*Schriftenreihe der DGEB * Heft 2*

IDNDR

International Decade
for
Natural Disaster Reduction

Schadensauswertungen. Normenentwicklung
Experimentelle Untersuchungen. Berechnung
Soziale und ökonomische Aspekte

Jochen Schwarz
(Hrsg.)

1992

Titelseite:

Grafiken zusammengestellt aus
Taubaev, A.S. u.a.: "Engineering Analysis of Earthquake Damage in Catalogue-like Form: Case-Study of East Kazakh Earthquakes of 1990", Alma-Ata * Weimar, 1992

Herausgeber:

Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen
und Baudynamik e.V. (DGEB)
c/o BAM, Unter den Eichen 87
1000 Berlin 45

Schriftleitung und Redaktion dieses Heftes:

Dr.-Ing. Jochen Schwarz, Weimar

INHALT

Schriftenreihe der DGEB, **Heft 2** **1992**

Dolling, H.-J.; Klein, G.: Vorwort 1

Klein, G.; Henseleit, O.; Scherer, R.; Schneider, G.: Das Loma-Prieta Erdbeben vom 17. Oktober 1991: Bericht einer Erkundungsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. 7

Werner, D.: Lehren aus dem Erdbeben vom 21. Juni 1991 in Nordiran 51

Schwarz, J.; Grünthal, G.; Schöbel, B.: Aktuelle Probleme und Fragestellungen bei der Beschreibung der seismischen Einwirkungen in Erdbebenbaunormen 73

Keintzel, E.: Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach Eurocode 8 91

Bachmann, H.; Moser, K.; Wenk, T.: Kapazitätsbemessung und Duktilitätsbedarf von Stahlbetonhochbauten unter Erdbebeneinwirkung 105

Luz, E.; Obermüller, J.: Berechnung der Erdbebenersatzlasten und der globalen Schnittgrößen nach dem Antwortspektrenverfahren an einem räumlichen Modell mit drei Freiheitsgraden je Stockwerk 121

Brandes, K.: Erdbebensichere Schraubenverbindungen im Stahlbau 139

Berz, G.: Versicherungswirtschaft und IDNDR- Gemeinsame Aspekte und Aufgaben 159

Küppers, A.: Japan und die IDNDR: Wird die japanische Erdbebenvorhersage zum Exportschlager für Katastrophenländer? 173

Jürgens-Weicken, G.; Steinwachs, M.: Erdbebenwiderstandsfähiges armiertes Lehmziegelhaus für die dritte Welt- Projekt einer Arbeitsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen e.V. 193

Abstracts 205

CONTENTS

Schriftenreihe der DGEB, **Heft 2** **1992**

Dolling, H.-J.; Klein, G.: Preface 1

Klein, G.; Henseleit, O.; Scherer, R.; Schneider, G.: The Loma-Prieta-Earthquake of October 17, 1989 - Report of a Task Force Mission of the German Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics (DGEB) .. 7

Werner, D.: Lessons from the Earthquake in June 1991 in the Northern Iran 51

Schwarz, J.; Grünthal, G.; Schöbel, B.: Actual Problems and Questions with Regard to the Determination of Seismic Input Data in Buildings Codes 73

Keintzel, E.: Fundamental Ideas of the Seismic Design of Reinforced Concrete Structures in Eurocode 8 91

Bachmann, H.; Moser, K.; Wenk, T.: Capacity Design and Ductility Demand of Reinforced Concrete Frames under Earthquake Action 105

Luz, E.; Obermüller, J.: Calculation of Seimic Loading and Global Internal Forces by the Response Spectrum Method Using a Spatial Model with Three Degrees of Freedom for Each Floor 121

Brandes, K.: Earthquake Resistant Bolted Connections of Structural Steel Work 139

Berz, G.: The Insurance Industry and the IDNDR - Common Aspects and Tasks 159

Küppers, A.: Japan and IDNDR: Earthquake Prediction as a Transferable Item ? 173

Jürgens-Weicken, G.; Steinwachs, M.: Earthquake Resistant Reinforced Adobe Masonry House for the Third World - Project of a Working Group of the German Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics DGEB 193

Abstracts 205

Vorwort

Das vorliegende zweite Heft der von der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB) herausgegebenen Schriftenreihe befaßt sich mit Problemen der Internationalen Dekade für Katastrophenvorbeugung (International Decade for Natural Disaster Reduction IDNDR). Es schließt somit an das erste Heft der Reihe an, das die spanische Fassung wesentlicher Teile der Erdbebenfibel des Landes Baden-Württemberg enthält und als deutscher Beitrag im Rahmen der IDNDR für mittel- und südamerikanische Erdbebenregionen erstellt und in den Ländern auch verteilt wurde.

Inhaltliche Schwerpunkte des jetzt vorgelegten Heftes lassen sich auf vier Themenkomplexe zurückführen, die einerseits im Rahmen der IDNDR von Bedeutung sind (wenn auch von unterschiedlicher Brisanz bzw. differenziertem Stellenwert), die andererseits aber auch einen Ausschnitt der Tätigkeitsgebiete innerhalb der Erdbebengesellschaften widerspiegeln.

Im *ersten* Themenkomplex wird über Ergebnisse von Missionen bzw. Arbeitsaufenthalten in erdbebenbetroffenen Gebieten berichtet. Die Bereitstellung und der Einsatz einer "TASK-FORCE" für Naturkatastrophen gehört zu den Projekten, die von der DGEB in die deutsche Konzeption eingebracht wurde. Eine Dokumention über die diesjährige Mission nach Erzcincan (Türkei) wird demnächst fertiggestellt.
Mit dem ausführlichen Bericht über das Loma- Prieta- Erdbeben wird nochmals die Notwendigkeit des interdisziplinären Zusammengehens von Seismologen, Geophysiker, Ingenieur und anderen Spezialisten herausgearbeitet, um Erdbebenwirkungen in den tatsächlichen Ursachen und Zusammenhängen beschreiben zu können. Der vorhandene Interpretationsspielraum zeigt sich insbesondere bei der Beschreibung des Herdvorganges und der Ableitung von Schlußfolgerungen für das künftige Seismizitätsgeschehen.
Das Manjil- Erdbeben (Iran) vom 21.06.1991 forderte mehr als 37 000 Todesopfer. Für dieses Ausmaß zeichnen wie bereits beim Spitak- Erdbeben (1988) auch die "engineered structures" mitverantwortlich.

Die Normenentwicklung ist ein notwendiger Schritt, um Bauwerke vor dem Versagen und damit Menschenleben vor den Wirkungen oder Folgen von Naturkatastrophen zu schützen.

Die Beiträge zum *zweiten* Themenkomplex gehen auf aktuelle Probleme der Europäischen Harmonisierung der Normen im Zusammenhang mit den Arbeiten zum Eurocode 8 ein. Da in der Vergangenheit Codes der auf diesem Gebiet fortgeschrittenen Länder oft auch Vorbild für nationale Normenentwicklungen waren (und dies nicht immer zum Vorteil, da die regionalen Besonderheiten unberücksichtigt blieben), stehen solche Vorschriftenelemente im Mittelpunkt, die wesentlich die Erdbebensicherheit prägen: die Qualität der Einwirkungsbeschreibung und die Qualität des Tragsystems (Duktilität).

Beiträge zu den Berechnungsverfahren und Ergebnissen experimenteller Untersuchungen innerhalb des Themenkomplexes *drei* runden den vorwiegend ingenieurseitigen Teil des Heftes ab.

In dem auf die sozialen und ökonomischen Belange ausgerichteten *vierten* Themenkomplex wird die Internationale Dekade zur Katastrophenvorbeugung aus der Sicht des Versicherungswesens und mit Blick auf eines innerhalb der Dekade wohl aktivsten Landes der Erde (Japan) beleuchtet.
Es ist festzuhalten, daß gerade die Versicherungswirtschaft in der Vergangenheit wesentlich zur Dokumentation der Schäden und zur Aufdeckung von prinzipiellen Entwurfs- und Ausführungsmängeln der in den IDNDR- Zielländern typischen Bauweisen beigetragen hat. Mit Interesse dürften die Leser den Beitrag über Japan und die IDNDR sowie die Positionsbestimmung der Erdbebenvorhersage-Forschung verfolgen.

Diese und ähnliche Erfahrungen aus dem sozio- ökonomischen Bereich werden auch für die Konzipierung der deutschen Aktivitäten innerhalb der IDNDR von Bedeutung sein.
Im letzten Beitrag des Heftes wird das Projekt "Entwurf eines erdbebenwiderstandsfähigen Lehmziegelhauses" vorgestellt, für das auch ein Antrag der Katholischen Universität Lima auf Zusammenarbeit mit der Bundesrepublik vorliegt.
An dieser Stelle sei auch erwähnt, daß das interdisziplinäre Forschungsprojekt Nicaragua gute Fortschritte macht und ein Schwerpunktprogramm mit dem Thema "Umfassende Risikoanalyse" bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft beantragt wurde.

Die DGEB ist im Deutschen IDNDR Komitee sowie im Wissenschaftlichen Beirat vertreten. Im DFG- Forschungsbericht "IDNDR- Naturkatastrophen und Katastrophenvorbeugung", der als Bericht des gegenwärtigen Standes von Wissenschaft und Technik konzipiert wurde, hat die DGEB den Abschnitt Erdbeben übernommen. Sie wirkt weiterhin an der Gestaltung des "Forschungsprogrammes des Wissenschaftlichen Beirates der DFG für das Deutsche Nationalkomitee für die IDNDR" mit, das auf der Basis des oben erwähnten Forschungsberichtes weitere Projekte als besonders wichtig einstuft.

Über den Verlauf und Ergebnisse dieser Projekte soll nicht zuletzt in dieser Schriftenreihe informiert werden.

Das vorliegende Heft wurde von Herrn J. Schwarz, Weimar initiiert und zusammengestellt. Wir danken ihm dafür herzlich.

Wir hoffen, daß mit der Schriftenreihe eine Publikationsform gefunden wurde, die bei den Mitgliedern der DGEB und auch der Schwestergesellschaften, denen für ihre Mitwirkung an diesem Heft besonders gedankt sei, Zustimmung findet und durch sie gestaltet wird.

Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V.

H.- J. Dolling G. Klein

Themenkomplex 1:

Schadensauswertungen

Das Loma-Prieta-Erdbeben vom 17. Oktober 1989: Bericht einer Erkundungsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V.

(unter redaktioneller Leitung von Günter Klein)

Einleitung

(Günter Klein)

Das Loma-Prieta-Erdbeben hat ein weltweites starkes Echo gefunden, denn es schien zunächst, daß das Epizentrum in der Region von San Francisco läge und daß erhebliche Schäden entstanden wären. Der spektakuläre Einsturz des Nimitz-Freeway auf 2 km Länge, die Brände im Marina-Viertel und die gewaltigen Rutschungen, die die Bundesstraßen 1 und 17 blockierten, taten ein Übriges. Tatsächlich wurde aber das Epizentrum an der St. Andreas-Verwerfung im Santa Cruz Gebirge etwa 100 km südlich von San Francisco geortet. Einen Vergleich dieses Bebens mit größenordnungsmäßig ähnlichen hinsichtlich Magnitude, Personen- und Sachschäden zeigt Bild E.1.

Abgesehen vom Einsturz des Nimitz-Freeway kamen nur wenige Menschen zu Schaden. Von den gut 100.000 Gebäuden, die beschädigt wurden, wird nur etwa 1 % abgerissen werden müssen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß viele beschädigte Bauwerke einfache Einfamilienhäuser in der für Kalifornien üblichen Holzbauweise waren. Die in den letzten Jahrzehnten nach dem Erdbebencode errichteten Bauwerke haben das Erdbeben durchweg ohne strukturelle Schäden überstanden. Die gesamte Schadenssumme liegt bei etwa 10 Mrd. US $, wovon 2 % durch Versicherungen gedeckt sind.

Im Rahmen der von den Vereinten Nationen beschlossenen Internationalen Dekade zur Vorbeugung von Naturkatastrophen (IDNDR) hat das Auswärtige Amt der Bundesregierung Ende Oktober 1989 eine Mission der Deutschen Erdbebengesellschaft nach San Francisco entsandt, um durch ein Studium der Schäden vor Ort und durch Diskussionen mit örtlichen Fachleuten die Kenntnisse der Zusammenhänge zwischen Erdbeben und ihren Auswirkungen, der Übertragungsmöglichkeiten auf andere Erdbebenregionen sowie des Katastrophenschutzes zu vertiefen.

Für die Finanzierung der Mission durch das Auswärtige Amt sei an dieser Stelle nochmals ausdrücklich gedankt.

Der folgende Bericht ist das Ergebnis der Arbeit der Mission, die aus den Herren

Dr.-Ing. O. Henseleit, Universität Karlsruhe
Prof.Dr.-Ing. G. Klein, Technische Universität Braunschweig
Prof. Dr. G. Schneider, Universität Stuttgart

bestand. Dieser Gruppe schlossen sich mit eigener Finanzierung die Herren Prof. Dr.-Ing. S. Savidis, Technische Universität Berlin und Prof. Dr.-Ing. R. Scherer, Universität Karlsruhe an.

In den nachfolgenden Teilbeiträgen berichten die Herren Schneider (Abschn. 1.) und Scherer (Abschn. 2) über seismologische Aspekte, Herr Henseleit über Hochbauten und Brücken (Abschn. 4) und Herr Klein über geotechnische Aspekte (Abschn. 3) sowie über Industriebauten und Infrastrukturen (Abschn. 5). Abschließend werden einige Folgerungen für den Erdbebenschutz gezogen.

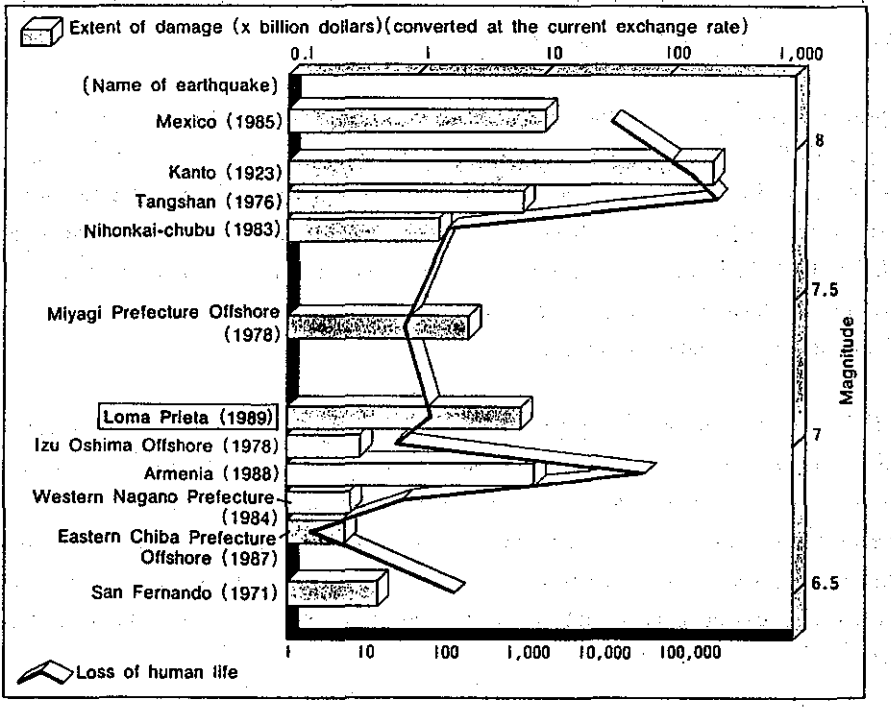


Bild E.1 Erdbebenvergleich hinsichtlich Magnitude, Personen- und Sachschäden (Quelle: OYO)

1 Seismologie

(Götz Schneider)

1.1 Allgemeines

Nach jedem größeren Beben, vor allem aber nach solchen, die zu umfangreichen Schäden führen, wird die Seismologie mit der Frage konfrontiert, ob man mit einem derartigen Vorgang hätte rechnen müssen, oder anders ausgedrückt, ob und wie sich das aktuelle Beben in das bestehende seismotektonische Weltbild einfügt.

Das Loma-Prieta-Erdbeben hat sich im Bereich der Herdfläche des bekannten nordkalifornischen Bebens vom 18. April 1906 - etwa an deren Südende - abgespielt.

Letzteres Beben hat durch seine primären, vor allem aber durch seine sekundären Schadenswirkungen in San Francisco einen vergleichbaren Schock auf die Industriegesellschaft jener Jahre ausgeübt wie der wenige Jahre später erfolgende Untergang der Titanic. Auf der anderen Seite bildet dieses Beben den Ausgangspunkt für die Erforschung des seismischen Herdprozesses auf physikalischer Grundlage. Es war H.F. Reid [1], der die im Herdgebiet durchgeführten geodätischen Vermessungen zusammen mit Geländebeobachtungen über die mit dem Beben verbundenen Dislokationen zur Entwicklung des Scherbruchmodells für den seismischen Herdvorgang benützte.

Auch das Loma-Prieta-Erdbeben stellt mit seinen Eigenschaften und seinen Wirkungen einen Testfall dar, der sich keinesfalls nur auf die Widerstandsfähigkeit der Bauwerke gegen Einwirkungen von außen bezieht, sondern der vor allem auch die aktuellen Vorstellungen über die Prozesse innerhalb einer Scherzone erneut einer Prüfung unterzieht.

In Zahlen läßt sich das Loma-Prieta-Erdbeben wie folgt beschreiben [2]:

<u>Herdkoordinaten:</u>

Geographische Breite:	37° 02' N		
Geographische Länge:	121° 53' W		
(In den Santa-Cruz-Mountains, etwa 90 km südöstlich von San Francisco, Bild 1.1)			
Herdtiefe:	19 km		
Herdzeit:	1989	Oktober 18 00h04min 15.2 s	(Weltzeit)
		Oktober 17 17h04	(Ortszeit)

Herdparameter:

Nahbebenmagnitude	$M_L = 7.0$
Raumwellenmagnitude	$M_B = 6.6$
Oberflächenwellenmagnitude	$M_S = 7.0$
Momentmagnitude	$M_{mom} = 6.9$
Herdmoment	$M_o = 4.0.10^{19}$ Nm
Herdkinematik	rechtshändige Horizontalverschiebung, gleiche Streichrichtung wie San-Andreas-Störung im Herdgebiet, überlagert von Überschiebung in nordöstlicher Richtung auf etwa 70° nach SW einfallender Fläche (vgl. Bild 1.2).

1.2 Seismizität

Das Loma-Prieta-Erdbeben liegt mit seiner Magnitude noch sehr deutlich unter den bisher in Kalifornien bestimmten Maximalereignissen:

1857 April 09	Fort Tejon	M = 7.9
1872 März 26	Owens Valley	M = 7.8
1906 April 18	San Francisco	M = 7.7

Unter Magnitude wird hier die "Einheitsmagnitude" nach B. Gutenberg [3] bzw. die Momentenmagnitude wie bei Hanks & Kanamori [4], Kanamori [5] und Wesnouski [6] verstanden.

Die Herdtiefe des Loma-Prieta-Erdbebens ist mit 19 km - regional betrachtet - außergewöhnlich groß. Der Ausbruchspunkt des Herdvorgangs liegt damit an der Unterkante der in Kalifornien relativ dünnen Erdkruste (vgl. [7]). Man könnte deshalb das Loma-Prieta-Erdbeben auch als verspätetes Nachbeben zu dem San-Francisco-Erdbeben des Jahres 1906 betrachten.

Die starken Fernwirkungen des Bebens in Oakland und San Francisco lassen sich teilweise durch die größere Herdtiefe des Bebens erklären.

1.3 Seismotektonik

Die in [2] erstellte Herdflächenlösung zeigt den Charakter einer rechtshändigen Horizontalverschiebung, was als charakteristisch für die San-Andreas-Störung bezeichnet werden kann. Dieser Bewegungskomponente überlagert sich allerdings eine nach Nordosten gerichtete Überschiebung. Zu der ungewöhnlichen Herdtiefe tritt also ein weiteres Merkmal, das die Individualität des Loma-Prieta-Erdbebens ausmacht. Die im Epizentralgebiet feststellbaren oberflächennahen Dislokationen ergeben keinen einfachen Zusammenhang mit dem Herdprozeß in der tieferen Erdkruste: beobachtbar sind beispielsweise linkshändige etwa Nordost verlaufende Horizonalverschiebungen, welche die Höhenstraße unterhalb der Loma Prieta in den Santa-Cruz-Mountains queren (Bild 1.3).

Der schon 1906 festgestellte Verschiebungscharakter der San-Andreas-Störung wurde später von Geologen in die geologische Vergangenheit zurückverfolgt: Dabei ergab sich, daß diese Bewegungsform vor etwa 50 Millionen Jahren eingesetzt hat. Seit dieser Zeit hat sich der pazifische Block ("Salinian block") mit einer Geschwindigkeit von etwa 5 cm/a um etwa 600 km nach Norden bewegt: Granite der südlichsten Sierra Nevada gelangten so aus dem Bereich des Santa-Barbara-Kanals in die Breite von San Francisco [8].

In historischer Zeit lassen sich die Bewegungen entlang der San-Andreas-Störung in drei Bereiche unterteilen (vgl. [6]):

- nördlicher Bereich, der sich aus dem Raum von San Francisco bis zum Kap Mendocino verfolgen läßt, bekannt geworden vor allem durch das Beben von 1906,
- südlicher Bereich etwa zwischen Parkfield und der mexikanischen Grenze, der durch das Beben von 1857 markiert wurde,
- dazwischen liegender Bereich, etwa zwischen der Bucht von Monterey und Parkfield, der durch dominierend kriechende Bewegungen bekannt geworden ist, wobei schwächere Beben auch diesen Bereich durchsetzen.

Die an sich sehr einfache Vorstellung von der Relativbewegung zweier Blöcke entlang einer vertikal stehenden Störungsfläche vermittelt die etwas voreilige Vorstellung von weitgehender Durchschaubarkeit des Bewegungsablaufes innerhalb einer Scherzone.

Zusammen mit dem Loma-Prieta-Erdbeben liefert das letzte größere Schadenbeben in Kalifornien (San-Fernando-Erdbeben 1971) wesentliche Hinweise auf den tatsächlichen Charakter der Bewegungen entlang einer größeren Scherzone. Beim San-Fernando-Beben handelt es sich um eine flache Überschiebung (Herdtiefe von etwa 6 km; vgl. [9]).

Es ist sehr wohl bekannt, daß sich die San-Andreas-Störung in ihrem südlichen wie auch nördlichen Bereich in mehrere etwa parallel verlaufende Äste aufspaltet. Ebenso kennt man ein ergänzendes Scherbruchsystem mit linkshändigem Charakter, des etwa senkrecht zur Küste verläuft. Hinsichtlich der Komplexität einer ausgedehnten Scherzone muß man aber noch einen Schritt weiter gehen. Man hat das in der Tektonik als "Raumproblem" beschriebene Ensemble von Zwängen, die aus der Bewegung von eingebetteten Krusten- und Mantelbestandteilen bei deren Dislokation entstehen, zu berücksichtigen. Diese Zwänge führen innerhalb einer Scherzone zu Bewegungen, die in ihrem Charakter sehr stark vom Typ der Hauptbewegung, also vom Typ der rechtsdrehenden, etwa küstenparallel verlaufenden Horizontalverschiebung, abweichen. Neben der Auffächerung der Störungszone an ihren beiden Enden durch "secondary faulting", wie von Chinnery [10] eingehend dargestellt, entstehen in vielen Bereichen der Horizontalverschiebungszone Situationen, die eine Unterbringung von Material erfordern. Ein solcher Zwang kann durch eine flache Überschiebung gelöst werden, wie das im Falle des San-Fernando-Erdbebens zu beobachten war. Bei ungleichförmiger Bewegung auf einer Störzone kennt man aber nicht nur Aufstaulagen, sondern auch Materialdefizite, die zur Bildung von "pull-apart basins" mit randlichen Abschiebungen führen können: Seen entstehen entlang einer Horizontalverschiebungszone.

1.4 Schlußfolgerung

Für die Abschätzung der Gefährdung durch Erdbeben ist es erforderlich, daß man jedes Segment einer Scherzone hinsichtlich des gesamten denkbaren Inventars an seismischen Bewegungsformen in Rechnung stellt. Erst die Verteilung von Überschiebung, Horizontalverschiebung und Abschiebung *mit der Tiefe* liefert ein Maß für die Belastungen bezüglich eines Einheitsuntergrundes (Kristallin, Fels oder Festgestein bestimmter Impedanz), die durch einen allen Situationen im Herdgebiet gerecht werdenden Verlauf von Entwurfsspektren oder Eigenschaften von seismischen Zeitfunktionen abzudecken sind.

Literatur zu Abschn. 1:

[1] Reid, H.F.: On mass movements in tectonic earthquakes and the depth of the focus. Gerland's Beitr. Geophys. 10 (1989), 318 - 350.

[2] US Geological Survey: Preliminary determination of epicenters No. 42 - 89, nov. 09, 1989

[3] Gutenberg, B.: Great earthquakes 1896 - 1903. Trans.Am. Geophys. Union 37 (1956), 608 - 614

[4] Hanks, Th.C.; Kanamori, H.: A moment magnitude scale. J. Geophys.Res. 84 (1979), 2348 - 2350

[5] Kanamori, H.: The energy release in great earthquakes. J. Geophys. Res. 82 (1977), 2981 - 2987
[6] Wesnousky, St.G.: Earthquakes, quaternary faults, and seismic hazard in California. J. Geophys. Res. 91 (1986), 12587 - 12631
[7] Eisbacher, G.H.: Nordamerika. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1988, 176 S.
[8] Alt, D.D.; Hyndmann, D.W.: Roadside geology of Northern California. Mountain Press Publ. Co., Missoula Mo 1989, 249 S.
[9] Murphy, L.M. (Scientific coordinator): San Fernando, California, earthquake of february 9, 1971. Vol. III Geological and geophysical studies. US Dept. of Commerce, Washington D.C. 1973, 432 S.
[10] Chinnery, M.A.: Secondary faulting. Can.J.Earth Sci.3. (1966), 163 - 190
[11] Plafker, G.; Galloway, J.P. (ed.): Lessons learned from the Loma-Prieta, California, earthquake of october 17, 1989. US Geological Survey, Circular 1045, Washington D.C., 48 S.

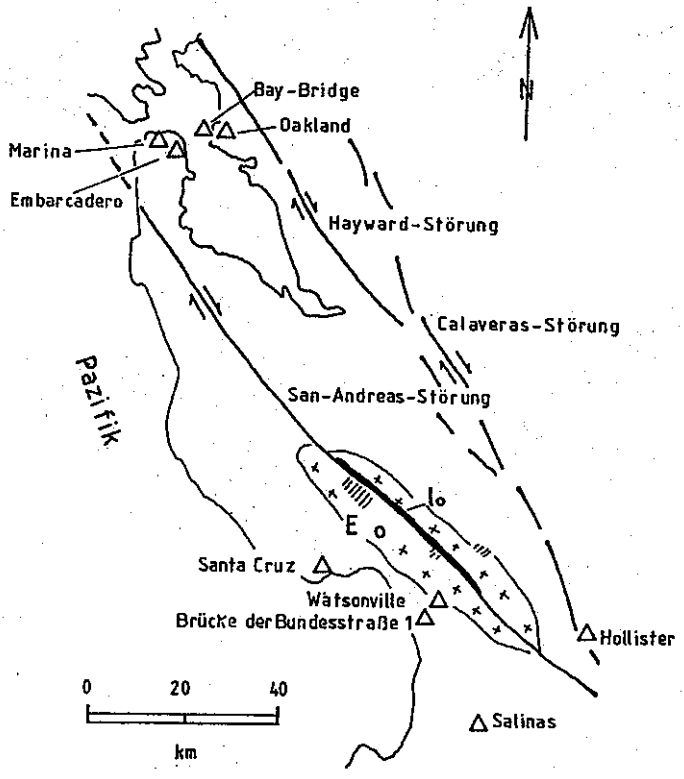


Bild 1.1 Übersichtskarte (nach [11])

E = Epizentrum des Loma-Prieta-Erdbebens vom 17. Oktober 1989

X pleistoseismisches Gebiet mit zahlreichen Hangbewegungen und oberflächennahen Sekundärbrüchen (schraffiert); Herdlänge l_o, abgeschätzt aus dem Herdmoment und anderen Beobachtungen

Δ Schadenzentren

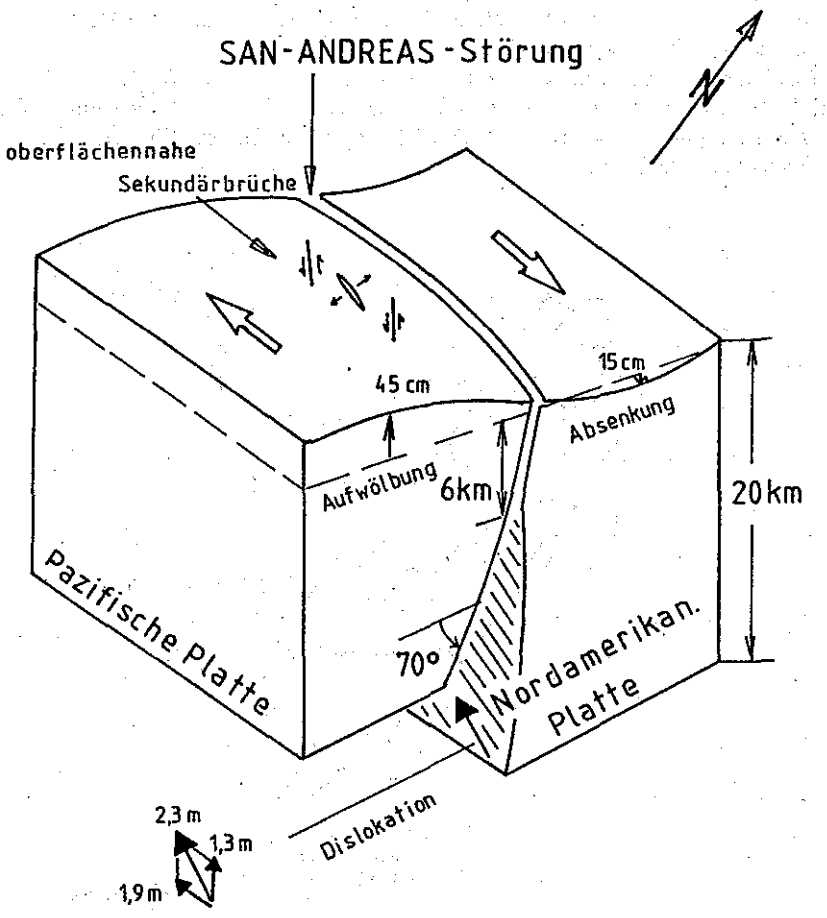


Bild 1.2 Seismotektonischer Charakter des Loma-Prieta-Erdbebens (nach [11])

Das Beben hat sich als Kombination einer rechtsdrehenden Horizonalverschiebung und einer Überschiebung entlang der San-Andreas-Störung vollzogen. Während die oberflächennahe Verbiegung Ausdruck dieses Bewegungscharakters ist, sind die Brüche an der Erdoberfläche wahrscheinlich auf topographische Effekte (Summit road crest) und die Belebung alt angelegten Störungsinventars zurückzuführen.

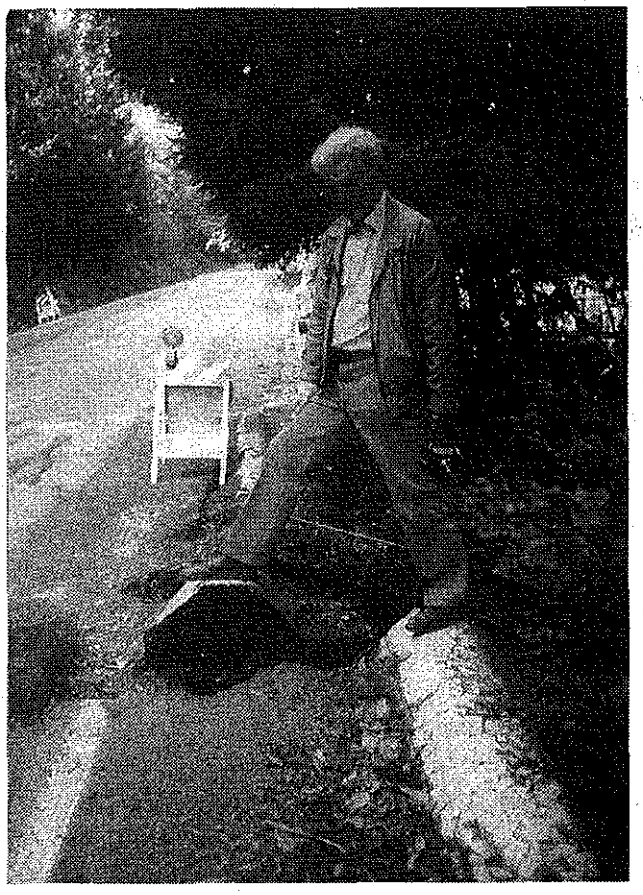


Bild 1.3 Linksdrehende Horizonalverschiebung, welche die Summit-Road SE der Einmündung in die Straße 17 Santa Cruz - San Francisco kreuzt

2 Strong- Motion Auswertung

(Raimar Scherer)

2.1 Seismotektonische Größen

Das Loma-Prieta-Erdbeben ist nach Auswertung der gemessenen Beschleunigungen als ein mittelstarkes Beben einzustufen.

Die maximalen Ausdehnungen der Bruchfläche, abgeschätzt aus der Auftretensfläche der Nachbeben, die bevorzugt an den Rändern der Hauptbruchfläche aufteten, ist in Längsrichtung, also entlang der San Andreas-Störung, ca. 35 km (siehe auch Bild 1.2) und in Vertikalrichtung ca. 18 km. Das Hypozentrum ist in der Mitte am unteren Rand der Bruchfläche gelegen, so daß sich, vereinfacht dargestellt, ein bidirektionaler Scherbruch ereignet haben dürfte. Bei einer mittleren Scherwellengeschwindigkeit von ca. 3 km/s und einer Bruchfortschrittsgeschwindigkeit von ca. 80 % der Scherwellengeschwindigkeit ergibt sich eine Bruchdauer von ca. 7 Sekunden (pro Bruchflächenhälfte). Die Bruchfläche ist ungefähr mit einem Winkel von 70° (*dip angle*) gegen die Horizontale in Richtung Osten geneigt. Die horizontale Verschiebung des westlichen Blocks beträgt ca. 1,8 m nach Norden (*strike slip, right lateral*). Hinzu kommt noch eine, für die globale Verschiebung der San Andreas Störung untypische vertikale Überschiebung von ca. 1,2 m. Die an der Oberfläche beobachteten Risse (vgl Bild 1.3) weisen hingegen eine, gegen den Verlauf der San Andreas Störung und somit auch der Bruchfläche um 90° gedrehte Richtung auf, und die zu beobachtende Verschiebung ist links lateral. Dies, als auch die Überschiebung, wird von den Seismologen des U.S. Geological Survey (USGS) mit einer Drehbewegung eines lokal begrenzten Blocks im Bereich der San Andreas Störung erklärt. Evtl. weist diese Überschiebung auch auf eine Barriere am nördlichen Ende der Bruchfläche hin, so daß eine, dem San Andreas Graben entsprechende horizontale Verschiebung im südlichen Teil der Bruchfläche in eine Drehbewegung mit horizontaler Verschiebung und vertikaler Überschiebung im nördlichen Teil überging (eigene Interpretation, R.S.).

Mit diesem Erdbeben wurde eine seismische Lücke (*seismic gap*) gefüllt, d.h., das Erdbeben ereignete sich in einem Bereich, der jahrzehntelang durch überdurchschnittlich geringe Seismizität auffiel und auch keinen Spannungsabbau durch Kriecherscheinungen (wie südlich von Parkfield) aufwies. Das beweist einmal mehr die Hypothese, daß Erdbeben in einer gewissen, nahezu deterministischen Wanderbewegung auftreten, somit ihre Auftretensorte und -zeiten hoch korrelliert und nicht statistisch unabhängig sind, wie es in vielen Risikostudien durch ein stationäres Poisson-Modell zugrundegelegt ist. Parallelen zu der Erdbebenabfolge im letzten Jahrhundert, die um ca. 1836 begann und ihren Höhepunkt im San Francisco

Stärke der einzelnen Beben entlang der San Andreas-, Hayward- und Calaveras-Störungen in genau der selben Weise, also exakt deterministisch, wiederholt.

Entlang der San Andreas-Störung ist in nördlicher Richtung eine weitere seismische Lücke mit etwa den selben Abmessungen zu verzeichnen. Die Ausdehnung des Lochs reicht von Süd-San Francisco bis zum Golden Gate, d.h., die potentielle Bruchfläche mit einer möglichen Magnitudenstärke von ca. 7,0 bis 7,5 ist direkt unter San Francisco gelegen. Dies bedeutet zum einen, daß in nächster Zukunft ein Beben mit eben dieser Stärke unter San Francisco auftreten wird oder daß sich evtl. das seismische Potential durch mehrere kleinere Beben abbaut. Zum anderen bedeutet das eindeutig, daß in dieser Bebenperiode kein 1906er Beben auftreten kann, da durch das jetzige Beben die mögliche große Bruchfläche schon zum Teil entlastet wurde.

2.2 Akzelerogramme

Von Netzen der öffentlichen Hand sind ca. 250 Registrierungen des Hauptbebens zu erwarten. Ein Netz wird vom Staat Kalifornien innerhalb des California Strong Motion Instrument Programm über das Dept. of Conservation, Div. of Mines and Geology in Sacramento betrieben, ein weiteres wird vom Bund durch den U.S. Geological Survey (USGS) in Menlo Park unterhalten. Hinzu kommen noch eine Vielzahl von Registrierungen von privaten Netzen, da seit einigen Jahren alle neu erstellten Gebäude mit mehr als zehn Stockwerken mit Akzelerographen ausgestattet sein müssen.

Das Epizentrum und insbesondere die Bay Area sind gut abgedeckt, so daß neue fundierte Ergebnisse über die zeitliche und räumliche Verteilung der seismischen Energie und der daraus resultierenden Verteilung der Beschleunigung, insbesonders modifiziert durch Untergrundeinflüsse, über die Zeit und die Frequenz zu erwarten sind. Nach dem Hauptbeben wurden gezielt mehrere lokale Netzwerke mit hochauflösenden Meßaufnehmern aufgebaut, so z.B. im Marina-Viertel, um die Übertragungseigenschaften, insbesondere den Überhöhungseffekt von weichem Untergrund, studieren und belegen zu können.

Die Digitalisierung der wichtigsten 50 bis 100 Registrierungen dürfte 3 bis 6 Monate in Anspruch nehmen.

Aus den vorhandenen Kopien der undigitalisierten Originalschriebe lassen sich schon einige sehr interessante Ergebnisse gewinnen:

Maximale Beschleunigung (Peak Ground Acceleration)

Die größte horizontale Beschleunigung wurde mit 0,64 g in Corralitos direkt oberhalb des Zentrums der Bruchfläche gemessen. Die max. Beschleunigung der zugehörigen horizontalen Komponente war 0,5 g und die vertikale Komponente wies 0,47 g auf, also ein Verhältnis von ca. 0,75. Alle drei max. Beschleunigungen traten im gleichen Zeitraum auf.

Die größte vertikale Beschleunigung wurde in Watsonville im Telefongebäude mit 0,66 g registriert. Die zugehörige horizontale Beschleunigung beträgt nur 0,26 g, so daß sich ein Verhältnis von ca. 2,5 ergibt, das außergewöhnlich hoch ist. Da es sich hier um eine Registrierung in einem Gebäude handelte, sollte erst noch eingehend geprüft werden, ob hier evtl. gebäudebedingte Überhöhungseffekte vorliegen.
Die zweitgrößte vertikale Beschleunigung wurde in Capitola, ca. 14 km von der Bruchfläche entfernt, mit 0,60 g gemessen. Sie ist größer als die zugehörigen max. horizontalen Beschleunigungen, die hier 0,54 g bzw. 0,47 g betrugen. Das Verhältnis vertikal zu horizontal liegt bei 10,25. Ein Umstand, der teilweise auch bei anderen im letzen Jahrzehnt gemessenen Beben im Epizentralgebiet beobachtet wurde.

Bemerkenswert sind die hohen horizontalen Beschleunigungen von 0,3 bis 0,5 g auf der westlichen Seite der Bay von Palo Alto bis Süd- San Francisco, also schon außerhalb des Epizentralgebiets. Sie sind sehr wahrscheinlich auf den Überhöhungseffekt weicher Bodenschichten zurückzuführen.

In San Francisco wurden auf hartem Untergrund nur 0,06 bis 0,09 g und auf weichem Untergrund 0,21 g, in der Nähe der Emarcadero Hochstraße, registriert. (Diese Hochstraße ist baugleich zur Hochstraße HWY 880, wies jedoch nur starke Risse auf und versagte nicht.)
In Oakland (in der Nähe der Hochstraße HWY 880) wurden auf weichem Untergrund noch 0,26 bis 0,29 g beobachtet. Die kürzeste Distanz zur Bruchfläche beträgt hier ca. 70 km.

Bemerkenswert geringe horizontale Beschleunigungen wurden am Anderson Staudamm auf Felsuntergrund (*abutment*) mit 0,08 g registriert, obwohl die Entfernung zur Bruchfläche hier nur ca. 15 km beträgt. Auf dem weichen Untergrund in der Talsohle (downstream) wurden jedoch wieder 0,26 g beobachtet.
Eine ähnlich geringe horizontale Beschleunigung wurde in San Juan an einer HWY-Brücke am Fundament in Talsohle mit 0,15 g beobachtet. Die Entfernung zur Bruchfläche beträgt hier ca. 10 km.

Im Vergleich hierzu wurden in Capitola und Gilroy bei vergleichbaren Entfernungen und wegen des hohen Frequenzinhalts, höchstwahrscheinlich ebenfalls Felsstationen, etwas über 0,50 g beobachtet.

