzeitig erhebliche Böenerregungen auf, die vom Bauwerk, infolge der Risschädigungen, in sehr unterschiedlicher Weise in dynamische Schwingungen umgesetzt werden und die Dauerfestigkeit der Struktur durch einen Low-Cycle-Fatigue-Prozess stark beeinflussen. Einen Einblick in die Lastabhängigkeit der ersten drei Eigenschwingungen einer typischen Belastungsevolution (rechts) liefert **Abbildung 8.7.2.7.6**.

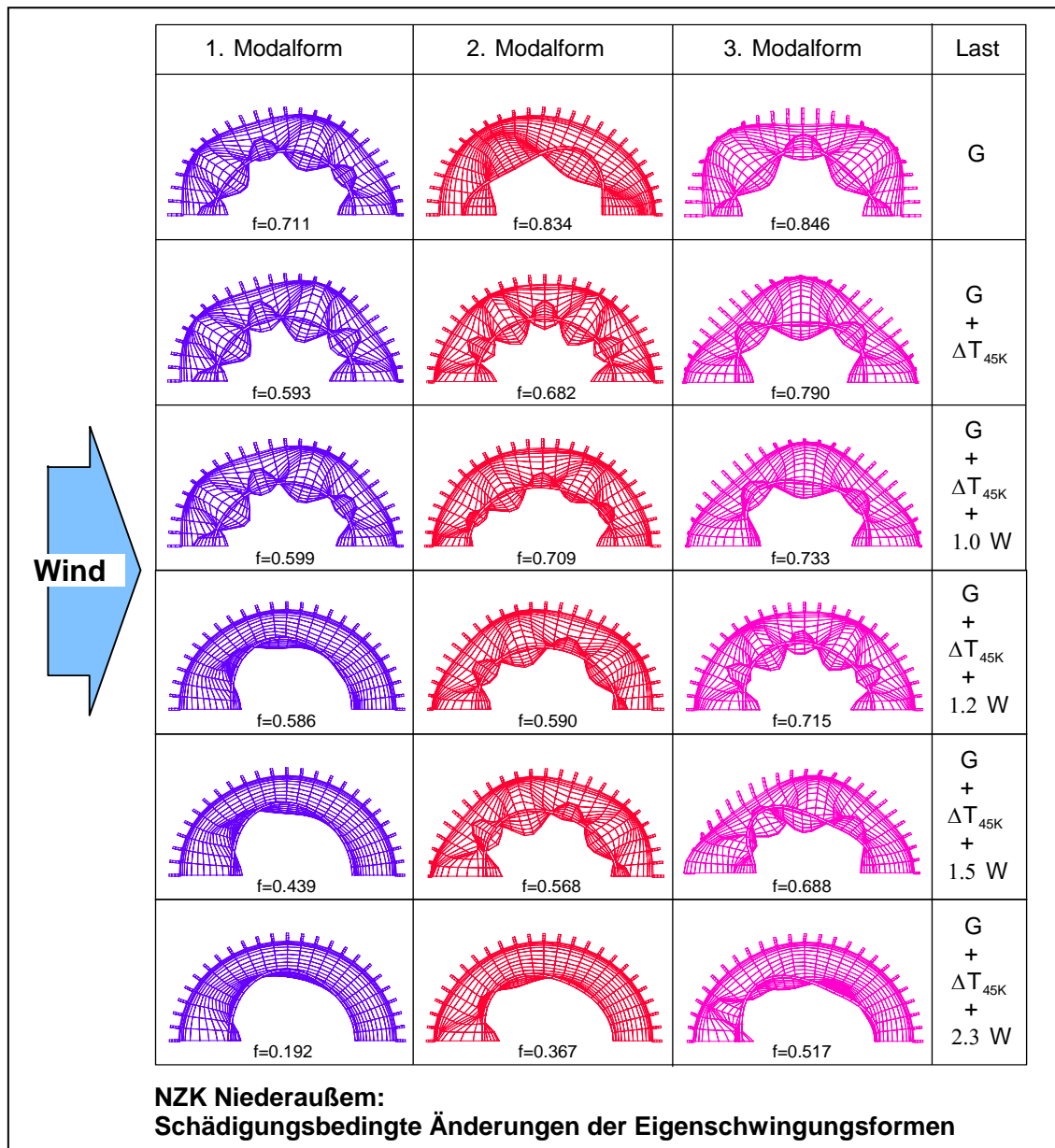


Abbildung 8.7.2.7.6: Lastevolution der ersten drei Schwingungsformen

8.7.3 Sicherheit von Betriebsbereichen gemäß StörfallV gegen Erdbeben

8.7.3.1 Analyseverfahren zur seismischen Sicherheit gemäß DIN 4149

Für Sicherheitsanalysen von seismisch erregten Strukturen finden heute weltweit die folgenden Standardverfahren Anwendung:

- das Ersatzkraftverfahren,
- das Antwortspektrumverfahren,
- das Verfahren der modalen Analyse,
- Verfahren der direkten Zeitintegration.

Alle Verfahren setzen (in ihren Standardversionen) linear-elastisches Tragverhalten und infinitesimal kleine Deformationen voraus. Plastizierungen und sich entwickelnde Schädigungen der Werkstoffe können somit, vor allem bei Anwendungen in der Ingenieurpraxis, nicht primär berücksichtigt werden.

Das Ersatzkraftverfahren stellt eine rein statische Vorgehensweise dar. Es berücksichtigt die Tragwerksmassen, aber nicht die auftretenden Tragwerksschwingungen. Ausgangspunkt bildet die für ein unendlich starres Tragwerk geltende Aussage:

Größte Trägheitskraft $F = \text{Masse } M * \text{maximale Erdbebenbeschleunigung } S_a$.

Die Trägheitskraft F wird als Ersatzkraft bezeichnet, für sie wird das Tragwerk seismisch bemessen. Durch Unterteilung der Massen, beispielsweise nach Stockwerken, und Aufteilung von F gemäß zugehöriger statischer Biegelinien, lässt sich das Ersatzkraftverfahren noch geringfügig weiter verfeinern [Bachmann, 1995].

Das Ersatzkraftverfahren ist ein äußerst grobes, quasi-statisches Näherungsverfahren eines komplizierten dynamischen Problems aus der „Vor-Computer-Ära“. Da es die Schwingungen des Tragwerks unberücksichtigt lässt, besitzt es höchstens für gedrungene, schwere Tragwerke noch eine Einsatzberechtigung. Für seismische Sicherheitsanalysen von Anlagen erscheint es nicht mehr akzeptabel, und in KTA 2201 [KTA 2201, 1990-1992] ist es untersagt. In ihren seismischen Sicherheitsanalysen verwenden es die Berichtersteller seit 30 Jahren nicht mehr.

Die drei weiteren, oben aufgeführten Nachweisverfahren stellen echte dynamische Analysemethoden dar, da sie alle dynamischen Kenngrößen eines Tragwerks, nämlich Masse, Steifigkeit und Dämpfung, berücksichtigen. Sie wurden bereits detailliert im Abschnitt 8.3.2.1 erläutert. Die von ihnen alles dominierende Vorgehensweise bildet heute das Antwortspektrumverfahren, da seine wichtigste Eingangsinformation, das vorgegebene Antwortspektrum, sowohl ingenieur-seismologisch als auch statistisch und tragwerksmechanisch gleichermaßen eine hervorragende Basis für Sicherheitsbeurteilungen bildet. Kommen Zeitverlaufsverfahren zum Einsatz, so muss mindestens ein seismisches Erregungsspektrum des Standortes vorgegeben sein. Da

Erregungszeitverläufe in Deutschland kaum vorliegen, werden aus dem Erregungsspektrum der DIN 4149 oder eines seismologischen Gutachtens üblicherweise spektrinkompatible Akzellerogramme [Meskouris, K. et al., 1988] hergeleitet, die dann als Fußpunkterregungen des Tragwerkes Verwendung finden.

Wegen der Dominanz des Antwortspektrenverfahrens im heutigen Erdbebeningenieurwesen wurden in DIN 4149 (04/2005) die gesamten berechnungsrelevanten Regelungen auf dieses Verfahren hin ausgerichtet. DIN 4149 unterscheidet vereinfachte Antwortspektrenverfahren mit Berücksichtigung nur einer, nämlich der wichtigsten Modalform, sog. uni-modale Verfahren, sowie Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer maßgebender Schwingungsformen, sog. multi-modale Verfahren. Da durch die Spektraltransformation die Zeit als Koordinate verloren geht, erfolgt die Superposition mehrerer maximaler Modalwerte zu Bemessungsgrößen nach verschiedenen quadratischen Wurzelkombinationen (rms-Kombination), siehe DIN 4149 (04/2005), 6.2.3.2. In der gültigen Norm finden sich auch Kombinationsregeln für beide horizontalen Bebenkomponenten sowie zur Berücksichtigung der vertikalen Komponente. Der oben erwähnte Verlust der Zeitinformation wird heute fast immer als Vorteil angesehen, da er die Computerausgaben von unnötigem Zahlenmüll befreit.

Bei allen dynamischen Tragwerksanalysen spielt die Wirklichkeitsnähe der Modellbildung eine viel entscheidendere Rolle als bei statischen Berechnungen. Zur Vermeidung diesbezüglicher Erdbebenschäden ist die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei seismischen Sicherheitsanalysen heute selbstverständlich [Antes et.al., 1996; Meskouris u. Hinzen, 2003]. Dies ist für übersichtliche Schichtungen des Baugrundes entsprechend den Spektrinkomponenten in DIN 4149 problemlos möglich. Zur wirklichkeitsnahen Modellierung komplizierterer Gründungsverhältnisse benötigt man Akzellerogramme unterhalb des Gründungsniveaus; in diesem Fall muss die Berechnung mit Zeitintegrationsverfahren erfolgen.

Ergebnis

Als Ergebnis darf festgehalten werden, dass für Tragwerke oder Komponenten von Anlagen mit seismischer Gefährdung nach DIN 4149 (04/2005) heute seismische Sicherheitsanalysen in jedem Fall erforderlich sind. Hierfür bildet in den meisten Fällen das Antwortspektrenverfahren die geeignete methodische Basis, für Voranalysen das uni-modale, im Regelfall jedoch das multi-modale Verfahren.

Das Antwortspektrumverfahren ist ein einfaches, jedoch vollwertiges dynamisches Analyseverfahren, welches durch viele verfahrenstechnische Hinweise der DIN 4149 (04/2005) heute eine herausgehobene Stellung einnimmt. Wie am Ende von Abschnitt 8.3.2 erläutert wurde, ist es auch zur Erfassung teil-plastischer Tragwerksreaktionen geeignet. Das Ersatzkraftverfahren gilt heute vielen Experten wegen seiner Nicht-Berücksichtigung der Modalformen als überholt und sollte nicht mehr verwandt werden. In Sonderfällen, bei Berücksichtigung größerer Deformationen, von ausgeprägten Plastizierungen oder Schädigungen sowie bei komplizierten Gründungsverhältnissen, werden die aufwändigeren Verfahren der direkten Zeitintegration zum Einsatz kommen. Sie erfordern die Vorgabe von Akzellerogrammen in Höhe des Gründungsniveaus oder seismische Erregerspektren an gleicher Stelle.

8.7.3.2 Eignung der Schutzziele der DIN 4149

Oftmals wird für immissionsschutzrechtlich zu genehmigende Produktionsanlagen in seismisch aktiven Zonen die DIN 4149 relativ kritiklos angewendet, ohne zu hinterfragen, ob die Schutzziele dieser Norm mit denjenigen der Anlage überhaupt identisch sind [Innenministerium BW, 1988). Als Schutzziele der DIN 4149 wird unter 1 Anwendungsbereich folgendes ausgeführt:

- (1) *Diese Norm gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten. Ziel der Norm ist, im Falle eines Erdbebens menschliches Leben zu schützen, Schäden zu begrenzen und sicher zu stellen, dass für die öffentliche Sicherheit und Infrastruktur wichtige bauliche Anlagen funktionstüchtig bleiben.*
- (2) *Diese Norm gilt nicht für bauliche Anlagen und Teile baulicher Anlagen (z.B. kerntechnische Anlagen, chemische Anlagen usw.), von denen im Falle eines Erdbebens zusätzliche Gefahren ausgehen können.*

Primat der DIN 4149 ist somit der Schutz menschlichen Lebens, der öffentlichen Sicherheit und der Infrastruktur vor den Folgen eines Erdbebens. Sicherheit von Produktionsprozessen, Dichtigkeit von Flüssigkeitstanks oder Gasleitungen gehören sicher nicht zu den primären Schutzzielen dieser Norm.

Könnte man zur Abschätzung des Risikoniveaus dieser Norm grundlegende Ziel-Überlebenswahrscheinlichkeiten P_f oder Sicherheitsindices β heranziehen, wie sie für die Beanspruchungen des üblichen Hochbaus im Abschnitt 8.6.4 dieses Forschungsberichtes nach DIN 1055-100 (03/2001) genannt wurden ($\beta = 3,0 \Rightarrow P_f \approx 0,90 \cdot 10^{-3}$)?

Derartige Informationen existieren derzeit weder in der DIN 1055-100 noch in grundlegenden europäischen Vornormen [CEN, 1996]. Vorschriften zum erdbebensicheren Bauen basieren eben weltweit auf weitgehender Empirie mit dem Ziel des Schutzes menschlichen Lebens, auf geo-seismologischen Erfahrungen der vergangenen 60 Jahre, deshalb ist das in ihnen indirekt implizierte seismische Risiko überhaupt nicht bzw. nicht ohne beträchtlichen Forschungsaufwand bestimmbar [Schuëller, 1991; Vanmarcke, 1976].

Eine (sehr oberflächliche) Abschätzung des seismischen Risikos findet sich auf **Abbildung 8.7.3.2.1**, basierend auf den Teilsicherheitsfaktoren der Tabelle 8.6.5.1 und den im Abschnitt 8.6.6 wiedergegebenen Bemessungsformaten. Dabei wird eine Bemessungssituation angenommen, in welcher der Verkehr P die halbe Schnittgröße S der Eigenlast G liefert. $R_{\beta s}$ kürzt den Widerstand der Stahlseite bei Ausschöpfung der Streckgrenze ab, $R_{\beta c}$ denjenigen der Betonseite unter Ausschöpfung der Quetschgrenze des Betons. Aus dem unteren Bildteil erkennt man, dass die Erdbeben-Kombination der DIN 1055-100 (03/2001) in dieser Bemessungssituation nur unter völliger Absenkung der Partialsicherheiten der Lastseite gerade noch zu einer 94 %igen Aufnahme der Erdbebenschnittgrößen fähig ist.

Grundkombination:

Eigenlast $G (= S) + \text{Verkehrslast } P (= 0,50 S)$

Stahl: $R_s = R_{\beta s} / 1,15 \geq E = 1,35 G + 1,50 P \quad \rightarrow R_s = R_{\beta s} = 2,42 S$

Beton: $R_c = R_{\beta c} / 1,50 \geq E = 1,35 G + 1,50 P \quad \rightarrow R_c = R_{\beta c} = 3,19 S$

Erdbeben - Kombination:

Eigenlast $G (= S) + \text{Verkehrslast } P (= 0,50 S) + \text{Erdbeben } E (= 0,94 S)$

Stahl: $R_s = R_{\beta s} \geq E = 1,00 G + 1,00 P + 1,00 E \quad \rightarrow R_s = R_{\beta s} = 2,44 S$

Beton: $R_c = R_{\beta c} / 1,30 \geq E = 1,00 G + 1,00 P + 1,00 E \quad \rightarrow R_c = R_{\beta c} = 3,17 S$

Abbildung 8.7.3.2.1: Abschätzung des seismischen Ziel-Risikos nach DIN 1055-100

Setzt man für die obige Grundkombination der Abbildung 8.7.3.2.1 den Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ voraus ($P_f = 0,7 \cdot 10^{-4}$), so wird deutlich dass man das gleiche Sicherheitsniveau bestenfalls mit 94% der Erdbebeneinwirkung (ohne jede verbleibende Sicherheitsmarge) erreichen kann. Hiermit wird noch einmal bestätigt, dass das seismische Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 (03/2001) und der DIN 4149 (04/2005) Gebäudeschäden bis zum beginnenden Kollaps akzeptiert und nur den Einsturz absichert.

Resümee und inherentes Sicherheitsdefizit

DIN 4149 (04/2005) gemeinsam mit DIN 1055-100 (03/2001) zielen vornehmlich auf den Personenschutz von Wohnbauten und öffentlichen Hochbauten ab. Somit dürfen im Fall eines Norm-Erdbebens diese Bauten seismische Schädigungen – begrenzte inelastische Risse der tragenden Struktur [Krätzig, 2004], Schäden an Leitungen und am Ausbau, Verwüstungen des Interieurs – erleiden. Einsturzkritische Situationen oder gar menschlichen Verluste sollen jedoch unter allen Umständen verhindert werden.

Dieses Schutzziel ist bei immissionsschutzrechtlich zu genehmigenden Anlagen mit Sicherheit nicht vertretbar, wie auch die eingangs zitierte Schutzzieldefinition der DIN 4149 ausdrückt. Plastisches Fließen von Rohrleitungen und Tanks beispielsweise oder Bruch von Armaturen, nach DIN 4149 in Norm-Erdbeben durchaus akzeptabel, ist in den meisten Anlagen ein unbedingt zu vermeidendes Risiko. Zur Eingrenzung des dortigen seismischen Risikos bedarf es in einem vorliegenden Fall eines sehr genauen Detailengineerings im Hinblick auf zulässige seismische Vulnerabilitäten, im Allgemeinen dürfte hier vermutlich ein erheblicher Definitions- und Forschungsbedarf vorausgehen müssen, wie im Abschnitt 8.7.3.5 deutlich werden wird.

8.7.3.3 Die Regelungen des KTA – Kerntechnischen Ausschusses

Wie aus den Ausführungen der Abschnitte 8.3, 8.6 und 8.7 deutlich geworden ist, wird das seismische Risiko einer Anlage durch drei Komplexe bestimmt:

- die geo-seismischen Vorgaben zum Bemessungserdbeben: Magnitude, Intensität, Maximalbeschleunigung, Starkbebendauer, usw.;

- die genaue Definition der Schutzziele;
- das Berechnungsverfahren mit zulässigen Vulnerabilitäten (Schädigungen).

In diesem Abschnitt soll untersucht werden, ob und in welcher Weise sich die KTA-Regelungen [KTA 2201, 1990-1992], welche die generell strengsten Risikoeingrenzungen in Deutschland enthalten, sich von denjenigen der DIN 4149 unterscheiden. Ziel sollte es sein, mögliche Verbesserungen für Sicherheitsregelungen bei immissionsschutzrechtlich zu genehmigenden Anlagen herauszustellen.

Für die strukturmechanischen Berechnungsverfahren, die im Abschnitt 8.3.3.1 ausführlich erläutert und im Abschnitt 8.7.3.1 noch einmal im Hinblick auf die DIN 4149 (04/2005) charakterisiert wurden, gibt es in der KTA 2201 eine fast völlige Übereinstimmung. Das Ersatzkraftverfahren ist nur für nicht-sicherheitsrelevante Anlagenteile zulässig. Dagegen müssen alle sicherheitsrelevanten Anlagenteile auf der Basis vollständiger dynamischer Methoden nachgewiesen werden. Dabei wird das Antwortspektrumverfahren klar favorisiert, aber auch Verfahren der Zeitverlaufsanalyse sind zulässig [KTA 2201.3, 2.2]. Die an der zitierten Stelle weiter aufgeführten Einzelregelungen entsprechen internationalen Gepflogenheiten und denen der gültigen DIN 4149 (04/2005). Allerdings sind sie, den gesteigerten Sicherheitsanforderungen gemäß, erheblich detaillierter und weitergehend.

Bei der Festlegung des Bemessungserdbebens und der damit verbundenen seismischen Risikoenschätzung ist die DIN 4149 (04/2005) in dem Abschnitt 5 präziser als die KTA 2201.

Im Gegensatz hierzu ist die Definition der Schutzziele in KTA 2201 erwartungsgemäß völlig eindeutig und in sehr betriebsnaher Weise vorgenommen. In KTA 2201.13 Klassifizierung der Anlagenteile unterscheidet die Regel sicherheitsrelevante (Klasse I) Anlagenteile von nicht-sicherheitsrelevanten (Klasse II). Zur Klasse I zählen alle *Anlagenteile*,

- *die erforderlich sind, um den Reaktor sicher abzuschalten, im abgeschalteten Zustand zu halten und die Nachwärme abzuführen,*
- *deren Beschädigung oder Versagen einen Schaden mit unzulässiger Freisetzung radioaktiver Stoffe verursachen oder veranlassen können,*
- *die eine unzulässige Freisetzung radioaktiver Stoffe in die Umgebung verhüten sollen,*
- *sowie alle diese Anlagenteile stützenden oder verbindenden Tragwerke.*

In KTA 2201.1, 5 Auslegung werden sodann die Schutzziele sehr klar definiert.