Insgesamt ist zu sagen, daß die maximalen horizontalen Beschleunigungen im Epizentrum eher schwach im Vergleich zur Magnitudenstärke sind. So wurden z.B. beim Friauler Beben ähnliche maximale Beschleunigungen im Epizentralgebiet (unveröffentlichte Registrierungen in Gemona) beobachtet. Die Magnituden betrugen dort jedoch nur ca. 6,0.

Die starke Variation der räumlichen Verteilung der max. horizontalen Beschleunigung deutet auf einen Richtungseffekt hin, der bei Vorliegen der digitalisierten Registrierungen noch eingehend zu untersuchen wäre.

Starkbebendauer (strong motion duration)

Die Starkbebendauer erreicht bei den meisten Registrierungen im Bereich der Bruchfläche und nördlich davon ca. 7 bis 8 Sekunden, was etwa der vorher abgeschätzten Bruchdauer entspricht.

Südlich der Bruchfläche ergeben sich teilweise etwas geringere Starkbebendauern mit ca. 6 Sekunden, bzw. bei 2 Stationen extrem niedrige Dauern mit ca. 2,5 Sekunden. Extrem lange Dauern sind hingegen westlich von der Bruchfläche in Santa Cruz und Capitola mit ca. 12 Sekunden zu verzeichnen.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Starkbebendauer in etwa der Bruchdauer entspricht und vor allem nicht einige 10er Sekunden lang ist, wie es aufgrund von empirischen Relationen zwischen Magnitude und Bruchdauer vorhergesagt wird. Die räumliche Variation der Dauer läßt wieder auf einen Richtungseffekt, vergleichbar dem Dopplereffekt, schließen. Zur Untermauerung dieser Hypothese sind jedoch detaillierte Untersuchungen nötig.

Es ist wichtig, auf einige Unzulänglichkeiten der Starkbebendauer hinzuweisen, die bei diesem Erdbeben wieder durch Messungen eindeutig belegt wurden. Bei Bauwerken mit sehr niedrigen Eigenfrequenzen (in der Regel unter 1 Hz, max bis ca. 2 Hz) können sich sehr lange Schwingungsdauern einstellen, die die Starkbebendauer um ein Vielfaches übersteigen. Hier ergaben sich Werte vom 2 bis 3fachen. Als Beispiel sei auf das Santa Clara County Building in San Jose (Bilder 2.2 a-c) hingewiesen.

Dies ist damit zu erklären, daß die Starkbebendauer keine konstante Größe ist, sondern daß sie stark frequenzabhängig ist, denn aufgrund der verschiedenen Wellentypen ist nach der Starkbebendauer, die in etwa mit der Scherwellendauer identisch ist, nahezu alle seismische Energie im unteren Frequenzbereich konzentriert. D. h., obwohl die Einhüllende der Beschleunigung sehr geringe Amplituden aufweist, hier ca. 0,1 g, sind die Beschleunigungsamplituden pro Frequenzintervall in nahezu der selben Größenordnung wie die Starkbebenphase. Dies kann z. B. durch ein zeitabhängiges Spektrum sehr gut sichtbar gemacht werden. Die Antwort eines niederfrequenten Bauwerks schneidet genau so eine Frequenzscheibe heraus, wie aus den Registrierungen in Bild 2.2 zu ersehen ist.

Dominierender Frequenzinhalt

Der Frequenzinhalt wird sehr stark vom lokalen Untergrund mitbestimmt, über den z.Z. noch keine quantitativen Angaben vorliegen. Auffallend ist jedoch, daß die beiden auf dem westlichen Block (Salina Block) und im mittleren Bereich der Bruchlinie gelegenen Stationen Santa Cruz und Capitola

- in allen Komponenten hohe max. Beschleunigungen registriert haben (ca. 0,5 g),
- die Restrierungen von hohen Frequenzen (>5Hz) dominiert werden und
- die Starkbebendauer mit ca. 12 Sekunden im Vergleich zu allen anderen Registrierungen sehr lang ist.

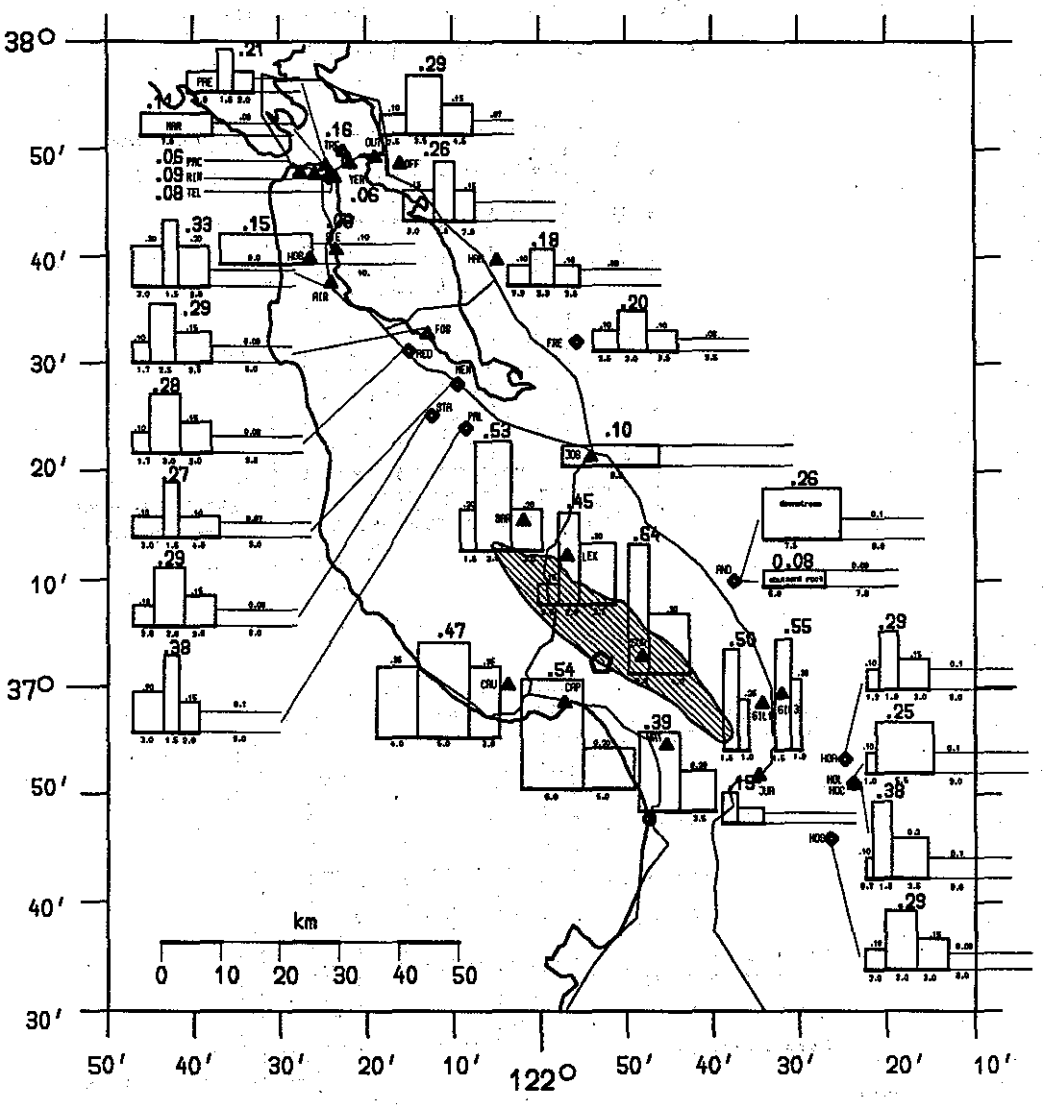
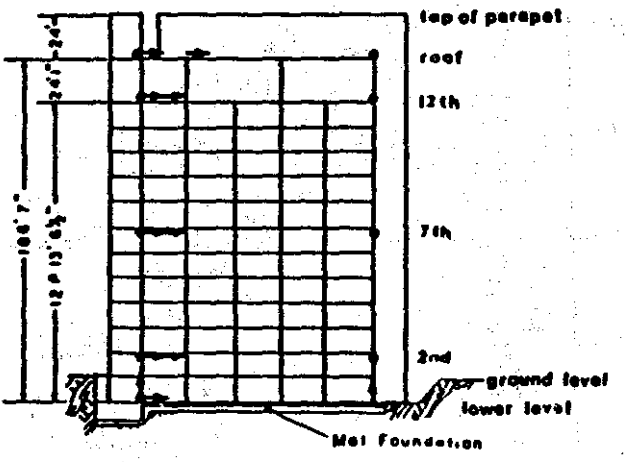


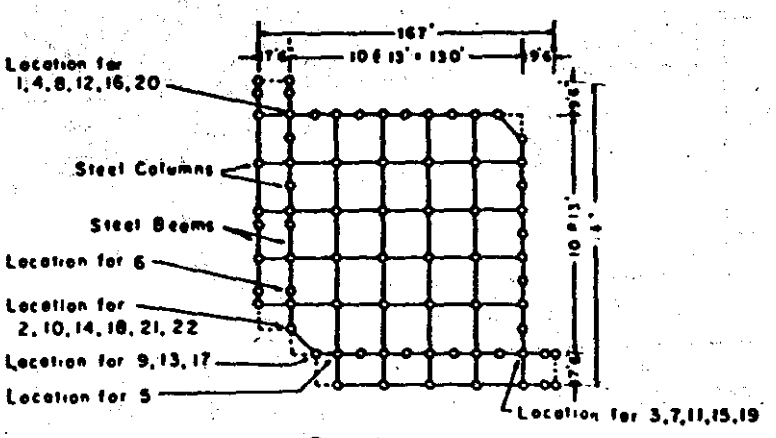
Bild 2.1 Vereinfachte Einhüllende der absoluten horizontalen Beschleunigung von Freifeldstationen bzw. Stationen, die direkt oberhalb des Fundamentes angeordnet waren.

Die angegebenen Werte geben die maximale horizontale Beschleunigung in g und die Dauer in Sekunden wieder; die dicken Linien markieren die Starkbebendauer, die ungefähr der S-Wellendauer entspricht, die dünnen Linien die Oberflächenwellen und evtl. mehrfachreflektierte Wellen, schraffiert dargestellt ist die Nachbebenfläche, die ungefähr die Bruchfläche des Hauptbebens wiedergibt, das Fünfeck markiert das Hypozentrum

San Jose-Santa Clara County Bldg.
CSMIP Station No. 57357



E-W Section



Typical Floor Plan

Moment-resistant steel frame
Design Date: 1972
Construction Date: 1976

Bild 2.2 a Santa Clara County Building in San Jose:
Grundriß- und Aufrißgestaltung

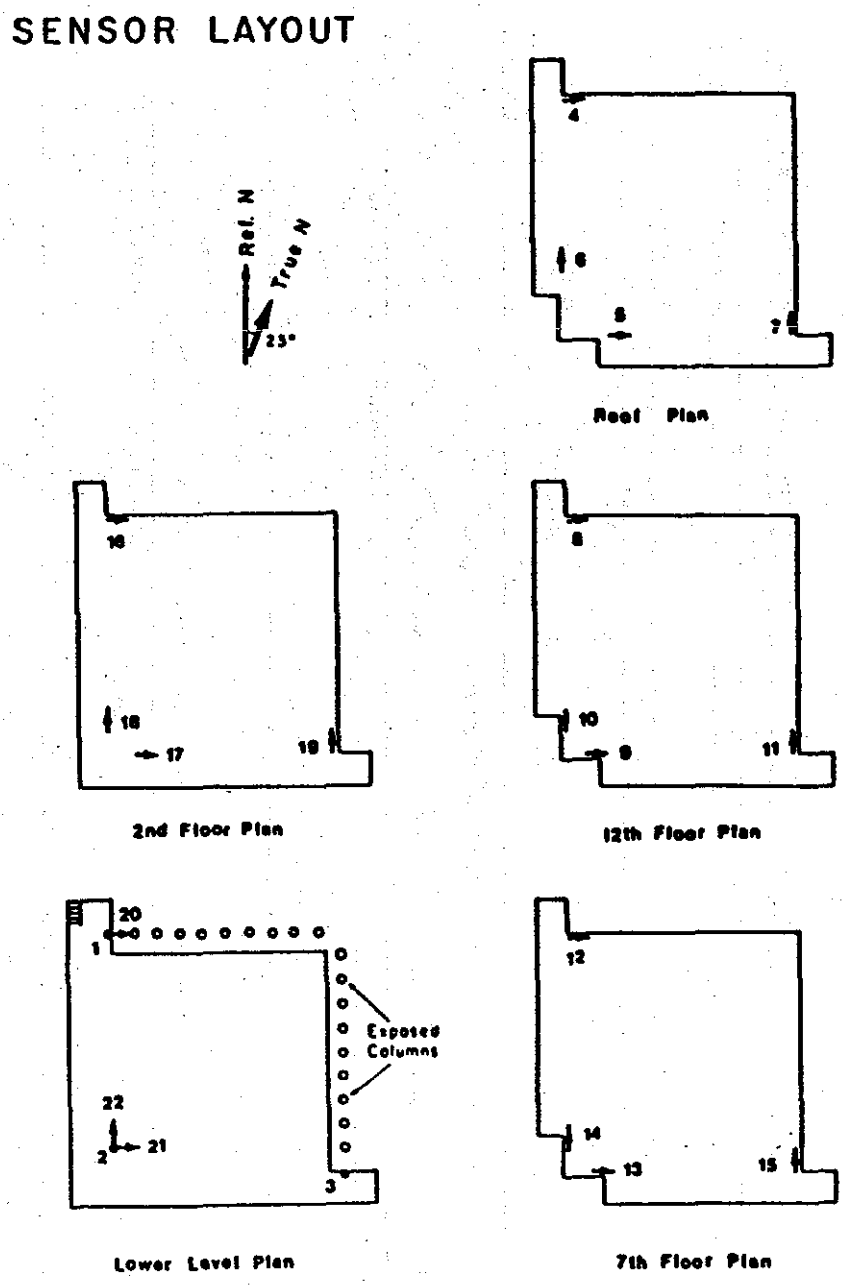


Bild 2.2 b Santa Clara County Building in San Jose:
Lage und Ausrichtung der Sensoren in den jeweiligen Geschossen

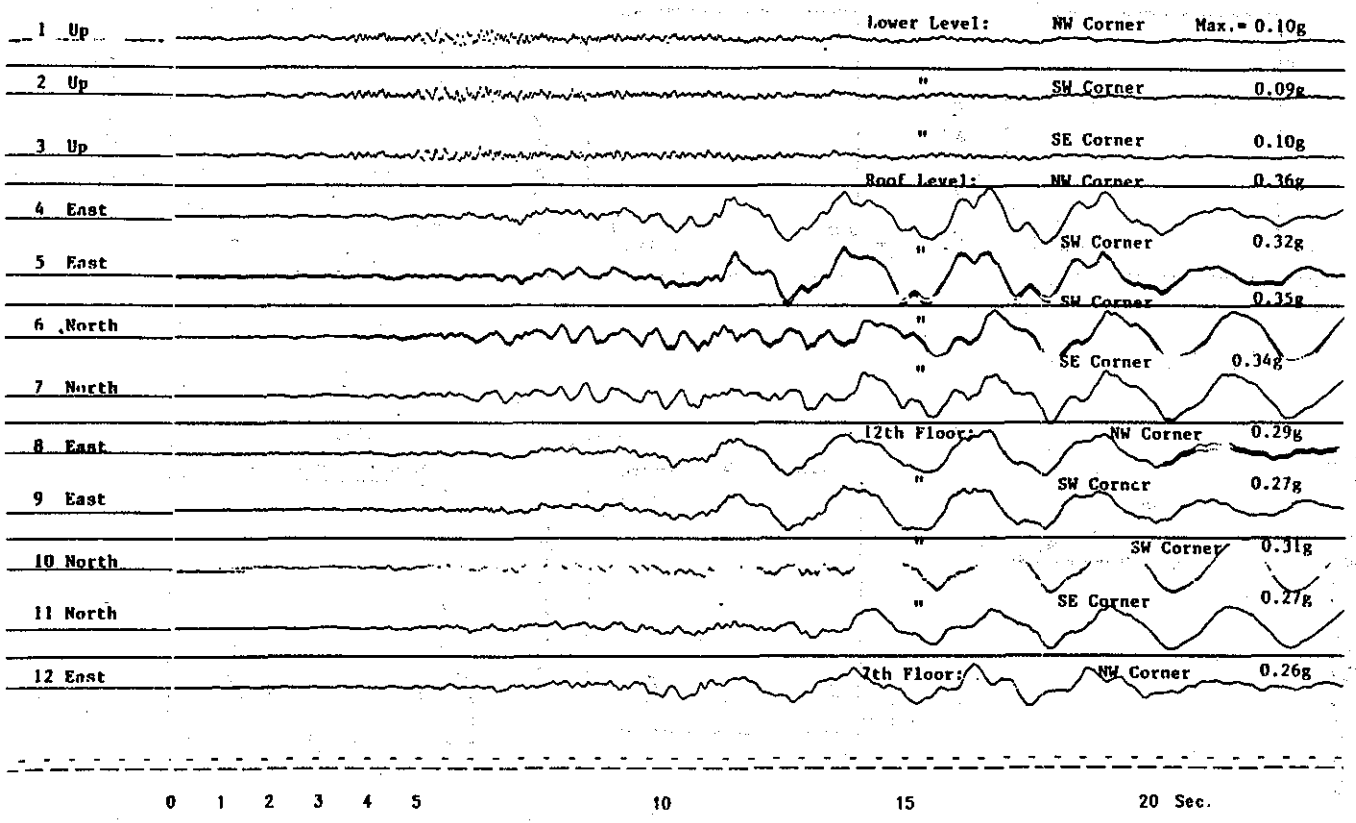


Bild 2.2 c Beschleunigungsaufzeichnungen der in Bild 2.2 b gekennzeichneten Sensoren

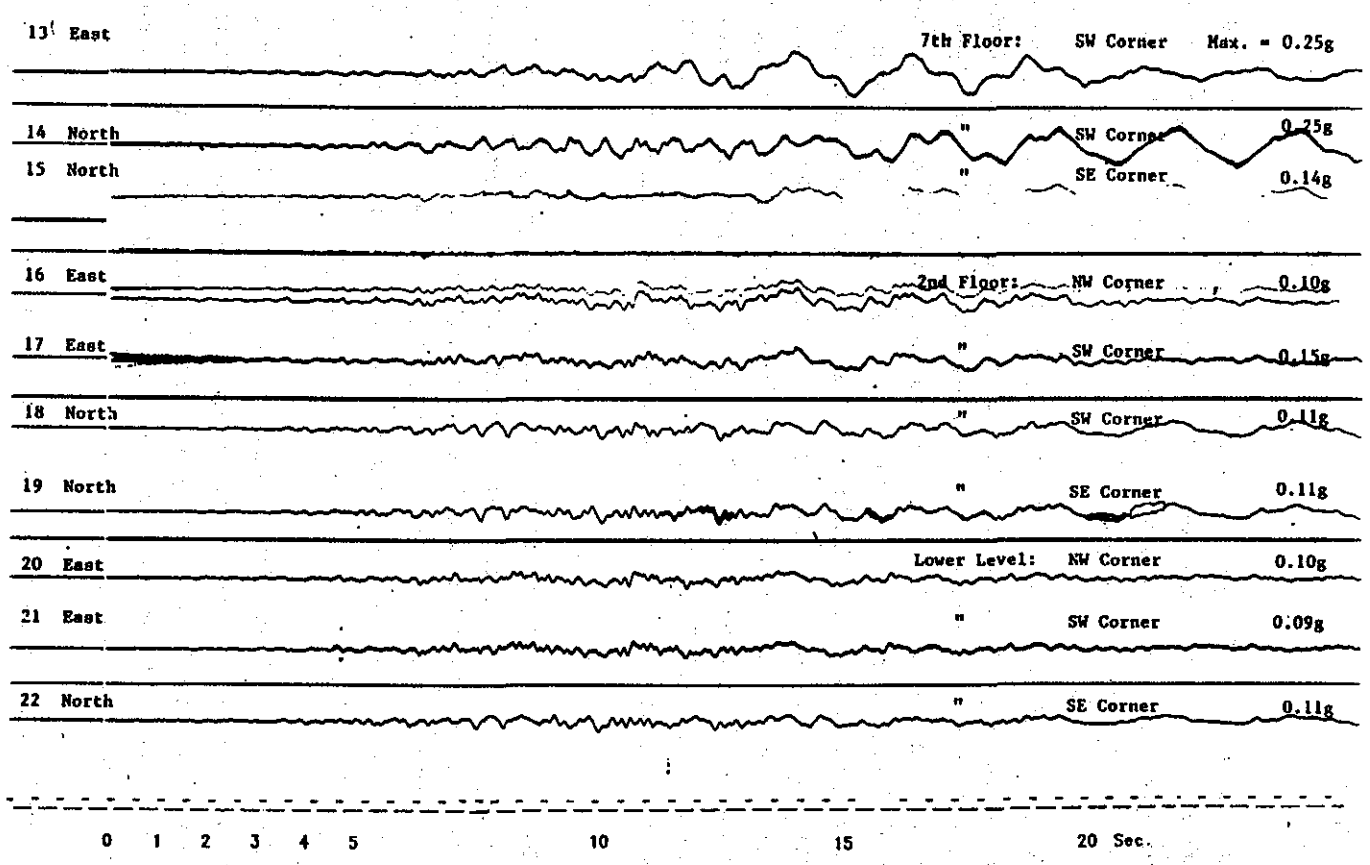


Bild 2.2 c Beschleunigungsaufzeichnungen (Fortsetzung)

3 Geotechnische Aspekte

(Günter Klein)

Die relativ zur Erdbebenstärke großen Schäden haben ihre Ursache zum größten Teil in ungünstigen geotechnischen Verhältnissen. Es handelt sich dabei um die Vergrößerung der Bodenbewegungen in den auflagernden Sedimenten (*amplification*), um Bodenverflüssigungen (*liquefaction*) und um Hangrutschungen.

Starke Verstärkungseffekte (*amplification*) wurden rund um die San-Francisco-Bay, aber auch südlich des Epizentrums festgestellt (Bild 3.1). Sie trugen zu ausgedehnten Liquefaction-Schäden auch in den vom Epizentrum weit entfernten Bereichen bei. Häufig waren es Gebiete, in denen schon bei früheren Erdbeben Bodenverflüssigungserscheinungen verbunden mit Schäden beobachtet wurden. Der Abfall der Horizontalbeschleunigung mit der Entfernung vom Epizentrum liegt für felsigen Untergrund etwa im Vorhersagebereich; bei alluvialem Untergrund und stärker noch beim Bay-Schlick liegen die aufgezeichneten Beschleunigungswerte weit über dem entsprechenden Vorhersagebereich (Bild 3.2). Die Vergrößerung der Bodenbeschleunigung infolge von Liquefaction-Effekten ist gut aus Bild 3.3 zu erkennen, in dem die Beschleunigung des felsigen Baugrunds auf Yerba Buena Island der des aufgeschütteten Baugrunds auf der benachbarten Treasure Island gegenübergestellt wird.

Die Liquefaction-Schäden an Bauwerken im Marina-Distrikt, im Market-Street-Areal, am Embarcadero Freeway, auf Treasure Island und in Oakland (Cyprus Street. und Flughafen) sind darauf zurückzuführen, daß in diesen Bereichen auf Auffüllungen teilweise aus der Zeit vor dem 1. Weltkrieg gebaut wurde, die nach heutigen Erkenntnissen unzureichend ausgeführt wurden. In Foster City dagegen, einer Siedlung, die erst vor wenigen Jahren auf sachgerecht aufgespültem Sand über dem Bay-Schlick errichtet wurde, waren keine Schäden erkennbar.
Die Schäden im Marina-District findet man überwiegend in einem Bereich, der nach dem Erdbeben von 1906 für ein Ausstellungsgelände aufgespült wurde (Bild 3.4). Es wurde immer wieder betont, daß dieses Gebiet erdbebengefährdet ist. Die Eigentümer konnten aber nicht gezwungen werden, ihre Häuser ertüchtigen zu lassen. Eine Verallgemeinerung der Schäden im Marina-District ist aus Bild 3.5 zu entnehmen.

Die Schwere der Schäden ist offensichtlich durch das Zusammenwirken von *amplification* im unterliegenden Bay-Schlick mit *liquefaction* in den Sandauffüllungen verursacht worden. Hinzu kam die Schwächung der Wohnhäuser durch nachträglich eingebaute Garagen ohne entsprechende Wandaussteifung in den Erdgeschossen (Bild 3.6).

Die Häuser sanken bis zu 20 cm in die Sandausfüllung ein. Auf der anderen Seite begrenzte die ungewöhnlich kurze Dauer der Starkbebenphase (8 bis 10 s) die Schäden.

Im Süden des Epizentralgebietes waren es natürliche Sedimente, die zu Liquefaction-Schäden führten. Indirekte Liquefaction-Schäden an Brücken in diesem Gebiet wurden durch Horizontalbewegungen der Böschungen verursacht, die über die Widerlager auf die Brückenkonstruktion wirkten. Auch der Schaden an der Struve-Slough-Brücke (Bild 3.7) scheint zumindest teilweise auf Bodenrutschungen zurückzuführen sein.

Hangrutschungen traten an vielen Stellen im Santa-Cruz-Gebirge, an der Pazifik-Küste südlich von San Francisco und an der Bundesstr. 17 auf, die zeitweise gesperrt werden mußte. Im Santa-Cruz-Gebirge sind Rutschungen infolge von Erdbeben und schweren Regenfällen keine Seltenheit. Die Häufigkeit ihres Auftretens bei diesem Beben - es wurden mehr als 1000 Rutschungen dokumentiert - ist jedoch bemerkenswert. Die größeren Rutschungen hatten Volumina von etwa 5.000 bis 10.000 m^3. Die größte Rutschung, die die Bundesstr. 17 blockierte, hatte ein Volumen von etwa 40.000 m^3. Die Rutschungen waren mit einer Tiefe bis zu etwa 3 m relativ flach. Einige Hundert Häuser sind durch diese Rutschungen zerstört oder schwer beschädigt worden.

Im Epizentralgebiet liegen mehrere Wasserreservoire, die durch Erddämme abgeschlossen sind. Da 1988 und 1989 trockene Jahre waren, hatten die Reservoire sehr niedrige Wasserstände, ein Zustand, der die Erdbebengefahr für die Dämme sehr reduzierte.

Der knapp 60 m hohe Austrian-Damm mit dem Elsman-See liegt 12 km nördlich vom Epizentrum. Risse wurden an den nördlichen Böschungen des Stausees und am Beton der anschließenden Hochwasserentlastungsanlage festgestellt, die möglicherweise ihre Ursache in einer Hangrutschung haben. Risse auf den Dammböschungen und in der Dammkrone waren bis zu 4 m tief. Die Gesamtsetzung betrug an der Dammkrone bis zu 0,5 m. Die Horizontalbeschleunigungen des Grundgebirges dürften bei 0,5 g gelegen haben. Glücklicherweise konnten die Schäden infolge des tiefen Wasserstandes rasch repariert werden.

Der 109 km flußabwärts gelegene Lexington-Damm von etwa gleicher Höhe war mit Seismographen instrumentiert, die Horizontalbeschleunigungen zwischen 0,4 und 0,5 g anzeigten. Auf der Krone und an den Böschungen des Dammes verursachte das Erdbeben Risse, die aber wesentlich kleiner als beim Austrian-Damm waren. Auch die Verformungen lagen im Bereich von nur 10 cm.

Insgesamt sind die Schäden an den Dämmen von geringer Bedeutung. Ihre Stabilität war nicht zuletzt aufgrund der geringen Füllhöhe in keiner Weise gefährdet.

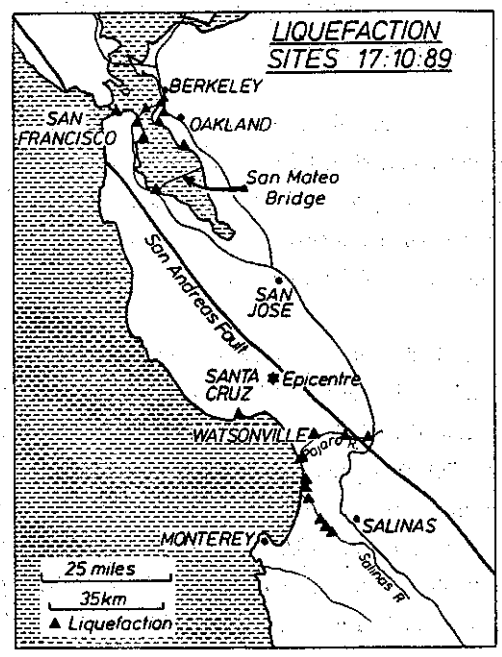


Bild 3.1 Bereiche der Bodenverflüssigung (Quelle: NZ)

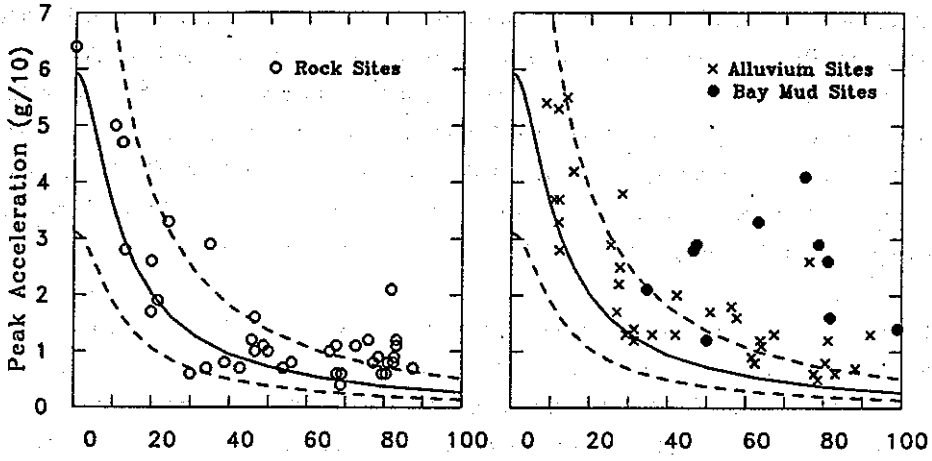


Bild 3.2 Abfall der Horizontalbeschleunigung mit der Entfernung vom Epizentrum im Vergleich mit dem Vorhersagebereich von Joyner/ Boore 1988 (Quelle: EERI)

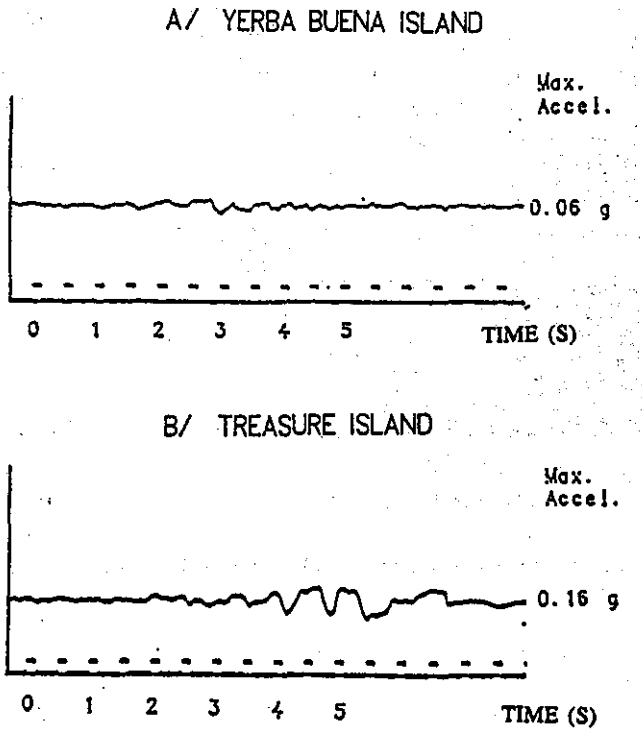


Bild 3.3 Beschleunigungsverlauf auf felsigem (A) und aufgeschüttetem (B) Baugrund (Quelle: USGS)

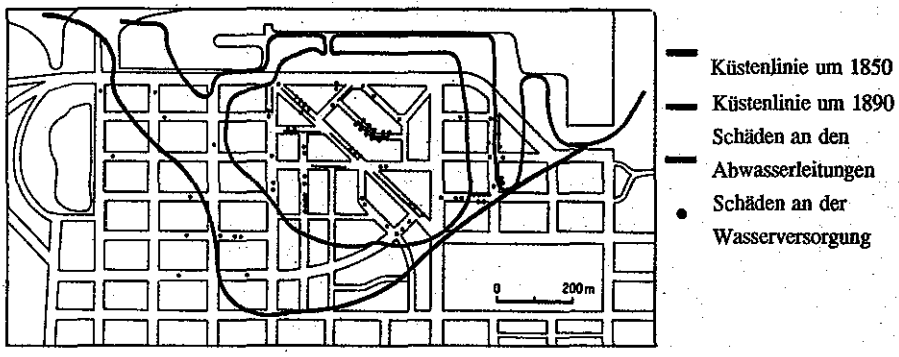


Bild 3.4 Aufspülbereich und Schäden im Marina-District (Quelle: OYO)

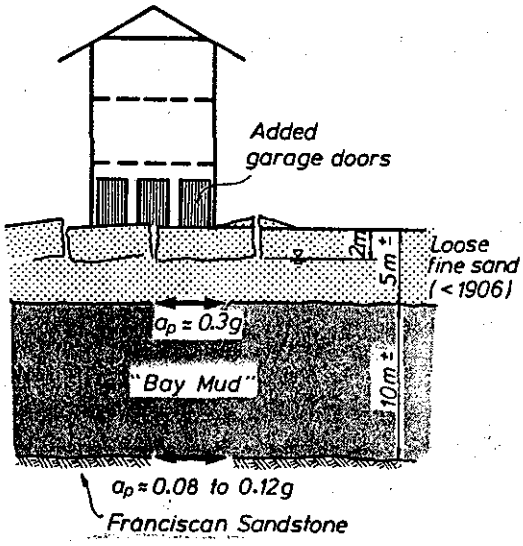


Bild 3.5 Verallgemeinertes Schadensbild im Marina-District (Quelle: NZ)

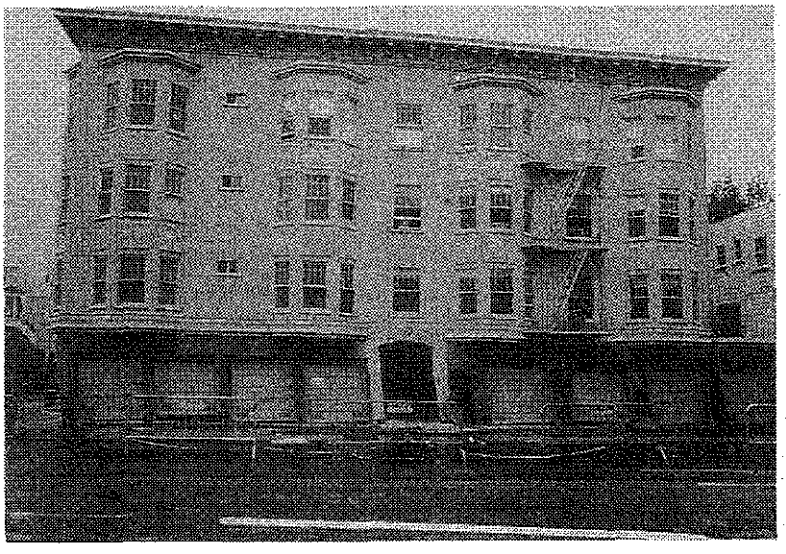


Bild 3.6 Geschädigtes Wohnhaus im Marina-District (Quelle: EERI)

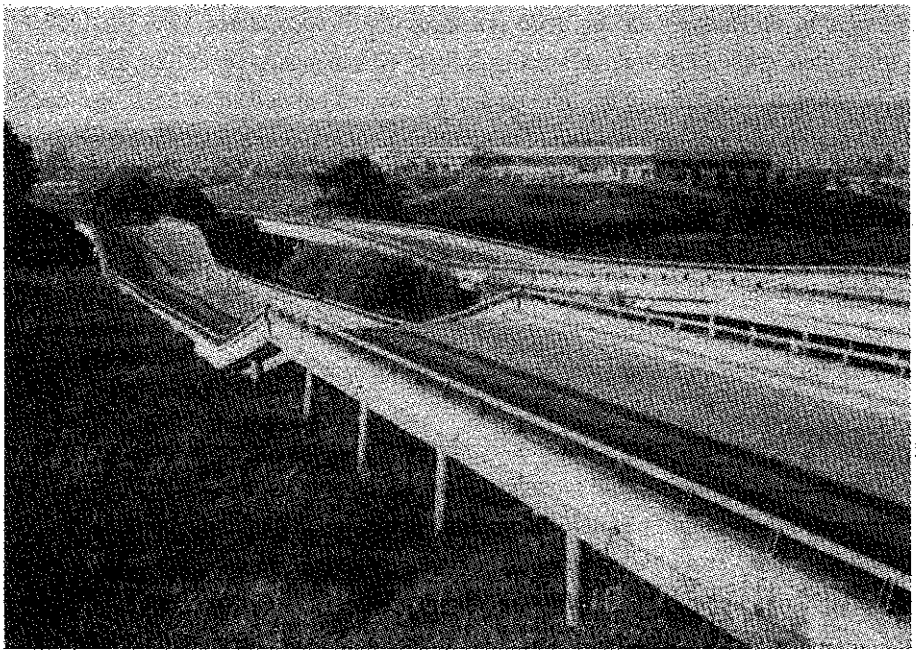


Bild 3.7 Eingestürzte Struve-Slough-Bridge (Quelle:EQE)

4 Bauwerke und Brücken

(Otto Henseleit)

Der spektakulärste Schaden in der Bay-Area (Bild 4.1) entstand am Nimitz-Freeway. Diese Straße gehört zur Autobahn 880 und verläuft am nordwestlichen Rand von Oakland durch ein Gewerbegebiet, das die Grenze zwischen der Wohnbebauung und dem Hafen darstellt. Der eingestürzte Teil liegt im Bereich der Cyprus Street. Es handelt sich um eine doppelstöckige Hochstraße, bei der die Fahrbahnlängsträger als Hohlkasten ausgebildet sind. Die vorgespannten Querträger sind mit den Stützen zu Rahmen zusammengefügt (Bild 4.2). Geplant wurde dieses Bauwerk in den Jahren 1954 bis 1956 und ausgeführt in den Jahren 1956 bis 1957. Damals befürchtete man schädliche Auswirkungen der Kriechumlagerungen auf die Vorspannung bei statisch hochgradig unbestimmten Bauwerken und hat deshalb den Rahmen der oberen Fahrbahn durch Einführen von zwei Fußgelenken in einen Zweigelenkrahmen umgewandelt. Der Schaden ist eindeutig, wie man an vielen Stellen sehen konnte, durch Versagen im Gelenkbereich aufgetreten. Die oberen Stützen wurden durch die Horizontalkräfte nach außen gedrückt und sind dann nach unten abgerutscht (Bilder 4.3, 4.4; 4.5). Dadurch kam die obere Fahrbahn auf eine Länge von ungefähr 2,5 km direkt auf der unteren Fahrbahn zu liegen. Unter den Trümmern begrabene Pkw's wurden bis auf eine Höhe von ungefähr 60 cm zusammengequetscht. In den Trümmern ihrer Fahrzeuge kamen in 42 Menschen zu Tode.

Normalerweise ist dieser Autobahnabschnitt kurz nach 5 Uhr Nachmittags sehr stark befahren. Durch einen glücklichen Umstand fand gerade um diese Zeit im Candlestick Stadion in San Francisco das Baseball-Endspiel der Weltrunde statt, an dem Oakland beteiligt war. Das hat sehr viele Personen vor die Fernsehapparate gelockt, die Straße war deshalb ungewöhnlich schwach befahren. Des weiteren konnten aus den Gewerbebetrieben längs der Autobahn schon vor dem Eintreffen von Hilfs- und Rettungsdiensten handwerklich ausgebildete Mitarbeiter unter Umständen sogar mit Werkzeugen erste Hilfe leisten und Verletzte retten.

In San Francisco bei der Embarcadero steht eine ganz ähnliche doppelstöckige Hochstraße. Diese Straße war ebenfalls etwa 1956 - 1957 von CalTrans gebaut und bis auf die erwähnten Gelenke in den Stützen fast identisch. Sie wurde ebenfalls stark beschädigt, so daß sie gesperrt werden mußte, ist aber nicht eingestürzt. Die Hochstraße mußte abgerissen werden. (Anmerkung: Ein Neubau ist auch drei Jahre nach dem Beben nicht erfolgt.) Sie hat aber wesentliche Ziele des erdbebensicheren Bauens, Personenschäden zu vermeiden bzw. Flucht und Rettung zu ermöglichen, erfüllt.

In Kalifornien weitverbreitet, insbesondere im Wohnungsbau, ist die Holzbauweise. Diese Bauweise ist ähnlich unserer Fachwerkbauweise, wobei aber für die vertikalen Ständer Hölzer mit wesentlich geringem Querschnitt verwendet werden. Typisch sind Hölzer mit 5 x 10 cm Querschnitt. Diese vertikalen Hölzer stehen sehr viel enger und werden von außen und innen (bei der modernsten Variante dieser Bauweise mit großformatigen Sperrholzplatten) beplankt. Das ergibt eine sehr leichte Bauweise, die insbesondere gegen Horizontalkräfte, wie sie bei Erdbeben entstehen, sehr widerstandsfähig ist.
Typische Schäden an dieser Bauweise waren z.B. an der Myrdal Road in Santa Cruz festzustellen. Dabei handelt es sich um ein Vorortgebiet mit eingeschossigen Einfamilienhäusern. Diese sind praktisch alle auf einem ungefähr 80 cm hohen Sockel aufgeständert, um durch den Abstand vom Boden aufsteigende Feuchtigkeit und Ungeziefer vom Bauwerk fernzuhalten. Es zeigte sich, daß diese Sockel in sehr vielen Fällen nicht ausreichend horizontal ausgesteift waren, so daß sie umkippten. Dabei wurden die meisten Gebäude so stark beschädigt, daß sie nicht mehr weiter verwendet werden können.