- (1) Alle Anlagenteile der Klasse I sind gemäß dieser Regel so auszulegen, dass beim Bemessungserdbeben ihre sicherheitstechnische Funktion erhalten bleibt. Eine Koordinierung der Erdbebenauslegung aller Anlagenteile ist sicherzustellen.*
- (2) Alle Anlagenteile der Klasse I sind so auszulegen, dass bei den seismisch bedingten Lasten des Bemessungserdbebens zusammen mit anderen Lasten die Spannungen und/oder Deformationen innerhalb zulässiger Grenzen liegen.*

Die hierfür erforderlichen Lasten sind im Abschnitt 4 Lasten der KTA 2201.1 aufgezählt, und die zu verwendenden Lastsuperpositionen finden sich in KTA 2201.3, 3, Überlagerung von Lasten. Abschnitt 4 Bemessung dieses Regelteils enthält alle zulässigen Rechenwerte der Werkstoff-Festigkeiten und Gesamt-Sicherheitsbeiwerte. Es ist bemerkenswert, dass die Rechenwerte der Betonfestigkeiten 30% bis 50 % oberhalb derjenigen der (alten) DIN 1045 liegen.

Die KTA Regeln (KTA 2201, 1990-1992) zielen generell, nach eigenem Verständnis, auf das höchste bei Bauwerken und technischen Anlagen anzustrebende Sicherheitsniveau ab. Sie setzen auf die üblichen Sicherheitsniveaus für Baukonstruktionen auf, gelten also als zusätzliche Vereinbarungen. Dennoch findet sich in dem Gesamtwerk der KTA-Regeln nirgends ein Hinweis auf eine erstrebte Ziel-Überlebenswahrscheinlichkeit P_f der Anlage bzw. Komponente oder auf ein quantifiziertes Sicherheitsniveau β , was im Sinne moderner Sicherheitskonzepte als erhebliches Defizit betrachtet werden muss. Da in den bauweisenorientierten Bemessungsregelungen der KTA 2201 die Gesamtsicherheitsfaktoren γ im Erdbebenfall gleich oder nahe 1 sind, wird durch sie für die zusätzlichen seismischen Einwirkungen ein Grenzzustand des Versagens, analog dem Bemessungsformat der DIN 4149 gefordert. Allerdings bleibt die Stärke des zu berücksichtigenden Bebens völlig offen. Während DIN 4149, 5.1 (3) [DIN 4149, 2005] in ihrer Erdbebengefährdung eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren voraussetzt, fordert KTA 2202.1, 2 (1) [Krätzig, 1983] das nach wissenschaftlichen Erkenntnissen höchstmögliche Beben unter Einschluss historischer Überlieferungen, also vermutlich eine höhere Intensität ohne Nennung eines spezifizierten seismischen Risikos.

Folgerungen für immissionsschutzrechtlich zu genehmigende Anlagen

Hinsichtlich der heute eingesetzten Vorgehensweisen für eine seismische Sicherheitsanalyse fordert die KTA 2201 den Stand der Technik, schreibt allerdings weitergehende Berechnungsdetails vor. Für jeden Standort einer kerntechnischen Anlage wird eine Einzelfallbetrachtung der Erdbebengefährdung angestellt, allerdings ohne Angabe des seismischen Risikos. Diese Regelungen hinsichtlich der Festlegung des Bemessungserdbebens erscheinen, insbesondere wegen des Zwangs zur seismologisch-gutachterlichen Ermittlung und im Hinblick auf die moderne Gefährdungsbeschreibung der DIN 4149, als für immissionsschutzrechtlich genehmigungspflichtige Anlagen nicht praktikabel. Diejenigen der neuen DIN 4149 (04/2005) sind moderner und eine bessere wissenschaftliche Grundlage.

Die Hinweise auf Berechnungsverfahren decken sich völlig mit heutigen Auffassungen: Das Antwortspektrumverfahren steht im Vordergrund, Zeitintegrationsverfahren sind zugelassen. Die Schutzziele der KTA 2201 sind mustergültig eindeutig und detailliert betriebs-orientiert formuliert. Sie gehen weit über den reinen Personenschutz hinaus und betreffen erwartungsgemäß den reibungslosen Weiterbetrieb bzw. das planmäßige Herunterfahren der Gesamtanlage. Sie könnten sicherlich Vorbild sein für ähnliche Regelungen für Anlagen, die nach dem BImSchG genehmigt werden, bzw. für Betriebsbereiche gemäß der StörfallV.

In diesem Fall müssten folgende Maßnahmen nachträglich angeordnet und im Sicherheitsbericht dokumentiert werden:

- (1) Anlagen in Betriebsbereichen, die nur durch die Funktion von sicherheitsrelevanten Anlagenteilen bei und nach einem Erdbeben in einem sicheren Zustand verbleiben, sind ebenso wie diese v.g. (KTA) Anlagenteile zu identifiziert.
- (2) Die seismische Gefährdung des Anlagenstandortes ist DIN 4149 (04/2005) zu entnehmen.
- (3) Die seismische Vulnerabilität der Anlagen und Anlagenteile muss als so niedrig nachgewiesen werden, dass alle sicherheitsrelevanten Anlagenteile bei dem angesetzten Erdbeben funktionsfähig bleiben, d.h. Spannungen und/oder Deformationen müssen unterhalb zulässiger Grenzen liegen.

- (4) Gelingt dieses nicht, ist zu verstärken. Wird in diesem Fall das seismische Risiko der DIN 4149 als zu hoch angesehen, kann von der Genehmigungsbehörde eine niedrigere Bebenintensität zugelassen werden. Im umgekehrten Fall können nach den Grundsätzen des Performance-based Seismic Design (siehe Abschnitt 8.7.3.6) begrenzte Schädigungen toleriert werden.
- (5) Ggf. kann auch zwischen Sicherheitsbeben (mit begrenzten reparablen Schäden, aber keinen Freisetzen) und Betriebsbeben (ohne Schädigungen) unterschieden werden.

8.7.3.4 Seismische Gefährdung, Duktilität und Vulnerabilität

In der neuen DIN 4149 wird die seismische Gefährdung aus der Erdbebenzone, der Untergrundklasse, der Baugrundklasse, dem Bedeutungsbeiwert und – über das Antwortspektrum – aus den maßgebenden Tragwerks-Eigenfrequenzen bestimmt. In Detaillierung der in Abbildung 8.3.3.3.2 wiedergegebenen Karte der deutschen Erdbebenzonen zeigt **Abbildung 8.7.3.4.1** die Zuordnung der Zonen zu Verwaltungsgebieten, hier für die erweiterte Kölner Bucht. Die Karte wurde [Abrahamczyk et al., 2005] entnommen, dort finden sich auch entsprechende Zuordnungen der anderen Erdbebengebiete Deutschlands.

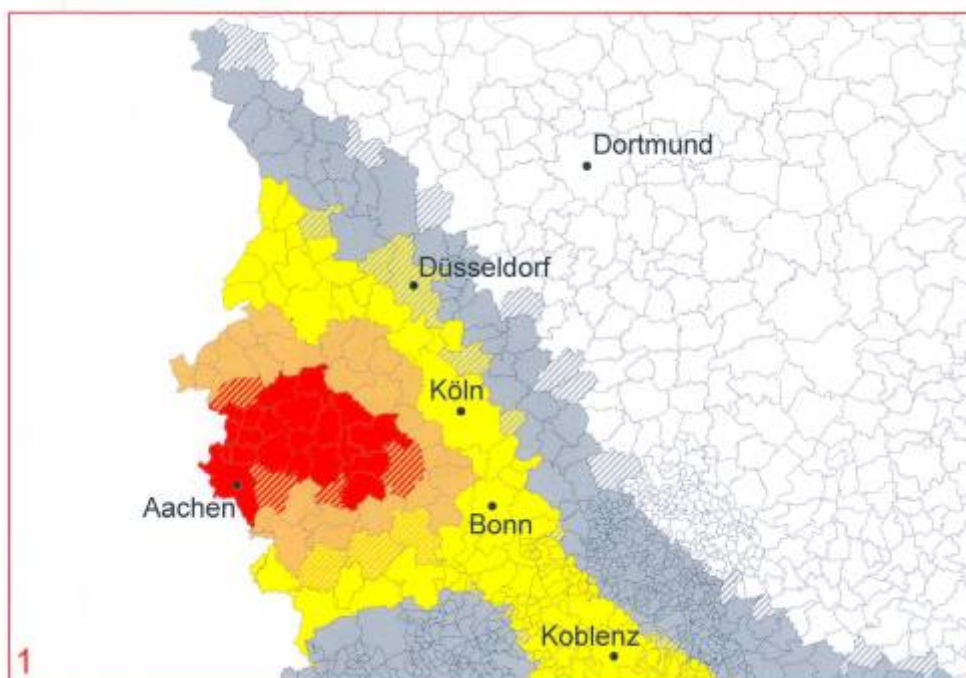


Abbildung 8.7.3.4.1: Seismische Gefährdung des Großraums Köln

Mittels der Lastfallkombinationen der DIN 1055-100 (03/2001) und der (i.a. linear-elastischen) dynamische Tragwerksberechnung entstehen Bemessungsschnittgrößen für den Sicherheitsnachweis. Für diese gelten neben den üblichen Normvorgaben dann bauweisenorientierte Zusatzregelungen der Abschnitte 8, 9, 10 und 11 der DIN 4149 (04/2005) mit Vorschriften für Verhaltensbeiwerte q zur Erzielung hinreichender inelastischer Duktilität (Verformungsfähigkeit) sowie ergänzende Sicherheits- und Konstruktionsregeln.

Es sei noch einmal betont, dass Duktilität im Sinne des Erdbebeningenieurwesens, in DIN 4149 (04/2005) gemessen durch Verhaltensbeiwerte q , stets elastische und inelastische, d.h. plastische Verformungsfähigkeit bezeichnet. Wegen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit als seismisches Bemessungsziel können in q auch immer Werkstoffschädigungen integriert sein, sofern diese nicht zum Tragwerkskollaps führen. Alles dies führt beim a-seismischen Tragwerksentwurf zu einer bestimmten seismischen Vulnerabilität (Schädigungs-Verletzlichkeit), für welche globale Maße für die beim Normbeben entstehenden Tragwerksschäden berechnet werden können [Krätzig, 2004; Krätzig u. Meskouris 1998]. Hierauf wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen werden.

Nach Einführung eines neuen Normenkonzeptes wie demjenigen der DIN 4149 (04/2005) ist das Ergebnis der Neuermittlung seismischer Risiken bzw. seismischen Vulnerabilitäten der Bausubstanz, verglichen mit dem bisherigen Stand der Technik, natürlich teilweise offen. Erfahrungen zu Neubewertungen liegen derzeit noch kaum vor [Schwarz u. Grünthal, 2005]. Da Ingenieurseismologen die seismische Gefährdung Deutschlands bisher als zu niedrig codiert ansahen, darf vermutet werden, dass das neue Normenkonzept zu geringfügig höheren seismischen Beanspruchungen führen dürfte.

Aus eigenen Vergleichsuntersuchungen ist jedoch die Tendenz erkennbar, dass derartige Änderungen nicht so gravierend zu sein scheinen wie vielfach befürchtet. Zwar erhöht sich das Bemessungsbeben oftmals leicht, und damit müssen neue Stahlbetonkonstruktionen geringfügig mehr Bewehrungsstahl erhalten, ältere müssen verstärkt werden. Dafür aber kann bei Stahlbauten eine höhere Duktilität ausgenutzt werden [Massarsch, 2000]. Dies dürfte gegenüber dem alten Konzept zu Vergünstigungen führen, vor allem, wenn man nichtlineare Berechnungsverfahren einsetzen wird [Krätzig u. Meskouris, 1998]. Bei Sicherheitsnachweisen von Mauerwerksbauten gelangt man dagegen vermutlich etwas früher in den Grenzbereich der Tragfähigkeit [Kuhlmann u. Mistler, 2005].

Erkenntnis

Mit gewisser Wahrscheinlichkeit führt nach Einschätzung der Berichterstatter die neue DIN 4149 (04/2005) zu geringfügig höheren seismischen Beanspruchungen als das alte Normenkonzept. Deshalb könnten bestehende Bauten in deutschen Erdbebengebieten aus heutiger Sicht geringfügig unterdimensioniert sein. Diese Defizite sind für seismisch gefährdete Betriebsanlagen aber mit hoher Wahrscheinlichkeit von ganz untergeordneter Bedeutung, verglichen mit anderen festgestellten Schwachpunkten, beispielsweise dem der mit dem Begriff „Duktilität“ verknüpften Zulässigkeit inelastischer Deformationen.

Duktilitäten, d.h. das Auftreten elasto-plastischer seismischer Deformationen, sind in DIN 4149 (04/2005) immer impliziert. Im Anwendungsfall auf Anlagen und Anlagenkomponenten (auch SRAs) ist daher stets zu prüfen, ob plastische Dehnungen im Bebenfall auftreten und ob sie zulässig sind, und zwar unter Einschluss aller vorhandenen Betriebsbeanspruchungen.

8.7.3.5 Seismische Vulnerabilität von Einzeltragwerken und verfahrenstechnischen Anlagen

Im modernen konstruktiven Ingenieurbau dienen Schädigungsindikatoren D_i zur Zustandsbeurteilung von Tragwerkskomponenten, Einzeltragwerken (Solisten) und baulichen Anlagen. Diese Schädigungsindikatoren beschreiben Steifigkeitsreduktionen der tragenden Struktur entlang einzelner Lastprozesse oder über die Tragwerkslebensdauer. Sie sind von 0,0 bis 1,0 normiert, wobei $D_i = 0,0$ den ungeschädigten Neuzustand beschreibt und $D_i = 1,0$ das Tragwerksversagen. Schädigungsindikatoren können somit ein Tragwerk von seiner Entstehung bis zu seinem Lebensende numerisch bewertend [Krätzig u. Petryna, 2004] begleiten. Ursache der Steifigkeitsaufweichung können planmäßig oder unplanmäßig einwirkende Lasten sein, Materialdeteriorationen wie Korrosion, chemische Prozesse im Beton, Brandschädigungen oder eben auch seismische Fußpunkterregungen. In der Veröffentlichung [Krätzig, Könke et al., 1998] ist beschrieben, wie Schädigungsindikatoren zum Dauerhaftigkeitsentwurf von Naturzugkühltürmen eingesetzt werden.

Trägt man den maximalen Schädigungsindikator D_i eines einzelnen Tragwerks über einem seismischen Erregungsmaß auf, beispielsweise der Intensität I oder der Maximalbeschleunigung eines Entwurfsbebens $a_{g \max}$, so gewinnt man – aus

umfangreichen nichtlinearen Berechnungen [Krätzig u. Petryna, 2004] eine Aussage über die Schädigungen eines vorliegenden Tragwerks in Abhängigkeit der Bebenstärke [Harte u. Krätzig, 2005]. Eine solche Darstellung bezeichnet man als seismische Vulnerabilitätskurve; für ein hypothetisches Einzeltragwerk, einen Solisten, am Standort Stolberg ist sie in **Abbildung 8.7.3.5.1** skizziert.

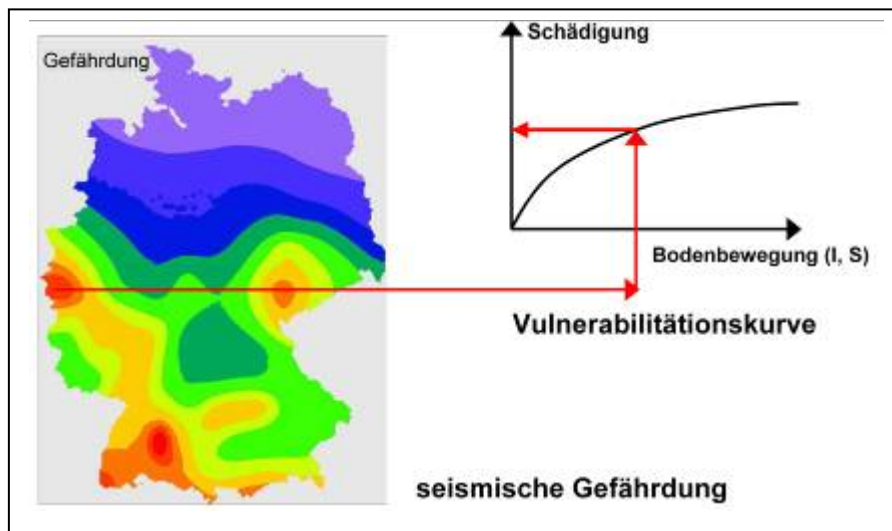


Abbildung 8.7.3.5.1: Definition einer Vulnerabilitätskurve

Seismische Vulnerabilitätskurven geben somit einen Überblick über die bei einem Beben vorgegebener Stärke zu erwartenden Tragwerksschädigungen. Dies ist für alle Vorsorgemaßnahmen eine wichtige Information. Wie könnte man nun dieses für Einzeltragwerke heute bewährte Hilfsmittel auf Betriebsanlagen mit Produktionskomponenten übertragen? Hierzu gibt es verschiedene Vorschläge in der Fachliteratur.

Aus dem Versuch, etwa die Hausinstallation und das Inventar wichtiger Bauwerke (Krankenhäuser, Fabrikationsstätten) in derartige Vulnerabilitätsstudien zu integrieren, weiß man seit längerem, dass Einbauten die Vulnerabilität i.a. vergrößern. Dies zeigt stellvertretend die **Abbildung 8.7.3.5.2**, welche Fragilitätskurven eines italienischen Krankenhauses wiedergibt [Nuti, 2005]. Die Abbildung verdeutlicht, dass eine Berücksichtigung der nichttragenden Ausstattung die bei einem Beben aktivierbaren Widerstände stets in Bereiche niedriger Mercalli-Intensitäten verlagert. Damit steigt offenbar durch jede Nutzung das seismische Risiko, sowohl der betroffenen Menschen als auch der Rohbau- und Gesamtinvestition. Moderne europäische Verwaltungs- und Fabrikationsgebäude zeigen ein sehr ähnliches Verhalten [Flesch u.a., 2004].

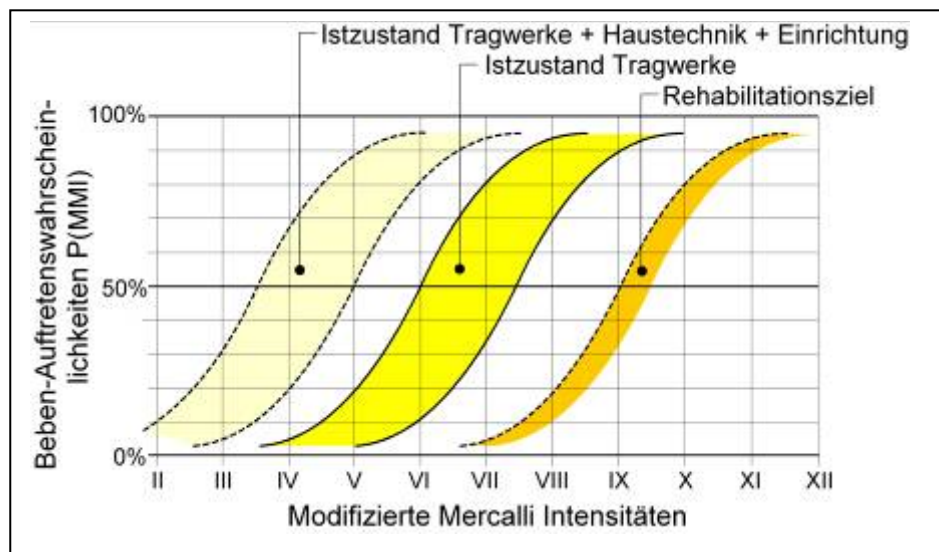


Abbildung 8.7.3.5.2: Fragilitätskurven eines Krankenhauses in Kalabrien

Diese Aspekte sind im Hinblick auf die Vulnerabilitätsermittlung komplexer Produktionsanlagen bisher kaum erforscht, geschweige zu praktischer Anwendungsreife entwickelt. Ihre große Bedeutung wurde besonders deutlich beim Bingöl-Erdbeben am 01.05.2003 östlich von Istanbul mit einer EMSC-Magnitude von 6.6. Bei diesem Beben wurden in größerem Umfang Industrieanlagen schwer beschädigt, siehe **Abbildung 8.7.3.5.3**. Wie könnte man zur Vermeidung hierbei vorgehen?



Abbildung 8.7.3.5.3: Schäden in Industrieanlagen beim Bingöl-Erdbeben 2003

Die folgenden Abbildungen entstammen Vorschlägen von [Meskouris u. Butenweg, 2005], um zunächst einmal die Vulnerabilität einer Anlage zu ermitteln. Sie zerlegen hierzu eine vorliegende Produktionsanlage (**Abbildung 8.7.3.5.4**) in einzelne Gruppen von Anlagenkomponenten, für welche die Einzel-Vulnerabilitäten bestimmt werden können (**Abbildung 8.7.3.5.5**).