Auch bei den äußerlich relativ massiv aussehenden Gebäuden im Marina-Distrikt handelt es sich überwiegend um Holzbauweise. Der Marina-Distrikt ist ein vornehmes Wohngebiet im Norden von San Francisco und grenzt unmittelbar an einen Yachthafen. Die tragende Holzkonstruktion der dort anzutreffenden Ein- und Mehrfamilienhäuser wurde überwiegend mit Klinkern verkleidet oder aufwendig verputzt, um ein massives Aussehen zu imitieren. Durch die Bodenverflüssigung sind eine ganze Reihe von Gebäuden um recht beachtliche Beträge in den Boden gesunken. Bei leichten Einfamilienhäusern konnten Setzungen von 20 cm festgestellt werden. Bei größeren Mehrfamilienhäusern wurde unter Umständen das gesamte Erdgeschoß als Garagen zur Unterstellung von Fahrzeugen verwendet. Dadurch entfielen aussteifende Wände in der Regel fast vollständig. Das Erdgeschoß war also zur Aufnahme horizontaler Kräfte nicht mehr geeignet. Bei mehreren Gebäuden wurden dadurch so starke Schäden verursacht, daß sie wahrscheinlich abgerissen werden müssen.

Sowohl im Marina-Distrikt als auch in Santa Cruz zeigte sich ein ganz entscheidender Nachteil der Holzbauweise sehr deutlich. Wenn, aus welchen Gründen auch immer, im Gefolge des Erdbebens Feuer ausbricht, dann muß sich in den allermeisten Fällen die Tätigkeit der Feuerwehr darauf beschränken, die Ausbreitung des Brandes auf die Nachbarbebauung zu verhindern. Das brennende Gebäude selbst ist meistens nicht mehr zu retten.

Im Verlauf des Highways Nr. 1 in der Nähe von Watsonville überquert die Straße ein sumpfiges Tal über eine Stahlbetonplattenbalkenbrücke (Bild 3.7). Gestützt wird diese mehrfeldrige Konstruktion von mehreren Reihen von Rundstützen, die mit ihrem Kopf in entsprechende Querträger einbinden. Diese Rundstützen wurden in der Nähe ihres Fußpunktes und in der Nähe des Stützenkopfes beschädigt.

Am Fußpunkt hielten sich diese Schäden wohl infolge der dort vorhandenen sehr engen Wendelbewehrung in Grenzen, während am Stützenkopf, wie man an s-förmig heruntergebogenen Längseisen deutlich sehen konnte, ein Teil des Betons vollständig zerstört wurde. Dort war auch deutlich zu erkennen, daß die weiter unten vorhandene enge Wendelbewehrung nicht eingebaut war. Ein Teil der Stützen ist seitlich vom Querträger abgerutscht, hat die relativ dünne Fahrbahndecke durchstoßen und schaut jetzt nach dem Absturz des Brückenüberbaus nach oben heraus.

Durch einen weiteren Schaden wurde eine sehr wichtige Verkehrsader lahm gelegt. Bei der über 8 Meilen (13 Kilometer) langen Bay Bridge ist (Bild 4.6) ein ca. 15 m weit gespannter Einhängeträger der oberen Fahrbahn abgestürzt (Bild 4.7). Wie eine nachfolgende Inspektion zeigte, hat der restliche Brückenüberbau praktisch keinen Schaden genommen. Nur der Teil, der als Vorlandbrücke 13 Öffnungen in der Nähe des südöstlichen Ufers überspannt, ist im Bereich zwischen den Stützen E9 und E23 während des Erdbebens verschoben worden. Dadurch verlor der bereits erwähnte Einhängeträger sein Auflager und stürzte ab (Bild 4.8). (Von diesem Vorgang gibt es einen eindrucksvollen Amateurfilm.)

Die Mauerwerksbauweise ist praktisch nur in den älteren Stadtkernen anzutreffen. In Santa Cruz, Watsonville, Hollister und Los Gatos gab es teilweise beachtliche Schäden aus den unterschiedlichsten Gründen. Einer der wichtigsten dürfte neben Mängeln in der Bausubstanz die große Beschleunigung an diesen im Herdgebiet gelegenen Orten sein.

Bemerkenswert sind die Auswirkungen des Bebens in der Stanford Universität. Hier waren bereits nach dem Erdbeben 1906 schwere Schäden aufgetreten. Es wurde daher in den letzten Jahren ein Verstärkungsprogramm für die aus der Zeit der Jahrhundertwende stammenden Bauten entwickelt und mit der sukzessiven Durchführung begonnen. Tatsächlich sind in diesem Gebiet, das etwa 50 km vom Epizentrum entfernt liegt und in dem maximale Beschleunigungen von etwa 0,3 g gemessen wurden, an den noch nicht verstärkten Bauwerken Schäden aufgetreten, deren Beseitigung etwa 150 Mio US $ erfordert. Die Verstärkung der älteren Gebäude hat den "Erdbebentest" glänzend bestanden.

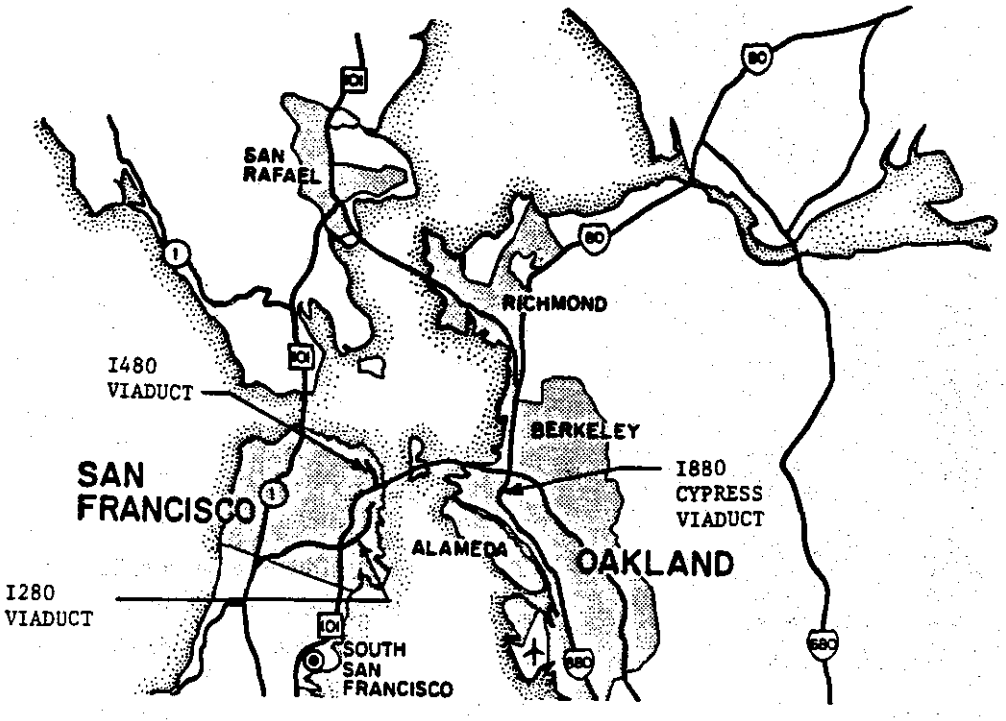


Bild 4.1 Übersichtsplan der Bay-Area

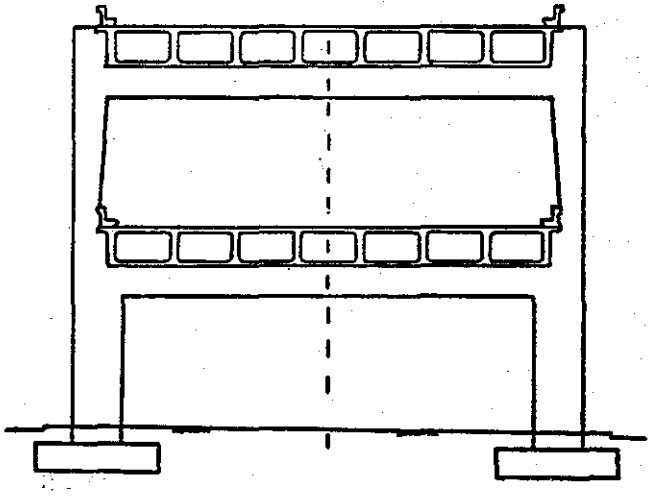


Bild 4.2 Querschnitt der Hochstraßen I 880 Nimitz- Freeway und I 480 Embarcadero

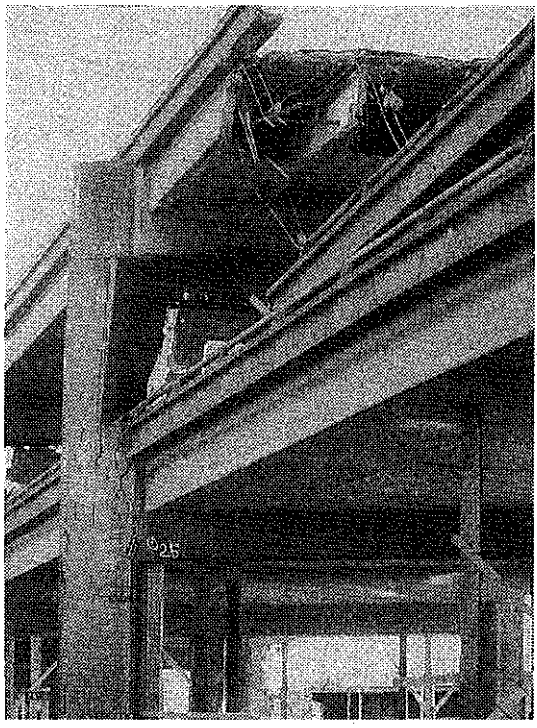


Bild 4.3

I 880 Nimitz Freeway: Rißbild im Gelenkbereich der Stützen und Versagen des Oberdecks

Bild 4.4

I 880 Nimitz Freeway: Stützenversagen im Gelenkbereich

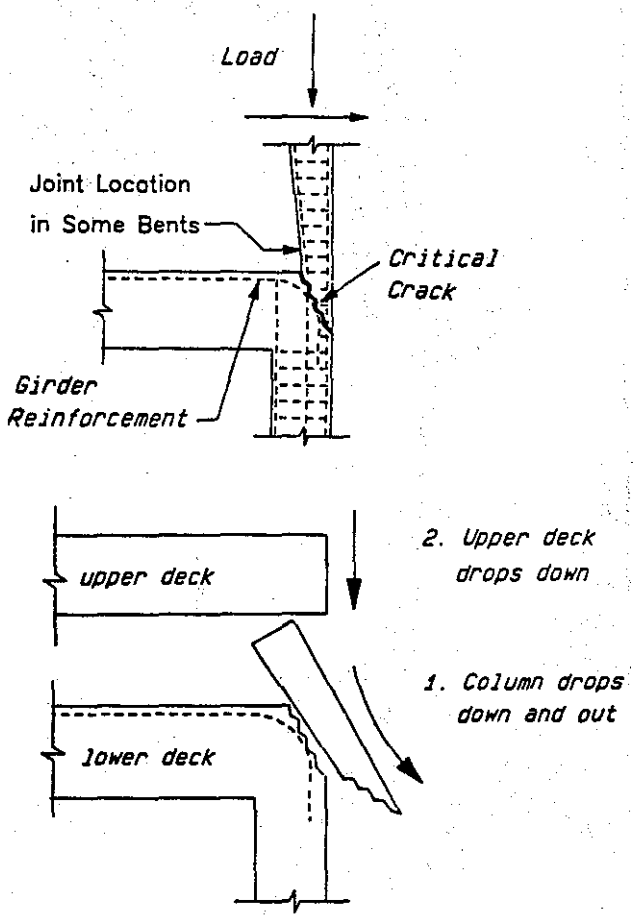


Bild 4.5 I 880 Nimitz-Freeway: Versagensschema der Stützen im Gelenkbereich

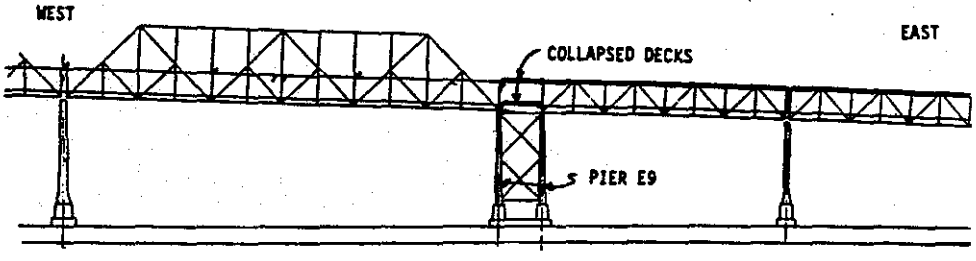


Bild 4.7 Bay Bridge: Ansicht von Pier E9

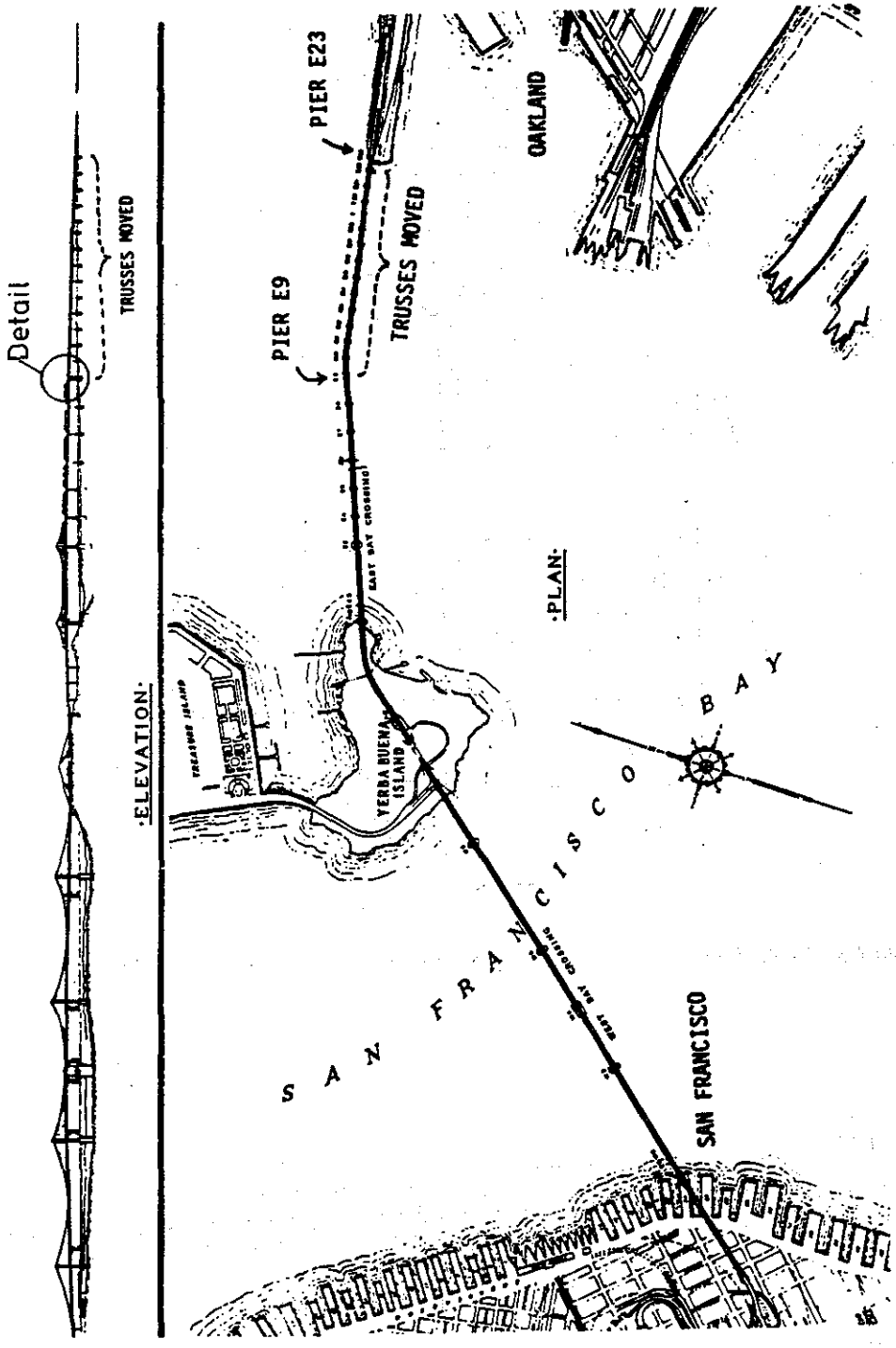


Bild 4.6 Bay Bridge: Übersichtsdarstellung und Versagensbereiche

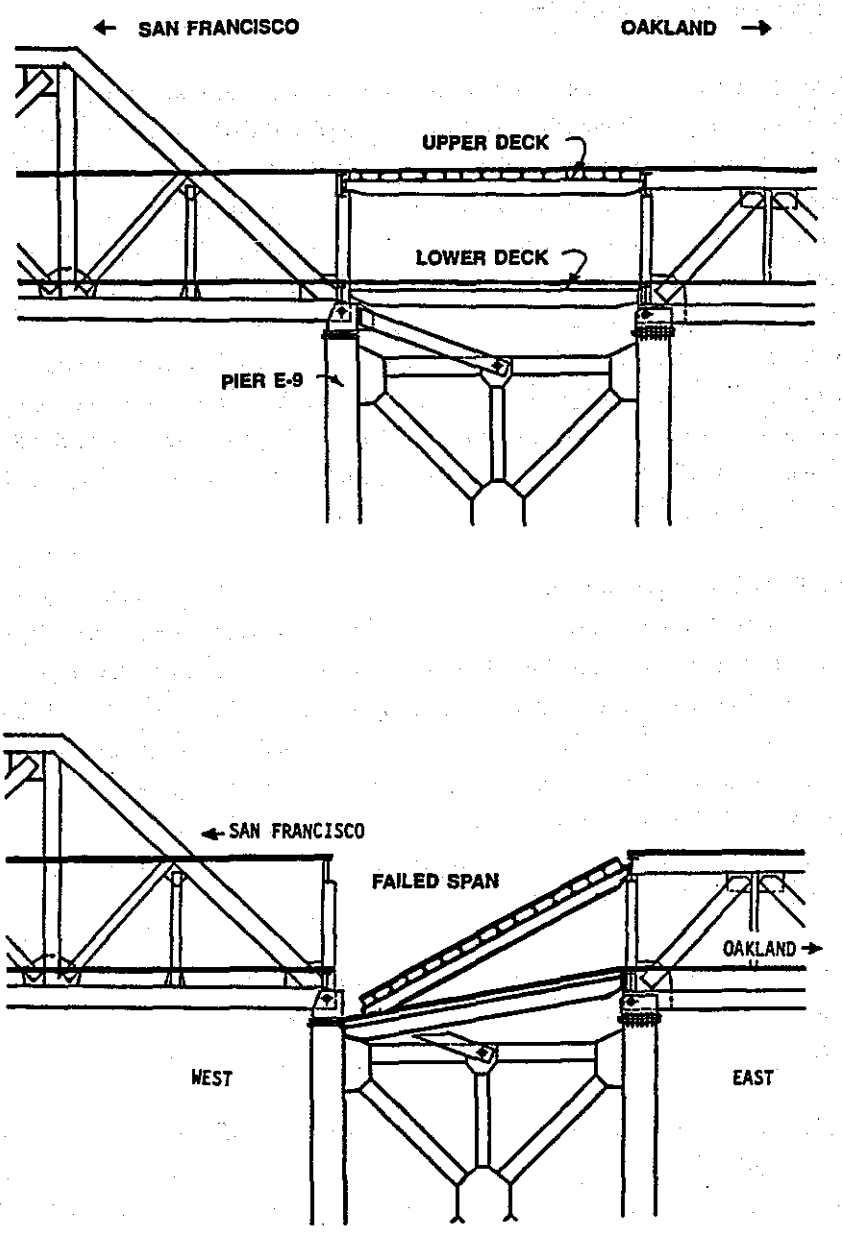


Bild 4.8 Bay Bridge: Pier E9 vor und nach dem Beben

5 Industrieanlagen und Infrastrukturen (Lifelines)

(Günter Klein)

5.1 Kraftwerke und chemische Industrie

Von den Industrieanlagen im weiteren Bereich des Erdbebengebietes wurde das Dampfkraftwerk in Moss Landig der Pacific Gas and Electric Company (PG&E) besonders betroffen. In der 500 kV-Schaltanlage des Kraftwerkes, das eine installierte Leistung von 2000 MW hat, traten schwere Schäden an den relativ hoch liegenden Isolatoren der Leistungsschalter auf. In der Nähe des Kraftwerkes wurde eine Horizontalbeschleunigung von 0,39 g gemessen. Die Leistungsschalter wurden durch solche mit relativ niedrigem Schwerpunkt (Bild 5.1) innerhalb weniger Tage ersetzt, die in anderen Teilen der Schaltanlage das Erdbeben überstanden hatten. Weitere Ersatzteile wurden kurzfristig über eine Luftbrücke von anderen Kraftwerksbetreibern zur Verfügung gestellt. Zur Zeit des Erdbebens war im Kraftwerk nur eine Einheit mit 750 MW in Betrieb, die intakt blieb. Als Folge der Schäden in der Schaltanlage wurde das Kraftwerk aber vom Netz genommen. Damit war die Versorgung von Santa Cruz und Watsonville unterbrochen.

Da auch die Schaltanlagen in Metcalf (0,28 g), Monte Vista (0,34 g) und San Mateo (0,10 g) infolge großer Schäden ausfielen (Bild 5.2), brach das gesamte Netz in der Bay-Area zusammen; die Kraftwerke Portrero und Hunter's Point in San Francisco mußten abgeschaltet werden, obwohl sie ohne Schäden blieben. Es gelang jedoch PG&C, die rund 1 1/2 Millionen Anschlüsse in den betroffenen Gebieten bis auf etwa 2 % innerhalb von 48 Stunden wieder mit Strom zu versorgen. Dies war nur möglich durch die Bereitstellung von Ersatzsystemen über entsprechende Luftbrücken (z. B. aus dem Tennesseegebiet) und durch eine sofortige Inspektion der Gasanschlüsse in den Bauwerken, um eventuelle Brände bzw. Explosionen durch elektrische Funken zu verhindern.

In vielen Städten versagten Notaggregate, da mit diesen entgegen den Vorschriften zu selten Probeläufe gefahren wurden. Für das Krankenhaus von Watsonville ergaben sich daraus einige Probleme.

Der Einfluß des Bebens auf das (etwa 200 km südlich des Epizentrums) nächstgelegene Kraftwerk Diablo Canyon mit zwei Einheiten, von denen eine im Brennelementwechsel und die andere in Betrieb war, erwies sich als so gering, daß die Arbeiten und der Betrieb nicht unterbrochen zu werden brauchten.

Ein größerer Schaden wurde in Richmond mehr als 100 km nördlich des Epizentrums beobachtet. In zwei Raffinerien, die in den 50er Jahren im Bereich von Sandaufschüttungen errichtet worden waren, zeigten sich an großen gefüllten Tanks (zwischen 1500 und 3000 m^3) Deformationen, Ausbeulungen und teilweise Leckagen, während die leeren Tanks unbeschädigt blieben. Das auslaufende Öl konnte schadlos aufgefangen werden.

Eine Zementfabrik in Davenport an der Küste etwa 20 km nordwestlich von Santa Cruz wurde neben dem Stromausfall durch den Bruch von Komponenten-Verankerungen und den Ausfall von Steuerungseinrichtungen beeinträchtigt. Nach fünf Tagen konnte die Anlage aber wieder in Betrieb gehen.

5.2 Leichtindustrie

Die Leichtindustrie im Santa Clara County, insbesondere in San Jose mit dem durch die Computerindustrie bekannten Siliconvalley, wurde - abgesehen von Störungen durch den Stromausfall - kaum beeinträchtigt. Die Maximalbeschleunigungen betrugen in diesem Bereich etwa 0,1 g, die Bauwerke sind ganz überwiegend nach den korrigierten Codes entworfen und berechnet worden. Der Baugrund hatte praktisch kein Liquefaction-Potential.

5.3 Lebensmittelindustrie

Das Erdbebengebiet im engeren Bereich hat Mittelgebirgscharakter mit viel Wald und nur spärlicher Besiedlung. Im Gebiet zwischen dem Santa Cruz Gebirge und der Küste werden vor allem Obst-, Gemüse- und Weinanbau betrieben. In den dazugehörigen großen Kühlhäusern fielen zahlreiche Kühlaggregate aus, und zwar nicht nur wegen des Zusammenbruchs des Stromnetzes, sondern auch wegen der durch die Bebenerschütterungen verursachten Schäden infolge mangelhafter Verankerung. Ein Entweichen der gefährlichen Kühlmittel konnten jedoch die örtlichen Feuerwehren in fast allen Fällen verhindern.

5.4 Verkehrssysteme

Die Flug- und Seehäfen in der Bay Area befinden sich überwiegend auf aufgespültem Untergrund, dessen Verflüssigungspotential relativ groß ist. Im Gegensatz dazu sind die jüngeren Aufspülungen wie etwa für die Siedlung Foster City südlich vom internationalen Flughafen San Francisco so gut ausgeführt worden, daß keine Verflüssigungen und entsprechend auch keine Schäden auftraten.

Am Internationalen Flughafen San Francisco wurden am Kontrollturm und im Terminal Schäden an Decken, Fenstern und dem Sprinklersystem mit entsprechendem Wassereinbruch beobachtet, die zunächst die Schließung des Flughafens zur Folge hatten. Nach Beseitigung der Gefahrenstellen konnte der Flughafen aber einen Tag nach dem Beben wieder geöffnet werden. Ein Frachtgebäude erlitt schwere Schäden und mußte abgerissen werden. Die max. Horizontalbeschleungigungern lagen bei 0,33 g, die max. Vertikalbeschleungigungen bei 0,05 g.

Auf dem Internationalen Flugplatz Oakland ist eine Start- und Landebahn wegen starker Verformungen infolge Verflüssigung des aufgespülten Untergrundes für längere Zeit ausgefallen. Bei den Terminals wurde wieder die Erfahrung gemacht, daß die nach den älteren Codes errichteten Bauwerke auch konstruktive Schäden aufwiesen, während die neueren Bauwerke nur kosmetische Schäden zeigten.

Bei den Hafenanlagen sowohl in San Francisco als auch in Oakland, die in Aufschüttungsbereichen der Bay Area liegen, traten verbreitet Verflüssigungsprobleme auf. Lagerhäuser, Straßen und Gleise wurden beschädigt, Krananlagen mußten teilweise den Betrieb einstellen.

Das Eisenbahnsystem CalTrain wurde in seinem Betrieb durch die Einwirkungen des Bebens praktisch nicht beeinträchtigt. Das lokale Schnellbahnnetz BART, das nach neuesten Gesichtspunkten entworfen und ausgeführt wurde, verhielt sich auch in dem Teil, der die Bay unterquert, ausgezeichnet. Kurze betriebliche Störungen hatten ihre Ursache in gründlichen Inspektionen.

5.5 Kommunikationssysteme

Die an sich empfindlichen Vermittlungssysteme überstanden das Beben besser als erwartet. Der Stromausfall wurde planmäßig durch Batterieanlagen und Notstromaggregate ersetzt. Das gesamte Telefonnetz erlitt keinen merklichen Schaden und war ständig betriebsbereit. Allerdings entstanden Probleme durch die außerordentlich zahlreichen Anrufe (Informationsfragen von Verwandten, Freunden, Medien usw.). Allein am 18.10., also am Tag nach dem Beben, sollen ca. 30 Mio. Anrufe registriert worden sein, von denen jedoch nur 10 Mio Anrufe bedient werden konnten (Normales Tagesvolumen: 3,5 Mio. Anrufe). Die Installation von eigenen Netzen für Versorgungsbetriebe, Feuerwehren usw. hat sich deshalb zum wiederholten Male bewährt. Es muß jedoch vermerkt werden, daß private Firmennetze häufig ausfielen, weil nicht für einen Stromausfall vorgesorgt worden war.

Erwähnenswert ist das Verhalten von Fernmeldeschaltsystemen in einem massiven Stahlbetonbau in Watsonville. Obwohl an den Fundamenten Beschleunigungen bis etwa 0,4 g und am Dach bis etwa 1,25 g gemessen wurden, blieben die Anlagen mit Hilfe von Batterien und einem Notstromaggregat betriebsbereit.

5.6 Energieversorgungssysteme

Über die Schäden an Schaltstationen wurde bereits berichtet. Das Stromnetz selbst zeigte einige unbedeutende Schäden an Überlandleitungen, die jedoch durch die Service-Mannschaften der PG&E schnell beseitigt werden konnten. Hier und auch bei der Reparatur der Gasleitungssysteme erwies sich die Tatsache, daß PG&E eigene große Service- und Bauabteilungen mit entsprechendem Personal und Gerät unterhält, die sofort einsatzbereit sind, als ein großer Vorteil. Diese Abteilungen sind speziell für die Beseitigung von Erdbebenschäden ausgerüstet und ausgebildet.

Die Hauptversorgungsleitungen für Gas, die aus dem Süden und dem Osten in das Erdbebengebiet führen, blieben schadenfrei. Auch die Untersysteme in den eigentlichen Versorgungsgebieten - sogar im Epizentralgebiet - verhielten sich bis auf einzelne Brüche oder Leckagen, die schnell repariert werden konnten, gut. Hier haben sich flexible Kunststoffleitungen gut bewährt. Im Marina District mit einem älteren Leitungssystem traten allerdings schwere Schäden auf, die auch zu dem großen Brand führten. Hier entschied sich PG&E, das gesamte System mit einer Länge von rund 10 km zu ersetzen, eine Arbeit, die wenige Tage nach dem Erdbeben begonnen und nach zwei Monaten abgeschlossen wurde. Die Kosten beliefen sich auf 20 Mio. US $.

Die etwa 150.000 Kunden der Gasversorgung verhielten sich nach dem Erdbeben sehr besonnen: Sie sperrten ihre Anschlüsse fast ausnahmslos ab, womöglich auch wegen der Überlieferung der Brandkatastrophe nach dem Erdbeben von 1906. Vier Tage später war die Gasversorgung mit Ausnahme des Marina Districts wieder normal.

5.7 Wasserver- und -entsorgungssysteme

Über die Schäden an Dämmen von Wasserreservoiren im Santa Cruz Gebirge wurde bereits berichtet. An den Leitungen für die Ver- und Entsorgung traten im gesamten Gebiet, das von vielen kleinen Gesellschaften versorgt wird, Schäden auf. Im Epizentralgebiet mußten Tankwagen zur Versorgung der Bevölkerung eingesetzt werden.

Ein Bruch in der 12'-Hochdruckleitung zur Feuerbekämpfung führte im Marina District zum Ausfall der Löschwasserversorgung, der nur durch den Einsatz von Feuerlöschbooten ausgeglichen werden konnte. Weitere Leitungsbrüche traten vor allem in einem Aufschüttungsbereich südlich der Market Street auf. Auch durch Brückenschäden und Erdbrüche wurden viele Leitungern leckgeschlagen. Durch den Stromausfall wurde häufig der Pumpbetrieb gestört, so daß Wasserreservoire nicht wirksam eingesetzt werden konnten.

Ähnliches gilt für die Abwassersysteme. Ein Klärwerk in Los Gatos geriet in Schwierigkeiten, da in den Ausfällbecken die Stahlkonstruktion der Rührwerke zusammenbrach. Auch das Betriebsgebäude wurde beschädigt. Die Abwasseraufbereitung kam teilweise zum Erliegen. In vielen anderen Gemeinden ließ man wegen der Schäden das Abwasser für einige Tage ungeklärt in die Bay oder den Pazifik ab. Ein kürzlich erstellter großer Entwässerungskanal, der zwischen Marina District und der Bay durch alte, also erschütterungsgefährdete Aufspülungen verläuft, blieb jedoch ohne Schäden. Vorteile moderner Entwurfs- und Baumethoden werden so immer wieder erkennbar.

Insgesamt gesehen hielten sich die Schäden an Industrieanlagen und Lifelines in Grenzen. Die maximalen Horizontalbeschleunigungen gingen nicht über 0,4 g hinaus, die maximalen Vertikalbeschleunigungen erreichten in einigen Fällen 0,5 g. Diese relativ hohen Vertikalbeschleunigungen könnten eine Erklärung dafür sein, daß Schäden an Einrichtungen auftraten, die bei vergleichbaren früheren Erdbeben intakt blieben. Es kann festgestellt werden, daß die nach neuen Codes erstellten Systeme und Bauwerke dieses Beben gut überstanden haben. Problematisch ist und bleibt nicht nur in diesem Fall die Ertüchtigung älterer Systeme und Bauwerke.

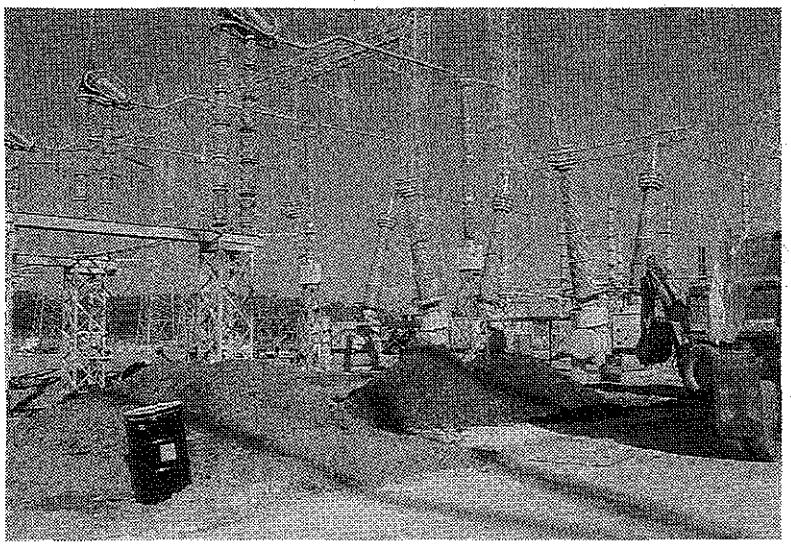


Bild 5.1 Leistungsschalter mit niedrigem Schwerpunkt

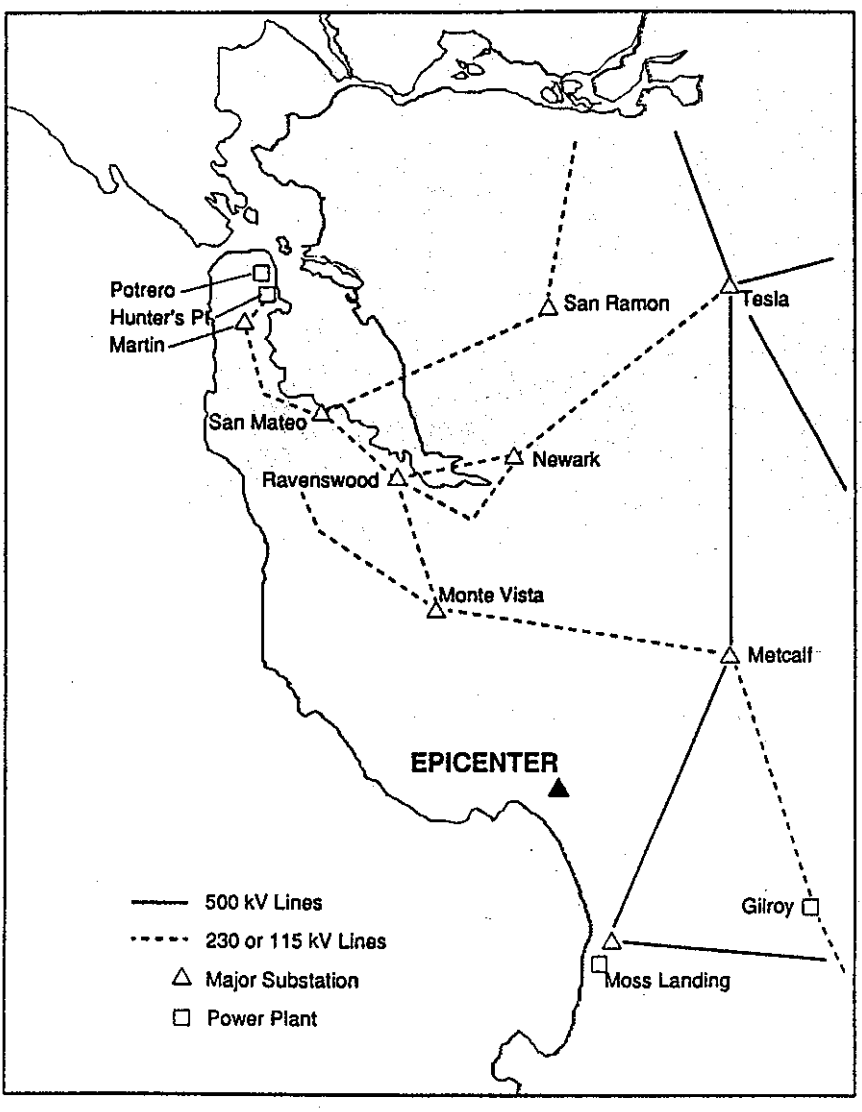


Bild 5.2 Elektrizitätsnetz im Loma-Prieta-Bereich (Quelle: EERI)

Schlußbemerkungen
(Günter Klein)

Das in den Medien zunächst als "riesige Katastrophe" dargestellte Loma-Prieta-Beben hatte vor allem dank der Besonnenheit der Bevölkerung, die in ihrem solidarischen Verhalten vorbildlich war, keine katastrophalen Ausmaße. Auch der Einsatz der Hilfsdienste entsprach allen Erwartungen. So konnte die Federal Emergency Management Agency (FEMA) binnen weniger Tage Notunterkünfte für Obdachlose (Bild S.1) bereitstellen. Allerdings ließ die Abstimmung zwischen der Federal- und State-Administration einige Wünsche offen.

Beispielhaft war die Überprüfung der beschädigten Häuser auf ihre weitere Benutzbarkeit. In drei zeitlich abgestuften Begutachtungen wurde mit farblich unterschiedlichen Anschlägen der Bentzungsgrad der Häuser festgelegt (Bild S.2). Die Bauschäden wurden durch private oder administrative Initiativen schnell und unbürokratisch beseitigt. Am eingestürzten Nimitz-Freeway war schon nach vier Monaten nur noch eine Grünfläche und eine Pfeilergruppe für Untersuchungen der Universität Berkeley zu sehen (Bild S.3).

Die FEMA veranstaltete bereits im Februar 1990 in San Francisco ein "Lessons Learned Symposium", auf dem die Folgerungen aus dem Beben in einem internationalen Kreis diskutiert wurden.

Für den technischen Bereich ist folgendes festzuhalten:

Der kalifornische Code und nicht nur dieser wird insbesondere hinsichtlich des Einflusses der vertikalen Beschleunigungen zu überprüfen sein. Dabei ist freilich zu berücksichtigen, daß der Aufwand für Verstärkungsmaßnahmen in einem vernünftigen Verhältnis zur Verringerung des Risikos steht. Es muß vermienden werden, daß der im Risikofall eintretende Schaden wesentlich kleiner ist als der Aufwand zu seiner Verhinderung. Das gilt natürlich nicht für Anlagen, die für die öffentliche Sicherheit unentbehrlich sind.

Der Baugrund wird hinsichtlich *amplification* und *liquefaction* in Zukunft schärfer beurteilt werden müssen. Das wird Auswirkungen auf die Reduzierung standardisierter Spektren, aber auch auf die regionale Bebauungsplanung haben. In diesem Zusammenhang gebührt der Mikrozonierung in Zukunft eine wachsende Aufmerksamkeit.

Bei größeren Geschäfts- und Wohnhäusern haben sich die gegenwärtigen Berechnungsmethoden bewährt, wenn auch der konstruktiven Ausbildung der nichttragenden Elemente mehr Sorgfalt geschenkt werden muß. Im Einzelfall wird zu prüfen sein, ob vereinfachte Berechnungen, die nur die 1. Eigenform berücksichtigen, ausreichend sind.

Bei Häuern mit wenigen Stockwerken sowie bei Installation ist für die Verankerung eine sorgfältiger konstruierte Durchbildung angezeigt.

Für die betroffene Region selbst hat das Schadensbild häufig gewisse Ähnlichkeiten mit dem San Francisco Beben von 1906. Viele risikobehaftete Bereiche, wie z.B. der Marina District und der Nimitz-Freeway waren bekannt. Es wird deshalb allgemein akzeptiert, die Ertüchtigung der Bauwerke in diesen Bereichen energisch anzugehen.

Das Loma-Prieta-Beben hat das Bewußtsein dafür geschärft, daß ein ähnliches Beben jederzeit in den stärker bevölkerten Regionen an der Hayward-Verwerfung oder auf der San-Francisco-Halbinsel auftreten kann und wirklich katastrophale Folgen hätte, wenn nicht die Erfahrungen aus dem Loma-Prieta-Erdbeben und die Zeit genutzt werden.

Die Autoren danken den örtlichen Behörden und Ingenieurbüros für die wirkungsvolle Unterstützung und freundliche Überlassung des auch im Beitrag aufgenommenen Bildmaterials (Abschnitte 2 und 4).

Bildnachweis:

Abschnitte E, 3 und 5:

EERI Earthquake Spectra, EERI, ElCerito 1990
EQE The October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake, EQE, San Francisco, 1989
NZ The Loma Prieta Earthquake, NZ National Society for Earthquake Engineering, Wellington, 1990
OYO Message from San Francisco, OYO Corporation, Tokyo, 1991
USGS Lessons Learned from Loma Prieta, US Geological Survey, Denver, 1990

Fotos: jeweilige Autoren

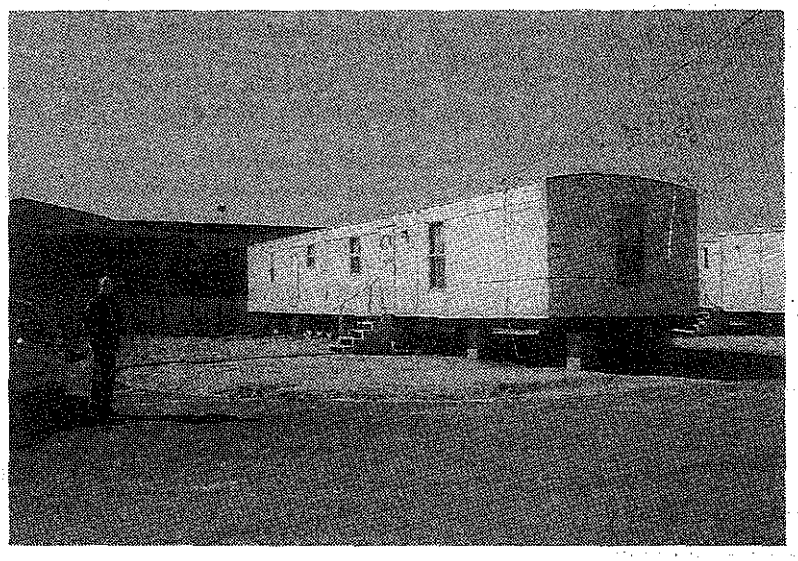


Bild S.1 Notunterkünfte der Federal Emergency Management Agency (FEMA)

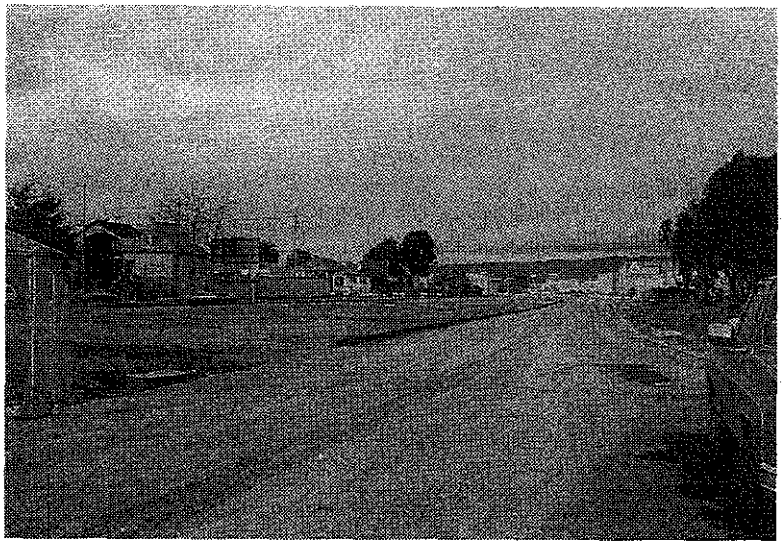
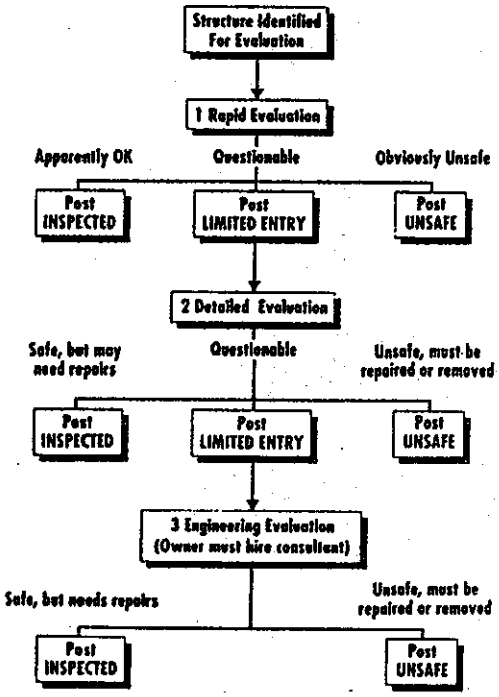


Bild S.3 Abgeräumte Tram des Nimitz- Freeway



Inspecting and Evaluating a Building

A damaged building is evaluated in three stages. Here are summaries of those steps:

1. Rapid Evaluation: 10 - 20 minutes
Done by buildung inspectors, civil/structural engineers, architects
Goal: Rapid assessment of safety

2. Detailed Evaluation: 1 - 4 hours
Done by structural engineers
Goal: Careful visual evaluation of damaged buildings and questionable situations

3. Engineering Evaluation: 1 - 7 days
Done by structural engineering consultants
Goal: Detailed engineering investigation of building, using construction drawings, damage data and new structural calculations

What the Classification Mean

Inspected
(Green)
No apparent hazard found, although repairs may be required. No floor-wall separations, foundation damage, blocked exits, ground displacement

Limited Entry
(Yellow)
Dangerous condition believed to exist; possible aftershock hazard. Entry by owner on emergency basis only. Further evaluation required.

Unsafe
(Red)
Extreme hazarad, Imminent danger of callapse from aftershock. Dangers such as toxic spill, massive ground movement, fallen power lines, ruptured gas line, potential for falling debris, structural damage, severe racking of walls, building partially collapsed or off its foundation

Bild S.2 Begutachtungsschema für beschädigte Häuser

Lehren aus dem Erdbeben vom 21. Juni 1991 in Nordiran

Diethelm Werner
Freiberger Str. 6, O-8010 Dresden

1. Einleitung

Ein Erdbeben am 21. 6. 1990 in Nordiran forderte zahlreiche Menschenleben und hohe materielle Verluste. Die Erste Internationale Konferenz über Seismologie und Erdbebeningenieurwesen im Mai 1991 in Teheran bot ein Jahr danach umfangreiche Auswertungen dieses Ereignisses. Sie wurde vom im Jahre 1989 gegründeten Internationalen Institut für Erdbebeningenieurwesen und Seismologie (IIEES) in Teheran ausgerichtet. Der Verfasser nahm im Auftrage des IDNDR - Nationalkomitees teil. Eine zweitägige Exkursion führte in das Schadensgebiet zwischen Qazvin und Rasht nahe dem Kaspischen Meer. Die folgenden Ausführungen stützen sich auf eigene Anschauung und detalliertere Ausführungen in den Tagungsbeiträgen.

2. Seismologische Kenndaten

Das Schadbeben ereignete sich am 21.6. 1990 kurz nach Mitternacht (Ortszeit) mit dem Epizentrum in der Nähe der Städte Rudbar und Manjil. Es forderte 37000 Menschenleben, 400 000 Menschen wurden obdachlos. Die Raumwellenmagnitude des Bebens erreichte den Wert 7,3; die Oberflächenwellenmagnitude 7,6. Der stärkste Afterschock, 12 Stunden später, hatte die Magnitude 6,4. Das seismische Moment wurde zu $1{,}68*10^{27}$ dyncm angegeben, die Herdtiefe zu mehr als 10 km. Die maximale makroseismische Intensität nach der MSK - Skala betrug X in Manjil und der nahegelegenen Ortschaft Harzevil, für die Stadt Rudbar wird der Wert IX angegeben. In der etwa 60 km nördlich von Rudbar gelegenen Stadt Rasht betrug die Maximalintensität VI bis VII, im 200 km südöstlich gele-

genen Teheran noch V. In Bild 1 wurde eine Karte der Isoseisten wiedergegeben, sie gibt keine durch örtliche Bodenverhältnisse bedingten Intensitätserhöhungen wieder.

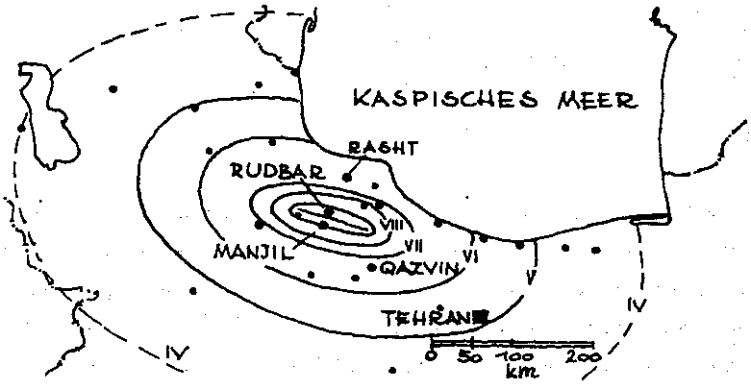


Bild 1: Bruchzone und Isoseisten des Bebens vom 21. 6. 1990 im Norden Irans nach [4]

Akzelerogramme der dem Epizentrum nächstgelegenen, etwa 10 km von ihm entfernten seismischen Station zeigen maximale Horizontalbeschleunigungen von 6.5 m/s² und maximale Vertikalbeschleunigungen von 2.3 m/s². Die Bruchfläche erreicht die Erdoberfläche, ihre Länge wird zu 80 km angegeben. Horizontale, beziehungsweise vertikale Relativverschiebungen wurden in der Größe von 20 cm bzw. 50 cm beobachtet.

Das Gebiet besitzt hohe seismische Aktivität. Seit dem Jahre 855 sind starke Erdbeben überliefert. Allein im 20. Jahrhundert wurden im Umkreis des Herdgebietes mit einem Radius von 200 km 40 Beben mit Magnituden größer 5 beobachtet. 1962 ereignete sich ein Erdbeben mit der Magnitude 7,2.

Das Land ist erschlossen und besiedelt, es gibt zahlreiche Industriebetriebe, Kraftwerke sowie hydrotechnische Anlagen zur Energieerzeugung und Bewässerung. Die klimatischen Bedingungen erlauben eine umfangreiche landwirtschaftliche Nutzung, im Unterlauf des Flusses Sefid-rud wird Wasserreis angebaut.

3. Verhalten von Ingenieurbauten

3.1 Sefid-rud Staudamm

Der Sefid-rud Staudamm liegt unmittelbar im Epizentralgebiet, etwa 300 m stromab vom Damm kreuzt die Bruchzone, die bekannte Rudbarstörung, das Flußtal. Die Anlage wurde im Zeitraum 1950 bis 1967 als Pfeilerstaumauer mit 106 m Höhe und 425 m Länge erbaut. Am Fuß beträgt die größte Breite der Pfeiler 100 m. Auf der Luftseite, vor den mittleren 23 Pfeilern ist das Kraftwerk in den Bau eingeordnet. Beim Entwurf wurde in Anbetracht der offensichtlich hohen seismischen Gefährdung eine Horizontalbeschleunigung von 2,5 m/s^2 angenommen. Eine dynamische Analyse im heutigen Sinne war damals nicht möglich. Über eine weitere Berücksichtigung der tektonischen Störung gibt es in den Bauunterlagen keine Hinweise.

Zum Zeitpunkt des Bebens war ein normales Stauziel erreicht. Die maximalen Bodenbeschleunigungen werden zu 6,5 m/s^2 in Richtung der Mauerkrone und zu 2,0 m/s^2 quer dazu geschätzt. Vom Beben wurden Schäden verursacht, die eine Reparatur erforderlich machten (Bild2).

* Horizontale Risse am Ansatzpunkt der Pfeilerköpfe in den meisten der 23 mittleren Pfeiler. Durch die Risse sickerte Wasser vom Stauraum nach der Pfeilerluftseite.
* Diagonalrisse in einigen Pfeilern
* Zwischen den durch Dehnungsfugen voneinander getrennten Pfeilern erreichten die bleibenden Verschiebungen Differenzen bis zu 50 mm.
* Stöße der gegeneinander in Richtung der Mauerkrone schwingenden Pfeiler verursachten örtlich oberflächliche Betonabplatzungen auf der über die Krone führenden Straße.
* Felsabbrüche auf beiden Seiten der Staumauer beschädigten getroffene Bauteile und Anlagen.
* Verklemmungen von Schütztafeln
* Horizontalriß am Fuß der luftseitigen Brüstungsmauer längs

der Straßenkante.

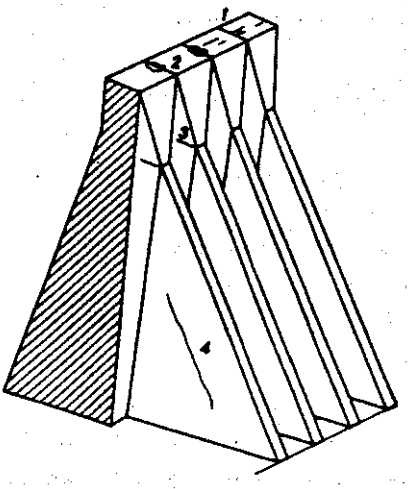


Bild 2: Sefid-rud Damm
Schematische Darstellung
der Pfeiler nach [2]
1) Verschiebungsdifferenzen
2) Betonschäden der Straße
3) Horizontalrisse an den Pfeilerköpfen
4) Diagonalrisse

Über eine denkbare Beschädigung der Dichtungsschürze unterhalb der Mauer gibt es keine eindeutige Aussage. Trotz der genannten Schäden blieb die Anlage betriebsfähig.

Die Reparatur des Dammes erfolgte durch Vorspannung der Pfeiler. Von der Mauerkrone aus wurden in den Pfeilern Bohrungen bis zu 30.00 m Tiefe niedergebracht, in die Spannglieder aus etwa 50 Litzen 7*Ø 5,0 mm eingeführt und am Fuß verankert wurden. Durch Anspannen ohne Verbund wurden die Pfeilerköpfe sicher mit dem Pfeilerunterteil verbunden. Nach dem Vorspannen wurden die horizontalen Risse unter hohem Druck über weitere Bohrungen verpreßt. örtliche Schäden wurden beseitigt. Der Riß am Fuß der etwa 1,20 m hohen Brüstungsmauer längs der Straße ist schwerlich aus der Beschleunigung von 2.00 m/s² erklärbar, möglicherweise resultiert er aus den unterschiedlichen Bewegungen der Pfeiler während des Bebens. Er ist aber für den Bestand und die Funktion des Bauwerkes bedeutungslos.

Es ist bemerkenswert, daß das Bauwerk höhere Beanspruchungen, als im Projekt vorgesehen waren, überstanden hat, ohne daß für lange Zeit die Betriebsfähigkeit verlorenging oder gar katastrophale

Folgen eintraten. Sicher ist dies auch der guten Ausführungsqualität zu danken. Eine Quantifizierung des Risikos, das die Anlage unmittelbar neben einer seismisch aktiven Störung in sich birgt, ist wohl außerordentlich schwierig. Aus heutiger Sicht erscheint eine Analyse der Sicherheit des Bauwerkes und eine Risikoeinschätzung dennoch als erforderlich.

3.2. Tarik-Damm

Etwa 40 km entfernt vom Epizentrum, stromab vom Sefid-rud Damm befindet sich der Tarik-Damm, eine Wehranlage mit mehreren Segmentverschlüssen von je 15 m Länge und 8 m Höhe. Am Standort erreichte die makroseismische Intensität nach der MSK-Skala den Wert VII. Schäden traten nur an den Stoßfugen der Bauteile der über das Wehr führenden Brücke auf. Die Dichtungen der Segmentschütze funktionierten zum Zeitpunkt der Besichtigung tadellos, weder Schäden noch bleibende Verschiebungen sind an der Wehrkonstruktion aus Stahlbeton festzustellen. Inwieweit bei der Projektierung des Bauwerkes konstruktiv oder durch Berücksichtigung zusätzlicher Lasten auf die Erdbebengefahr Rücksicht genommen wurde, ist nicht bekannt. Möglicherweise wirkte sich die Unabhängigkeit der Bewegungen der einzelnen Pfeiler, in denen sich die Lager und Antriebe der stählernen Segmentschütze befinden und die Nachgiebigkeit der stählernen Schütze günstig aus. Sicher ist das gute Verhalten auch der Sorgfalt der Ausführung, die äußerlich als Oberflächenqualität der Betonbauteile sichtbar wird, zu danken.

3.3 Tunnel

Im Epizentralgebiet, nahe dem Sefid-rud Damm führt die Autostraße entlang des Flusses durch einige Straßentunnel. Nur in einem traten nennenswerte Schäden auf. Dieser Tunnel, dessen Deckgebirge von einer aktiven Störung durchzogen wird, zeigt Schäden der Aus

kleidung. Er wurde vorerst für den Verkehr gesperrt, sein Verhalten wird in einem Beobachtungsprogramm registriert. Das Gebirge besteht im betrachteten Gebiet aus Gestein hoher Festigkeit, soweit dieses nicht durch Brüche geschädigt ist. Ein eigentlicher Ausbau der Tunnel ist deshalb nicht vorhanden. Die Auskleidung besteht aus einem Sichtmauerwerk aus keilig zugeschlagenen Steinen.

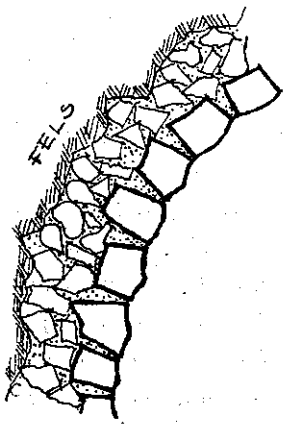


Bild 3: Tunnelauskleidung

Sie dient nur der Herstellung einer sauberen Innenansicht des Tunnels und der Sicherung gegen das Herabfallen gelockerter kleiner Gesteinsbrocken. Die Auskleidung kann offensichtlich nur in der eigentlichen Sichtfläche Kräfte übertragen, weil die keiligen Lagerfugen wegen der größeren Nachgiebigkeit des Mörtels sich einer Lastaufnahme entziehen. So zeigten sich auch von den Kanten in den Lagerfugen ausgehende Abplatzungen an manchen Steinen. Einzelne Steine haben sich gelockert und nach der Tunnelinnenseite verschoben. Stellenweise war die Auskleidung in Flächen von mehreren Quadratmeter Größe völlig herausgefallen, hinter ihr wurde eine Füllung zwischen Fels und Mauerwerk aus Gesteinsbrocken und Mörtel sichtbar. Die größten Ausbrüche traten im Bereich der Störungszone des Gebirges auf. Ausbrüche gleicher Größenordnung werden auch an Stellen sichtbar, wo die Auskleidung von großen Lastkraftwagen örtlich durch Schrammen in Fahrtrichtung mit schätzungsweise bis zu 10 cm Tiefe vorgeschädigt war.

3.4. Brücken

Eine Spannbetonbrücke in Rudbar mit einer Gesamtlänge von 190 m aus 6 Einfeldträgern von etwa je 30 m Spannweite blieb ohne Beschädigung der Brückenträger. Geringe Betonzerstörungen zeigen sich an den Widerlagern und Fugen zwischen den Feldern. Durch das Beben wurden offenbar größere Bewegungen in Brückenlängsrichtung ausgelöst, die zu Stößen der Bauteile gegeneinander führten. Ein Widerlager erfuhr bleibende Verschiebungen in Richtung der Brükkenachse, wurde aber durch den Trägerstrang gestützt, so daß die Nutzbarkeit der Brücke uneingeschränkt erhalten blieb.

Mehrere stählerne Fachwerkbrücken mit Einfeld- oder Zweifeldträgern blieben ohne nennenswerte Schäden. Ein Abgleiten der Träger von den Lagern wurde planmäßig durch Bolzenverbindungen der Brükkenträger untereinander verhindert. Die tiefe Abstimmung der Träger gegenüber der bei Felsgründung zu erwartenden relativ hochfrequenten Erregung in lotrechter Richtung wirkte sich offenbar positiv aus.

Eine historische Bogenbrücke aus Ziegelmauerwerk erlitt starke Schäden. Auf einer Seite kippte die Stirnmauer auf größerer Länge in den Fluß. Dabei wurde ein ebenfalls beschädigtes in Fahrbahnlängsrichtung verlaufendes Spargewölbe sichtbar. Die Stirnmauern auf beiden Seiten der Brücke waren nicht miteinander durch Anker verbunden. Man darf annehmen, daß sich der Schaden über lange Zeit vorbereitete und schließlich durch das Beben ausgelöst wurde. Die eigentlichen Brückenbögen hielten dem Beben stand.

3.5 Wassertürme und Tanks.

In Rasht, einer Stadt etwa 60 km flußab vom Epizentrum traten besonders im Zentrum der Stadt Bauschäden auf. Die Lockergesteinsböden in diesem Bereich bedingten örtlich eine Verstärkung der Bodenbewegung. Die große Entfernung vom Epizentrum und der

nachgiebige Baugrund führten zu einer Verschiebung der Erregerfrequenzen in Richtung kleinerer Werte. Ein Spannbetonwasserturm von 1500 m^3 Fassungsvermögen brach völlig zusammen.

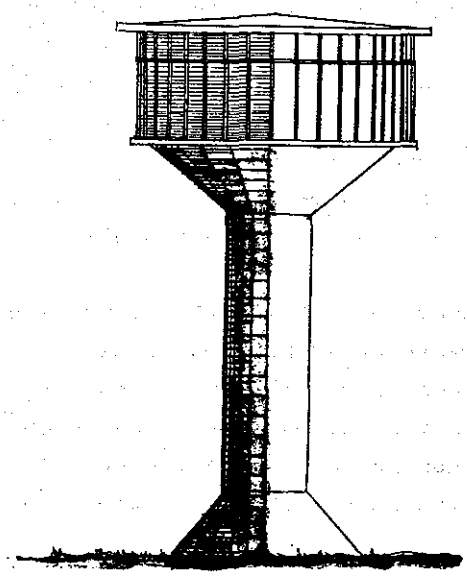


Bild 4: Spannbetonwasserturm in Rasht von 46,0 m Höhe

Untersuchungen der Trümmer führten zu der Aussage, daß zuerst der Turmschaft brach, danach stürzte der gefüllte Behälter ab und zerschellte. Über eine Einrechnung von Erdbebenbeanspruchungen beim Entwurf des Turmes ist nichts bekannt. An den Trümmern fällt auf, daß die Fuge zwischen konischem Behälterunterteil und Schaft, die infolge des Behältergewichtes Druckkräfte aufzunehmen hat, nur von sehr geringer schlaffer Bewehrung durchsetzt erschien. Nach der Bildung von Rissen war die Vorspannbewehrung nicht mehr in der Lage, anwachsende Schnittkräfte aufzunehmen. Die Duktilität des Bauwerks blieb unzureichend.

Zwei weitere Türme ähnlicher Konstruktion befanden sich im Bauzustand, kurz vor der Fertigstellung. Im Unterschied zum erstge-

nannten Turm besitzen diese ein Fassungsvermögen von 2500 m^3. Zum Zeitpunkt des Bebens waren die Behälter noch nicht gefüllt. Die Fundamente stehen wegen des schlechten Baugrundes auf Pfählen. Man muß deshalb mit einer Verstärkung der Schütterwirkung am Standort bezogen auf die durchschnittliche Intensität in Rasht rechnen. Durch die Einwirkung des Erdbebens entstanden Risse im Turmschaft. Einmal in Höhe der Oberkante einer Türöffnung, einmal einer Schwächungszone durch gehäufte Bewehrungsstöße folgend. Es entsteht der Eindruck, daß Bemessung und Konstruktion der Bauwerke den zu fordernden Ansprüchen nicht genügen. Reparaturkonzeptionen sehen jeweils eine Ummantelung des Turmschaftes vor.

Im Schadensgebiet stehen mehrere stählerne Wassertürme in Form kreisrunder Behälter, die über einen Ringträger von vier schwach nach außen geneigten Rohrstützen getragen werden. Die schlanken Stützen sind durch horizontale Fachwerkscheiben und gekreuzte Streben aus Rundstählen in den vertikalen Ebenen ausgesteift. In Manjil - im Epizentrum - zerissen die Kreuzstreben während des Bebens. Es entstand entstand ein System mit sehr geringer Horizontalsteifigkeit der Stützung, wie es bei Basisisolierungen angestrebt wird. Da nach dem Versagen der Kreuzstreben die Stabilitätsgrenze der Stützen noch nicht erreicht war, blieb die restliche Konstruktion unbeschädigt und betriebsfähig.

In Rudbar blieben am Boden auf Stahlbetonplatten gegründete zylindrische stählerne Treibstofftanks unverletzt, während benachbarte Mauerwerksbauten völlig zerstört wurden.

4. Hochbauten

4.1. Stahlleichthallen

Während der Exkursion konnten zwei Unternehmen der Leichtindustrie besichtigt werden, die starke Schäden erlitten, so daß der

Betrieb für längere Zeit eingestellt werden mußte. Die Mehrzahl der Produktionshallen bestand aus eingeschossigen Gebäude mit stählernen Zweigelenkrahmen als Tragsystem. Die Ausbildung der Rahmenecken war konstruktiv wenig günstig. Stabilisierungsverbände fehlten, die Stabilisierung wurde durch Mauerwerk und die sehr leichte Dachdeckung erreicht. Die Produktion war mit Nässe und dem Gebrauch chemischer Substanzen, die korrosionsfördernd wirken verbunden. Deutlich sichtbar war ein im Fußbereich durchgerostetes Stegblech eines Rahmenfußes. Trotz der genannten Mängel blieb die leichte Stahlkonstruktion weitgehend intakt. Ein Giebel samt Binder fiel nach außen um. Schäden traten an Mauerwerkswänden auf, auch dort, wo die nachgiebige Stahlkonstruktion mit dem steifen Mauerwerk in Widerspruch geriet. Das Beben verursachte ungleichmäßige Setzungen von mehreren Dezimetern im Bereich der Hallen wodurch weitere Schäden des Mauerwerks hervorgerufen wurden. Sie könnten mit unzureichender Verdichtung des Baugrundes beim Bau der Anlagen in Verbindung gebracht werden.

Einige Hallen bestanden aus nicht ausgesteiften Längswänden aus Mauerwerk mit aufgelegten Stahlfachwerkbindern ohne Verbände zur Übertragung von horizontalen Massenkräften des Daches zur Gründung. Sie erlitten infolge der Trägheitskrafte quer zu den Hallenlängswänden schwere Schäden. An den Giebelwänden zeigten sich die für wechselnde Horizontallasten typischen diagonalen Risse.

Die maschinelle Ausrüstung wurde vorwiegend durch Herausreißen der ungenügenden Verankerungen auf den Fundamenten unbrauchbar. Vergleichbares wurde auch von Drehrohröfen eines sonst nur unwesentlich beschädigten Zementwerkes berichtet.

4.2. Wohnhäuser und öffentliche Bauten

Die hohe Zahl von Opfern des Bebens wurde einerseits durch den Zeitpunkt des Bebens zur Nacht, andererseits durch ungenügende Erdbebensicherheit von Wohn- und öffentlichen Gebäuden verur-

sacht. Auch ein neu errichtetes Krankenhaus im Gebiet nahe dem Bebenzentrum wurde völlig zerstört.

In ländlichen Gegenden sind zahlreiche Lehm- bzw. Lehmziegelhäuser vorhanden. Sie sind meist eingeschossig, das Dach besteht aus hölzernen Stangen, die eine relativ schwere Lehmdecke tragen. Diese Dachkonstruktion besitzt keine Scheibenwirkung, die horizontale Trägheitskräfte auf die Giebelwände übertragen könnte. Im Epizentralgebiet wurden derartige Bauten total zerstört.

Die Verfügbarkeit von Walzstahl führt zu verbreiteter Anwendung von Stahlkonstruktionen im individuellen Wohnhausbau (Bild 5 und 6). Diese Bauten stellen einen beträchtlichen Teil des vorhandenen Wohnungsbestandes dar. Offensichtlich werden sie oft ohne ein eigentliches Bauprojekt von Bürgern und ihren Familien in Selbsthilfe errichtet. Qualifizierte Bauhandwerker und höher qualifizierte Fachleute sind an diesen Bauten wenig beteiligt, möglicherweise auch deshalb, weil sie der Bauherr nicht bezahlen könnte. Die Gebäude bestehen aus einem orthogonalen Skelett von Stützen, Riegeln und Deckenträgern. Die Wände werden aus Ziegelmauerwerk, oft nur 12 cm dick, die Decken und Dächer häufig als Kappengewölbe ausgeführt. In Dörfern und Kleinstädten überwiegen zweigeschossige Bauten. An größeren Straßen bleibt die Erdgeschoßvorderfront möglichst offen, um dort sichtbar Gewerbe - Werkstätten und Läden - treiben zu können. Als Folgerung aus den aufgetretenen Erdbebenschäden baut man beim Wiederaufbau in den lotrechten Wänden Kreuzverbände aus mehr oder weniger kräftigen Winkelstählen ein. Die beschriebene Bauweise hat naturgemäß keine historische Tradition. Sie weist eine Reihe grundsätzlicher Mängel auf.

* Die Konstruktion der Rahmenknoten (Bild 7) ist völlig ungenügend, oft sind auch die Schweißnähte von niedriger Qualität.
* Eine Rahmenwirkung wird nicht erreicht. Die Stabilisierung wird von Mauerwerkswänden übernommen, die bei Erdbeben versagen.

* Die Randträger der Kappengewölbe werden oft nicht gegen seitliches Ausweichen gesichert. Bei außergewöhnlichen Lasten geben sie nach, die herabfallenden Gewölbe bilden eine Lebensgefahr für die Bewohner.
* Die Übertragung von Trägheitskräften der Decken auf lotrechte Wandscheiben wird konstruktiv nicht gewährleistet,
* Die Qualität des Mauerwerks genügt nicht den für die Aufnahme und die Übertragung von Scheibenkräften zu stellenden Forderungen. Trümmer vom Beben zerstörter Häuser zeigen oft ein Haufwerk von Ziegeln ohne anhaftenden Mörtel.
* Bei offener Vorderfront des Hauses entsteht ein ⊓ - förmiger Erdgeschoßgrundriß, dessen elastisches Zentrum sich im Rücken des Bauwerkes befindet. Ungünstige hohe Torsionsbeanspruchungen aus den Trägheitskräften des Obergeschosses sind die Folge. Durch Kreuzverbände in den vorhandenen Wänden wird der genannte Mangel nicht beseitigt.

In den Städten Rudbar und Manjil haben Bauten dieses Typs weitgehend versagt, nicht selten brach auch das Stahlskelett mit dem Mauerwerk zusammen.
Der vorhandene umfangreiche Gebäudebestand dieser Art stellt eine hohe Gefährdung für die Bevölkerung bei zukünftigen Beben dar. Maßnahmen zur Sicherung solcher Wohnhäuser sind als vorrangige Aufgabe anzusehen.

Die Bebauung der Stadt Rasht vermittelt einen Eindruck guter Qualität, dennoch traten dort etwa 60 km vom Epizentrum entfernt, Gebäudeschäden auf. Sie können durch die besonderen Baugrundbedingungen und durch die in größerer Entfernung vom Epizentrum stärkere Ausbildung niederfrequenter Bodenbewegungen erklärt werden. Eine bleibende Schiefstellungen eines im Bau befindlichen gut ausgesteiften achtgeschossigen Stahlskeletthauses von 30 cm könnte diese Vermutung stützen.

Ein Stahlbetonskelettbau mit in die Decke einbezogenen Riegeln, der sich noch im Bau befand, wies keine wesentliche Horizontal-

steifigkeit auf (Bild 7). Es ist denkbar, daß infolge der großen Nachgiebigkeit während des Bebens größere horizontale Schwingwege auftraten. Bis auf einen Eckstiel blieben die Stahlbetonstützen unbeschädigt. Der eigentlich gering belastete Eckstiel im Erdgeschoß brach infolge des Anstoßens von Bauteilen des zusammengebrochenen benachbarten Bauwerks gleicher Art (Bild 8). Die aufgelagerten Decken behielten ihren Zusammenhang, sie brachen entlang der durch die Nachbarstützen bestimmten Felddiagonale. Hinsichtlich der Ausführungsqualität erscheint die mangelhafte Haftung des Betons an der Bewehrung, wie dies in Bild 8 sichtbar wird, als sehr bedenklich. Man kann annehmen, daß sie die Ursache für das unterschiedliche Verhalten der beiden benachbarten Bauten gleicher Konstruktion darstellt.

An Stahlbetonbauteilen anderer Gebäude wurden Schäden beobachtet, die ebenfalls vorwiegend auf unsachgemäße Herstellung und Qualitätsmängel zurückzuführen sind. Mangelnde Haftung des Betons an der Bewehrung, in Ringankern nur Rundeisen von sehr geringem Durchmesser oder auch fehlende Bügelbewehrung fallen an den in Trümmern liegenden Häusern auf. Es wird berichtet, daß Gebäude mit ordentlich bemessenem und ausgeführtem Ringanker sich während des Bebens gut verhielten.

Am Rathaus der Stadt, einem Bauwerk aus der Zeit der Jahrhundertwende, erlitten der Turm und auskragende Bauteile Schäden. Im Gebäudeinneren traten auch an Kappengewölben Schäden auf. Das Bauwerk blieb aber reparabel. Beim Wiederaufbau wurden auskragende Bauteile nicht wieder hergestellt.

5. Rutschungen und Setzungen

Das Erdbeben hatte im Gebirgsland zahlreiche Erdrutsche, Fälle von Bodenverflüssigung und Setzungen von Fundamenten zur Folge. Der größte Erdrutsch erfolgte in Rudbar. Er begann am Tag nach dem Hauptbeben und setzte 20 Millionen Kubikmeter Boden in Bewe-

gung. Landwirtschaftsbetriebe und Straßen wurden zerstört. Die unterhalb der Rutschung befindlichen Siedlungen sind durch die geringe Stabilität des Hanges gefährdet.

Auffällig zeigte sich ein Böschungsbruch an einer zerstörten Brücke. Diese überquerte eine Straße, die einen Hügel durchscheidet. Offenbar hatte der Durchstich durch den Hügel dem anstehenden Boden aus Lehm und Geröll soviel an Stützung genommen, daß während des Bebens die Böschungsstabilität nicht mehr ausreichte. Es bildete sich ein tiefer Spalt im Boden, die Stützmauer des Brückenwiderlagers wurden zerstört.

Auf Fundamentsetzungen wurde oben schon mehrfach hingewiesen. In einem Kraftwerk führten ungleichmäßige Setzungen eines Turbinenfundamentes zur Betriebsunfähigkeit des Aggregates.

Bodenverflüssigung wurde in zahlreichen Fällen festgestellt. Sie zeigte sich auch an häuslichen Schachtbrunnen, die sich mit Sand füllten.

6. Schlußbetrachtungen

Die oben beschriebenen Erdbebenfolgen zeigen, daß Menschen in ihrem Tun Gefahren für ihr Leben infolge seismischer Einwirkungen in bedeutendem Maße beeinflussen. Besonders in Großstädten wächst die Gefahr von Katastrophen infolge ungenügender Erdbebensicherheit des vorhandenen und neu errichteten Gebäudebestandes, infolge der Verletzlichkeit technischer Kommunikationen und der Verkehrswege sowie von lebenswichtigen Einrichtungen und Anlagen. Diese Aussage gilt besonders für Länder mit geringer Industrialisierung. Hohes Bevölkerungswachstum und unzureichende Mittel für die Sicherung von Gebäuden und die Entwicklung der Infrastruktur verstärken diesen Zustand.

Um die Gefährdung im nördlichen Persien zu reduzieren, erscheint die Entwicklung preiswerter erdbebensicherer Wohnhauskonstruktionen, die vom Bürger selbst errichtet werden können, als vordringliche Aufgabe. Gleichrangig dürfte die Entwicklung von Konstruktionen zur Sicherung und Verstärkung vorhandener Bauten einzuordnen sein. Solche Entwicklungen bedürfen zu ihrer Durchsetzung zusätzlicher ökonomischer Maßnahmen, um Hausbesitzer in die Lage zu versetzen, notwendige Sicherungsmaßnahmen auszuführen. Bei der Lösung dieser Aufgaben entsteht ein Wettlauf mit der Zeit, wobei die verfügbaren Zeiträume zufällig sind.

Vom Internationalen Institut für Erdbebeningenieurwesen und Seismologie in Teheran werden Informationsprogramme für die Bevölkerung durchgeführt, die Verhaltensnormen bei Erdbeben lehren aber auch kostengünstige verbesserte Hauskonstruktionen anbieten. Vom Forschungzentrum für Bauwesen in Teheran wurde 1988 eine moderne Vorschrift zur Berechnung und Konstruktion von Gebäuden in Gebieten mit hoher seismischer Gefährdung herausgegeben. Sie wird für Bauten wirksam, die nach geprüften Projekten errichtet werden.

Erfahrene Wissenschaftler und Ingenieure bemühen sich um die effektive Verminderung der Erdbebengefährdung. Sie können diese Aufgabe nur bei Aktivierung aller Kräfte der Gesellschaft lösen.

Die Internationale Dekade der UNO zur Katastrophenverhütung hat das Ziel, durch Zusammenwirken der Verantwortlichen in allen Staaten wirksamer zum Schutz von Menschenleben beizutragen. Insbesondere die Fachleute der Industrieländer sind aufgerufen, diese Bestrebungen zu unterstützen.

Literatur

[1] Maheri, M.R.: Performance of Semi-engineered and Engineered Buildings during the Manjil Earthquake of June 1990. First International Conference on Seismology and Earthquake-Engineering, Tehran 1991

[2] Maheri, M.R.: Response of Large Structures to Manjil Earthquake of June 1990. First International Conference on Seismology and Earthquake-Engineering, Tehran 1991

[3] Iranian Code for Seismic Resistant Design of Buildings. Building and Housing Research Center, Iranian Building Code Series, Publikation Nr. 82 Tehran 1990.

[4] Moinfar, A.A.; Naderzadeh, A.: The Manjil, Iran Earthquake of June 1990. Building and Housing Research Center, Publikation Nr. 119; Tehran 1990

[5] Underwood, C.R. Social and Cultural Faktors in Preparedness and Response: Public Health Lessons from the 1990 Earthquake in Iran. First International Cnference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran 1991.

Bild 5: Zerstörte Wohnbauten mit Stahlskelett.

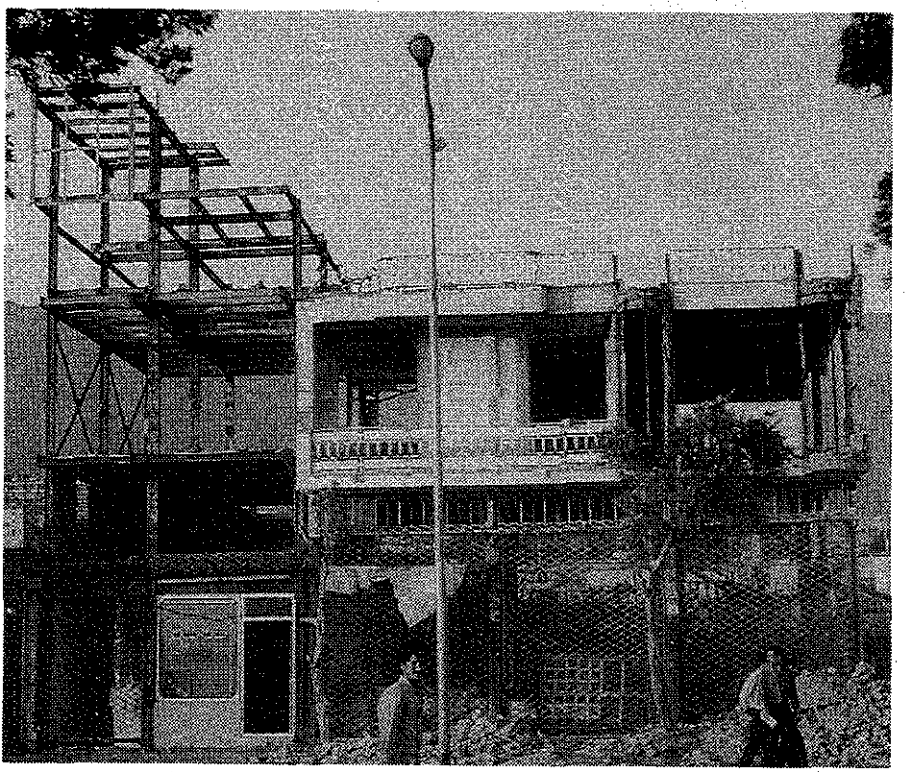


Bild 6: Zerstörte Wohnbauten mit Stahlskelett.
Keine Stabilisierung, mangelhafte Knoten, offene Vorderfronten, völlige Trennung von Stahl und Beton bei herabgestürzten Stahlbetonbauteilen
(Foto P. Bormann)

Bild 7: Vom Erdbeben während der Bauzeit beschädigter Stahlbetonskelettbau (Foto P.Bormann)

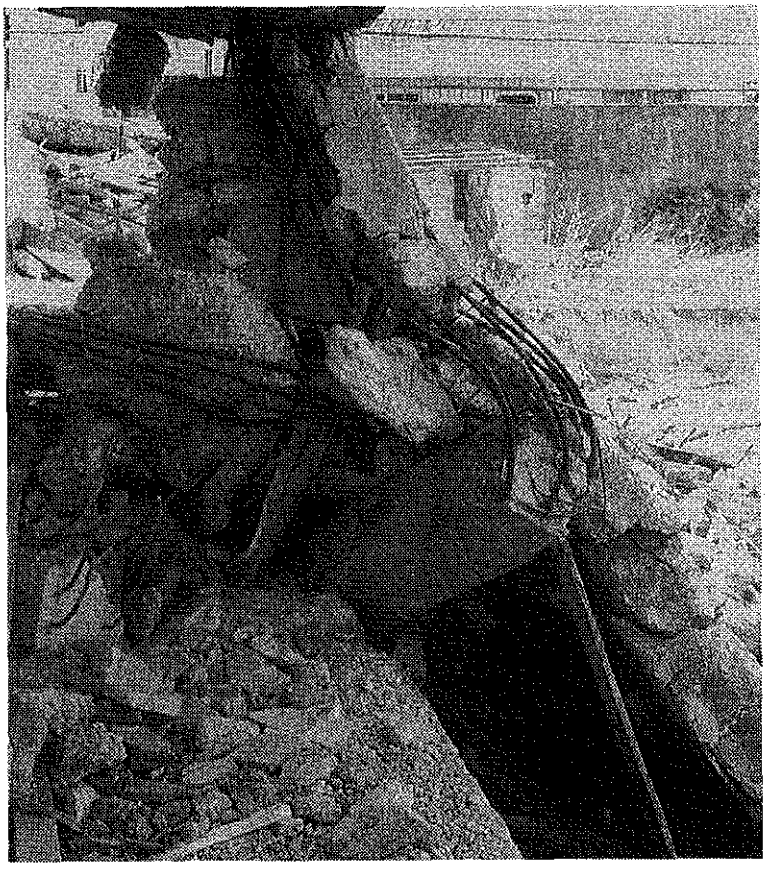


Bild 8: Durch Stoß von Trümmern des Nachbarhauses gleicher Konstruktion zerstörter Eckstiel des Gebäudes von Bild 7 (Foto P.Bormann)

Themenkomplex 2:

Normenentwicklung (Grundlagen und Bauweisen)

Aktuelle Probleme und Fragestellungen bei der Beschreibung der seismischen Einwirkungen in Erdbebenbaunormen

Jochen Schwarz
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Institut für Industrie und Spezialbau
Gottfried Grünthal & Birgit Schöbel
GeoForschungsZentrum, Potsdam

Die Diskussion um die Beschreibung der seismischen Einwirkungen ist im wesentlichen auf folgende Problemkreise zu konzentrieren / 1, 2/:

(1) Einschätzung der seismischen Gefährdung und Einteilung von Erdbebenzonen
(2) Ableitung von standortspezifischen Erregungsdaten und ihre zonenkonsistente Staffelung
(3) Anpassung der elastischen Einwirkungsgrößen an normengerechte Beschreibungsformen
(4) Überführung der elastischen Ausgangsdaten in Bemessungsgrößen
(5) Harmonisierung der Vorgehensweisen und Einwirkungsfestlegungen für Bauwerke unterschiedlicher Wertigkeit bzw. unterschiedlichen Risikopotentials

Fragestellungen und aktuelle Anforderungen, die sich aus den Problemkreisen (1), (2) und (3) für die Vereinheitlichung des Europäischen Normenwerkes (Eurocode 8 / 3/) ergeben, werden nachfolgend aufgegriffen und in praktischen Lösungsmöglichkeiten diskutiert. Es werden prinzipielle Vorgehensweisen vorgestellt und bewertet, die zu einer Harmonisierung der Vorschriftenelemente und der Auslegungsphilosophie beitragen könnnen.
Zu Problemkreis (4) sei auf den Beitrag von Keintzel in diesem Heft verwiesen / 4/. Problemkreis (5) erfährt durch Schwarz & Grünthal / 5/ eine weiterführende Behandlung.