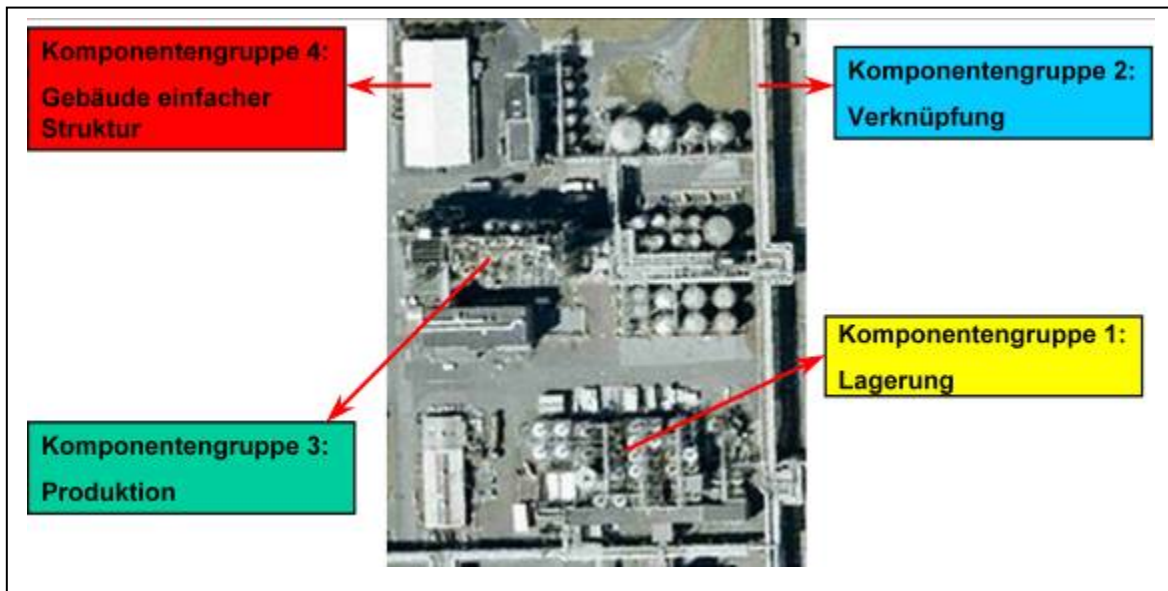


Abbildung 8.7.3.5.4: Luftbild einer Produktionsanlage

Diese werden sodann in geeigneter Weise zu einer Gesamtvulnerabilität vereinigt. Dabei wird versucht, durch Flächenanteilsfaktoren p_i und durch Bedeutungsfaktoren b_i den Beiträgen der einzelnen Komponentengruppen gerecht zu werden.

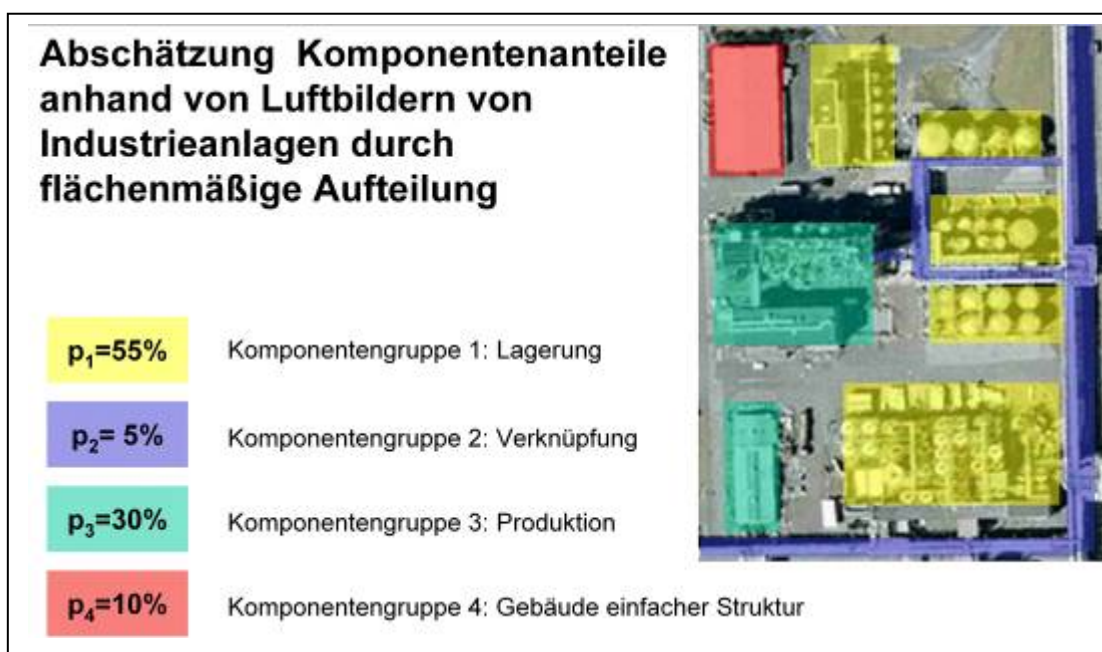


Abbildung 8.7.3.5.5: Zerlegung der Anlage in Vulnerabilitätsgruppen

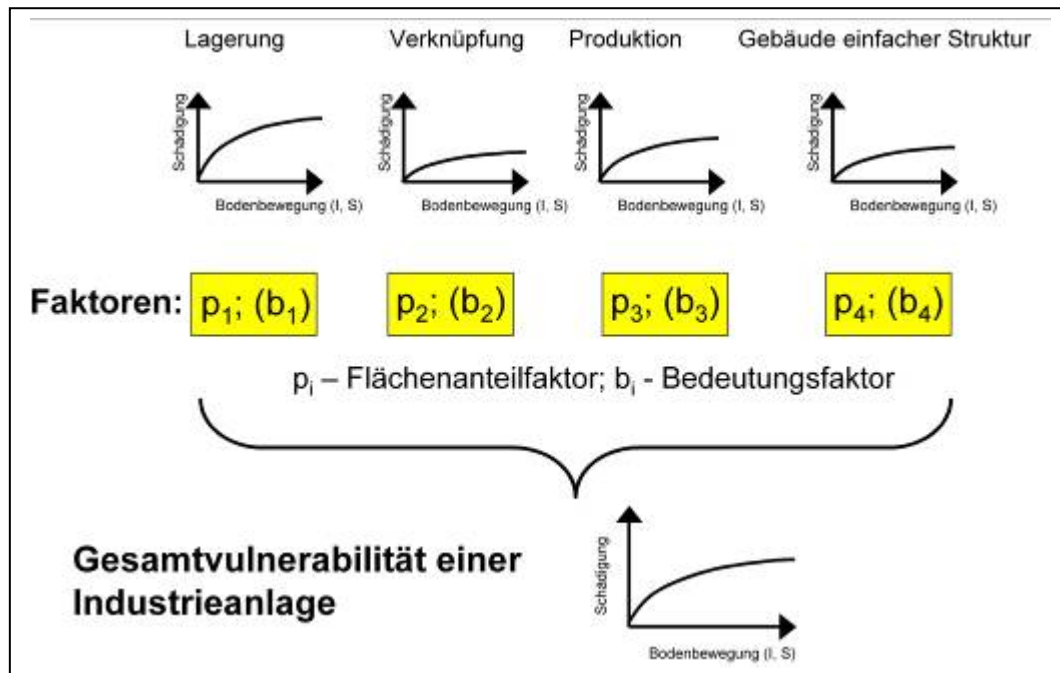


Abbildung 8.7.3.5.6: Ermittlung der Gesamtvulnerabilität der Produktionsanlage

Für die Bedeutungsfaktoren werden dabei Werte gemäß **Tabelle 8.7.3.5.1** vorgeschlagen. Nach dieser Vorarbeit kann die Gesamtvulnerabilität auf einem konsistenten Weg durch technische Maßnahmen an den Einzelkomponenten angehoben werden.

Tabelle 8.7.3.5.1: Bedeutungsfaktoren zur Bildung der Gesamtvulnerabilität

Funktion der Anlagenkomponente	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
Trinkwasserversorgung, Flüssigkeiten nicht brennbar, nicht toxisch:	1,2	1,0	0,8
Löschwasser, nicht-flüchtige toxische Stoffe, schwer entzündbare petrochemische Stoffe:	1,4	1,2	1,0
Flüchtige toxische Stoffe, explosive und leicht entzündbare Flüssigkeiten:	1,6	1,4	1,2

Zusammenfassung

Die seismische Sicherheit von Anlagen bildet einen großen Schwachpunkt jeder seismischen Risikominimierung. DIN 4149 (04/2005) betrachtet vornehmlich Einzelobjekte (des Hochbaus). Die kritischen Interaktionen zwischen seismisch vulnerablen Komponenten sind nirgends behandelt. Der Stand der Technik bietet derzeit keine wissenschaftlich begründeten Verfahren zur Bestimmung der seismischen Gesamtvulnerabilität hoch-komplexer Anlagenbereiche. Die Vorgehensweise einer Berücksichtigung von Sekundär- und Tertiärschäden mittels Bedeutungsbeiwerten in der Gesamtvulnerabilität, beispielsweise nach Tabelle 8.7.3.5.1, ist vollständig empirisch und daher unbefriedigend.

8.7.3.6 Performance-based seismic design

In den schweren Erdbeben der vergangenen 35 Jahre in Kalifornien – San Fernando 1971, Imperial Valley 1979, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 – stiegen die Schadenssummen, bei ähnlicher Bebenintensität, von Ereignis zu Ereignis steil an. Hauptgründe waren die angewachsenen Bebauungsdichten, kostspieligere Immobilienausstattungen, Industrieanlagen mit hohen Investitionskosten durch steigenden Hightech-Charakter. Schäden großer Erdbeben hängen heute eben nicht mehr nur von der freigesetzten Seismizität ab, sondern viel mehr von der Bevölkerungsdichte, ihrem Wohlstand, dem Entwicklungsstand von Wirtschaft und Industrie sowie vom Grad der getroffenen Erdbebenvorsorge.

Durch diese Entwicklung wuchs die Erkenntnis, dass das bisher alleinige Schutzziel a-seismischen Konstruierens, die Minimierung menschlicher Verluste, in modernen Industriegesellschaften wesentlicher Erweiterungen bedarf [Bertero, 1997]. Im Hinblick auf die vielfältigen Schutzfunktionen moderner Anlagen- oder Baukonstruktionen bedarf deren seismisches Verhalten, von schwachen inelastischen Deformationen über Rissbildung mit unzulässig großen Verformungen bis zum Teil- oder Gesamtkollaps, eben verfeinerter und differenzierter Schutzziel-Abstufungen.

Ein solches Detaillierungskonzept schlägt der unter dem Titel Performance-based seismic engineering PBSE veröffentlichte Bericht [SEAOC, 1995] vor. Er definiert PBSE als:

Consisting of design criteria, appropriate structural systems, layout, proportioning and detailing for a structure and its non-structural components and contents, and the assurance and control of construction quality and long-term maintenance, such that at specific levels of ground motion and with defined levels of reliability, the structure will not be damaged beyond certain limiting states or other useful limits.

PBSE ist demnach ein integrierter Entwurfsprozess, der bei der Planung einer Anlage mit der Definition seismischer Verhaltensziele beginnt. Er umfasst die seismische Beurteilung des Grundstücks, das konzeptionelle Design, Vor- und Ausführungsentwurf, baustatische Prüfungen, Bauüberwachung und Wartung [FEMA 310, 1998]. PBSE verknüpft im Idealfall seismische Verhaltensziele mit Schutzzielen und somit Stufen zulässiger seismischer Schädigungen.