1. Probleme bei der Vereinheitlichung der Zonenkarten

1.1 Einschätzung der seismischen Gefährdung

Die Seismizität einer Region kann in qualitativ unterschiedlicher Weise eingeschätzt werden. Folgende Vorgehensweisen sind zu unterscheiden:

(a) deterministisch, auf der Grundlage (einmalig) beobachteter oder maximal zu erwartender Intensitäten wie z.B. in DIN 4149 / 6/
(b) deterministisch, auf der Grundlage mehrfach beobachteter (maximaler) Intensitäten wie z.B. in StaBa 208/88 für das Gebiet der ehemaligen DDR / 7/ oder

(c) probabilistisch, auf der Grundlage von Aussagen über die Wahrscheinlichkeit des Auftretens bzw. Überschreitens makroseismischer Größen (Intensität oder Grundbewegung) wie z.B. in der Neufassung einer Vorschrift für die Erdbebengebiete in der der ehemaligen DDR (Saxo-Thuringische Provinz) / 8, 9/.

Die Karte der StaBa 208/88 basiert auf Karten maximal beobachteter Intensitäten für drei Zeitintervalle (1250 A.D.- 1499, 1500- 1749, 1750- 1985). Die aus der Überlagerung dieser Karten konstruierte Erdbebenzonierungskarte impliziert eine mittlere Wiederholungsperiode der ausgewiesenen Intensitäten von 250 bis 700 Jahren. Vorgehensweise (b) gestattet somit im Gegensatz zu (a) auch probabilistische Schlußfolgerungen.

Die gegenwärtige Diskussion zu den im Entwurf vorliegenden Grundlagenteilen des Eurocode 8 läßt erkennen, daß das deterministische Konzept und die probabilistische Vorgehensweise eine gleichrangige Bewertung erfahren. Der Anspruch einer realen Harmonisierung der Seismizitätsfestlegungen kann jedoch nur bei Einführung probabilistischer Gefährdungskarten erhoben werden.
Aussagen über die Größe der Intensität (oder Grundbeschleunigung) eines Gebietes sind an die Festlegung eines Referenzwertes der Wiederholungsperiode gebunden, die sich als Reziprokwert der jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit aus der Überschreitensrate P innerhalb einer definierten Nutzungsdauer (des Bauwerkes) ND ermitteln läßt (vgl. /2, 9/).

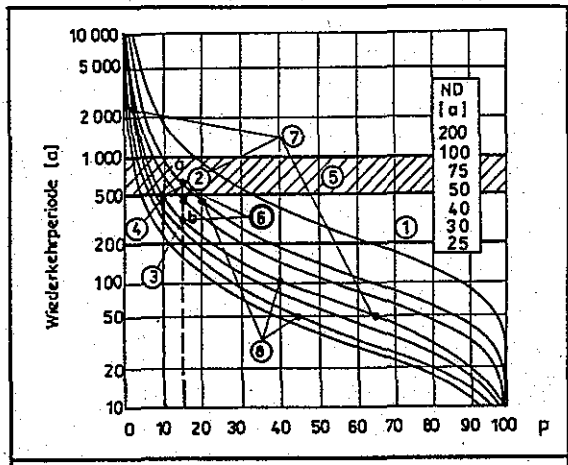
1.2 Festlegung des seimischen Gefährdungsniveaus

Die Harmonisierung der seismischen Zonierung erfordert bei probabilistischen Konzepten im Rahmen der Festlegung der Wiederholungsperiode oder jährlichen Auftretensrate des Bemessungsereignisses:

Standorte, für die die gleiche Intensität I ausgewiesen wurde, können ein unterschiedliches Gefährdungspotential besitzen, wenn dieser Intensität I verschiedene Wiederholungsperioden zugrunde liegen.

Wie der Vergleich ausgewählter Erdbebenvorschriften in Bild 1 verdeutlicht, sind international große Unterschiede bei der Festlegung des Gefährdungsniveaus zu verzeichnen. Unterschiede in den Auffassungen können aufgrund des funktionalen Zusamenhanges zwischen der veranschlagten Nutzungsdauer, der Überschreitenswahrscheinlichkeit P und daraus resultierenden Wiederkehrperiode T_P veranschaulicht werden.
Folgende Feststellungen sind zu treffen:

- Die notwendige Vereinheitlichung des europäischen Gefährdungsniveaus beschränkt sich in aktuellen Stellungnahmen zum EC8 auf die Vorgabe eines Intervalls der mittleren Wiederholungsperiode zwischen 500 und 1000 Jahren /10/.



Vorschrift	Nutzungsdauer [a]	p [%]	Wiederkehrper. [a]
① Österreich	-	-	≈ 200
②a) Schweiz (1986) b) (1988)	100	15	615 400
③ Venezuela	50	15	308
④ Kolumbien	50	10	475
⑤ EUROCODE 8 (Stellungnahme 1991)	-	-	500 bis 1000
⑥ DDR	50 100	15	308 615
⑦ China	50	2 10 63	2475 475 50
⑧ Kostarika	100 50 30	20 40 45	≈ 500 ≈ 100 ≈ 50

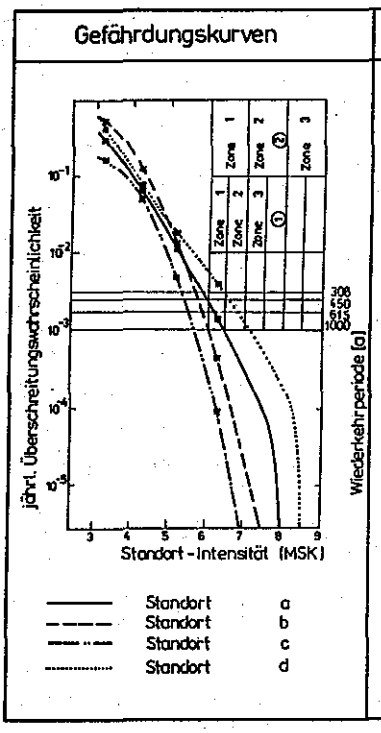
Bild 1 Festlegung des Gefährdungsniveaus in ausgewählten Erdbebenbaunormen

- In einigen Vorschriften werden Bemessungsereignisse unterschiedlicher Wiederholungsperiode definiert, die auf die konsequente Umsetzung der Auslegungsphilosophie ausgerichtet sind bzw. die Unterschiede in der Bauwerkswertigkeit berücksichtigen sollen.
- Die im Rahmen der Arbeiten für die Neufassung einer Erdbebenvorschrift für das Gebiet der DDR erarbeiteten Gefährdungskarten mit den Wiederholungsperioden von 615 bzw. 308 Jahren ordnen sich hinsichtlich der Ausgangsparameter in den Bereich moderner Baunormen ein.

Für die Festlegung eines in Europa einheitlichen Gefährdungsniveaus kann eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 15 % in 100 Jahren (mittlere Wiederholungsperiode von 615 Jahren) angeregt werden:

- Nur so lassen sich die Probleme der Angleichung der Zonierungskarten an den Staatsgrenzen einer Lösung zuführen.
- Nur so können ungerechtfertigte regionale Wettbewerbsverzerrungen verhindert werden.
- Nur so kann die relative Häufigkeit potentiell schadenverursachender Beben und potentieller Erdbebenregionen in der Zonierungsprozedur berücksichtigt werden.
- Nur so können realistische Langzeitprognosen gegeben und mögliche Verlagerungen des Seismizitätsgeschehens erfaßt werden.

Die Vorteile der probabilistischen Herangehensweise gegenüber dem Konzept maximal beobachteter Intensitäten sind unbestreitbar.



Erdbebenzonen

• Prinzip der Zoneneinteilung

Zone	Variante ①*)	Variante ②
1	I_S = 6,0 - 6,5°	I_S = 6,0 - 7,0°
2	I_S = 6,5 - 7,0°	I_S = 7,0 - 8,0°
3	I_S = 7,0 - 7,5°	I_S = 6,0 - 9,0°
4	I_S = 7,5 - 8,0°	I_S ≥ 9°

*) entspricht im wesentlichen dem Vorschlag für die Neufassung einer Erdbebenvorschrift

• Einordnung ausgewählter Standorte in die Erdbebenzonen

Gefährdungskurve	V	Wiederkehrperiode [a]			
		308	450	615	1 000
———	①			1	1
	②			1	1
– – –	①				1
	②				1
—·—·—	①				
	②				
·····	①	1	1/2	2	3
	②	1	1	1	2

Bild 2 Zusammenhang zwischen Gefährdungsniveau und Zoneneinteilung

1.3 Einteilung eines Gebietes in Erdbebenzonen

Die Einteilung von Erdbebenzonen erfolgt auf der Grundlage von Gefährdungskarten. Das durch die Zonenkarte vermittelte Gefährdungsniveau ist bei probabilistischen Konzepten durch die gewählte Referenzwiederholungsperiode der zugrunde gelegten Gefährdungskarte festgelegt.
Am Beispiel von typischen Gefährdungskurven für Standorte geringer bzw. moderater Seismizität in der Saxo-Thuringischen Provinz wird in Bild 2 untersucht, welchen Einfluß das Gefährdungsniveau auf die Einstufung der vier Standorte in Erdbebenzonen nimmt.
Bei Staffelung der Erdbebenzonen um einen halben (Variante 1) bzw. ganzen Intensitätsgrad (Variante 2) lassen sich für mittlere Wiederholungsperioden zwischen 308 und 1000 Jahren folgende Feststellungen treffen:

- Im größten Teil des Untersuchungsgebietes ergibt sich erst bei Wiederholungsperioden größer 500 Jahre eine für die Baupraxis relevante Widerspiegelung einer Erdbebengefährdung.

- Standorte mit moderater seismischer Gefährdung (Kurve d) erweisen sich gegenüber der Zoneneinteilung als sensibel. Die Entscheidung zwischen einer Wiederholungsperiode von 615 oder 1000 Jahren wäre beispielsweise gleichbedeutend mit der Einordnung in unterschiedliche Erdbebenzonen.
- Bei Standorten geringer seismischer Gefährdung ist die Wahl der Wiederholungsperiode innerhalb des betrachteten Intervalls von bedeutend geringeren Einfluß auf die Zonenzuordnung.

Bei der Einteilung der Erdbebenzonen ist vorab zu klären, welchen Detaillierungsgrad die Zonenkarte besitzen soll. Erdbebenzonen sind so zu staffeln, daß eine sinnvolle Differenzierung und Zuordnung der Einwirkungsgrößen möglich ist. Als maßgebendes Entscheidungskriterium sollte die seismische Aktivität des Untersuchungsgebietes herangezogen werden.

In den Normen für deutsche Erdbebengebiete kamen bislang Halbgrad-Abstufungen der makroseismischen Intensität (MSK) zur Anwendung. Da sich die Definition von Erdbebenzonen auf Intervalle zwischen ganzzahligen Intensitäten beziehen sollte, erscheint für EC 8 die Vorgabe von vier Zonen sinnvoll:

- Zone 1: I= VI - VII
- Zone 2: I= VII - VIII
- Zone 3: I= VIII - IX
- Zone 4: I > IX

Am Beispiel der probabilistischen Gefährdungskarte für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 15 % in 100 Jahren (Wiederholungsperiode von 615 Jahren) wird in Bild 3 der Einfluß des Zonierungsprinzips veranschaulicht.
Unter Verwendung der probabilistischen Gefährdungskarte lassen sich die Zonenkonturen nach unterschiedlichen Einteilungskriterien problemlos ableiten. In Bild 3 werden dargestellt:

- die Zonenkarte nach dem 1. Entwurf einer neuen Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR / 8, 9/
- die Zonenkarte nach dem Einteilungsprinzip der DIN 4149
- die Zonenkarte nach dem für Eurocode 8 vorgeschlagenen Einteilungsprinzip

Die Karten in Bild 3 zeigen den Einfluß des Zoneneinteilungsprinzips. Nicht erfaßt werden Unterschiede, die aus der Vorgehensweise der Gefährdungseinschätzung erwachsen können. Intensitätsunterschiede für das Gebiet der ostdeutschen Länder lassen sich mit den Karten nach Vorgehensweisen (b) und (c) sowie der erweiterten Karte der DIN 4149 nach Vorgehensweise (a) im Detail diskutieren/ 2, 5/.

Die qualitativen Unterschiede zwischen den resultierenden Karten sind so gravierend, daß ein "Kompilieren" von Zonenkarten, die nach unterschiedlichen Vorgehensweisen entwickelt wurden, prinzipiell auszuschließen ist.

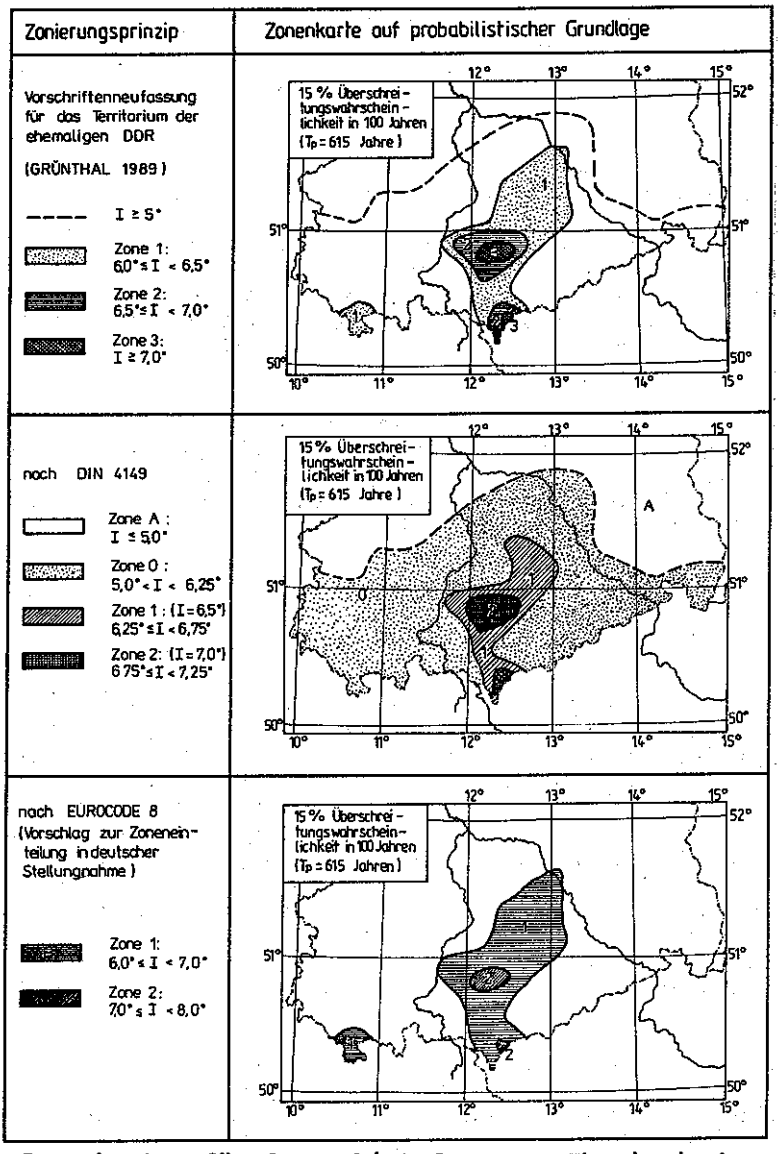


Bild 3 Zonenkarten für das Gebiet der Saxo-Thuringischen seismischen Provinz auf der Grundlage probabilistischer Gefährdungskarten (in Abhängigkeit vom gewählten Einteilungskriterium)

Die Unterschiede zwischen den Karten belegen die Notwendigkeit, den vorhandenen Ermessens- und Entscheidungsspielraum einzugrenzen und durch (künftig europaweit) abgestimmte Festlegungen zu regeln.

2. Probleme bei der Aufbereitung zonenkonsistenter Einwirkungsgrößen

2.1 Ergebnisse der statistischen Auswertung für das Gebiet der neuen Bundesländer

Bei der Erarbeitung einer Erdbebenvorschrift für das Territorium der ehemaligen DDR wurde entschieden, durch Einführung intensitäts- und untergrundbezogener Entwurfsspektren eine (für Erdbebenbaunormen) qualitativ neuartige Korrepondenz zwischen der Zonenkarte und den zugeordneten Erdbebeneinwirkungen zu erreichen / 8, 11/.
Zur Ableitung standortrepräsentativer Strong- Motion- Aussagen und Entwurfsspektren wurden vorwiegend Daten norditalienischer Erdbeben herangezogen /12/. Die ausgewählten Komponenten wurden vier Intensitäts- und jeweils drei Untergrundklassen zugeordnet. Insgesamt wurden zwölf Datengruppen ausgewertet.

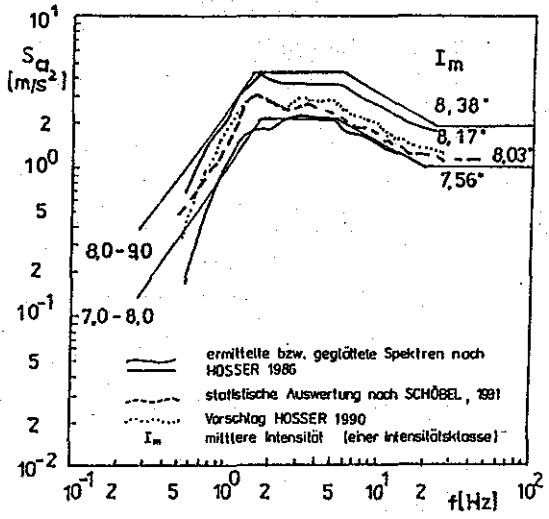


Bild 4

Vergleich der Spektren für alluviale Untergrundbedingungen und Intensitätsklasse I= 6.5-7.4° bzw. I= 6.0- 7.0°

Die Vorgehensweise orientierte dabei auf den in /13/ zugrunde gelegten Einteilungskriterien, die in modifizierter Form auch in /14/ zur Anwendung kommen.
Infolge dieser unterschiedlichen Auswertungen stehen für deutsche Erdbebengebiete mehrere Spektrenvorschläge zur Verfügung, die als wesentliche Vorarbeit zur Einführung des EC 8 zu betrachten sind. Unterschiede zwischen den Auswertungen bestehen

- in der Zuordnung der Erdbebendaten zu den Intensitäts- bzw. Untergrundklassen,
- in der Anzahl der ausgewerteten Komponenten und
- in der Wahl der Intensitätsmitten (5°, 6°, 7°, 8° Auswertung Schöbel gegenüber 6.5°, 7.5°, 8.5° Auswertung Hosser).

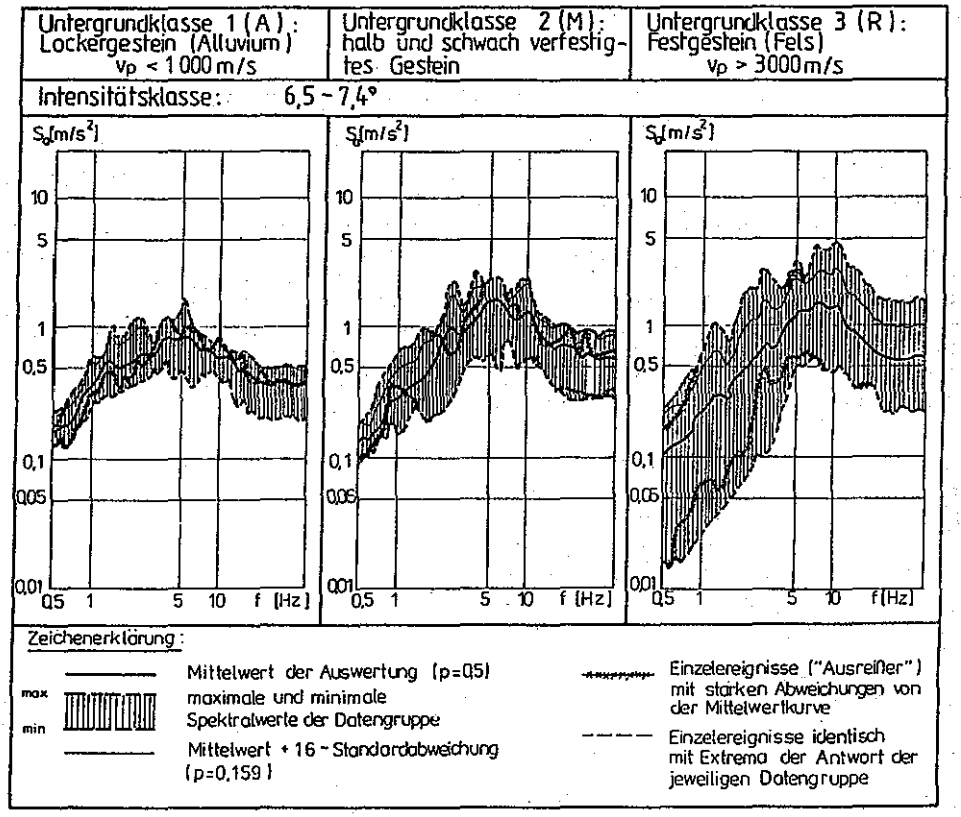


Bild 5 Umhüllende der Spektrenauswertungen für die Datengruppen der Intensitätsklasse I= 6.5 -7.4°

Bild 4 zeigt Verläufe der gemittelten Entwurfspektren der Intensitätsklasse 6.5° bis 7.4° (Schöbel /12/, Hosser /14/) bzw. die gemittelten und geglätteten Entwurfsspektren der Intensitätsklassen 7.0°- 8.0° und 8.0°- 9.0° (Hosser /13/) für Untergrundklasse 1 (Lockergestein; Alluvium). Zwischen den Spektren ist (trotz der bestehenden Unterschiede in der Anzahl der ausgewerteten Komponenten und der Datenzusammensetzung) eine gute Übereinstimmung zu konstatieren. Wie weitergehende Untersuchungen in /11, 15/ verdeutlichen, bestehen zwischen den Spektren anderer Intensitäts- und Untergrundklassen teilweise signifikante Unterschiede, die in ihren Ursachen zu klären sind und eine kritische Position zum Konzept der intensitätsbezogenen Spektren erfordern.

Die statistische Streuung der Spektralamplituden wurde in /12, 16/ durch die frequenzabhängige Darstellung (Spektren) der Standardabweichung verdeutlicht.

Die Spanne der inhärenten Streuung der Spektralamplituden wird in Bild 5 in Form der Umhüllenden der maximalen und minimalen Spektralwerte der drei bodenbezogenen Datengruppen innerhalb von Intensitätsklasse 6.5 bis 7.4° gekennzeichnet. Neben den Spektren der Umhüllenden werden auch die Spektren von Einzelereignissen eingetragen, die als "Ausreißer" wesentlich diese Extrema prägen. Bemerkenswert ist die Streuung der Spektralamplituden in den Untergrundklassen für mitteldichte bzw. felsige Bedingungen.

Im Falle allgemeiner Hochbauten sind bezogen auf die elastischen Entwurfspektren folgende Vereinfachungen üblich:

- Spektren werden nur für eine Referenzdämpfung bereitgestellt (allgemein für 5 % Dämpfung wie auch in Bild 4 und den statistischen Auswertungen).
  Zur Anpassung an die vorhandenen Bedingungen kann ein Dämpfungsfaktor eingeführt werden (wie z.B. in EC 8 der Faktor η).
- Spektren werden nur für die horizontalen Erdbebenkomponenten bereitgestellt.
  Die Berücksichtigung der Vertikalkomponente erfolgt (wenn überhaupt gefordert) als Prozentsatz der Horizontalerregung (50 bis 70 %). Eine Differenzierung der Spektren für die orthogonalen Horizontalkomponenten ist nicht üblich.
  Der Nachweis der Erdbebensicherheit erfolgt für die Einwirkungsrichtungen mit einem qualitativ unveränderten Spektrum.

In Vorbereitung der Neufassung einer Erdbebenbaunorm wurden im Rahmen der statistischen Auswertungen separate Untersuchung der Vertikalkomponenten durchgeführt und Spektren für unterschiedliche Dämpfungsparameter ermittelt. Aufbereitet wurden

- Spektren (Mittelwert und 84,1 Percentile) für 0.5, 2, 5, 7 und 10 % kritische Dämpfung
- Spektren der Vertikalkomponenten in den vier Intensitäts- und drei Untergrundklassen.

Aus den Ergebnissen wurden Spektrenrelationen abgeleitet, die den Einfluß der Dämpfung und der Einwirkungsrichtung verdeutlichen. Bild 6 veranschaulicht die Frequenzabhängigkeit und Größenordnung der ermittelten Spektrenrelationen in Abhängigkeit von der Intensitäts- bzw. Untergrundklasse.

Bezüglich des Dämpfungsbeiwertes r_D ist ein direkter Vergleich mit der Vorgehensweise und dem eingeführten Korrekturfaktor η nach EC8 möglich. Bezüglich der Relation zwischen den Horizontal- und Vertikalspektren kann auch eine Wertung der Vorgabe in DIN 4149 vorgenommen werden. Folgende Feststellungen sind zu treffen:

- Der Korrekturfaktor η, der sich auf den maximalen Verstärkungsbereich bezieht, führt bei geringer Dämpfung zu konservativen Ergebnissen, tendiert jedoch bei einer Dämpfung größer 5 % zur Unterschätzung des Amplitudenverhaltens.

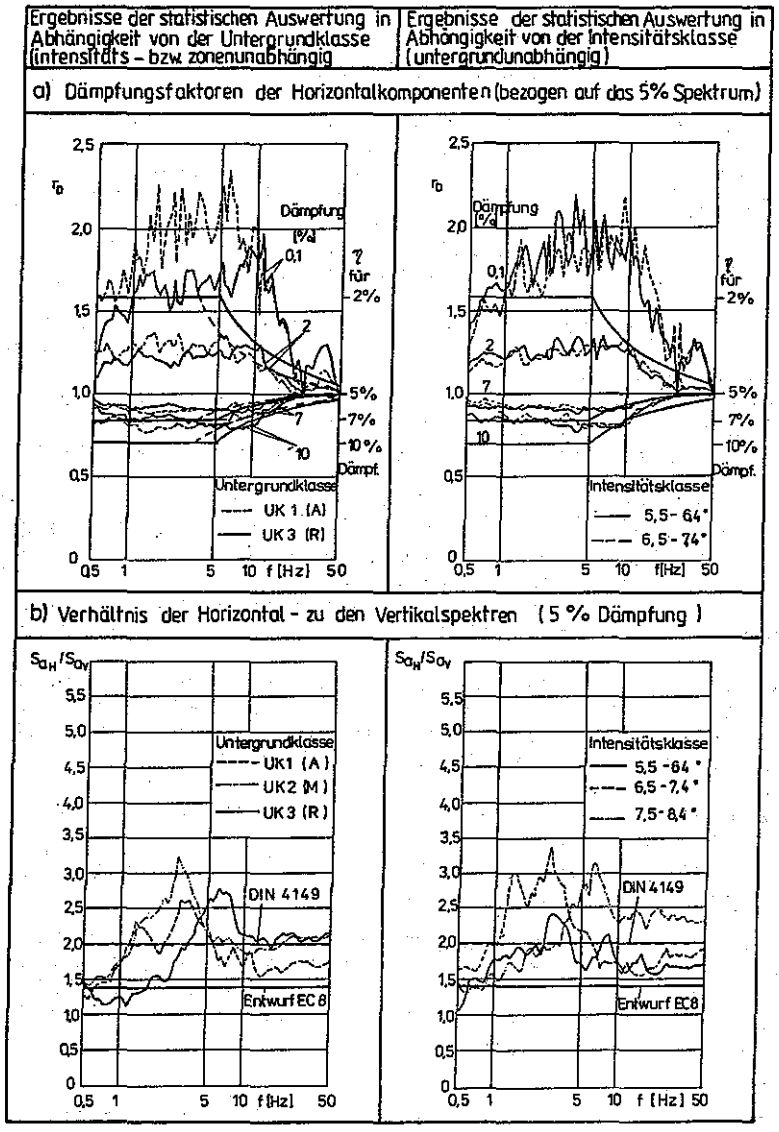


Bild 6 Vergleich der Relationen zwischen Spektren unterschiedlicher Dämpfung und Einwirkungsrichtung

- Die Festlegung $S_{a,H}$ / $S_{a,V}$ = 1.4 in EC8 liegt auf der sicheren Seite.
- Die Vorgabe der DIN 4149 bewegt sich im Bereich der Ergebnisse der statistischen Auswertung, kann bei steifen Bauwerken jedoch zu einer Unterschätzung der zu erwartenden Einwirkungen führen.
- Wie auch die Kurven der Relationen zwischen Horizontal- und Vertikalspektren veranschaulichen, sind die Spektren der beiden Einwirkungsrichtungen qualitativ unterschiedlich.
  Der Einfluß von Untergrund und Erdbebenintensität spiegelt sich signifikant wider.

2.2 Besonderheiten intensitätsbezogener Entwurfsspektren

Spektrenrelationen, wie sie beispielsweise in Bild 6 zur Kennzeichnung des Einflusses der Dämpfung bzw. Einwirkungsrichtung abgeleitet werden, erweisen sich als aussagefähig, um die Spezifik der statistisch ermittelten Entwurfsspektren herausarbeiten bzw. um den Näherungscharakter der in Baunormen verankerten Faktoren bewerten zu können.

Zur Verdeutlichung der qualitativen Besonderheiten der Spektren werden intensitäts- und untergrundbezogene Vergrößerungsfaktoren eingeführt und den Kenngrößen der Normspektren für allgemeine Hochbauten gegenübergestellt.
Folgende Relationen sind von besonderem Interesse:

- Relation zwischen den Spektren unterschiedlicher Intensität (Erdbebenzone) innerhalb einer Bodenklasse (zur Ableitung des intensitätsbezogenen Vergrößerungsfaktors r_I),
- Relation zwischen den untergrundbezogenen Spektren und dem Felsspektrum innerhalb einer Intensitätsklasse (zur Ableitung des untergrundbezogenen Vergrößerungsfaktors r_s).

Im Zusammenhang mit den Arbeiten zur Neufassung einer Erdbebenvorschrift für das Territorium der ehemaligen DDR wurden die Spektrenrelationen auch herangezogen, um die Plausibilität der geglätteten Spektrenverläufe zu beurteilen. Es sei in diesem Zusammenhang auf die Untersuchungen von Schwarz / 1, 11/ und Schwarz & Grünthal / 2/ verwiesen.

3. Probleme bei der Überführung von Spektren aus statistischen Auswertungen in normgerechte Beschreibungsformen

Bei der Überführung der aus statistischen Auswertungen aktueller Erdbebenregistrierungen ermittelten Spektren in die Normspektrenrepräsentation, die gegenwärtig für den Eurocode 8 in / 3/ vorgeschlagen wird, sind prinzipiell zwei Bearbeitungsstufen zu unterscheiden:

Bearbeitungsstufe 1 beinhaltet die Glättung der ermittelten Spektrenkurven (Linearisierung im vierfach logarithmischen Koordinatensystem).
Sie sollte auf die Wahrung der Spektrumspezifik ausgerichtet sein, kann jedoch wesentliche Merkmale der Normspektren (konstanter Vergrößerungsbereich der Beschleunigung) bereits berücksichtigen. Bezogen auf die Relationen zwischen den Untergrund- und Intensitätsklassen sollten die Ergebnisse widerspruchsfrei sein. Diese Forderung kann deutliche Modifikationen der Ausgangsspektren zur Folge haben.

Bearbeitungstufe 2 beinhaltet die weitere Anpassung der geglätteten Spektren an die allgemeine Normenspektrenform, die durch Kenngrößen, Kontrollperioden oder Skalierungsparameter beschrieben ist.

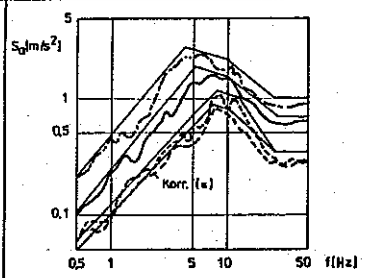
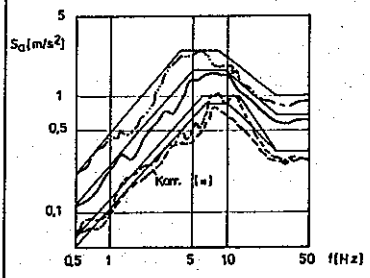
Bestehende Probleme der Spektrenglättung und der Überführung der intensitäts- und untergrundbezogenen Ergebnisse in die Normspektrenform des Eurocode 8 sollen nachfolgend angedeutet werden.

3.1 Glättung der Ergebnisse statistischer Auswertungen

Für die Mittelwertspektren (5 % Dämpfung) der statistischen Auswertungen wurde jeweils zwei mögliche Glättungsvarianten ermittelt. Durch Glättungsvariante 1 soll ein enger Bezug zu den Spektren gewährleistet werden. Spektren der Glättungsvariante 2 weisen einen konstanten Vergrößerungsbereich der Beschleunigung und die gleiche Spektrenform für alle Intensitäts- und Untergrundklassen auf. Sie erfüllen wesentliche Zielstellungen der zweiten Bearbeitungsstufe.
Bild 7 vermittelt am Beispiel der Untergrundklasse 2 (M) einen Eindruck von der gewählten Vorgehensweise und den Ergebnissen der Glättungsvarianten. Die mit (korr) gekennzeichneten Spektren beziehen sich auf eine veränderte Zusammensetzung der Datenbasis, in der vorhandene Doppelzuweisungen der Auswertung /12/ eliminiert wurden. Die aus den geglätteten Spektren abgeleiteten Kontrollperioden und zugehörigen Spektralbeschleunigungen sind ebenfalls Bild 7 zu entnehmen.

Aus den Glättungsvarianten 1 und 2 wurden die intensitätsbezogenen Spektrenrelationen r_I und die untergrundbezogenen Relationen r_s berechnet. In Bild 8 werden folgende Spektren der Vergrößerungsfaktoren aufbereitet:

- Spektren der Vergrößerungsfaktoren r_I bezogen auf die Bezugsintensitäten 6° und 7° in den beiden Glättungsvarianten (G_1, G_2)
- Spektren der Vergrößerungsfaktoren r_s innerhalb der drei Intensitätsklassen bezogen auf die Felsspektren der beiden Glättungsvarianten
  Es ergeben sich vier Verläufe der Spektrenrelation (Vorzugsvariante G_2/ G_2), die mit den Bodenfaktoren der DIN 4149 direkt vergleichbar sind.

Untergrundklasse	Glättungsvariante 1	Glättungsvariante 2
Uk 2 (M) halb- und schwachverfestigte Sedimente		

I	I_m	f_D	$S_{a,50}$	f_C	$S_{a,50}$	f_B	$S_{a,50}$	f_A	$S_{a,50}$	f_D	$S_{a,50}$	f_C	$S_{a,50}$	f_B	$S_{a,50}$	f_A	$S_{a,50}$
5,5-6,4	5,88*	0,5	0,06	8,0	1,2	12,5	1,0	25	0,35	0,5	0,06	6,0	1,0	12,5	1,0	25	0,35
	5,91	0,5	0,05	7,0	0,85	10	0,8	25	0,35	0,5	0,05	6,0	0,85	10	0,85	25	0,35
6,5-7,4	6,90*	0,5	0,11	5,0	1,8	10	1,5	25	0,70	0,5	0,11	5,0	1,7	10	1,7	25	0,70
7,5-8,4	7,90*	0,5	0,20	4,0	2,7	10	2,2	25	1,00	0,5	0,20	4,0	3,0	8,0	3,0	25	1,0

Bild 7 Glättungsvarianten der statistischen Auswertung

Die Unterschiede zwischen den Kurven verdeutlichen den Einfluß der Spektrumglättung.

Unter Verwendung dieser Faktoren (auch im Sinne eines Entscheidungshilfsmittels) ist festzustellen, daß die Ergebnisse der Auswertung nicht in jedem Falle direkt übernommen werden können. Insbesondere die Relation zwischen den Untergrundklassen 2 und 3 bedarf einer kritischen Prüfung (r_s kleiner 1.0).
Es können Modifikationen erforderlich werden, die der Tendenz der Auswertung entgegenlaufen und in Frage stellen.

3.2 Vorgehensweisen zur Anpassung an normgerechte Beschreibungsformen

Zur Überführung der geglätteten Spektren in die Normspektrumrepräsentation (Bearbeitungsstufe 2) stehen zwei prinzipielle Vorgehensweisen zur Verfügung:

Vorgehensweise 1 bezieht sich unmittelbar auf die geglätteten Spektren der Auswertung und faßt den Spektralwert über der Kontrollfrequenz von 20 bzw. 25 Hz als Einhängewert ("Quasi-Grundbewegung") auf.
Vorgehensweise 1 ist durch folgende Bearbeitungsschritte gekennzeichnet (Klammerangaben entsprechen Bezeichnungen in EC 8):

- Der maximale Vergrößerungsfaktor c (β_o) ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen dem maximalen Spektralwert und der fiktiven Einhängebeschleunigung.

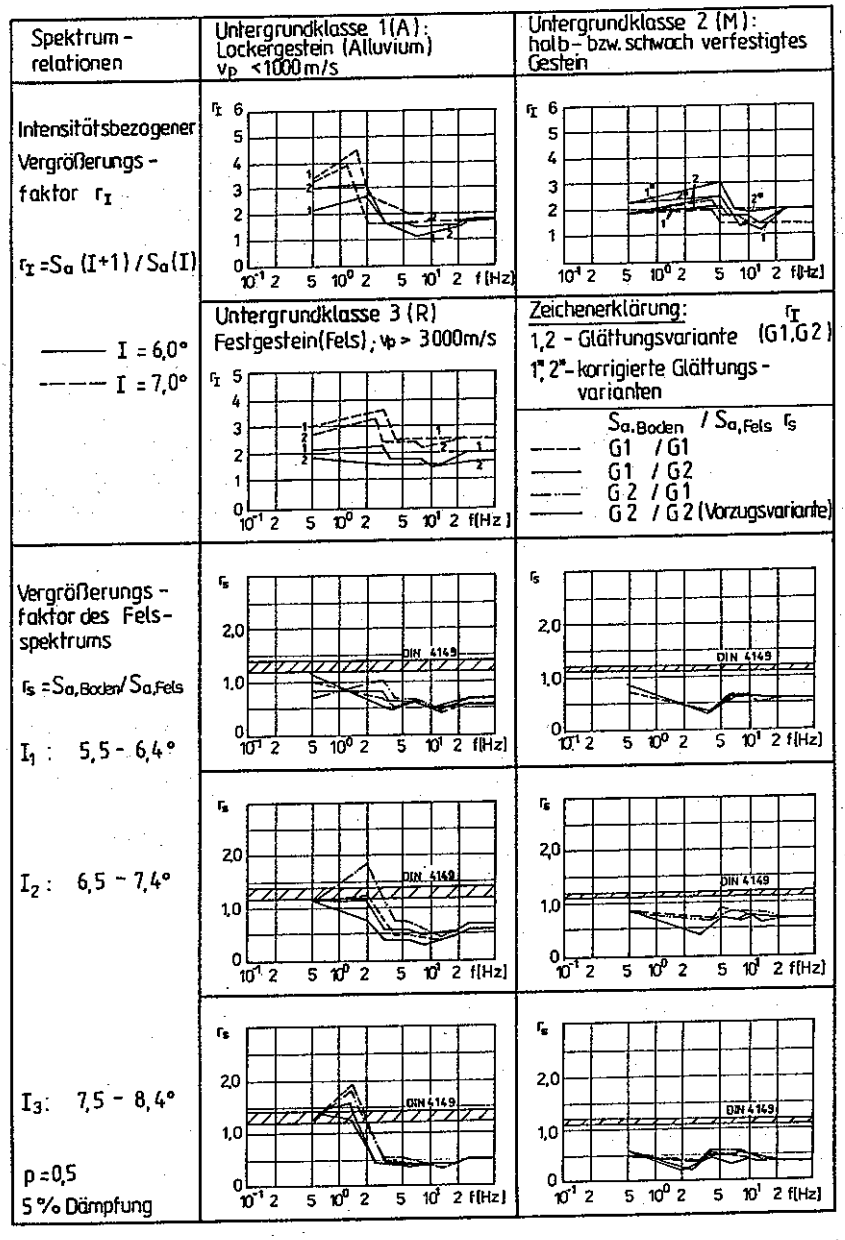


Bild 8 Spektren der Vergrößerungsfaktoren für die geglätteten Mittelwertspektren der statistischen Auswertung

- Der Exponent r (k) folgt aus der logarithmischen Interpolation zwischen den Periodenkontrollpunkten von T_2 und T= 2.0 s.
- Auf die Einführung eines Bodenfaktors wird verzichtet, da sich der spezifische Einfluß der Untergrundbedingungen in den Kontrollperioden, den Vergrößerungsfaktoren und der "Quasi-Grundbewegung" widerspiegelt.