Das Prinzip der Auswahl seismischer Verhaltensziele ist auf **Abbildung 8.7.3.6.1** dargestellt. Jede vertikale Spalte verkörpert den Entwurfsgrenzzustand eines definierten Schutzzielles, in den horizontalen Zeilen stehen Erdbeben mit unterschiedlichen statistischen Wiederkehrperioden T_w in Jahren [a], also mit nach unten ansteigender Intensität. **Tabelle 8.7.3.6.1** erläutert noch einmal die Intensitätsniveaus der vorgeschlagenen Entwurfsbeben. In dieses Schema sind diagonal Tragwerksklassen oder Klassen von Anlagen /-komponenten mit unterschiedlichen zulässigen (angestrebten) Vulnerabilitäten eingruppiert [Bertero, 1997].

Auftreten des Entwurfsbebens	Verhaltenszustand von Tragwerk / Anlagen:			
	vollständig betriebsfähig	betriebsfähig	lebensrettend	(beinahe) Kollaps
häufig: $T_w = 43a$				
gelegentlich: $T_w = 72a$				
selten: $T_w = 475a$				
sehr selten: $T_w = 970a$				

Objekte höchster Sicherheitsstufe

Abbildung 8.7.3.6.1: Detailliertere Schutzzieldefinition des PBSE

Tabelle 8.7.3.6.1: Intensitätsniveaus der Bemessungsbeben nach PBSE

Auftreten des Entwurfsbebens	Wiederkehr-Intervall	Überschreitens-wahrscheinlichkeit
häufig	43 Jahre	50 % in 30 Jahren
gelegentlich	72 Jahre	50 % in 50 Jahren
selten	475 Jahre	10 % in 50 Jahren
sehr selten	970 Jahre	10 % in 100 Jahren

Es dürfte klar sein, dass in das Schema der **Abbildung 8.7.3.6.1** grundsätzlich viel differenzierter als heute bauliche Anlageklassen unterschiedlicher Bedeutung für die Öffentlichkeit, z.B. Produktionsanlagen, Krankenhäuser oder Computerzentren, aber eben auch Industrieanlagen, mit ihren sehr verschiedenen Schutzziele klassifiziert werden können [Hamburger, 1997]. Leider ist das Konzept des PBSE [SEAO, 1995] heute noch weit davon entfernt, ein praktikables Entwurfswerkzeug in der Zuordnung von seismischen Schutzziele, zulässigen Vulnerabilitäten und Bemessungsbeben zu sein. Es stellt daher nach Einschätzung der Berichtersteller eher ein ingenieurwissenschaftliches Denkkonzept für Forschung und Praxis der nächsten Jahrzehnte dar [Calvi, 1998].

Zur Abstellung dieser Einschätzungen hat FEMA [FEMA 1997] die allgemeinen Schutzzieldefinitionen nach **Abbildung 8.7.3.6.1** mit den oben erwähnten Schädigungsindikatoren D_i verknüpft. Die diesbezügliche **Abbildung 8.7.3.6.2** liest man am besten so, dass man für jede (in **Abbildung 8.7.3.6.1**) vertikal aufgeführte Erdbebenstärke die in **Abbildung 8.7.3.6.2** definierten Grenzzustände horizontal einhängt. Man erhält so eine an unterschiedliche Risikoklassen anpassungsfähige Staffelung von Schutzziele für den Tragwerksentwurf.

	Grenzzustände	Damage level (Schädigungsstufe)	Damage index (Schädigungsindikator)
ND	No Damage (keine Schädigung)	0	0.00
IO	Immediate Occupancy (sofortige Wiederbenutzung)	I	0.05
ID	Incipient Damage (beginnende Schädigung)		
LS	Life Safety (keine Lebensbedrohung)	II	0.20
CP	Collapse Prevention (Einsturzvermeidung)	III	0.40
IC	Incipient Collapse (beginnender Einsturz)	IV	0.90

Abbildung 8.7.3.6.2: Grenzzustände und Schädigungsstufen nach FEMA 273

Interessanterweise bietet DIN 4149 (04/2005), 5.3 in den Bedeutungsbeiwerten γ_I der Tabelle 3 (Tabelle 8.6.6.4.1) eine sehr geeignete Schnittstelle zu dem neuen, verhaltensbasierten Konzept PBSE, dort allerdings nur für Standard-Hochbauten quantifiziert. Bekanntlich ist der Bedeutungsbeiwert γ_I ein Multiplikator in den Ordinaten des Entwurfsspektrums, der für unbedeutende Bauwerke der Kategorie I auf den Wert 0,80 abgesenkt werden darf, für Bauwerke der höchsten Bedeutungskategorie IV dagegen den Wert 1,40 annimmt. An dieser Stelle ließen sich leicht weitere Faktoren der Bedeutungswerte für differenziertere Schutzziele, beispielsweise von immissionsschutzrechtlich zu genehmigenden Anlagen bzw. Betriebsbereichen gemäß StörfallIV, als Elemente eines PBSE anknüpfen.

PBSE für immissionsschutzrechtlich zu genehmigende Anlagen bzw. Betriebsbereiche gemäß StörfallIV ?

Zukünftige Erdbeben-Codes werden weltweit verstärkt (tragwerks-) verhaltens-orientierte Elemente aufweisen, weil sich nur mit ihnen differenziertere Schutzziele besser als heute definieren und erfüllen lassen. Ein solches verhaltens-basiertes Konzept könnte bereits heute an die Bedeutungsbeiwerte γ_I der DIN 4149 angeknüpft werden, wobei den so definierten unterschiedlichen Bemessungserdbeben noch unterschiedliche zulässige Vulnerabilitäten (Schädigungen) zuzuordnen wären [Kunnath, 2004]. Dies wäre als wirklich nutzbares Konzept für Anlagen zu entwickeln, da es heute nur als leere Konzepthülle existiert, die mit Schutzzielen und einzuhaltenden Vulnerabilitäten zu füllen wäre. Dies könnte die seismische Sicherheit von Industrieanlagen erheblich steigern, auch wenn die erforderlichen Festlegungen erhebliche Forschungsaufwendungen erforderlich machen würden.

8.7.3.7 Seismische Instrumentierung und Schadenskontrollen

In der Ausschreibung zu diesem Forschungsvorhaben wurde die Frage nach der seismischen Instrumentierung von Anlagen aufgeworfen. Diese Frage dürfte ihren Ursprung in der Richtlinie KTA 2201.5 (KTA 2201, 1990-1992) für kerntechnische Anlagen besitzen, die eine derartige Instrumentierung für Kernkraftwerke vorschreibt. Im Einzelnen wird in der KTA 2201 verlangt, dass in jedem Kraftwerksblock dreiaxiale Beschleunigungsaufnehmer auf je einem Fundament sowie an einer hochliegenden Position und im Freifeld zu installieren sind. Ein Registriergerät zeich-

net eventuelle seismische Signale dieser Beschleunigungsaufnehmer auf, die von einem Trigger gesteuert aktiviert bzw. deaktiviert werden. Es überwacht außerdem obere Grenzwerte der gemessenen Beschleunigungen.

Die gesamte Messinstallation dient in kerntechnischen Anlagen der frühzeitigen, integralen Feststellung möglicher seismischer Schädigungen in der Anlage und ist nur in dieser (oder einer erweiterten) Konfiguration hierfür sinnvoll. Ihre Installation erfordert gewisse Kosten, höhere jedoch die laufenden Wartungen der Geräte. Installierte Beschleunigungsaufnehmer müssen nämlich zur Wartung regelmäßig ausgetauscht und auf Rütteltischen (Shakern) neu geeicht werden.

Dies ist zur Feststellung eventueller seismischer Tragwerksschäden nach einem Erdbeben jedoch nur der erste Schritt. Ihm folgt im Erdbebeningenieurwesen generell eine sehr genaue Computersimulation der erdbebenerregten Struktur zur rechnerischen Lokalisation und Identifikation von Schwachpunkten. An diesen Stellen folgt dann der dritte Schritt, nämlich die visuelle, gegebenenfalls radiologische Kontrolle auf sichtbare Risse, Mikrorisse und plastische Schädigungen. Erst danach werden geeignete Reparaturmaßnahmen eingeleitet.

Empfehlung

Solange in Deutschland nicht sichergestellt ist, dass die Tragstrukturen von Betriebsbereichen nach Störfall IV in Erdbebenstandorten nach dem Stand der Technik seismisch analysiert werden, macht aus Sicht der Berichterstatter eine generelle Vorgehensweise nach KTA 2201, d.h. eine Instrumentierung, wenig Sinn. Ausnahmen würden möglicherweise Anlagen sein, die im Falle seismischer Schädigungen hochgefährliche Stoffe in die Umwelt freisetzen können. Hier wäre die im Rahmen dieses Vorhabens kaum klärbare, offene Frage, welche derartigen Anlagen in welchen Erdbebenzonen eine seismische Instrumentierung erhalten sollen.

In keinem Fall aber dürften nach einer möglichen Instrumentierung die nächsten viel wichtigeren Schritte unterbleiben: Hoch-genaue Computeranalysen zur Lokalisation der beim Beben entstandenen Schadens-Schwachpunkte sowie visuelle bzw. radiologische Inspektionen zur detaillierten Schädigungsdiagnose. Eine Eingrenzung der Vorkehrungen oder Maßnahmen auf sicherheitsrelevante Anlagenteile in verfahrenstechnischen Anlagen ist, anders als in kerntechnischen Anlagen, hier nicht sinnvoll, wenn diese Anlagen zusammenhängende Komplexe sowohl in verfahrenstechni-

scher als auch betriebstechnischer Hinsicht sind und in einem engen räumlichen Zusammenhang stehen.

8.7.3.8 A-seismischer Entwurf, seismische Ertüchtigung durch Nachrüstung

Industrietragwerke besitzen weltweit selbst in seismischen Risikozonen oft Topologien, die vornehmlich dem jeweiligen Zweck angepasst sind, nicht aber einer optimalen Aufnahme seismisch induzierter Beanspruchungen. Letzteres ist im Erdbebeningenieurwesen die Aufgabe a-seismischen Entwerfens. **Abbildung 8.7.3.8.1** gibt einen Kurzüberblick über seismisch günstige und ungünstige Tragwerkstopologien und Konstruktionsdetails.

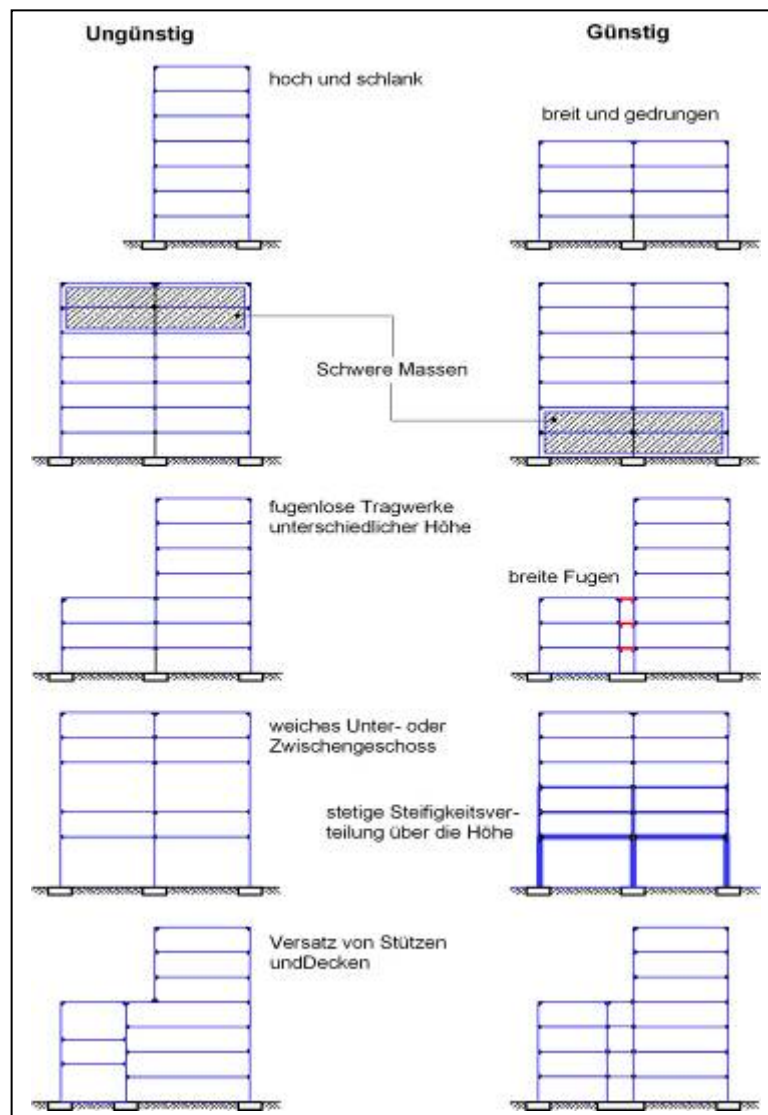


Abbildung 8.7.3.8.1: A-seismisch ungünstige und günstige Tragwerksformen

Die Abbildung ist selbsterläuternd, wenn man sich vergegenwärtigt, dass jede seismische Erregung zu Tragwerksschwingungen führt. Diese sollten möglichst klein gehalten werden, in benachbarten Bauteilen gleichgerichtet wirken und stoß- sowie berührungsfrei zu Nachbarbauten stattfinden.

Oftmals stehen Bauingenieure vor der Frage der möglichst effektiven und preisgünstigen a-seismischen Ertüchtigung von Tragwerken. Hierfür hält die moderne Bautechnik eine Vielzahl unterschiedlichster Verstärkungsmaßnahmen bereit, die im Folgenden kurz aufgezählt werden. Dabei soll eine Unterteilung in nur lokale Ertüchtigungen und Ertüchtigungen des Gesamttragwerks getroffen werden.

Unter lokalen Ertüchtigungsmaßnahmen verstehen wir eine nur an wenigen Bauelementen oder Tragwerksbereichen erforderlich werdende Ertüchtigung, die aber dennoch die Dynamik des Gesamttragwerks beeinflusst, d.h. dieses a-seismisch verstimmt. Hierzu zählen folgende Techniken zur Erhöhung der seismischen Steifigkeit:

- Vollflächig oder kreuzweise mit Kunstharzklebern auf Stahlbeton- oder Mauerwerkswänden befestigte vorgefertigte Bänder oder Platten aus glasfaser-verstärkten oder kohlefaserverstärkten Kunststoffen.
- Verstärkung der Schubaufnahme von Mauerwerkswänden durch nachträgliche, oft außenliegende vorgespannte Stahlanker in horizontaler und/oder vertikaler Richtung.
- Verstärkung der vorhandenen Schubwände durch Anbringung vorgefertigter Stahlfachwerke, die in Stahlschuhen verankert und so kraftschlüssig mit dem Tragwerk verbunden sind.

Bei erheblichen konstruktiven Defiziten der Erdbebensicherheit werden seismische Ertüchtigung von Gesamttragwerken erforderlich: Die verschiedenen Möglichkeiten zum Nachrüsten zwecks Erhöhung der Erdbebensicherheit zeigt **Abbildung 8.7.3.8.2**, in der oberen Reihe traditionelle Maßnahmen, in der unteren moderne [Hamburger, 2004]. Die am Beispiel einer konventionellen Rahmenkonstruktion aufgezeigten Einzelmaßnahmen können natürlich auch, zumeist vom untersten Stockwerk ausgehend nach oben, auf Einzelgeschoss-Ertüchtigungen angewendet werden. Vielfach werden die verschiedenen Maßnahmen auch miteinander kombiniert, z.B. Schubwände mit Ausfachungen.

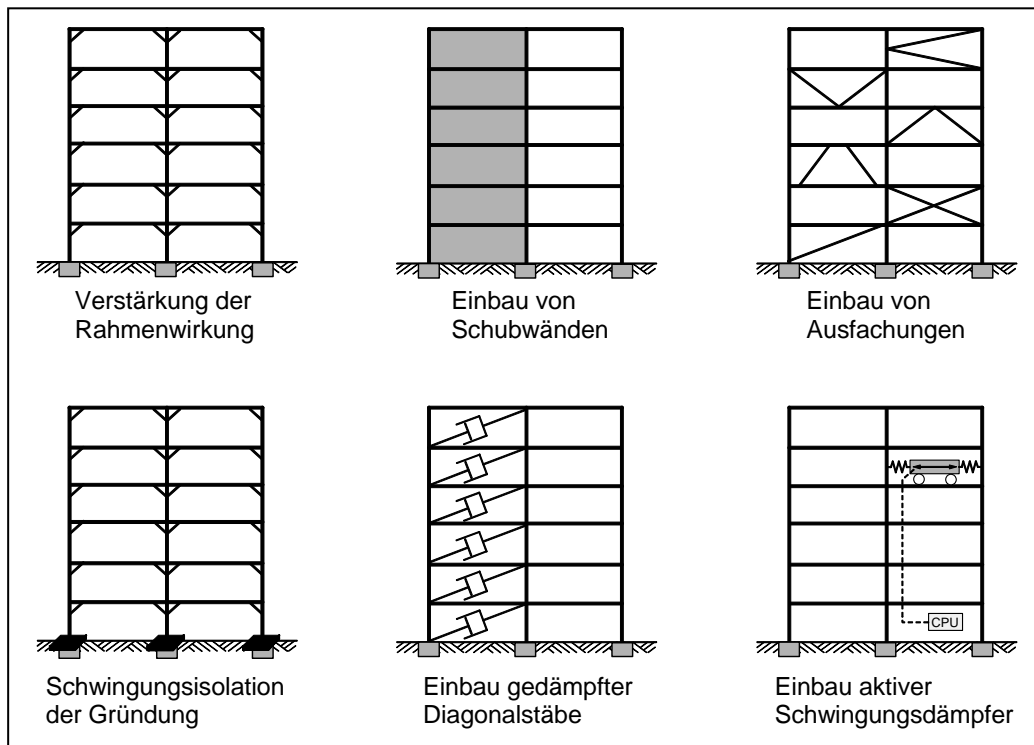


Abbildung 8.7.3.8.2: Bauweisen älterer und moderner a-seismischer Ertüchtigung

- Oftmals genügen kleine zusätzliche Rahmen-Eckverstärkungen, die als stählerne Fertigteile auf Stahlrahmen aufgeschweißt oder mit diesen hochfest verschraubt werden, im Falle von Stahlbetonrahmen in diese eingedübelt werden.
- Ein klassisches Hilfsmittel sind nachträglich eingebaute Schubwände aus Mauerwerk, bewehrtem Mauerwerk oder Stahlbeton. Zur Widerstandserhöhung sollten Bewehrungen in die ursprüngliche Konstruktion eingebunden oder mit ihr verschweißt werden. Auch kunststoffbeschichtete stählerne Panelwände sind schon zur Erhöhung des Erdbebenwiderstandes herangezogen worden.
- Zur a-seismischen Nachrüstung von Rahmenkonstruktionen aus Stahl bilden stählerne Ausfachungen ein bewährtes Mittel. **Abbildung 8.7.3.8.2** zeigt rechts oben verschiedene Ausfachungssysteme, deren jeweilige Anwendung sich nach den verfügbaren Freiräumen in den zu verstärkenden Gefachen richtet.

- In Deutschland werden seit 15 Jahren gelegentlich zur akustischen Isolierung von Bauten bewehrte Elastomerlager nach DIN 4141 eingesetzt, die zwischen dem Gründungskörper und den einzelnen Gründungselementen eingebaut werden. Dies ist bereits vielfach nachträglich ausgeführt worden und stellt eine relativ kostenaufwändige Isolationsmaßnahme hoher Effizienz dar. Bewehrte Elastomerlager können gleichermaßen zur Schwingungsisolation gegen Erdbeben Verwendung finden, ebenso natürlich große stählerne Federpakete wie bei Dampfturbinenlagern [Wakabayashi, 1986]. Mit derartigen Maßnahmen wird die Eigenfrequenz des Bauwerks erheblich reduziert, so dass das System aus dem Maximalbereich des seismischen Bemessungsspektrums herausgeschoben werden kann. Derartige Verstimmungsmaßnahmen an Tragwerken erfordern Ausführungsplanungen durch baudynamisch besonders erfahrene Bauingenieure.
- Ein sehr wirksames a-seismisches Ertüchtigungsmittel sind Diagonalstäbe mit seismischen Dämpfungselementen, siehe **Abbildung 8.7.3.8.2** unten Mitte. Hierbei versucht man, den seismischen Widerstand durch Aktivierung einer hysteretischen Dämpfung zu vergrößern. Bewährte Bauarten sind durch Schrauben vorgespannte Rutschkupplungen, die sich bei niedrigen Beanspruchungen (Wind und Stürme) elastisch verhalten, bei stärkeren Beben jedoch durch elasto-plastische Deformationen Energie dissipieren, sowie Reibungsdämpfer auf Elastomerbasis [Meskouris et.al., 1996].
- Dämpfer auf der Grundlage gegenschwingender Massen sind das modernste Hilfsmittel zur a-seismischen Schwingungstilgung, siehe z.B. [Nawrotzki u. Dalmer, 2005]. Man unterscheidet
 - aktive Schwingungsdämpfer, auch Schwingungstilger genannt, die durch Zuführung von Energie seismische Schwingungen reduzieren,
 - passive Schwingungsdämpfer, die durch einen oder mehrere gegenschwingende Massen das Ursprungssystem beanspruchungsmindernd verstimmen,
 - Hybriddämpfer als Symbiose beider vorgenannten Wirkungstypen.