Vorgehensweise 2 orientiert wesentlich strenger auf eine Harmonisierung der Ergebnisse statistischer Auswertungen mit den Vorgaben aus dem Entwurf zum EC 8 und wird durch Hosser, Keintzel & Schneider /14/ vorgelegt. Bei der Überführung der Ergebnisse in die Normspektrenform wird generell der maximale Vergrößerungsfaktor β_o mit einem Wert von 2.5 zugrunde gelegt. Vorgehensweise 2 ist durch folgende Bearbeitungsschritte gekennzeichnet:

- Aus den maximalen Spektralwerten für den festen Untergrund und diesem Vergrößerungsfaktor wird die Grundbeschleunigung abgeschätzt ($a= S_{a,max}/ \beta_o$).
  Die Grundbeschleunigung wird der Periode T= 0 zugeordnet.
  (In dezimaler Darstellung wird ein linearer Verlauf zwischen T_1 und T= 0 vorgesehen.)
- Der Exponent (k) ergibt sich analog zu Vorgehensweise 1 zwischen den Perioden T_2 und T= 1.0 s.
- Der Bodenfaktor S folgt aus der Relation der maximalen Spektralwerte zu den Bezugswerten für felsige Untergrundbedingungen.

Es ist anzumerken, daß mit dieser Vorgehensweise die Ergebnisse statistischer Auswertung (Spektralbewegungsgrößen) in fiktive Faktoren überführt werden. Vorgehensweise 2 läßt somit unterschiedliche Realisierungen zu. Modifizierte Varianten könnten von Faktoren β_o= 2.0 oder 3.0 ausgehen und sich in veränderten Beschleunigungswerten äußern.

Es kann gezeigt werden, daß beide Vorgehensweisen zu vergleichbaren Resultaten führen /15/.

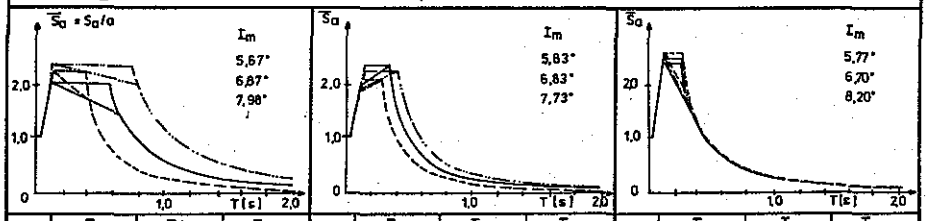
Aus den (auszugsweise in Bild 7 tabellarisch aufgeführten) Spektrenkontrollwerten werden nach Vorgehensweise 1 mögliche normenorientierte Darstellungen abgeleitet. Ergebnisse werden in Bild 8 vorgestellt. Sie beziehen sich auf eine Zwischenversion der von Schöbel durchgeführten Datenauswertung /12/ und auf die Glättungsvariante 1 (nach Bearbeitungsstufe 1).

Folgende Feststellungen können getroffen werden:

- Gegenüber der üblichen Parameterfestlegung bestehen signifikante Unterschiede.
  Der in der Regel durch die Kontrollperioden T_1 und T_2 vorrgegebene Bereich konstanter und maximaler Vergrößerung der Grundbeschleunigung ist in erster Linie Ergebnis der Glättung (Bearbeitungsstufe 2) und demzufolge nur eine von mehreren Möglichkeiten.

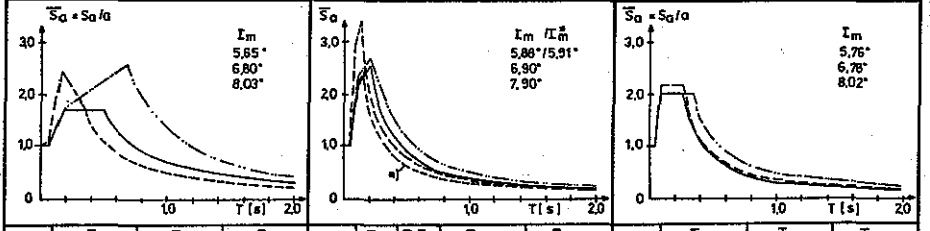
Untergrundklasse 1 (A): Lockergestein (Alluvium) v_P < 1000 m/s	Untergrundklasse 2 (M): halb - bzw. schwach verfestigtes Gestein	Untergrundklasse 3 (R): Festgestein (Fels) v_P > 3000 m/s

Glättungsvariante nach SCHÖBEL, 1989 (Version des Zwischenberichtes)



	I_1	I_2	I_3		I_1	I_2	I_3		I_1	I_2	I_3
a[m/s²]	0,40	0,60	1,10	a[m/s²]	0,80	1,50	3,10	a[m/s²]	0,35	0,60	1,00
C_1	2,25	2,00	2,36	C_1	1,875	2,00	1,935	C_1	2,65	2,50	2,60
C_2	1,625	1,42	2,00	C_2	2,125	2,40	2,26	C_2	1,62	1,50	1,80
T_1	0,10	0,095	0,095	$T_1(T_1^*)$	0,1 (0,123)	0,1 (0,13)	0,1 (0,13)	T_1	0,10	0,10	0,10
$T_2(T_2^*)$	0,40 (0,35)	0,625 (0,535)	0,77 (0,71)	T_2	0,28	0,33	0,40	$T_2(T_2^*)$	0,33 (0,24)	0,33 (0,24)	0,33 (0,23)
r	2,26	2,21	2,16	r	2,12	2,20	2,21	r	1,80	1,80	1,82

Glättungsvariante (G_1) auf Grundlage des aktualisierten Abschlußberichtes



	I_1	I_2	I_3		I_1	I_1^*	I_2	I_3		I_1	I_2	I_3
a[m/s²]	0,35	0,60	1,20	a[m/s²]	0,35	0,35	0,70	1,00	a[m/s²]	0,60	1,00	2,50
C_1	2,42	1,66	1,66	C_1	2,86	2,29	2,14	2,20	C_1	2,16	2,00	2,00
C_2	1,71	1,66	2,5	C_2	3,43	2,43	2,57	2,70	C_2	2,16	2,00	2,00
T_1	0,15	0,16	0,16	T_1	0,08	0,10	0,10	0,10	T_1	0,08	0,08	0,08
T_2	0,33	0,50	0,66	T_2	0,125	0,14	0,20	0,25	T_2	0,25	0,25	0,25
r	1,20	1,37	1,63	r	1,08	1,07	1,21	1,29	r	1,41	1,31	1,41

Bild 9 Abgeleitete Normspektrumrealisationen

- Der Exponent r (k in EC8) liegt deutlich über dem Wert von 1.0, der allgemein in Normen verankert ist.
- Die Breite der möglichen Ergebnisse und Zuordnungen sollte sich in einer ausreichend großzügigen Zoneneinteilung (Eingradabstufung der Intensität) niederschlagen.

Die Schwierigkeit einer sinnvollen Verallgemeinerung der ausgewerteten Spektren liegt in der praxisnahen, d.h. normgerechten Vereinfachung der Darstellungsform bei Wahrung der statistisch begründeten Spektrumspezifik.

4. Vergleich mit aktuellen Ereignissen

Die Ergebnisse statistischer Auswertungen sind mit Erdbebenaufzeichnungen aus dem Geltungsbereich der jeweiligen Norm zu vergleichen.
Zwei Aspekte sind zu verdeutlichen:

- Die Ergebnisse stützen sich auf Erdbebenaufzeichnungen anderer Erdbebengebiete; es wird vorausgesetzt, daß eine Übertragung auf auf mitteleuropäische Erdbebenbedingungen möglich ist.
- Die Ergebnisse vermitteln zunächst bezüglich des Frequenzgehaltes bzw. der Amplitudencharakteristik eine qualitative Tendenz. Die Bestätigung dieser Tendenz und ihre quantitative Untersetzung ist zu erbringen.

Um die statistischen Ergebnisse mit realen Erdbebenaufzeichungen vergleichen zu können, wurden untergrundbezogene Spektren auch für die Intensitätsklasse I= 4.5 und 5.5° ermittelt.
Erdbeben der Intensität 5° bleiben in Baunormen ohne besondere Nachweisforderungen, können jedoch in den Erdbebengebieten mit größerer Wahrscheinlichkeit erwartet werden.

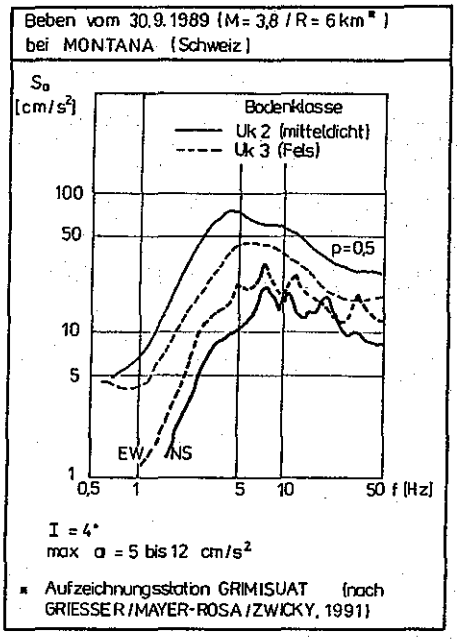


Bild 10 zeigt den Vergleich der gemittelten (ungeglätteten) Spektren für die Untergrundklassen 2 und 3 mit den aktuellen Spektren des Bebens bei Montana (Schweiz, 1989), die aus den Aufzeichnungen der Station Grimisuat abgeleitet wurden (nach Griesser, Mayer-Rosa und Zwicky /17/). Die Intensität am Meßstandort wird mit 4° angegeben.

Unter Berücksichtigung des vorhandenen Intensitätsunterschiedes kann eine qualitative Überstimmung zwischen den Verläufen festgestellt werden.

Bild 10 Vergleich der Spektren der Intensitätsklasse I= 4.5- 5.4° mit den Spektren des Montana-Bebens in der Schweiz

5. Literaturverzeichnis

/ 1/ *Schwarz, J.*: Beschreibung der seismischen Einwirkungen in den Vorschriften allgemeiner Hochbauten. Teil 1: Überblick und Probleme der internationalen Harmonisierung. Bauplanung-Bautechnik 45 (1991) 2, 54- 64

/ 2/ *Schwarz, J.; Grünthal, G.*: Beschreibung der seismischen Einwirkungen in den Vorschriften allgemeiner Hochbauten. Teil 2: Ableitung einer neuartigen Vorgehensweise für das Erdbebengebiet im Osten Deutschlands. Bauplanung-Bautechnik 45 (1991) 10, 443- 460

/ 3/ Eurocode 8. Structures in Seismic Regions- Design, Draft. Commission of the European Communities, May 1988

/ 4/ *Keintzel, E.*: Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach EC8. DGEB- Publikation. IDNDR. 1992

/ 5/ *Schwarz, J.; Grünthal, G.*: Harmonization of codes with respect to seismic hazard and seismic action for structures of different risk potential. (prepared for 10th WCEE Madrid 1992)

/ 6/ DIN 4149. Teil 1. Bauten in Deutschen Erdbebengebieten. April 1981

/ 7/ Bauwerke unter Erdbebeneinwirkung. Vorschrift der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 208/88. Bauinformation 12/8, 57-71, 1988; 1. Änderung u. Ergänzung: Bauinformation 13/5, 33- 36, 1989

/ 8/ Bauwerke in Erdbebengebieten. Vorschrift für das Territorium der DDR (1. Fassung), Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Febr. 1990

/ 9/ *Grünthal, G.*: Die seismische Gefährdung im östlichen Teil Deutschlands und deren Berücksichtigung in erdbebengerechten Baunormen. DGEB- Publikation Nr. 5. Erdbebeningenieurwesen, S. 9- 38 (Hrsg. P. Knoll, D. Werner), Potsdam 1991

/10/ Comments on the EC 8 Regulations on Seismic Actions. NABau- Committee 02.14.03 "EC8 Working Group- Seismic Input Data", 1991

/11/ *Schwarz, J.*: Probleme bei der Einführung intensitätsbezogener Erregungsdaten. DGEB- Publikation Nr. 5. Erdbebeningenieurwesen, S. 69- 84 (Hrsg. P. Knoll, D. Werner), Potsdam 1991

/12/ *Schöbel, B.*: Ableitung standortspezifischer Strong- Motion- Aussagen für das Territorium der DDR. Zwischenbericht Juli 1989; Abschlußbericht Dez. 1989; aktualisierte Version 1991

/13/ *Hosser, D. u.a.*: Realistische Lastannahmen für Bauwerke II. Abschlußbericht im Auftrag des Institutes für Bautechnik Berlin. Frankfurt/M. 1986

/14/ *Hosser, D.; Keintzel, E.; Schneider, G.*: Proposal for harmonized rules for the determination of seismic input data. Universität Karlsruhe 1990

/15/ *Schwarz, J.*: Beschreibung seismischer Einwirkungen in den Vorschriften zur Auslegung von Bauwerken und Ausrüstungen. Habilitationschrift (in Vorbereitung)

/16/ *Schwarz, J.; Goldbach, R.; Grünthal, G.; Schöbel, B.*: Development of Earthquake Resistant Regulations- The New Seismic Code of the GDR. 9th ECEE Moscow, Vol. 1, 74- 83

/17/ *Griesser, J.-C.; Mayer- Rosa, D.; Zwicky, P.*: Erfassung von Erdbebenbemessungsgrößen und erste Erfahrungen aus dem Wallis. Schweizer Ingenieur und Architekt (1991) 40, 946- 951

Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach Eurocode 8

Einar Keintzel
Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

1 Einleitung

Mit Eurocode 8 (EC 8) "Bauten in Erdbebengebieten - Entwurf und Bemessung" I1I soll eine Norm für erdbebensicheres Bauen geschaffen werden, die an modernen Normentwürfen orientiert ist und dem gegenwärtigen Stand der Technik entspricht. Der Teil 1 dieser Norm - Allgemeines und Gebäude - enthält neben Angaben zu den Erdbebenlasten und allgemeinen Regeln für Entwurf und Bemessung (Teile 1.1 und 1.2) im Teil 1.3 besondere Vorschriften für verschiedene Baustoffe und Bauteile. Das Kapitel "Besondere Vorschriften für Betonbauten" im Teil 1.3 wurde von Prof. T.P. Tassios (Athen) erarbeitet. Die darin angegebenen Vorschriften werden durch Anhänge ergänzt, die verschiedene Detailfragen behandeln. Daneben wird die Herleitung der Vorschriften aus bestimmten Voraussetzungen, anhand einfacher, ingenieurmäßiger Modelle, in einer Reihe von "Justification Notes" I2I erläutert. Numerische Untersuchungen zu diesen Voraussetzungen, unter Zugrundelegung deutscher Verhältnisse, finden sich in I3I.

Im folgenden sollen einige Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach Eurocode 8 in Anlehnung an I2I dargestellt werden. Dabei werden verschiedene, bisher in Deutschland übliche Bezeichnungen und Formelzeichen der in I1,2I gebrauchten Form angepaßt. So wird der Systemzähigkeitsfaktor η_S zum Verschiebezähigkeitsfaktor (displacement ductility factor) μ_d und der Querschnittszähigkeitsfaktor η_Q zum Krümmungszähigkeitsfaktor (curvature ductility factor) $\mu_{1/r}$. Der Bewehrungsgrad wird mit ρ bezeichnet.

2 Verhaltensfaktoren und Zähigkeitsklassen

In Eurocode 8 wird, ähnlich wie in anderen Normen für Bauten in Erdbebengebieten, die günstige Wirkung nichtlinearer Verformungen über eine Abminderung der rechnerischen Erdbebenlast berücksichtigt. Zu diesem Zweck wird die für ein elastisches System ermittelte seismische Beanspruchung durch einen Faktor, der das spezifische nichtlineare Verhalten von Baustoff und Tragwerk berücksichtigen soll - den Verhaltensfaktor q - geteilt.

Die in I1I angegebenen Verhaltensfaktoren für Stahlbetonbauten sind größenordnungsmäßig an den Ergebnissen nichtlinearer Zeitverlaufberechnungen orientiert, die auszugsweise in I4,5,6I wiedergegeben sind. Sie wurden zum Teil bedeutend vorsichtiger gewählt als vergleichbare Werte in anderen Normen.

Um für unterschiedliche Bauvorhaben in Gebieten mit unterschiedlicher Erdbebengefährdung eine wirtschaftlich optimale Erdbebensicherung zu ermöglichen, werden drei Zähigkeitsklassen mit abgestuften Verhaltensfaktoren und entsprechend abgestuften konstruktiven Zusatzmaßnahmen zur Erzielung einer hohen plastischen Verformbarkeit vorgesehen: die Klassen H (high ductility), M (mean ductility) und L (low ductility). Die dritte Zähigkeitsklasse wurde auf deutschen Vorschlag hin eingeführt und ist auf Bauten in Schwachbebengebieten - zu denen die deutschen Erdbebengebiete größtenteils zählen - ausgerichtet. Für diese Zähigkeitsklasse kann man sich weitgehend auf die Anwendung der üblichen Konstruktionsregeln des Stahlbetonbaues beschränken und muß dafür mit niedrigeren Verhaltensfaktoren rechnen.

3 Kapazitätsbemessung

Der Erdbebenauslegung von Bauwerken nach Eurocode 8 liegt weitgehend die von neuseeländischen Forschern entwickelte Methode der Kapazitätsbemessung zugrunde, die z. B. in I7I ausführlich dargestellt wird. Sie verfolgt eine bewußte Lenkung der dissipativen Vorgänge in bestimmte Bahnen durch sinnvolle Verteilung von Beanspruchbarkeit (Kapazität) und Zähigkeit auf bestimmte Bauwerksbereiche. So werden ausgewählte Bauwerksbereiche, in denen eine hohe Zähigkeit erzielt werden kann, so bemessen, daß sie bei starken Erdbeben plastifizieren, und andere Bereiche so, daß sie unter den durch die Plastifizierung der ersteren Bereiche begrenzten Beanspruchungen im elastischen Zustand verbleiben. Auf diese Weise wird z. B. bei Stahlbetonrahmen die Bildung von Fließgelenken in den Stielen weitgehend eingeschränkt und werden Schubplastifizierungen oder Plastifizierungen im Knotenbereich vermieden.

4 Vom Verhaltensfaktor zum Konstruktionsdetail

4.1 Überblick

Hat man für ein Bauwerk die Zähigkeitsklasse, und damit den Verhaltensfaktor,

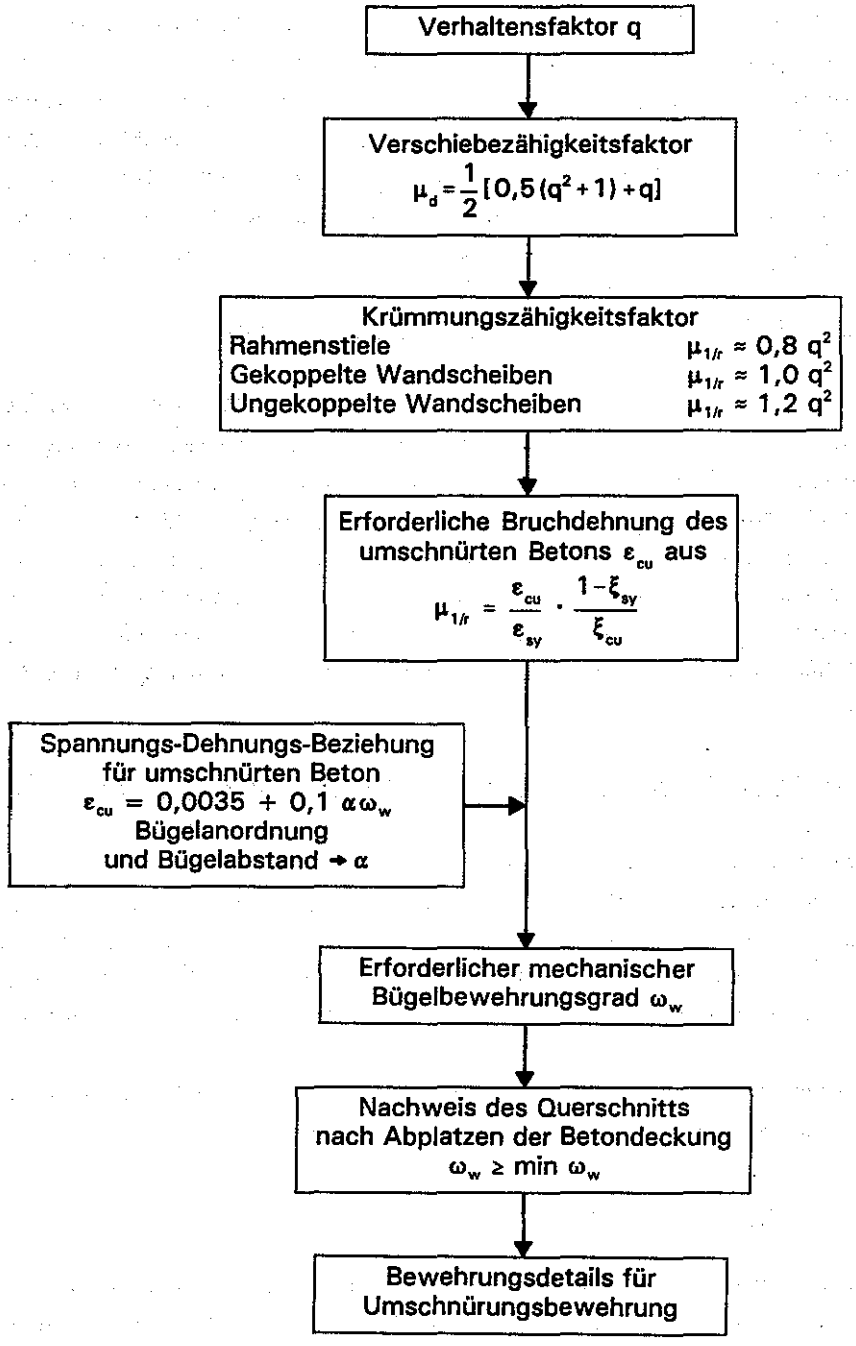


Bild 1. Anpassung von Konstruktionsdetails an einen vorgegebenen Verhaltensfaktor

gewählt, so ergibt sich als nächstes Problem die Entwicklung einer Konstruktion, deren nichtlineares Verhalten die vorausgesetzte Abminderung der Erdbebenlast ermöglicht. Der hierbei in Eurocode 8 bei der Auslegung von Stahlbetonbauten eingeschlagene Weg vom Verhaltensfaktor zum Konstruktionsdetail wird in Bild 1 schematisch dargestellt. Wegen der teils drastischen Vereinfachungen, über die dieser Weg führt, wird der Anwendungsbereich der hergeleiteten Regeln in I1I auf Bauten mit nicht allzu großer Geschoßanzahl beschränkt. Im folgenden werden einige Stationen dieses Weges besprochen.

4.2 Vom Verhaltensfaktor zum Verschiebezähigkeitsfaktor

Ein erster Schritt auf den Weg zum Konstruktionsdetail führt vom Verhaltensfaktor zum Verschiebezähigkeitsfaktor, der die Zähigkeitsanforderung an das auf einen Einmassenschwinger zurückgeführte Bauwerk ausdrückt (vgl. I8, S. 123I). Dieser wird vereinfacht frequenzunabhängig als Mittelwert des für mittlere Frequenzen empfohlenen Wertes $\mu_d = 0{,}5\ (q^2+1)$ und des für niedere Frequenzen empfohlenen Wertes $\mu_d = q$ angenommen, wie das in Bild 1 dargestellt ist. Das Bild 2 zeigt das Diagramm dieses dort mit μ_d (EC 8) bezeichneten Mittelwertes im Vergleich mit Ergebnissen von Zeitverlaufberechnungen.

4.3 Vom Verschiebezähigkeitsfaktor zum Krümmungszähigkeitsfaktor

Ein zweiter Schritt auf dem eingeschlagenen Weg führt von der Zähigkeitsanforderung an das Bauwerk als Ganzes zu Zähigkeitsanforderungen an die kritischen Querschnitte einzelner Bauteile, d. h. vom Verschiebezähigkeitsfaktor zu erforderlichen Krümmungszähigkeitsfaktoren. Diese werden in I2I vereinfacht, unter Zurückführung der Bauwerke auf Einmassenschwinger, ermittelt.

Für Wandscheibenbauten wird die in I8, S. 125I für einen in den Unterbau eingespannten Kragträger hergeleitete Beziehung

$$\mu_d = 1+3\ (\mu_{1/r}-1)\ l_p\ (h-0{,}5\ l_p)/h^2 \qquad (1)$$

angesetzt, worin h die Bauwerkshöhe und l_p die Länge des Plastifizierungsbereichs an der Einspannung in den Unterbau bedeuten. Für Skelettbauten wird, weit auf der sicheren Seite liegend, vereinfachend angenommen, daß die gesamte, mit plastischen Verformungen verbundene Energiedissipation in den Stielen des untersten Geschosses, mit der Höhe h, stattfindet. Diese werden als an

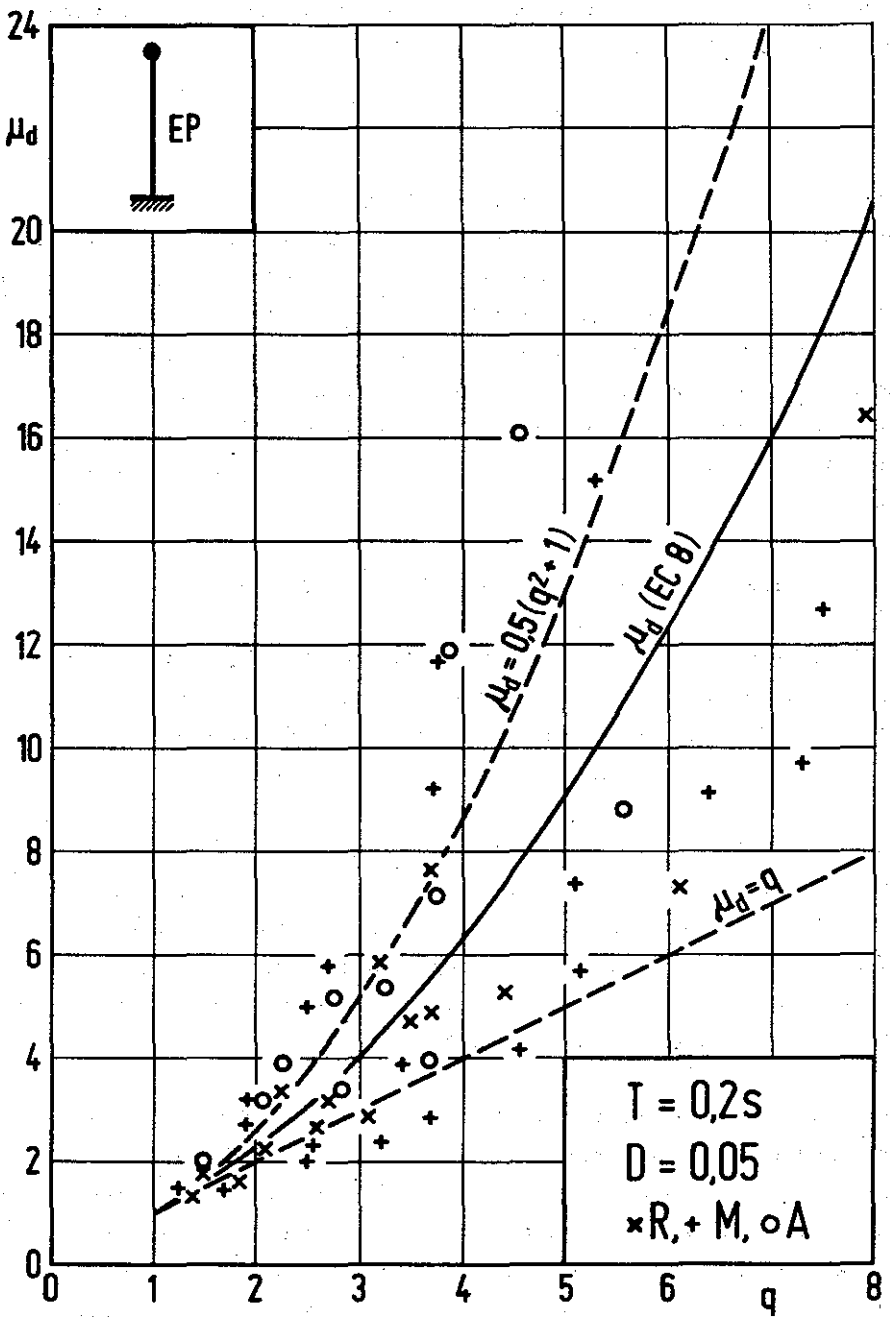


Bild 2. Verschiebezähigkeitsfaktoren μ_d und Verhaltensfaktoren q nach Näherung und nach Zeitverlaufberechnung für elasto-plastische Einmassenschwinger und Erdbebenregistrierungen auf felsigem (rock-R), mittelfestem (medium-M) und weichem (alluvium-A) Untergrund, nach I3I

beiden Enden eingespannt betrachtet, so daß für sie in Gl. (1) h durch 0,5 h ersetzt werden muß und diese Beziehung in

$$\mu_d = 1+6\ (\mu_{1/r}-1)\ l_p\ (h-l_p)/h^2 \qquad (2)$$

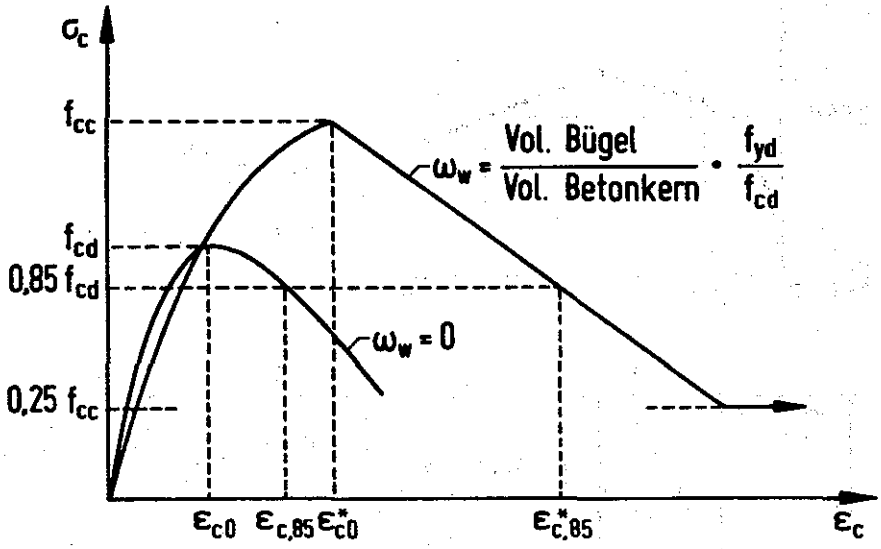
übergeht. Führt man in beide Beziehungen $l_p/h = 0{,}1$ ein und drückt μ_d gemäß Abschnitt 4.2 durch q aus, erhält man nach einigen weiteren Vereinfachungen die in Bild 1 angegebenen, zu q^2 proportionalen Näherungswerte für den erforderlichen Krümmungszähigkeitsfaktor $\mu_{1/r}$. Für die Stiele der aufgehenden Geschosse von Skelettbauwerken sowie für die Riegel werden die gleichen $\mu_{1/r}$-Werte wie für die Stiele des untersten Geschosses als erforderlich angenommen. Für die Riegel werden daraus zulässige Bewehrungsgrade ermittelt. Dabei wird als Druckbewehrung die Hälfte der Zugbewehrung angesetzt.

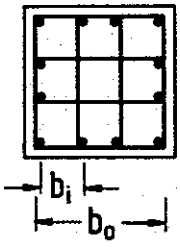
4.4 Vom Krümmungszähigkeitsfaktor zum Bewehrungsdetail

Der letzte Schritt auf dem in Bild 1 vorgezeichneten Weg führt vom Krümmungszähigkeitsfaktor $\mu_{1/r}$ zu den Konstruktionsdetails in den kritischen Bereichen, mit denen die z. T. hohen erforderlichen Krümmungszähigkeitsfaktoren rechnerisch erreicht werden sollen.

Dazu müssen neben Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Bewehrungsstahl solche von umschnürtem Beton in Abhängigkeit vom Bewehrungsdetail betrachtet und in die Ermittlung der Krümmungszähigkeitsfaktoren eingeführt werden. In I1I wird von der in Bild 3 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehung von umschnürtem Beton ausgegangen, die an I9I orientiert, aber nicht, wie die dort angegebenen Beziehungen, dimensionsgebunden ist.

Da der Krümmungszähigkeitsfaktor als Verhältnis der Krümmungen im Versagenszustand und zu Beginn der Plastifizierung ermittelt wird, muß man zunächst, um ihn bestimmen zu können, ein Kriterium für das Erreichen des rechnerischen Versagenszustandes von Stahlbetonquerschnitten wählen. In I10I werden vier solche Kriterien (failure criteria, FC) aufgezählt, von denen zwei (FC 1 und FC 4) in Eurcode 8 verwendet werden. Diese sind in Bild 4 dargestellt. Nach der allgemeinen Definition (Bild 4a) gilt der rechnerische Versagenszustand als erreicht, wenn im Bereich des absteigenden Astes der Momenten-Krümmungs-Linie das Moment der inneren Kräfte auf das 0,85fache seines Größtwertes abgefallen ist (FC 4). Nach der vereinfachten Definition (Bild 4b) tritt der

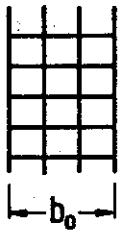




$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6\, b_o^2}$$

Für n Bewehrungsstäbe in gleichen Abständen:

$$\alpha_n = 1 - \frac{8}{3n}$$



$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s$$

Für $\alpha\omega_w \leq 0{,}1 \longrightarrow f_{cc} = f_{cd}\,(1 + 2{,}5\,\alpha\omega_w)$

Für $\alpha\omega_w > 0{,}1 \longrightarrow f_{cc} = f_{cd}\,(1{,}125 + 1{,}25\,\alpha\omega_w)$

$\varepsilon_{c0} = -0{,}002$ $\qquad \varepsilon_{c,85} = -0{,}0035$

$$\varepsilon^*_{c0} = \varepsilon_{c0}\,(f_{cc}/f_{cd})^2$$

$$\varepsilon^*_{c,85} = \varepsilon_{c,85} + 0{,}1\,\alpha\omega_w = -(0{,}0035 + 0{,}1\,\alpha\omega_w)$$

Bild 3. Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschnürten Beton nach III. Steigerung der Rechenfestigkeit von f_{cd} zu f_{cc} und abfallender Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie zwischen ε^*_{co} (Scheitelpunkt) und $\varepsilon^*_{c,85}$ (Dehnung bei $\sigma_c = 0{,}85\, f_{cd}$) wird durch Bügelbewehrungsparameter $\alpha\omega_w$ bestimmt (f_{yd}-Rechenfestigkeit der Bügel)

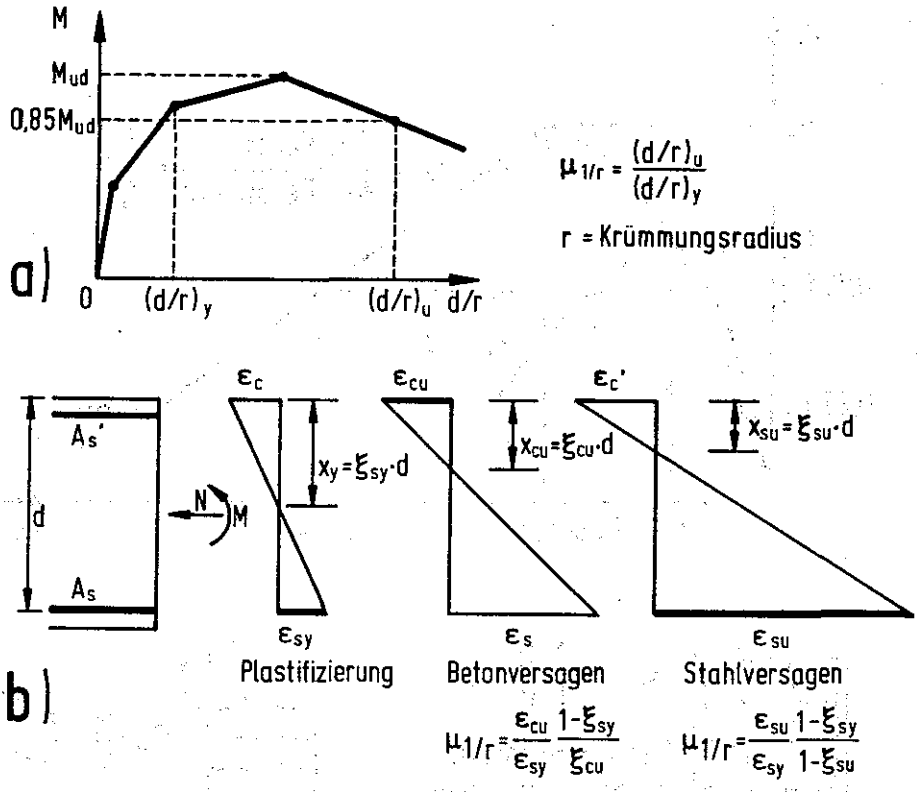


Bild 4. Zwei Definitionen des Krümmungs-Zähigkeitsfaktors nach I1I. a) Allgemeine Definition mit Versagenskriterium FC 4 nach I10I, b) vereinfachte Definition mit Versagenskriterium FC 1 nach I10I, in den Formeln Dehnungen als Betragswerte

rechnerische Versagenszustand ein, wenn am Druckrand die Betonbruchdehnung (Betonbruchstauchung) ε_{cu} erreicht wird (FC 1). Diese wird zu $\varepsilon_{cu} = \varepsilon^*_{c,85} = -(0{,}0035+0{,}1\ \alpha\omega_w)$ angesetzt. Für beide Fälle fordert eine Zusatzbedingung, daß die Stahldehnung den Wert ε_{su} (Gleichmaßdehnung) nicht überschreitet.