Durch alle Arten von Dämpfern wird zusätzliche Dämpfung im Tragwerk aktiviert, und es werden seine Eigenfrequenzen verstimmt. Dämpfer stellen die wirkungsvollsten schwingungstilgenden Ertüchtigungs-Konstruktionen dar, ihr finanzieller Aufwand

liegt nach unseren Erfahrungen bei 1% bis 2% der Rohbaukosten. Sie sind unschwer nachträglich zu installieren, bedürfen jedoch der permanenten Wartung.

Das derzeit mit 508 m welthöchste Gebäude, der Büroturm Taipeh 101, besitzt einen passiven Schwingungsdämpfer von 660 t Gesamtgewicht, aufgehängt im 86. Stockwerk, zur Reduktion seiner Bewegungen aus Orkan und Erdbeben. Diese Masse ist durch 8 primäre und 8 sekundäre viskose Dämpfer mit der tragenden Struktur gekoppelt. Der Schwingungsdämpfer reduziert die ungedämpften Bauwerksbeschleunigungen um ca. 40%. Entworfen wurde er von der Firma MOTIONEERING INC. in Ontario, Kanada. Einen hervorragenden Überblick über Dämpferbauweisen der deutschen Firma MAURER gibt [Petersen, 2001].

Zusammenfassung

Nachrüstungen zur Anhebung des seismischen Widerstandes von Betriebsanlagen stellen kein Problem besonderer Schwierigkeit dar. In der modernen Bautechnik existieren vielfältige Ertüchtigungsmöglichkeiten. Alle sind in der geschilderten Weise zur a-seismischen Verstimmung bzw. Verstärkung von Tragwerken in Betriebsanlagen einsetzbar, im Großen wie auch lokal. Die finanziellen Aufwendungen hierzu sind nach unseren Erfahrungen äußerst bescheiden. Wichtige Voraussetzung für erfolgreiche Ertüchtigungen bilden sorgfältige Planungsmaßnahmen baudynamisch wirklich erfahrener Ingenieure und Firmen.

8.7.3.9 Seismische Bodenverflüssigung

Grundbruch ist eine Versagensmöglichkeit vor allem von Flachgründungen. Hierbei bewegen sich Bodenteilchen unter dem Gründungskörper zur nächstliegenden freien Seite, solche neben dieser weichen nach oben aus. Das Fundament bzw. oft auch der gesamte Baukörper stellen sich dadurch schief (siehe Abbildung 8.3.2.2). Maßgebend für einen Grundbruch ist das Überschreiten der Scherfestigkeit des Bodens. Ausreichende Sicherheit gegen einen derartigen Grundbruch ist beim Gründungsentwurf stets nachzuweisen. Grundlage dieses Nachweises der Grundbruchsicherheit ist die (statische) Scherfestigkeit des Bodens. Bestimmt wird diese in weggesteuerten, direkten Rahmenscherversuchen oder in weggesteuerten Triaxialversuchen, deren Prinzip in **Abbildung 8.7.3.9.1** erläutert ist.

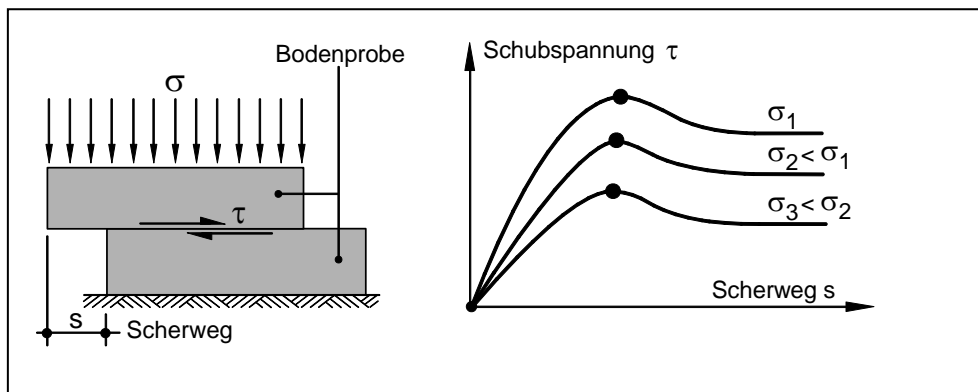


Abbildung 8.7.3.9.1: Prinzip eines weggesteuerten Rahmenschersversuchs

Die Bodenprobe ist in einen (nicht dargestellten) Geräterahmen eingebaut und wird weggesteuert abgeschert. Nach Einleitung des Scherwegs s erreicht die τ/s -Arbeitslinie zunächst das Maximum des Schub-Grenzzustandes, um dann nach größerem Scherweg auf einen stationären Weg abzusinken, der als Scherfestigkeit definiert ist. Die Höhe des Maximalwertes und der Scherfestigkeit sind von der Querdruckspannung σ (als Druckspannung positiv) abhängig. Beide sind außerdem stark vom Porenwassergehalt des Bodens abhängig.

Unter zyklischer Belastung, wie sie bei Erdbeben auftreten können, neigen besonders wassergesättigte, gleichförmige und feinkörnige Böden zum Verlust ihrer Scherfestigkeit, was als Bodenverflüssigung (Liquifaction) bezeichnet. Generell entfestigt sich Boden durch Überspannen mit Wasser, durch Entspannen verfestigt er sich wieder. Ersteres kann sich negativ bei Offshore-Bauwerken oder während Erdbeben bemerkbar machen, letzteres macht man sich bei temporären Grundwasserabsenkungen mittels Brunnen als Baumaßnahme zu nutze. Bei mechanischer Entlastung eines Bodenvolumens entsteht in diesem eine Dilatation mit Unterdruck im Porenwasser, wodurch Wasser von außen zusickern kann. Durch eine nachfolgende Belastung versucht der Boden zu kontrahieren, wodurch ein Teil des Druckes vom Porenwasser aufgenommen wird. Mit wachsender Zyklenzahl können sich so große Porenwasser-Überdrücke aufbauen, sofern die Bodenkörnung fein genug ist, um kurzfristiges Ausströmen des Wassers zu verhindern. Hierdurch kann die Scherfestigkeit bis zum Totalverlust reduziert werden.

In der Regel KTA 2201.2, 5 findet sich für alle sicherheitsrelevanten Bauten kerntechnischer Anlagen die Verpflichtung zur Auseinandersetzung mit dem Problem der seismischen Bodenverflüssigung, und im dortigen Anhang A3 ist ein Schema zur Ab-

schätzung des Verflüssigungspotenzials enthalten. Dieses basiert auf den frühen Publikationen [Richart et al., 1970, Seed u. Idriss, 1971]. Es ist in [Klein, 2001] etwas weitergehend erläutert.

Die internationale Forschung dieses Phänomens scheint nicht prioritär zu sein, obwohl in den Beben von Managua 1973 – siehe Abbildung 8.3.2.2 – und Mexico City 1985 viele Gebäude durch Bodenverflüssigung zu Schaden kamen [Massarsch, 2000]. Auch in Deutschland scheinen verschiedentlich derartige Schadensfälle aufgetreten zu sein. Dennoch liegen beispielsweise Kataster über fließgefährdete Böden nicht vor; allerdings sind Bodengutachter stets sehr gut informiert. Um die mögliche Bedeutung dieses Phänomens für Anlagen einzuschätzen, sollten Experten aus der Bodendynamik befragt werden [Helm et.al., 2000].

Ergebnis

Zu einer regelgerechten Genehmigungsplanung nach Bauordnung gehören ausführliche Angaben zum Baugrund bzw. bei allen größeren Vorhaben ein Baugrundgutachten. Hierin muss vom Baugrundsachverständigen zu allen Festigkeits- und Standsicherheitseigenschaften des vorliegenden Baugrundes Stellung bezogen werden, im Falle seismischer Gefährdung natürlich auch zu zur Bodenverflüssigung neigenden Fließsand, sofern diese am Standort erwartet werden.

8.7.3.10 Maßnahmen nach Erdbeben

Wie bereits im Abschnitt 8.7.1.5 im Einzelnen dargelegt, liefert das Baurecht keine Aussagen über die Situation baulicher Anlagen nach einem Erdbeben. Internationaler Gepflogenheit entspricht es, die entstandenen Schäden aufzunehmen und das geschädigte Tragwerk sicherheitsrelevant zu bewerten, beispielsweise mittels der im Abschnitt 8.7.3.5 beschriebenen Schädigungsindikatoren D_i . Nach Erdbebenereignissen ab einer bestimmten Größe – z.B. 4,5 entsprechend der Richterskala – sind Anlagen der Chemie und Petrochemie abzufahren, soweit möglich zu entleeren, zu inertisieren und im Anschluss einer Überprüfung zu unterziehen.

Diese muss u.a. sowohl Sicht-, Material- und Werkstoffprüfungen als auch Funktionsprüfungen der E-Technik und der MSR/PLT umfassen. Prüfungen der Standsicher-

heit von Tragwerken mit geschädigten Komponenten sind nicht vorgesehen, offenbar, weil man von ihrem Austausch ausgeht.

8.8 Zusammenfassung

Für die Betrachtung der Einwirkungen aus Sturm und Erdbeben wurden die neuesten Normen (DIN 1055-4 (03/2005): *Windlasten* und DIN 4149 (04/2005): *Bauten in deutschen Erdbebengebieten*) zugrunde gelegt. Diese Normen spiegeln für die große Mehrheit der baulichen Anlagen den Europäischen Stand der Technik, den der *Euro-Codes ECs*, wieder, sofern beim Virulentwerden des behandelten Risikos keine zusätzlichen Gefahren ausgehen können. Für alle nach den deutschen Länderbauordnungen zu genehmigende/mitzugenehmigende Bauwerke stellen sie rechtsverbindliche Regelungen dar.

Gemeinsam mit dem Tragwerkszuverlässigkeitskonzept der neuen deutschen Normengeneration, dessen Grundzüge in der DIN 1055-100 (03/2001): *Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln* niedergelegt sind und ebenfalls in diesem Kapitel mit dem sicherheitstheoretischen Hintergrund skizziert wurden, gestatten sie die beste verfügbare Abschätzung des bautechnischen Risikos von baulichen Anlagen.

Allerdings sind für Anlagen in Betriebsbereichen gewisse Einschränkungen zu machen:

- DIN 1055-4 gilt (wohl) für alle Tragwerke.
- DIN 1055-100 gilt für Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus, macht jedoch im § 1, (6) die Einschränkung, dass Bauwerke mit besonderen Sicherheitsanforderungen nicht vollständig erfasst werden.
- DIN 4149 steht unter dem Primat des Personenschutzes und nimmt daher Anlagen, von denen im Erdbebenfall besondere Gefahren ausgehen können, im § 1, (2) ausdrücklich aus.

Wichtig ist zu betonen, dass es derzeit keine modernen Baunormen für die angenommenen Objekte gibt.