Auswertungen der allgemeinen Definition von $\mu_{1/r}$ nach Bild 4a (FC 4), unter Verwendung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 3, die keine Begrenzung der Betondehnung vorsieht, ergeben hohe Werte des Krümmungszähigkeitsfaktors, verbunden mit sehr hohen Betondehnungen im rechnerischen Versagenszustand, die auch für diesen Fall, allgemein, mit ε_{cu} bezeichnet werden. Bild 6 zeigt Beispiele von auf diese Art hergeleiteten $\mu_{1/r}$- und ε_{cu}-Werten in Abhängigkeit

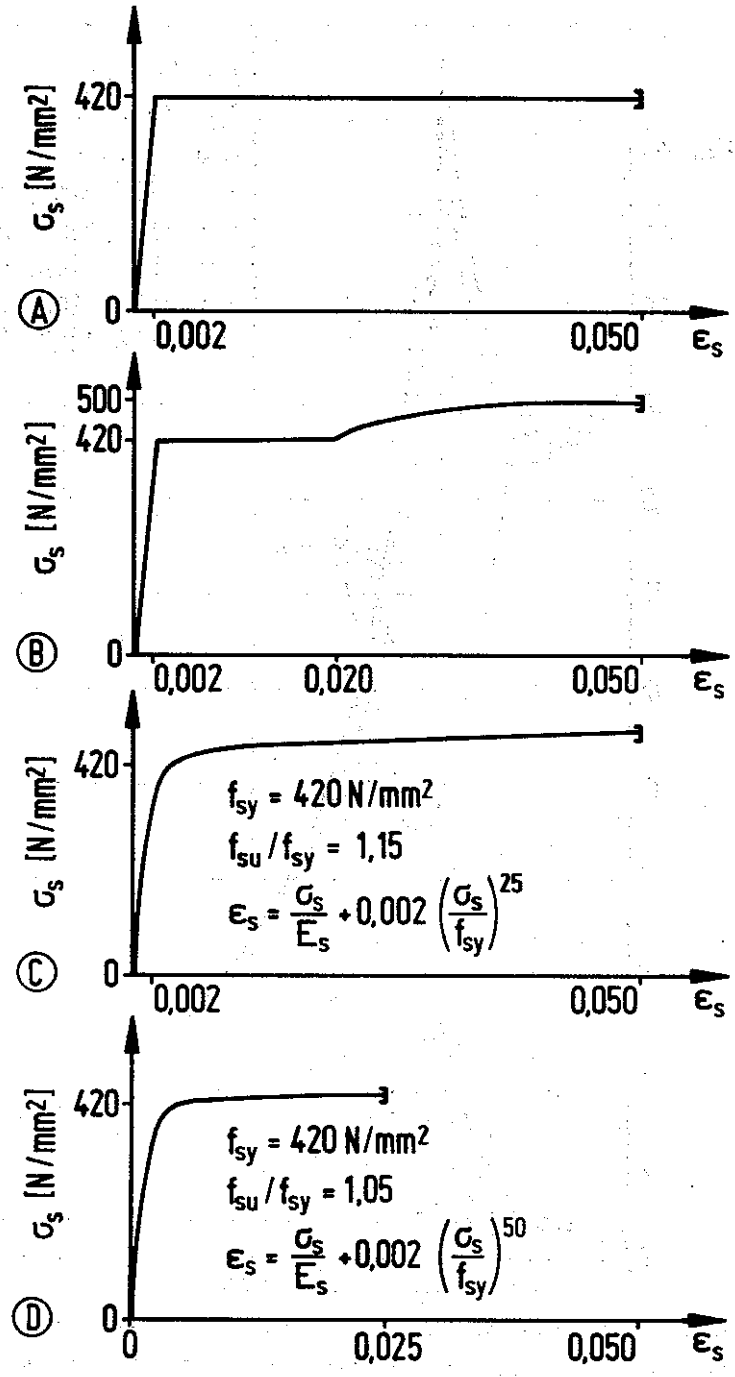


Bild 5. Spannungs-Dehnungs-Linien von Bewehrungsstählen (Zugbereich) für Untersuchungen in Bild 6, nach I3I

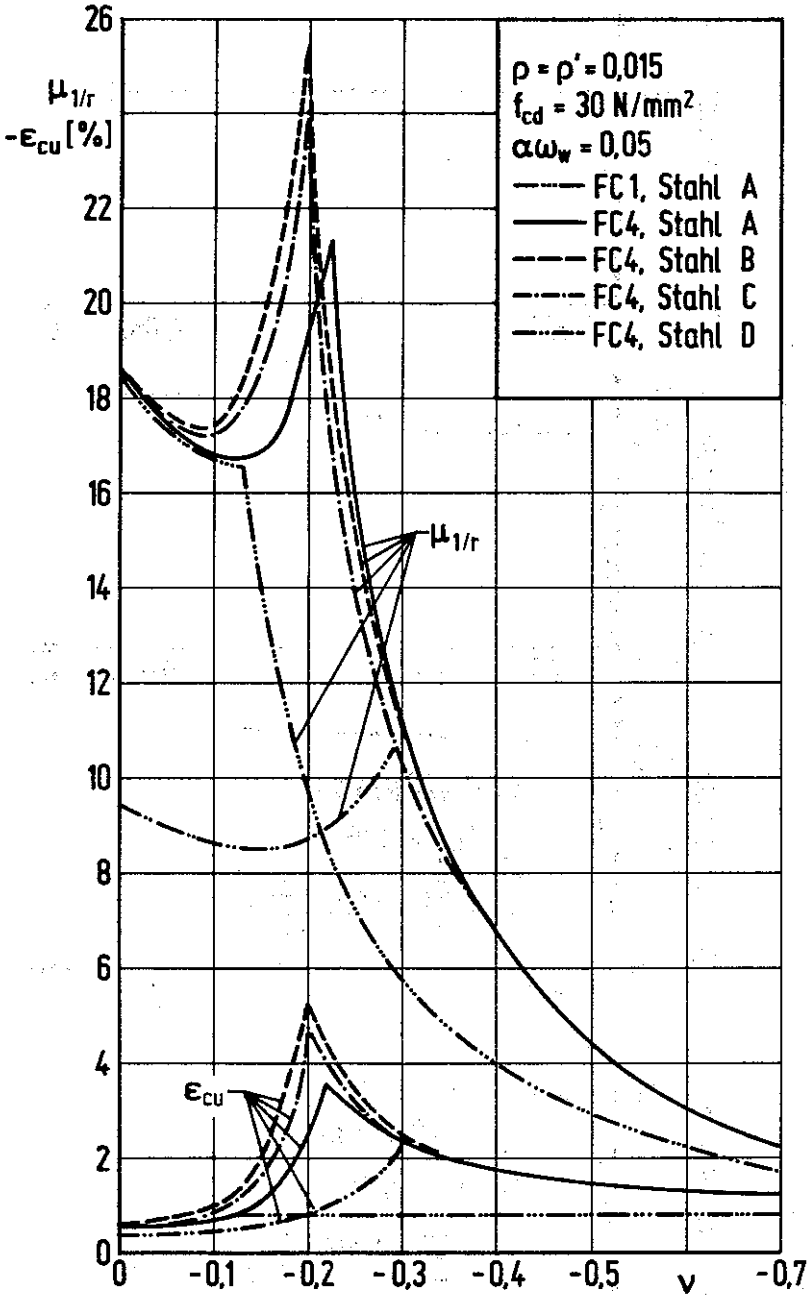


Bild 6. Einfluß von Stahlsorte und Versagenskriterium auf den Krümmungszähigkeitsfaktor $\mu_{1/r}$ und die Betondehnung im rechnerischen Versagenszustand ε_{cu} bei symmetrisch bewehrtem Rechteckquerschnitt, nach I3I

von der Stahlsorte nach Bild 5 und von der bezogenen Normalkraft $\nu = N/(A_c f_{cd})$, mit A_c als Betonquerschnittsfläche. Führt man als Zusatzbedingung die Nichtüberschreitung von $\varepsilon^*_{c,85}$ ein, wird diese bestimmend und die allgemeine Definition von $\mu_{1/r}$ geht in die vereinfachte Definition nach Bild 4b (FC 1) über.

Bei Anwendung der vereinfachten Definition des Krümmungszähigkeitsfaktors kann der erforderliche Wert $\alpha\omega_w$ durch Einführung von $\varepsilon_{cu} = 0{,}0035+0{,}1\ \alpha\omega_w$ in den Ausdruck von $\mu_{1/r}$ ermittelt werden. Verschiedene Näherungsbeziehungen erleichtern die praktische Anwendung. Damit lassen sich die Bewehrungsdetails einer Umschnürungsbewehrung, die an den vorgegebenen Verhaltensfaktor q angepaßt ist, auf einfache Art bestimmen.

Da bei Ausnutzung der hohen ε_{cu}-Werte für umschnürten Beton mit einem Abplatzen der Betondeckung in den kritischen Bereichen zu rechnen ist, muß für diesen Fall die Tragfähigkeit von Rahmenstielen durch Nichtunterschreitung eines von der Zähigkeitsklasse abhängigen Mindestwertes des Bügelbewehrungsgrades gesichert werden, der eine ausreichende Festigkeitssteigerung des Betons infolge Umschnürung gewährleisten soll. Ebenfalls wegen der hohen ε_{cu}-Werte für umschnürten Beton ist vielfach das Stahlversagen für die Bestimmung des Krümmungszähigkeitsfaktors maßgebend - so in Bild 6 im links vom Scheitelpunkt der Kurven liegenden Bereich.

Ein neben der Gleichmaßdehnung ε_{su} ebenfalls wichtiger Zähigkeitsparameter des Bewehrungsstahls ist das Zugfestigkeit-Streckgrenzen-Verhältnis f_{su}/f_{sy}, das die Plastifizierungslänge l_p weitgehend bestimmt. Eine Abstimmung zwischen Eurocode 8 und Eurocode 2 bezüglich der geforderten Werte von ε_{su} und f_{su}/f_{sy} steht noch aus.

5 Verhaltensfaktor und Versagensart

Die Abminderung der Erdbebenbeanspruchung von Stahlbetonbauten durch die in [1] angegebenen Verhaltensfaktoren setzt eine hohe Energiedissipation voraus, wie sie durch zyklische Verformung im nichtlinearen Bereich nur bei zähem Biegeversagen, nicht jedoch bei Schubversagen möglich ist. Da bei Wandscheiben vielfach eher Schub- als Biegeversagen eintritt, wird für sie ein Nachweis der wahrscheinlichen Versagensart gefordert. Ergibt sich Schubversagen als wahrscheinlich, muß mit kleineren Verhaltensfaktoren gerechnet werden. Der Nachweis und damit auch die Abminderung des Verhaltensfaktors kann gemäß

einer in I1I leider nicht abgedruckten Austauschseite zu S. 166 entfallen, wenn man Schubversagen faktisch ausschließt, indem man die Wandscheiben für vergrößerte Querkraftwerte bemißt, die in (ebenfalls in I1I nicht abgedruckten) Austauschseiten zu Anhang C angegeben sind (vgl. auch Justification Note 14). Bei ihrer Herleitung, z. B. in I11I, werden mögliche Biegeüberfestigkeiten der Wandscheiben berücksichtigt, die aus Gleichgewichtsgründen auch zu höheren Querkräften führen, sowie Folgen einer ungleichen Abminderung der einzelnen modalen Querkräfte durch die Plastifizierung.

6 Zusammenfassung

Wie der vorangehende Überblick der Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach Eurocode 8 zeigt, ist das Kapitel "Besondere Vorschriften für Betonbauten" in I1I vorrangig durch ein Streben nach größtmöglicher Rationalität gekennzeichnet. Die mechanische Übernahme von Regeln aus bestehenden Normen wird vermieden und die angegebenen Vorschriften werden weitestgehend aus den Zusammenhängen zwischen Zähigkeit, Bauwerksverhalten bei Wechselbelastung im nichtlinearen Bereich und Konstruktionsdetails entwickelt. Erstmalig in einer Norm wird ein expliziter Nachweis von Krümmungszähigkeitsfaktoren vorgesehen und wird deren Zusammenhang mit den Konstruktionsdetails der Querbewehrung erfaßt. So leisten die Vorschriften für Betonbauten in Eurocode 8, trotz mancher noch nicht gelöster Probleme, einen wesentlichen Beitrag zur Weiterentwicklung der Normen für erdbebensicheres Bauen.

Literatur

I1I Eurocode No. 8. Structures in seismic regions-Design. Part 1. General and building. May 1988 edition. Commission of the European Communities, 1989

I2I Tassios, T.P.: Background Document for Eurocode 8, Part 1.3, Chapter 2, Specific Rules for Concrete Structures. In: Background Documents for Eurocode 8, Part 1, Vol 2. Commission of the European Communities, 1989

I3I Eibl, J., Keintzel, E.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen, Bedingungen für die Anwendung von Eurocode 8 auf Stahlbetonbauten in deutschen Erdbebengebieten. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1990

I4I Lappas, G., Tassios, T.P.: Estimation of behaviour factors of R.C. buildings. European Earthquake Engineering 2 (1988), 3, S. 38-43.

I5I Keintzel, E.: Zur Ermittlung von Verhaltensfaktoren für die Erdbebenberechnung von Stahlbetonbauten. In: Dolling, H.J. (Hrsg.): Dämpfung, Duktilität, Nichtlineares Bauwerksverhalten. DGEB, 1989

I6I Eibl, J., Keintzel, E.: Contributions to the Evaluation of Behaviour Factors for the Seismic Design of RC Structures. Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, 1990

I7I Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K.: Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser, Basel, 1990

I8I Müller, F.P., Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten. 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1984

I9I Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. ASCE, Journal of the Structural Division 108 (1982) ST 12, S. 2703-2722

I10I Keintzel, E.: Criteria and Hypotheses for the Determination of Curvature Ductility Factors in RC Structures. A Comparative Study. Eighth European Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, 1986

I11I Keintzel, E.: Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures. European Earthquake Engineering, 4 (1990), 3, S. 7-16.

Kapazitätsbemessung und Duktilitätsbedarf von Stahlbetonhochbauten unter Erdbebeneinwirkung

Hugo Bachmann, Konrad Moser & Thomas Wenk
Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, Schweiz

1. Einleitung

Die Beanspruchung von Tragwerken bei Erdbeben durch zyklische plastische Verformungen weist erhebliche Unterschiede auf zu derjenigen für Schwerelasten und Wind mit im wesentlichen nur elastischen Verformungen. Die gewohnte konventionelle Bemessung darf für Erdbebeneinwirkung nur angewendet werden, wenn geringe plastische Verformungen zu erwarten sind. Sie erfordert eine verhältnismässig grosse Erdbeben-Ersatzkraft und führt daher oft zu einem hohen Tragwiderstand für horizontale Kräfte und damit zu einem unwirtschaftlichen Tragwerk. Trotzdem belässt die konventionelle Bemessung wesentliche Unsicherheiten, besonders bezüglich tatsächlicher Duktilität bzw. Sprödbruchgefahr. Bedeutend sicherer und meist erheblich wirtschaftlicher - die kleinere Ersatzkraft führt zu einem kleineren erforderlichen Tragwiderstand und die angenommene Duktilität ist gewährleistet - ist die *Methode der Kapazitätsbemessung*. Sie kann wie folgt charakterisiert werden [1]:

"In einem Tragwerk werden die plastifizierenden Bereiche bewusst gewählt, so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind. Die übrigen Bereiche werden mit einem höheren Tragwiderstand (Kapazität) als die plastifizierenden Bereiche versehen, damit sie immer elastisch bleiben. Dadurch wird sichergestellt, dass die gewählten Mechanismen auch bei grossen Tragwerksverformungen zur Energiedissipation unverändert erhalten bleiben."

Die Kapazitätsbemessung garantiert also eine bestimmte, im voraus gewählte und festgelegte Duktilität und deshalb einen hohen Grad an Erdbebensicherheit. Trotzdem kann in besonderen Fällen eine Kontrolle des Duktilitätsbedarfs in den plastischen Bereichen erforderlich sein. Dazu wird ein spezielles Recheninstrument für die nichtlineare dynamische Berechnung dreidimensionaler Tragwerke benötigt. Im folgenden wird eine Einführung in die Methode der Kapazitätsbemessung gegeben und ein in Entwicklung befindliches Rechenprogramm für die nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonhochbauten kurz beschrieben und mit Beispielen dokumentiert.

2. Die Methode der Kapazitätsbemessung

2.1 Grundsätze

Die Methode der Kapazitätsbemessung, die vorwiegend in Neuseeland entwickelt worden ist, basiert auf den folgenden Grundsätzen:

- *Begrenzung der Beanspruchung:*
  Die im Bauwerk maximal möglichen Beanspruchungen werden über den ganzen Verformungsbereich durch entsprechende Massnahmen in tragbaren Grenzen gehalten.
- *Festlegung der Bereiche der Energiedissipation:*
  Die Bereiche der Energiedissipation im Tragwerk werden beim Bemessungsvorgang eindeutig festgelegt und ihrer Beanspruchung entsprechend für ein duktiles Verhaltenkonstruktiv durchgebildet.
- *Schutz der übrigen Bereiche vor Ueberbeanspruchung:*
  Bereiche, die zu sprödem Versagen neigen oder sich allgemein nicht für eine stabile Energiedissipation eignen, werden vor übermässiger Beanspruchung geschützt und bleiben ungeachtet der Grösse der Erdbebeneinwirkung immer elastisch.
- *Duktiles Tragverhalten:*
  Das gesamte Tragwerk weist trotz spröder Teile ein duktiles Verhalten mit grossem Verformungsvermögen auf.

Diese vier Grundsätze ermöglichen ein deterministisches Vorgehen bei der Bemessung sowie die Beschränkung von speziellen konstruktiven Massnahmen zur Erreichung eines duktilen Gesamtverhaltens auf nur wenige, aber eindeutig festgelegte Bereiche.

Da unter Erdbebeneinwirkung die Beanspruchungen der einzelnen Tragelemente schwierig abzuschätzen sind, und diese vor allem von den Verformungen des Tragwerks abhängen, werden die strukturerhaltenden Tragelemente auf die von den plastifizierenden Bereichen ausgehenden effektiven Schnittkräfte ausgelegt.

Dadurch wird die Bemessung an sich unabhängig von den Verformungen. Tritt eine grössere als die erwartete Verformung des Tragwerks auf, so entstehen keine neuen Fliessgelenke, sondern dasselbe zum Teil plastifizierte Tragwerk verformt sich etwas mehr. Werden die plastifizierenden Bereiche entsprechend konstruktiv durchgebildet, so ist sichergestellt, dass eine genügend grosse, über die bei der Ermittlung der Ersatzkraft vorausgesetzte noch hinausgehende Duktilität (Verformungsfähigkeit) vorhanden ist. Die plastischen Bereiche

(plastische Gelenke) begrenzen also die Beanspruchung des Tragwerks. Damit ist gewährleistet, dass die elastisch bleibenden und mehr oder weniger spröden Elemente des Tragwerks nicht überbeansprucht werden können.

2.2 Einführungsbeispiel

Die in Bild 1 gezeigte Stahlkette stellt ein einfaches Tragwerk dar: Ein sehr duktiles Glied mit dem effektiven Tragwiderstand $R_{y,eff}$ schützt die übrigen spröden Kettenglieder mit einem garantierten minimalen Tragwiderstand $R_{t,min}$ vor dem Bruch, falls gilt

$$R_{t,min} > R_{y,eff} \tag{1}$$

Die Kraft auf die spröden Kettenglieder bleibt, im Rahmen der Dehnfähigkeit des duktilen Kettengliedes, für beliebige Dehnungen auf $R_{y,eff} < R_{t,min}$ beschränkt. Der Tragwiderstand (Kapazität) des einen duktilen Gliedes ist für das Gesamtsystem massgebend: Methode der Kapazitätsbemessung.

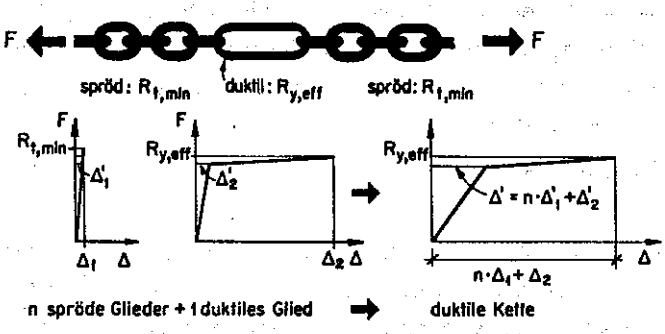


Bild 1 Prinzip der Begrenzung der Beanspruchung mit Hilfe duktiler Elemente

Wir nehmen an, dass die Kette zu dimensionieren sei auf eine reine Erdbebenbeanspruchung

$$F = S_u = S_E \tag{2}$$

S_u: Bemessungswert der Beanspruchung

S_E: Schnittkraft infolge Erdbebenbeanspruchung

Der erforderliche Tragwiderstand des duktilen Gliedes muss nach der üblichen Bemessungsbedingung mit Teilsicherheitsbeiwerten (z.B. [4]) betragen:

$$R_i \geq S_E \, \gamma_R \tag{3}$$

R_i: Rechenwert des Tragwiderstandes

γ_R: Widerstandsbeiwert (z.B. $\gamma_R = 1.2$)

Bei grossen plastischen Verformungen ist der Widerstand des duktilen Gliedes jedoch wesentlich grösser als R_i

$$R_o = \lambda_o R_i \tag{4}$$

R_o: Widerstand bei Ueberfestigkeit

λ_o: Ueberfestigkeitsfaktor für den Tragwiderstand (z.B. $\lambda_o = 1.25$)

Der Ueberfestigkeitsfaktor λ_o berücksichtigt die Tatsache, dass die effektive Fliessspannung (Mittelwert) wesentlich über dem Rechenwert (Fraktilenwert oder Mindestwert) liegt, und er kann auch, besonders bei grösseren Dehnungen, die Verfestigung berücksichtigen.

Der erforderliche rechnerische Tragwiderstand der spröden Kettenglieder (mit $\gamma_{R,spröde}$ = 1.0) beträgt somit

$$R_{t,min} \geq \lambda_o R_i \geq \lambda_o \gamma_R S_E \tag{5}$$

Wird zusätzlich ein dynamischer Vergrösserungsfaktor ω für dynamische Effekte beim Aufbringen der Kraft F (z.B. Vergrösserung der Fliessspannung im duktilen Glied durch erhöhte Dehngeschwindigkeit) eingeführt, so vergrössert sich der erforderliche rechnerische Tragwiderstand der spröden Kettenglieder auf

$$R_{t,min} \geq \omega \lambda_o R_i \geq \omega \lambda_o \gamma_R S_E \tag{6}$$

Die Diagramme in Bild 1 zeigen einen weiteren wichtigen Effekt: Die plastische Verformung der Kette entspricht derjenigen des einen duktilen Gliedes und wird zur Ermittlung der Duktilität der Kette auf die gesamte elastische Verformung bezogen. Dieses Verhältnis $\mu_\Delta = (n\Delta_1 + \Delta_2)/(n\Delta'_1 + \Delta'_2)$ ist bedeutend kleiner als die Duktilität des einen duktilen Kettengliedes $\mu_{\Delta,2} = \Delta_2/\Delta'_2$. Mit den Annahmen $\Delta_1 \approx \Delta'_1 \approx \Delta'_2 \approx \Delta_3$ und $\Delta_2 = 9\Delta'_2$, also einer Duktilität des duktilen Kettengliedes von $\mu_{\Delta,2} = 9$, ergibt sich für die abgebildete Kette von acht spröden und einem duktilen Glied nur eine Gesamtduktilität von $\mu_\Delta = 17\Delta_3/9\Delta_3 = 1.9$.

2.3 Kapazitätsbemessung bei Hochbauten

Das am Einführungsbeispiel der Kette erläuterte Vorgehen wird nun auf ganze Tragwerke von Hochbauten erweitert:

1. Es wird ein kinematisch zulässiger plastischer Mechanismus gewählt.

2. Der gewählte Mechanismus soll bei möglichst kleinen plastischen Rotationen in den Fliessgelenken eine möglichst grosse Verschiebeduktilität des Gesamtsystems ermöglichen.

3. Ausgehend vom gewählten Mechanismus können die Bereiche der Energiedissipation, d.h. die Fliessgelenke, genau festgelegt werden.

4. Die übrigen Bereiche werden derart ausgelegt, dass sie sich unter den von den Fliessgelenken ausgehenden Schnittkräften nicht plastisch verformen können. Sie dürfen daher auch ein sprödes Verhalten aufweisen. Die von den plastischen Gelenken ausgehenden Schnittkräfte entsprechen dem dortigen Widerstand bei Ueberfestigkeit. Sie sind von den elastisch bleibenden Bereichen durch den Rechenwert des Tragwiderstandes aufzunehmen (γ_R = 1.0). Die konstruktive Durchbildung zur Gewährleistung der plastischen Verformungsfähigkeit kann deshalb auf die plastifizierenden Bereiche beschränkt werden.

Die Beispiele links in Bild 2 zeigen, dass beim Rahmenmechanismus a) mit zahlreichen Fliessgelenken in den Riegeln (Riegelmechanismus) für eine gleiche Gesamtverformung Δ ein wesentlich kleinerer Rotationswinkel in den Fliessgelenken erforderlich ist als beim Stockwerkmechanismus b) mit Fliessgelenken nur in den Stützen des Erdgeschosses (Stützenmechanismus, "soft storey-mechanism"): $\theta_1 \ll \theta_2$. Im Fall a) ist ein duktiles Tragverhalten über einen weiten Verformungsbereich sichergestellt, Fall b) hingegen kann bei stärkeren Erdbeben zu übermässigen plastischen Rotationen in den Fliessgelenken der Stützen und zum Versagen des Tragwerks führen. Dies stellt die häufigste Ursache bei Einstürzen von Rahmen durch Erdbebeneinwirkungen dar. Bild 2 c) zeigt ein einfaches Beispiel zur Beanspruchungsbegrenzung und Festlegung der Bereiche der Energiedissipation. Der Einfluss einer variablen Einwirkung F von schwer abschätzbarer Grösse auf den zu erhaltenden Teil des Tragwerks wird durch bewusst eingeplante plastische Gelenke (Bild 2 d) in unschädlichen Grenzen gehalten. Dabei wird in Kauf genommen, dass bleibende Verformungen entstehen.

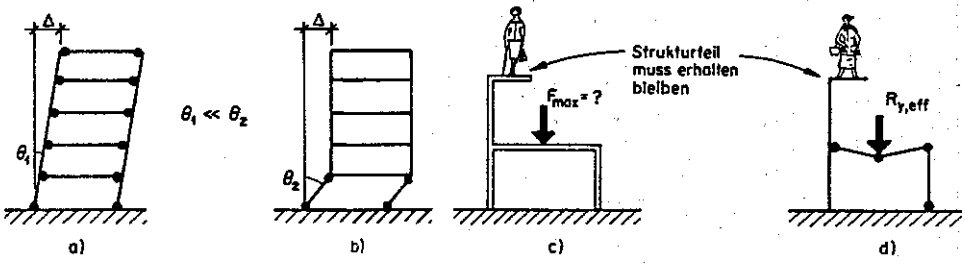


Bild 2 a) Rahmenmechanismus (Riegelmechanismus); b) Stockwerkmechanismus (Stützenmechanismus); c) Allgemeines Tragsystem; d) Mechanismus zur Lastbegrenzung

Die Vorteile der Kapazitätsbemessung treten bei dynamisch beanspruchten Tragwerken besonders stark hervor, da die Beanspruchungen der stabilitätserhaltenden Tragelemente auf andere Weise, auch mit grossem Rechenaufwand, kaum sicher abgeschätzt werden können. Ein günstig gewähltes, derart bemessenes Tragwerk verhält sich über einen weiten Beanspruchungsbereich äusserst "gutmütig". Die Verformungen sind primär von der eingetragenen Energie abhängig und nicht vom bebenspezifischen Frequenzgehalt der Bodenbewegung. Wird mehr Energie in das Tragwerk eingetragen, führt dies wohl zu grösseren Verformungen, aber kaum zum Kollaps. Daher erübrigen sich umfangreiche dynamische Berechnungen.

Einzelheiten zur Kapazitätsbemessung von Stahlbetonhochbauten mit zahlreichen Rechenbeispielen sind in [1] enthalten. Zusammenfassende Darstellungen werden für Rahmen in [2] und für Tragwände in [3] gegeben. Die Kapazitätsbemessung eignet sich aber selbstverständlich nicht nur für Stahlbetonbauten, sondern auch zur Bemessung anderer Ingenieurbauwerke (vgl. [1], Anhang A).

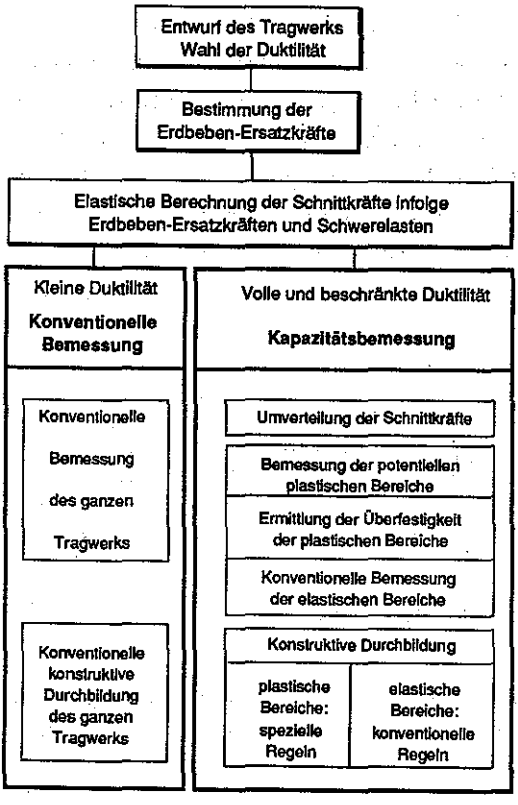


Bild 3 Schema für den Bemessungsablauf

2.4 Ablauf der Bemessung

Bild 3 zeigt schematisch verschiedene Bemessungsabläufe für erdbebenbeanspruchte Stahlbetonhochbauten. Eine Möglichkeit besteht in der Bemessung auf kleine ("natürliche") Duktilität mit konventioneller konstruktiver Durchbildung. Vor allem bei höherer Erdbebenbeanspruchung bietet jedoch die Kapazitätsbemessung grosse Vorteile. Sie erfordert, im Gegensatz zu anderen Vorgehensweisen, nur in den eindeutig festgelegten potentiellen plastischen Bereichen eine den Duktilitätsanforderungen entsprechende konstruktive Durchbildung. Die übrigen, elastisch bleibenden Bereiche des Tragwerks können konventionell durchgebildet werden.

3. Kontrolle des Duktilitätsbedarfs

Bei normalen Stahlbetonhochbauten ist das oben dargestellte Vorgehen (Bild 3) im allgemeinen genügend. Nach der konstruktiven Durchbildung der plastischen und elastischen Bereiche sind keine weiteren Nachweise usw. erforderlich. In besonderen Fällen, auch bei stark unregelmässigen Tragwerken, kann es jedoch zweckmässig sein, eine Kontrolle des Duktilitätsbedarfs in den plastischen Gelenken mit Hilfe nichtlinearer dynamischer Zeitverlaufsberechnungen am gesamten Tragwerk durchzuführen.

Ein Forschungsprojekt an der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich hat zum Ziel, ein Recheninstrument für die nichtlineare dynamische Berechnung dreidimensionaler Stahlbetonhochbauten unter Erdbebeneinwirkung bereitzustellen, und zwar für

- Rahmensysteme
- Tragwandsysteme
- gemischte Rahmen-Tragwand-Systeme

Der Teil "Rahmensysteme" befindet sich in einem fortgeschrittenen Entwicklungszustand. Im folgenden werden massgebende Ueberlegungen dazu sowie Rechenbeispiele dargestellt.

3.1 Anforderungen an ein Rechenprogramm

Für die dynamische Analyse von Rahmen ist ein Rechenprogramm mit einem impliziten Zeitschrittverfahren und einem 3D-Stabelement mit Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität erforderlich. Für die Modellierung der plastischen Bereiche ist ein spezielles nichtlineares Stahlbeton-Gelenkelement mit den folgenden Eigenschaften nötig:

- Unterschiedliche positive und negative Fliessmomente für unsymmetrische Querschnitte: Bei Rahmen, die durch Schwerelasten dominiert sind, werden die Riegel im Stützenbe-

reich häufig nicht für gleich grosse positive und negative Momente bemessen, so dass die übliche Annahme eines symmetrischen nichtlinearen Biegeverhaltens für das Gelenkelement nicht anwendbar ist. Das positive Fliessmoment bei der Stützeneinspannung ist im allgemeinen wesentlich kleiner als das negative Fliessmoment.

- Moment-Normalkraft-Interaktion:
  Bei der Kapazitätsbemessung treten trotz "strong column-weak beam"-Konzeptes an den Stützenfüssen über dem Fundationstragwerk normalerweise Fliessgelenke auf (vgl. Bild 2a). Hier ist der Einfluss der Normalkraft auf die Fliessmomente zu berücksichtigen, während er bei den Riegeln im allgemeinen vernachlässigt werden kann.
- Steifigkeitsabminderung:
  Unter zyklischer Biegebeanspruchung weisen Stahlbetonquerschnitte eine reduzierte Steifigkeit in der Wiederbelastungsphase auf. Damit wird die Hystereseschlaufe gegenüber einem rein bilinearen Materialverhalten schmäler. Die Energiedissipation pro Zyklus wird ohne Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderung überschätzt, die erforderliche Duktilität wird unterschätzt. Andererseits findet bei Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderung auch für Beanspruchungszyklen unterhalb des Fliessmomentes eine Energiedissipation statt.
- Einschnürungs-Effekt ("pinching"):
  Bei zyklischer Beanspruchung mit hoher Schubbeanspruchung werden die Hystereseschlaufen im mittleren Bereich zusammengedrückt, und die Energiedissipation wird reduziert. Ein ähnliches Phänomen stellt sich auch bei hoher Normalkraftbeanspruchung ein.
- Endliche Länge des plastischen Bereiches:
  Die oft getroffene Annahme einer punktförmigen Gelenkzone überschätzt den Rotationsduktilitätsbedarf. Die Länge des plastischen Bereiches in der Berechnung soll möglichst gut der Wirklichkeit angepasst werden können.

Im Fall von erdbebendominierten Rahmen treten die plastischen Gelenke in den Riegeln unmittelbar neben den Stützen auf, während sie in schwerelastdominierten Rahmen zusätzlich in Feldmitte auftreten können. Das Gelenkelement muss folglich nicht nur wie üblich an den Enden der Riegel, sondern auch im mittleren Bereich der Riegel verwendet werden können.

3.2 Uebersicht über bestehende Rechenprogramme

Rechenprogramme, welche die obgenannten Anforderungen wenigstens teilweise erfüllen, lassen sich in zwei Kategorien einteilen:

- spezialisierte Programme für Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung
- allgemeine nichtlineare Finite Elemente-Programme ("general purpose" FE-Programme)

Die Programme der ersten Kategorie zeichnen sich vor allem durch eine wirklichkeitsgetreue Erfassung des Stahlbetonverhaltens unter zyklischer Beanspruchung aus. Die neueren Programme SARCF [5] und IDARC [6] berücksichtigen unterschiedliche positive und negative Fliessmomente in den plastischen Bereichen der Riegel, doch haben diese beiden Programme keine Elemente mit Moment-Normalkraft-Interaktion in den Stützen. Die Programme DRAIN-2D, DRAIN-TABS, SAKE und MISS sind nur für symmetrische Querschnitte ausgelegt [7]. Bei allen diesen Programmen ist der interessierende Fall eines Fliessgelenkes im mittleren Bereich der Riegel nicht vorgesehen. Dazu kommt noch, dass diese Programme auf zweidimensionale Anwendungen beschränkt sind, so dass sie für dreidimensionale Probleme von vornherein nicht in Frage kommen.

Mit den "general purpose"-Programmen hingegen sind wohl dreidimensionale Berechnungen möglich, aber keines dieser Programme bietet ein Gelenkelement mit den ereforderlichen Stahlbetoneigenschaften an. Einige dieser Programme haben jedoch dokumentierte Schnittstellen für eigene Elemente oder Materialgesetze. Ein durch den Benützer definiertes Gelenkelement kann damit mit beschränktem Aufwand hinzugefügt werden.

3.3 Lösungsweg

Da keines der untersuchten Programme die Anforderungen für eine nichtlineare dreidimensionale Rahmenberechnung zu erfüllen vermochte, musste eine eigene Lösung entwickelt werden. Grundsätzlich boten sich, den beiden Programmkategorien entsprechend, zwei Lösungswege an:

1. Erweiterung eines spezialisierten Stahlbetonrahmen-Programms auf 3-D
2. Entwicklung eines Stahlbeton-Gelenkelementes für ein allgemeines nichtlineares Finite Element-Programm

Vom Aufwand her bot die zweite Lösung eindeutig Vorteile, da sich die Programmierarbeiten auf ein Element, das durch eine Schnittstelle klar von den übrigen Programmteilen abgetrennt ist, begrenzen, während bei der ersten Lösung praktisch das ganze Programm hätte überarbeitet werden müssen. Die zweite Lösung hat den zusätzlichen Vorteil, dass die statische Berechnung mit dem gleichen Programm erfolgen kann.

Nach einer eingehenden und verhältnismässig aufwendigen Evaluation unter Berücksichtigung von Programm-Dokumentation und Unterstützung durch die Entwicklungsgruppe fiel die Wahl auf das nichtlineare Finite Element-Programm ABAQUS [8]. Dieses Programm wurde durch ein Gelenkelement mit vorerst folgenden Eigenschaften aus der Anforderungsliste ergänzt: unterschiedliche positive und negative Fliessmomente, Moment-Normalkraft-Interaktion sowie endliche Länge des plastischen Bereiches.

3.4 Sechsstöckiger Stahlbetonrahmen

Als Anwendungsbeispiel wird der Duktilitätsbedarf in den plastischen Gelenken eines sechsstöckigen Gewerbegebäudes infolge von Erdbebeneinwirkung berechnet. Der Stahlbetonrahmen dieses Gebäudes (Bild 4) wurde nach der Methode der Kapazitätsbemessung für die Erdbeben-Ersatzkräfte der am höchsten beanspruchten Gefährdungszone 3b (Oberwallis) der neuen Schweizer Norm SIA 160 [4] dimensioniert. Dabei wurden in den Randfeldern der ersten vier Geschosse, die relativ hohe Nutzlasten aufweisen, Balkenmechanismen mit und ohne Ausbildung positiver Fliessgelenke in Feldmitte angenommen.

Die Modellierung der plastischen Bereiche erfolgte mit Gelenkelementen, deren Länge der jeweiligen Trägerhöhe entspricht. Die Rotationssteifigkeit nach Fliessbeginn wurde zu 5% der elastischen Steifigkeit angenommen. Im ersten Berechnungsschritt wurde die statische Beanspruchung infolge von Schwerelasten (Eigen- und Nutzlasten) berechnet. In der anschliessenden dynamischen Berechnung wurde die belastete Struktur einem Zeitverlauf der horizontalen Bodenbeschleunigung unterworfen. Der Zeitschritt der dynamischen Berechnung betrug 0.01 s.

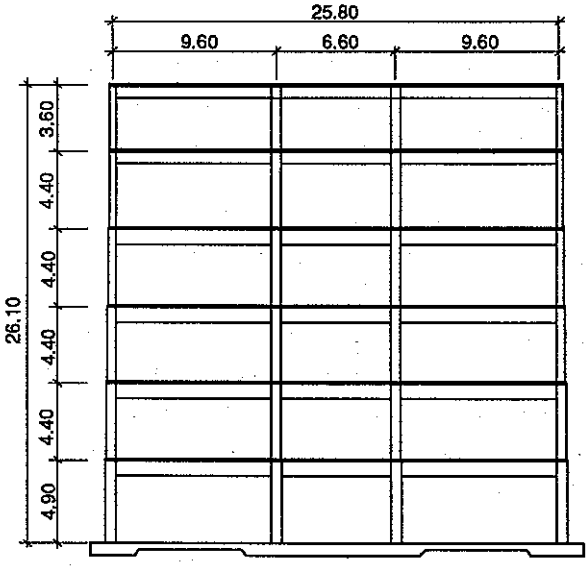


Bild 4 Aufriss des sechsstöckigen Stahlbetonrahmens

3.5 Bodenbeschleunigung

Die Erdbebeneinwirkung wurde durch einen künstlich generierten Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung simuliert. Bild 5 links zeigt den Zeitverlauf und das Antwortspektrum der generierten Bodenbeschleunigung. Die Starkbebendauer beträgt 7 s, die gesamte Bebendauer 10 s. Der Zeitverlauf ist mit dem Programm SIMQKE [9] kompatibel zum Bemessungsspektrum für mittelsteife Böden der Zone 3b der Norm SIA 160 [4] mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von 0.16 g erzeugt worden. Bild 5 rechts zeigt die gute Uebereinstimmung zwischen dem Antwortspektrum der generierten Bodenbeschleunigung und dem gestrichelt eingezeichneten Bemessungsspektrum.

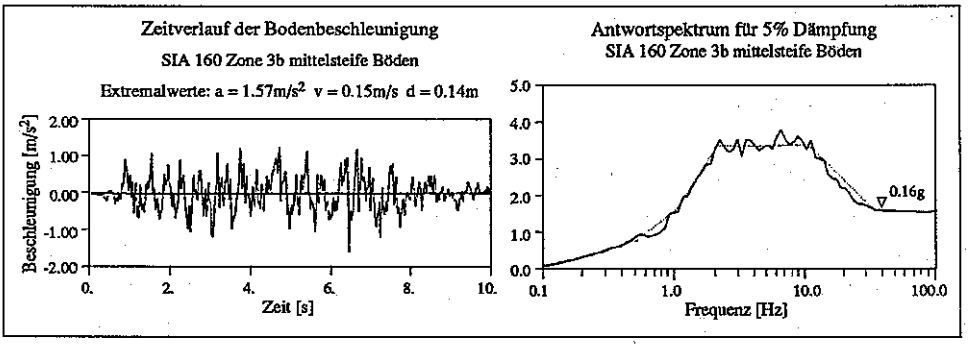


Bild 5 Zeitverlauf und Antwortsprektrum der Bodenbeschleunigung

3.6 Duktilitätsbedarf

Die Resultate der dynamischen Berechnung nach 10 s (1000 Zeit-schritten) für den Fall der möglichen Fliessgelenke in Feldmitte sind in Bild 6 (links) dargestellt. Der lokale Duktilitätsbedarf jedes plastischen Bereiches ist als Verhältnis der maximalen Rotation zur Rotation bei Fliessbeginn eingezeichnet, d.h., Werte grösser eins weisen auf eine plastische Verformung hin. Der grösste Duktilitätsbedarf von etwa 5 ergibt sich in den Riegeln bei den Stützenanschlussbereichen im ersten und im fünften Geschoss. Diese Rotationsduktilität kann durch eine konstruktive Ausbildung der Gelenkzonen nach den Bemessungsregeln für beschränkte Duktilität (vgl. [1]) ohne weiteres erreicht werden.

Werden in Feldmitte keine Gelenke zugelassen, so erhält man den bei starker Seismizität typischen Rahmenmechanismus (Bild 6 rechts). Der maximale Duktilitätsbedarf gegenüber der Berechnung in Bild 6 (links) ist hier im untersten Geschoss auf über 6 angestiegen. Ein Vergleich der beiden Resultate in Bild 6 zeigt, dass der Einbezug der positiven Momentenbereiche in Feldmitte in den Gelenkmechanismus den maximalen Duktilitätsbedarf senken kann.

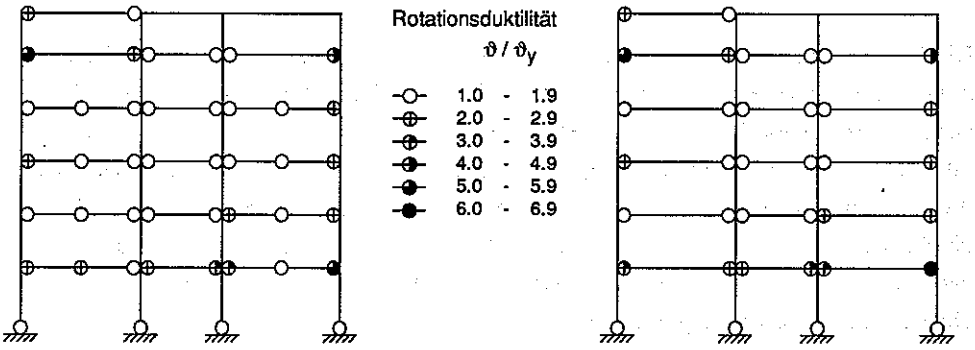


Bild 6 Rotationsduktilitätsbedarf des Rahmens mit Gelenken in Feldmitte (links) resp. ohne Gelenke in Feldmitte (rechts)

4. Zusammenfassung

Mit der Methode der Kapazitätsbemessung können Tragwerke für Erdbebeneinwirkung bedeutend sicherer und meist erheblich wirtschaftlicher als mit einer konventionellen Bemessung gestaltet werden. Die Kapazitätsbemessung legt eindeutig fest, wo ein Tragwerk plastifizieren darf und soll. Somit sind nur die bewusst gewählten potentiellen plastischen Bereiche duktil zu gestalten. Zur Einführung werden die Grundsätze der Kapazitätsbemessung am Beispiel einer Kette mit einem duktilen Glied, das die übrigen spröden Glieder vor dem Bruch schützt, beschrieben. Dann wird das Vorgehen auf ganze Tragwerke von Hochbauten erweitert und an einfachen Beispielen erläutert. Schliesslich wird der Ablauf der gesamten Bemessung, vom Entwurf des Tragwerks und der Wahl der Bemessungsduktilität bis zur konstruktiven Durchbildung, schematisch dargestellt.

In besonderen Fällen, auch bei stark unregelmässigen Tragwerken, kann es zweckmässig sein, eine Kontrolle des Duktilitätsbedarfs in den plastischen Gelenken mit Hilfe nichtlinearer dynamischer Zeitverlaufsberechnungen durchzuführen. Ein entsprechendes, in Entwicklung befindliches Recheninstrument für Stahlbetonrahmen wird beschrieben. Als Basis dient ein allgemeines nichtlineares Finite Elemente-Programm, das durch ein Gelenkelement mit vorerst den folgenden Eigenschaften ergänzt wurde: unterschiedliche positive und negative Fliessmomente, Moment-Normalkraft-Interaktion und endliche Länge des plastischen Bereiches. Als Anwendungsbeispiel wird der Duktilitätsbedarf in den plastischen Gelenken eines sechsstöckigen Stahlbeton-Gewerbegebäudes berechnet, das nach der Methode der Kapazitätsbemessung für die Erdbeben-Ersatzkräfte der am höchsten beanspruchten Gefährdungszone 3b der neuen Schweizer Norm SIA 160 [4] dimensioniert worden war.

Der Stiftung des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten und der Kommission zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung der Schweizerischen Eidgenossenschaft sowie der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich wird für die Unterstützung der beschriebenen Forschungsarbeiten herzlich gedankt.

Literatur

[1] Paulay T., Bachmann H., Moser K.: Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Basel und Boston, 1990, ISBN 3-7643-2352-3, 1990.

[2] Moser K.: Kapazitätsbemessung erdbebenbeanspruchter Stahlbetonrahmen. Schweizer Ingenieur + Architekt, 108. Jahrgang, H. 44, 1990.

[3] Bachmann H.: Kapazitätsbemessung von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung. Beton- und Stahlbetonbau 85, H. 11, 1990.

[4] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich, 1989.

[5] Chung Y.S., Shinozuka M., Meyer C.: SARCF User's Guide: Analysis of Reinforced Concrete Frames. Technical Report NCEER-88-0044, State University of New York at Buffalo, 1988.

[6] Park Y.J., Reinhorn A.M., Kunnath S.K.: IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall-Structures. Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo, 1987.

[7] Hohlsiepe U.: Beitrag zur Untersuchung des nichtlinearen Tragverhaltens ebener Stahlbetonrahmen unter seismischen Einwirkungen. Mitteilung 85-3, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1985.

[8] Hibitt, Karlsson & Sorensen: ABAQUS User's Manual, Rhode Island, 1988.

[9] Vanmarke E.H., Cornell C.A., Gasparini D.A., Hou S.N.: SIMQKE - Simulation of Earthquake Ground Motion. M.I.T., Cambridge, Mass., 1976.

Themenkomplex 3:

Experimentelle und numerische Untersuchung des Bauwerksverhaltens

Berechnung der Erdbebenersatzlasten und der globalen Schnittgrößen nach dem Antwortspektrenverfahren an einem räumlichen Modell mit drei Freiheitsgraden je Stockwerk

Eberhard Luz
Universität Stuttgart, Institut für Mechanik (Bauwesen)
Jörg Obermüller
Schuberstr. 5, W-7110 Öhringen

1. Einleitung

Die Erdbebenbeanspruchung von Hochbauten wird häufig an ebenen mechanischen Modellen abgeleitet, weil eine Erfassung der räumlichen Struktur in der Regel einen höheren Rechenaufwand bedingt. In vielen Fällen jedoch - etwa bei im Grundriß exzentrisch angeordneten Kernen - ist es zur Erzielung eines einigermaßen zuverlässigen Ergebnisses unabdingbar, räumlich zu rechnen. Bei den meisten realen Bauwerken treten nämlich nicht nur Schwingungsbewegungen in einer vertikalen Ebene auf, sondern räumliche Bewegungen, in der Regel gekoppelte Biege- und Torsionsschwingungen. Dann erhält man als Ersatzbelastungen neben Kräften auch Torsionsbelastungen, welche natürlich vom Einfallswinkel der Erdbebenbeschleunigung im Grundriß abhängen. Gleichwohl bleibt der Wunsch nach möglichst einfachen Modellen bestehen.

Zu diesem Zweck wurden zwei unterschiedliche mechanische Modelle entwickelt, nämlich ein Modell, welches die Bauwerksstruktur in ein eindimensionales Kontinuum abbildet, [1], [2], sowie ein anderes, welches von als starr angenommenen Deckenscheiben ausgeht, die durch stützende Elemente verbunden sind [3]. Im folgenden soll dieses zweite Modell näher betrachtet und gegenüber der in [3] dargelegten Version verbessert werden.

2. Modell der "starren Stockwerksscheiben"

Dieses in [3] entwickelte Modell werde hier kurz wiedergegeben. Es lehnt sich an die Struktur eines mehrstöckigen Gebäudes an und geht von so vielen - als

starr angenommenen - Deckenscheiben aus, wie Stockwerke vorhanden sind. Die i-te Decke hat zwei horizontale Verschiebungsfreiheitsgrade v_i und w_i und den Drehfreiheitsgrad φ_i um die Hochachse x (Abb. 1). m_i und θ_i sind Masse und Trägheitsmoment der i-ten Decke um die Hochachse durch den lokalen Massenmittelpunkt MM_i der für jedes Stockwerk durch die Abstände a_i und b_i festgelegt ist. Der Steifigkeitsmittelpunkt S_i des i-ten Stockwerks hängt von den Stützen und Wandscheiben des darunter liegenden Stockwerks ab, aber auch von der Steifigkeit der Anschlüsse an die Deckenplatte und von der Steifigkeit eventuell vorhandener Riegel.

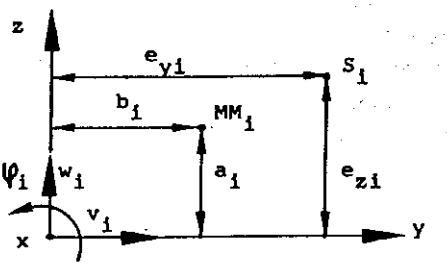


Abb. 1: Grundriß der i-ten Decke

Zur Ermittlung der Rückstellkräfte und -momente bei diesem Modell werden zunächst folgende vereinfachende Annahmen getroffen:

1) Die Decken sind dehn- und biegestarr.
2) Es sind nur Einzelstützen vorhanden, die in der (i-1) - ten Deckenplatte starr eingespannt und an die i-te gelenkig angeschlossen sind, Abb. 3,

und alternativ dazu:

3) Die Stützen sind sowohl in die untere Decke, als auch in die i-te Decke starr eingespannt, Abb. 4.

Dabei dürfte in der Regel die Annahme 2) der Wirklichkeit näherkommen als die Annahme 3), welche eine sehr steife Abschätzung liefert. Man kann auch einen dazwischen liegenden Einspanngrad durch Abschätzung eines entsprechenden Faktors ε berücksichtigen, da die Decken tatsächlich ja nicht biegestarr sind. Die k-te Stütze im Stockwerk i besitze eine Biegesteifigkeit EI_{yk} gegen Ausbie-

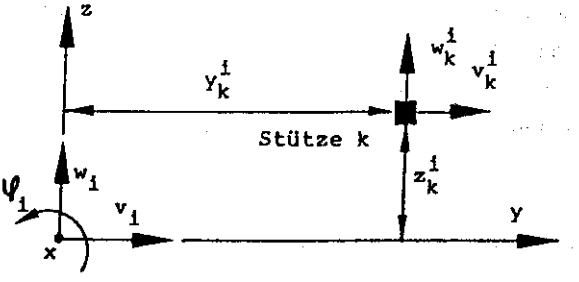


Abb. 2: Grundriß mit Stützenposition

gung in y- Richtung, entsprechend EI_{zk} in z - Richtung (Abb. 2). Die Stützenkopfverschiebungen betragen im i- ten Stockwerk:

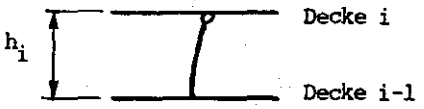


Abb. 3: Aufriß Annahme 2

$$v_k^i = v_i - \varphi_i z_k^i \qquad (1)$$

$$w_k^i = w_i + \varphi_i y_k^i$$

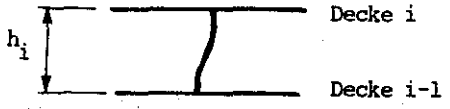


Abb. 4: Aufriß Annahme 3

Maßgebend für die Rückstellkräfte ist die Relativverschiebung des Stützenkopfes gegen die (i-1)-te Decke:

$$v_k^* = v_k^i - v_k^{i-1} = v_i - v_{i-1} - (\varphi_i - \varphi_{i-1})\, z_k^i \qquad (2)$$

$$w_k^* = w_k^i - w_k^{i-1} = w_i - w_{i-1} + (\varphi_i - \varphi_{i-1})\, y_k^i$$

Damit ergibt sich zum Beispiel die Rückstellkraft in y-Richtung zu

$$R_y^i = - \sum_{k=1}^{\text{Anzahl}} \frac{\varepsilon\, EI_{yk}}{h^3}\, v_k^*, \qquad (3)$$

entsprechend ergibt sich die Rückstellkraft in z-Richtung. Das Rückstellmoment ist

$$M_x^i = \sum_{k=1}^{\text{Anz}} \frac{\varepsilon\, EI_{yk}}{h^3}\, z_k^i\, v_k^* - \sum_{k=1}^{\text{Anz}} \frac{\varepsilon\, EI_{zk}}{h^3}\, y_k^i\, w_k^* \qquad (4)$$

Für den Faktor ε ist für die Annahme 2) der Wert 3, bei der Annahme 3) der Wert 12 zu setzen. Einsetzen von (2) in (3) und (4)ergibt Rückstellkräfte und Rückstellmoment infolge der Stützen des i-ten Stockwerks:

$$R_y^i = - c_{vv}^i\, (v_i - v_{i-1}) + c_{v\varphi}^i (\varphi_i - \varphi_{i-1})$$

$$R_z^i = - c_{ww}^i\, (w_i - w_{i-1}) - c_{w\varphi}^i\, (\varphi_i - \varphi_{i-1}) \qquad (5)$$

$$M_x^i = c_{v\varphi}^i\, (v_i - v_{i-1}) - c_{w\varphi}^i\, (w_i - w_{i-1}) - c_{\varphi\varphi}^i (\varphi_i - \varphi_{i-1})$$

Dabei wurden die folgenden Abkürzungen verwendet:

$$
\begin{aligned}
c^i_{vv} &= \sum_{k=1}^{Anz} \frac{\varepsilon\, EI_{yk}}{h^3} & c^i_{v\varphi} &= \sum_{k=1}^{Anz} \frac{\varepsilon\, EI_{yk}}{h^3}\, z^i_k \\
c^i_{ww} &= \sum_{k=1}^{Anz} \frac{\varepsilon\, EI_{zk}}{h^3} & c^i_{w\varphi} &= \sum_{k=1}^{Anz} \frac{\varepsilon\, EI_{zk}}{h^3}\, y^i_k \\
c^i_{\varphi\varphi} &= \sum_{k=1}^{Anz} \left(\frac{\varepsilon\, EI_{yk}}{h^3}\, z_k^{i^2} + \frac{\varepsilon\, EI_{zk}}{h^3}\, y_k^{i^2}\right)
\end{aligned}
\tag{6}
$$

Mit den so definierten Größen kann man die Bewegungsgleichungen für das i-te Stockwerk anschreiben, wobei die Reaktionskräfte der Stützen des darüberliegenden Stockwerks i+1 zu berücksichtigen sind:

$$
\begin{aligned}
m_i\,(\ddot{v}_i - a_i\,\ddot{\varphi}_i) &= R^i_y - R^{i+1}_y \\
m_i\,(\ddot{w}_i + b_i\,\ddot{\varphi}_i) &= R^i_z - R^{i+1}_z \\
\theta_i\ddot{\varphi}_i &= M^i_x - M^i_x - a_i\,(R^i_y - R^{i+1}_y) + b_i\,(R^i_z - R^{i+1}_z)
\end{aligned}
\tag{7}
$$

Damit kann man eine Massenmatrix m_{lj} und eine Steifigkeitsmatrix c_{lj}, $l,j = 1..n$, einführen, von denen in (8) und (9) jeweils die das i-te Stockwerk betreffenden Teilmatrizen explizit dargestellt sind:

(8) $m_{lj} =$

		v_i	w_i	φ_i	
Stw. i-1	"i-1"		0		0
Stw. i	0	m_i	0	$-a_i\, m_i$	0
		0	m_i	$b_i\, m_i$	
		$-a_i\, m_i$	$b_i\, m_i$	$\theta_i + m_i(a_i^2 + b_i^2)$	
Stw. i+1	0		0		"i+1"

(9) $c_{lj} =$

	v_{i-1}	w_{i-1}	φ_{i-1}	v_i	w_i	φ_i	v_{i+1}	w_{i+1}	φ_{i+1}
Stockwerk i-1	$c^{i-1}_{vv} + c^{i}_{vv}$	0	$-c^{i-1}_{v\varphi} - c^{i}_{v\varphi}$	$-c^{i}_{vv}$	0	$c^{i}_{v\varphi}$	0	0	0
	0	$c^{i-1}_{ww} + c^{i}_{ww}$	$c^{i-1}_{w\varphi} + c^{i}_{w\varphi}$	0	$-c^{i}_{ww}$	$-c^{i}_{w\varphi}$	0	0	0
	$-c^{i-1}_{v\varphi} - c^{i}_{v\varphi}$	$c^{i-1}_{w\varphi} + c^{i}_{w\varphi}$	$c^{i-1}_{\varphi\varphi} + c^{i}_{\varphi\varphi}$	$c^{i}_{v\varphi}$	$-c^{i}_{w\varphi}$	$-c^{i}_{\varphi\varphi}$	0	0	0
Stockwerk i	$-c^{i}_{vv}$	0	$c^{i}_{v\varphi}$	$c^{i}_{vv} + c^{i+1}_{vv}$	0	$-c^{i}_{v\varphi} - c^{i+1}_{v\varphi}$	$-c^{i+1}_{vv}$	0	$c^{i+1}_{v\varphi}$
	0	$-c^{i}_{ww}$	$-c^{i}_{w\varphi}$	0	$c^{i}_{ww} + c^{i+1}_{ww}$	$c^{i}_{w\varphi} + c^{i+1}_{w\varphi}$	0	$-c^{i+1}_{ww}$	$-c^{i+1}_{w\varphi}$
	$c^{i}_{v\varphi}$	$-c^{i}_{w\varphi}$	$-c^{i}_{\varphi\varphi}$	$-c^{i}_{v\varphi} - c^{i+1}_{v\varphi}$	$c^{i}_{w\varphi} + c^{i+1}_{w\varphi}$	$c^{i}_{\varphi\varphi} + c^{i+1}_{\varphi\varphi}$	$c^{i+1}_{v\varphi}$	$-c^{i+1}_{w\varphi}$	$-c^{i+1}_{\varphi\varphi}$
Stockwerk i-1	0			- (i+1)			Diag (i+1)		

Die zugehörige Verschiebungsmatrix x_j, $j = 1..n$, hat dann folgende Form:

(10) $$x_j = \begin{bmatrix} \vdots \\ v_{i-1} \\ w_{i-1} \\ \varphi_{i-1} \end{bmatrix} \Bigg\} \text{Stockwerk } i-1 \quad \begin{bmatrix} v_i \\ w_i \\ \varphi_i \end{bmatrix} \Bigg\} \text{Stockw. } i \quad \begin{bmatrix} v_{i+1} \\ w_{i+1} \\ \varphi_{i+1} \\ \vdots \end{bmatrix} \Bigg\} \text{Stockw. } i+1$$

Damit läßt sich das System der Bewegungsgleichungen wie folgt darstellen:

(11) $$\sum_{j=1}^{n} (m_{lj}\,\ddot{x}_j + c_{lj}\,x_j) = p_l(t) \qquad l = 1 \cdot\cdot n$$

Die Anzahl n der Freiheitsgrade ist gleich dem dreifachen der Anzahl der Stockwerke. Die Lösung des homogenen Systems (11) ergibt sich mit den Eigenkreisfrequenzen ω_k und der Modalmatrix κ_{jk} zu

$$(12)\quad x_j = \sum_{k=1}^{n} \kappa_{jk} A_k \cos(\omega_k t - \varphi_k),$$

wobei die Modalmatrix κ_{jk} der Verschiebungsmatrix x_j entsprechend angeordnet ist.

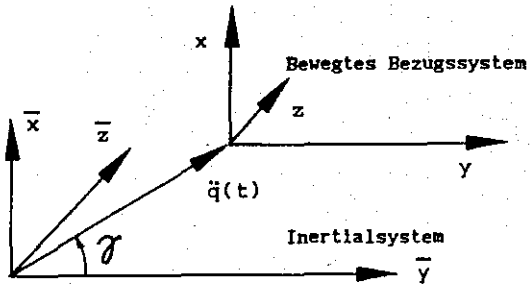


Abb. 5: Inertialsystem, Bezugssystem

Die Erdbebenerregung q(t) des Bezugssystems erfolgt unter dem Winkel γ zur y-Achse im Grundriß (Abb. 5). Dann ergibt sich für den Erregervektor $p_1(t)$ in (11) für das i-te Stockwerk:

$$(13)\quad p_1(t) = \begin{pmatrix} \vdots \\ -m_i \cos\gamma\, \ddot{q}(t) \\ -m_i \sin\gamma\, \ddot{q}(t) \\ -m_i(-a_i \cos\gamma + b_i \sin\gamma)\, \ddot{q}(t) \\ \dots \end{pmatrix} = -\ddot{q}(t)\, r_1$$

Mit dem Ansatz

$$(14)\quad x_j = \sum_{k=1}^{n} \kappa_{jk} f_k(t)$$

für die inhomogene Lösung von (11) erhält man die n modalen Bewegungsgleichungen ohne Berücksichtigung der Dämpfung:

$$(15)\quad \ddot{f}_k(t) + \omega_k^2 f_k(t) = -\frac{1}{M_k} \left(\sum_{j=1}^{n} \kappa_{jk}\, r_j\right) \ddot{q}(t), \qquad M_k = \text{modale Masse}$$

deren Lösungen sich über das Faltungsintegral ermitteln lassen. Die Lasten auf die Struktur, also die Ersatzlasten ergeben sich aus

$$(16)\quad k_i(t) = \sum_{j=1}^{n} c_{ij}\, x_j(t) = \sum_{j=1}^{n} m_{ij}\, \kappa_{jk}\, \omega_k^2\, f_k(t)$$

Insbesondere erhält man die n Ersatzlasten und -momente für die k-te Eigenfrequenz zu

$$(17)\quad k_j^k = -\sum_{l=1}^{n} m_{jl}\kappa_{lk}\,\frac{\sum_{s=1}^{n}\kappa_{sk}\,r_s}{M_k}\cdot\underbrace{\omega_k\int_{\tau=0}^{t}\ddot{q}(\tau)\sin\omega_k(t-\tau)d\tau}_{S_a^k\,=\,\beta.\mathrm{cal}\ a\ /R(T)(\mathrm{DIN}\ 4149/\mathrm{EC8})}$$

Aus (17) läßt sich sowohl die Antwortspektren-Methode als auch die Zeitverlaufsmethode ableiten. Die Ersatzlasten erhält man aus (17)

in y-Richtung für $j = 1, 4, 7, \ldots n - 2$,

in z-Richtung für $j = 2, 5, 8, \ldots n - 1$,

die Torsionsbelastung für $j = 3, 6, 9, \ldots n$.

Auch die Verschiebungen lassen sich für beide Rechenverfahren über (14) und (15) unter Berechnung des Faltungsintegrals oder unter Verwendung des spektralen Antwortfaktors und anschließender quadratischer Mittelung einfach ermitteln.

Bei der Antwortspektren-Methode müssen die Schnittgrößen jeweils für die Belastungen in den einzelnen Eigenfrequenzen ermittelt und durch quadratische Mittelbildung zu den maßgebenden Schnittgrößen überlagert werden. Bei dem hier vorgestellten Modell erhält man sowohl für die einzelnen Eigenfrequenzen als auch für die maßgebenden Beanspruchungen globale Schnittgrößen auf die Modellstruktur, entsprechendes gilt bei der Zeitverlaufsmethode. Diese Tatsache sollte für den entwerfenden Bauingenieur keine Schwierigkeit darstellen, muß er doch auch bei anderen Belastungen - etwa bei Wind - die resultierenden Belastungen in seiner Konstruktion abtragen.

3. Modell der "starren Stockwerksscheiben" mit über die Höhe durchlaufenden Stützelementen

Eine erste Anwendung des Modells in Abschnitt 2 auf das MPA-Hochhaus der Universität Stuttgart in [4] hat gezeigt, daß an einem Gebäude mit wesentlichen durchlaufenden Stützelementen - wie sie etwa ein steifer Kern darstellt - eine derartig einfache Modellierung unzureichende Ergebnisse liefert. Man kann zwar durch geeignete Wahl des Einspannfaktors ε an den oberen Stützenanschlüssen eine Abstimmung so erreichen, daß etwa die gemessene Grundfrequenz richtig wiedergegeben wird. Die höheren Frequenzen jedoch und auch die Abfolge der

Eigenformen stimmen dann nicht. Das zeigt, daß ein Modell mit Einzelstützen nach Abschnitt 2 zur Beschreibung von über die Höhe durchlaufenden Stützelementen und Kernen nicht geeignet ist. Aus diesem Grund hat der zweite Verfasser das ursprüngliche Modell so erweitert, daß eine Erfassung derartiger Elemente möglich wird [4]. Natürlich geht dann die Bandstruktur der Steifigkeitsmatrix in (9) verloren, weil durch die durchlaufenden Elemente alle Deckenscheiben miteinander gekoppelt werden, aber die Modellierung liegt näher an der tatsächlichen Struktur.

Zur praktischen Berechnung ist es zweckmäßig, die Steifigkeitsmatrix nicht mehr explizit anzuschreiben wie in (9), sondern sie durch den Rechner aufbauen zu lassen. Dazu wird eine Elementsteifigkeitsmatrix einer Stütze k zwischen zwei Deckenscheiben i-1 und i definiert, welche die in (18) angegebene Form aufweist (siehe auch (6)). Durch Aufsummieren über alle Deckenscheiben wird eine Gesamtsteifigkeitsmatrix gewonnen, wie sie in Gleichung (9) dargestellt

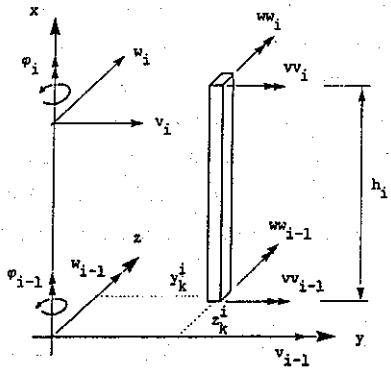


Abb 6: Anteil der k-ten Durchlaufstütze zwischen den Deckenscheiben i-1 und i mit den zugehörigen Freiheitsgraden

(18)

$$\begin{bmatrix} c^i_{vv} & 0 & -c^i_{v\varphi} & -c^i_{vv} & 0 & c^i_{v\varphi} \\ 0 & c^i_{ww} & c^i_{w\varphi} & 0 & -c^i_{ww} & -c^i_{w\varphi} \\ -c^i_{v\varphi} & c^i_{w\varphi} & c^i_{\varphi\varphi} & c^i_{v\varphi} & -c^i_{w\varphi} & -c^i_{\varphi\varphi} \\ -c^i_{vv} & 0 & c^i_{v\varphi} & c^i_{vv} & 0 & -c^i_{v\varphi} \\ 0 & -c^i_{ww} & -c^i_{w\varphi} & 0 & c^i_{ww} & c^i_{w\varphi} \\ c^i_{v\varphi} & -c^i_{w\varphi} & -c^i_{\varphi\varphi} & -c^i_{v\varphi} & c^i_{w\varphi} & c^i_{\varphi\varphi} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} v_{i-1} \\ w_{i-1} \\ \varphi_{i-1} \\ v_i \\ w_i \\ \varphi_i \end{bmatrix}$$

(20)

$$
\begin{bmatrix}
A_y^{ik} & 0 & 0 & B_y^{ik} & -E_y^{ik} & -A_y^{ik} & 0 & 0 & B_y^{ik} & E_y^{ik} \\
0 & A_z^{ik} & -B_z^{ik} & 0 & E_z^{ik} & 0 & -A_z^{ik} & -B_z^{ik} & 0 & -E_z^{ik} \\
0 & -B_z^{ik} & C_z^{ik} & 0 & -F_z^{ik} & 0 & B_z^{ik} & D_z^{ik} & 0 & F_z^{ik} \\
B_y^{ik} & 0 & 0 & C_y^{ik} & -F_y^{ik} & -B_y^{ik} & 0 & 0 & D_y^{ik} & F_y^{ik} \\
-E_y^{ik} & E_z^{ik} & -F_z^{ik} & -F_y^{ik} & G^{ik} & E_y^{ik} & -E_z^{ik} & -F_z^{ik} & -F_y^{ik} & -G^{ik} \\
-A_y^{ik} & 0 & 0 & -B_y^{ik} & E_y^{ik} & A_y^{ik} & 0 & 0 & -B_y^{ik} & -E_y^{ik} \\
0 & -A_z^{ik} & B_z^{ik} & 0 & -E_z^{ik} & 0 & A_z^{ik} & B_z^{ik} & 0 & E_z^{ik} \\
0 & -B_z^{ik} & D_z^{ik} & 0 & -F_z^{ik} & 0 & B_z^{ik} & C_z^{ik} & 0 & F_z^{ik} \\
B_y^{ik} & 0 & 0 & D_y^{ik} & -F_y^{ik} & -B_y^{ik} & 0 & 0 & C_y^{ik} & F_y^{ik} \\
E_y^{ik} & -E_z^{ik} & F_z^{ik} & F_y^{ik} & -G^{ik} & -E_y^{ik} & E_z^{ik} & F_z^{ik} & F_y^{ik} & G^{ik}
\end{bmatrix}
\;*\;
\begin{bmatrix}
v_{i-1} \\ w_{i-1} \\ vv_{i-1} \\ ww_{i-1} \\ \varphi_{i-1} \\ v_i \\ w_i \\ vv_i \\ ww_i \\ \varphi_i
\end{bmatrix}
$$

ist. Zur Beschreibung der Durchlaufstützen wird die Elementsteifigkeitsmatrix des Teils der k-ten Stütze zwischen den Deckenscheiben i-1 und i definiert (Abb. 6). Zu den bisherigen Freiheitsgraden v_i, w_i und φ_i kommen noch die Drehfreiheitsgrade vv_i und ww_i, welche die federnde Einspannung der Stütze in die i-te Decke in den beiden Verschiebungsrichtungen beschreiben. Dazu können Drehfederkonstante dieser Einspannung individuell abgeschätzt werden. Für die Stütze k ergibt sich diese Elementsteifigkeitsmatrix für den zwischen der (i - 1) - ten und der i-ten Deckenscheibe gelegenen Stützenteil gemäß (20). Die einzelnen Elemente dieser Elementsteifigkeitsmatrix sind dabei folgendermaßen aufgebaut:

(19)
$$A_y^{ik} = 12\ EI_{yk} / h_i^3 \qquad A_z^{ik} = 12\ EI_{zk} / h_i^3$$
$$B_y^{ik} = 6\ EI_{yk} / h_i^2 \qquad B_z^{ik} = 6\ EI_{zk} / h_i^2$$
$$C_y^{ik} = 4\ EI_{yk} / h_i \qquad C_z^{ik} = 4\ EI_{zk} / h_i$$

(zu 19) $D_y^{ik} = 2\ EI_{yk} / h_i$ $\qquad$ $D_z^{ik} = 2\ EI_{zk} / h_i$

$E_y^{ik} = A_y^{ik} \cdot z_k$ $\qquad$ $E_z^{ik} = A_z^{ik} \cdot y_k$

$F_y^{ik} = B_y^{ik} \cdot z_k$ $\qquad$ $F_z^{ik} = B_z^{ik} \cdot y_k$

$G^{ik} = A_y^{ik} \cdot z_k^2 + A_z^{ik} \cdot y_k^2$

Aus diesen Elementsteifigkeitsmatrizen wird für die k-te Durchlaufstütze eine Untersteifigkeitsmatrix über ihre Gesamthöhe aufaddiert. Diese Untersteifigkeitsmatrix besitzt an jedem Durchstoßpunkt durch eine Deckenscheibe 5 Freiheitsgrade , nämlich die beiden globalen Translationen v_i und w_i, sowie Rotation φ_i, dazu kommen zusätzlich die beiden Verdrehfreiheitsgrade an den Durchstoßpunkten durch die i-te Decke vv_i und ww_i. Da den beiden letzteren Freiheitsgraden keine Drehmasse zugeordnet ist, müssen diese Freiheitsgrade für jede Durchlaufstütze eliminiert werden. Es verbleibt dann eine Untersteifigkeitsmatrix, welche nur noch die Freiheitsgrade v_i, w_i und φ_i für jede Decke i enthält. Diese Untersteifigkeitsmatrizen sind entsprechend den vorhandenen Durchlaufstützen zu den Stockwerkssteifigkeitsmatrizen analog (9) unter Beachtung der zugehörigen Freiheitsgrade zur gesamten Steifigkeitsmatrix c_{lj} aufzuaddieren.

Die aus Elementen gemäß (8) aufgebaute gesamte Massenmatrix m_{lj} und die so ermittelte Gesamtsteifigkeitsmatrix ergeben zusammen das Eigenwertproblem (11), mit dem Erregervektor p_l gemäß (13). Die Fortsetzung der Berechnung bis hin zu den Erdbebenersatzlasten verläuft dann völlig analog zu Abschnitt 2, Gleichungen (14) bis (17).

4. Beispiele

Für das MPA-Hochhaus der Universität Stuttgart - skizziert in Abb. 7 - wurden verschiedene Beispielrechnungen gemäß den Abschnitten 2 und 3 durchgeführt, und zwar sowohl im Hinblick auf Eigenfrequen-

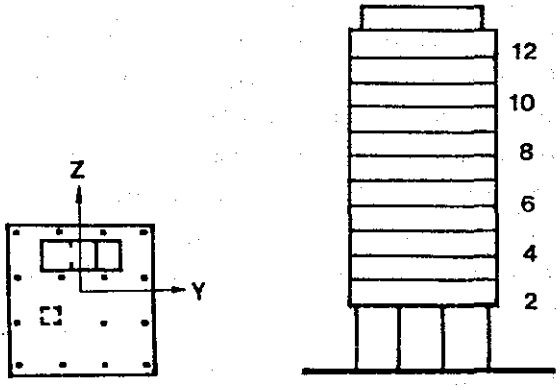


Abb. 7: MPA-Gebäude in Grund- und Aufriß

zen und -formen als auch im Hinblick auf die Erdbebenbeanspruchung, ausgedrückt durch die maßgebenden globalen Querkräfte. Diese Berechnungen werden sowohl untereinander, als auch mit Messungen des Eigenschwingverhaltens [6] verglichen.

4.1 Eigenfrequenzen unter Verwendung des Modells aus Abschnitt 2

Bei dieser Berechnung wurden sämtliche Stützelemente des Bauwerks gemäß Abschnitt 2 mit $\varepsilon = 3$ - das heißt mit gelenkigem Anschluß unter jeder Deckenscheibe - behandelt, also auch ein sehr steifer, exzentrisch angeordneter Kern (Abb. 7). Dabei ergeben sich die folgenden Eigenfrequenzen [4] aus einem ersten Rechenlauf - zum Vergleich die Meßwerte aus [6], [7]:

Rechenergebnisse:	Meßergebnisse [6], [7]:
f_1 = 0,701 Hz (Torsionsschwingung)	f_1 = 0,73 Hz
f_2 = 3,428 Hz (Torsionsschwingung)	f_2 = 0,76 Hz
f_3 = 3,887 Hz (Biegeschw. z-Richtg)	f_3 = 1,07 Hz
f_4 = 5,254 Hz (Torsionsschwingung)	f_4 = 2,39 Hz
f_5 = 6,383 Hz	f_5 = 2,56 Hz
f_6 = 7,851 Hz	f_6 = 3,81 Hz
f_7 = 9,376 Hz	f_7 = 4,00 Hz
f_8 = 10,305 Hz	f_8 = 5,10 Hz

Während die Grundfrequenz genügend genau beim Meßwert liegt, überspringt die zweite Frequenz der Rechnung 4 Frequenzen der Meßreihe. Das Modell nach Abschnitt 2 hat also gravierende Mängel, die sich auch nicht durch Variation des Parameters ε korrigieren lassen. Der Grund für die offensichtliche Überschätzung der Steifigkeit des Kernes und derjenigen eines Nottreppenhauses (Abb. 7) dürfte der sein, daß durch die starren Deckenscheiben der Kernquerschnitt an seinen Einspannstellen jeweils horizontal gehalten wird. Ein Modell nach Abschnitt 2 oder nach [3] ist also nur anwendbar, wenn eine Struktur im wesentlichen Einzelstützen und keine Kerne oder andere durchlaufende kräftige Stützen aufweist.

4.2 Eigenfrequenzen bei Verwendung des Modells nach Abschnitt 3

In einem zweiten Rechenlauf [4] wurden alle stützenden Elemente, also Stützen, Kerne und Nottreppenhaus als Durchlaufstützen mit Drehfedern abgebildet. Die Drehfederkonstanten wurden nach den örtlichen Gegebenheiten abgeschätzt. Die so ermittelten ersten 4 Eigenfrequenzen stimmen mit den Meßwerten hinreichend gut überein, bei den höheren Frequenzen jedoch gibt es Abweichungen. Allerdings ist die Abfolge der Eigenformen zufriedenstellend. Die Ergebnisse werden sicher stark durch die Abschätzung der Drehfederkonstanten beeinflußt.

Um diese Unsicherheit in der Abschätzung zu umgehen, wurde in einem dritten Rechenlauf eine Kombination der Modelle der Abschnitte 2 und 3 vorgenommen. Es ist zu erwarten, daß sich der Querschnitt schlanker Stützen an vergleichsweise steifen Deckenplatten kaum verdrehen kann, daß aber andererseits ein sehr steifer Querschnitt - wie ein Kern - durch eine Deckenplatte wenig beeinflußt wird. Im vorliegenden Fall wurden deshalb alle schlanken Stützen wie in Abschnitt 2 behandelt, gedrungene Querschnitte wie Kern und Nottreppenhaus jedoch als durchlaufende Stützen. Diese Modellierung kommt ohne Drehfedern aus und entspricht damit auch dem eingangs geäußerten Wunsch nach möglichst einfachen Modellen. Die Rechnung mit dem Einspannparameter $\varepsilon = 3{,}0$ liefert eine zu tief liegende Frequenzfolge, dagegen erhält man mit $\varepsilon = 5{,}0$ fast dieselben Ergebnisse wie beim zweiten Rechenlauf. Der verwendete ε-Wert erscheint vernünftig, denn man hat weder einen gelenkigen Anschluß an die Deckenscheibe noch einen solchen mit voller Einspannung. Im einzelnen ergibt sich:

$f_1 = 0{,}720$ Hz (Torsionsgrundschwingung um den Kern)
$f_2 = 0{,}757$ Hz (Biegeschwingung mit leichter Torsion)
$f_3 = 1{,}191$ Hz (Torsionsschwingung mit Biegung)
$f_4 = 2{,}198$ Hz (Höhere Torsionsschwingung)
$f_5 = 3{,}124$ Hz (Höhere Biegeschwingung in z-Richtung)
$f_6 = 3{,}966$ Hz (Höhere Torsionschwingung)
$f_7 = 5{,}674$ Hz
$f_8 = 6{,}221$ Hz

Das Ergebnis zeigt zwar ab der 5. Frequenz immer noch deutliche Abweichungen zu den Meßwerten, es wird jedoch als zufriedenstellend akzeptiert, weil erfahrungsgemäß eine wesentlich bessere Approximation an gemessene Werte mit keinem Näherungsmodell zu erreichen ist [6]. Es kann darüber hinaus bezweifelt wer-

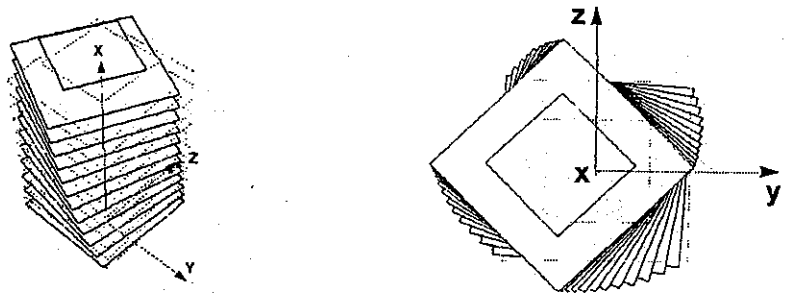


Abb. 8.1: 1. Eigenform f_1 = 0,720 Hz

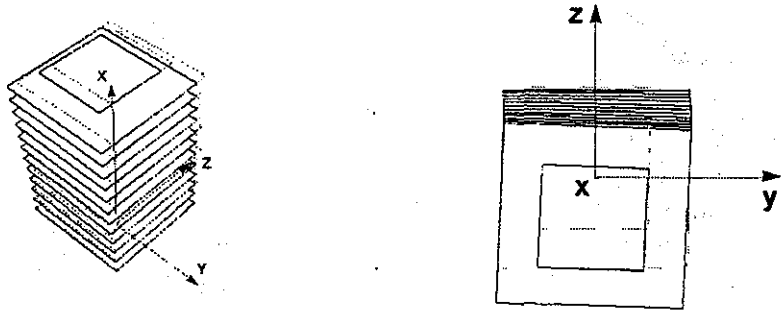


Abb. 8.2: 2. Eigenform f_2 = 0,757 Hz

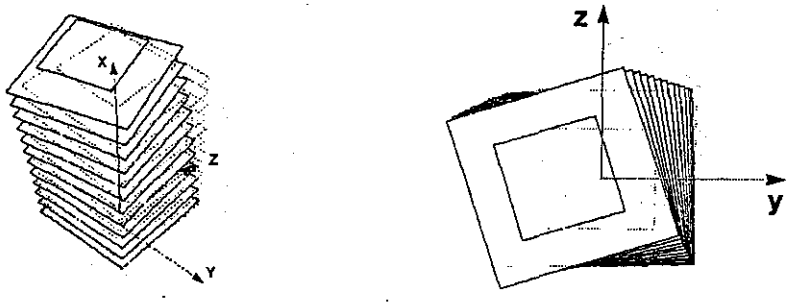


Abb. 8.3: 3. Eigenform f_3 = 1,191 Hz

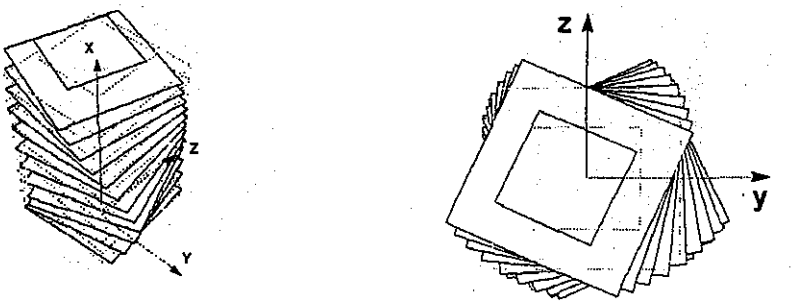


Abb. 8.4: 4. Eigenform f_4 = 2,198 Hz

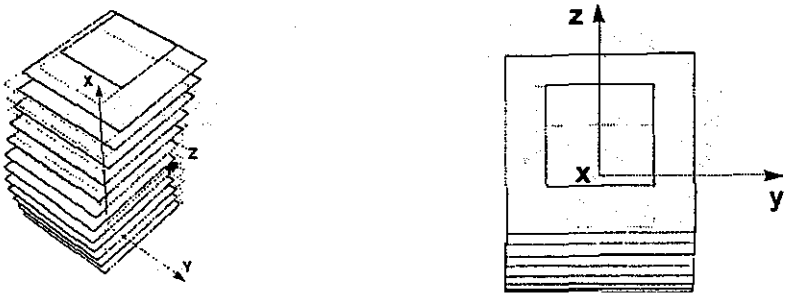


Abb. 8.5: 5. Eigenform f_5 = 3,124 Hz

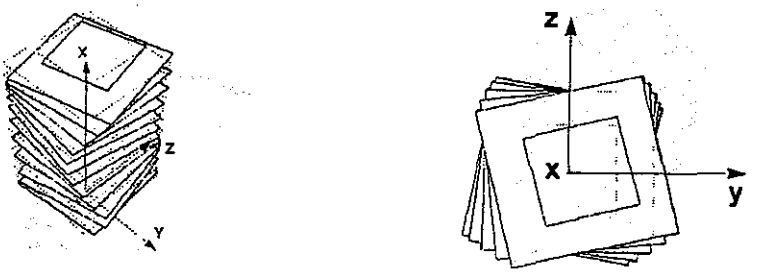


Abb. 8.6: 6. Eigenform f_6 = 3,966 Hz

den, daß überhaupt eine praktikable Modellierung möglich ist, welche eine größere Anzahl von Eigenfrequenzen eines realen Bauwerks mit den zugehörigen Eigenformen in der richtigen Abfolge liefert. Weitere Variationen in den Steifigkeiten haben zwar noch andere Frequenzfolgen geliefert, die aber im vorliegenden Zusammenhang nicht weiter zu verfolgen sind. Die Abbildung 8 zeigt die beim dritten Rechenlauf ermittelten Eigenschwingungsformen, die mit den gemessenen Formen in [6] oder [7] zu vergleichen sind. Auch hier ist die Übereinstimmung zufriedenstellend.

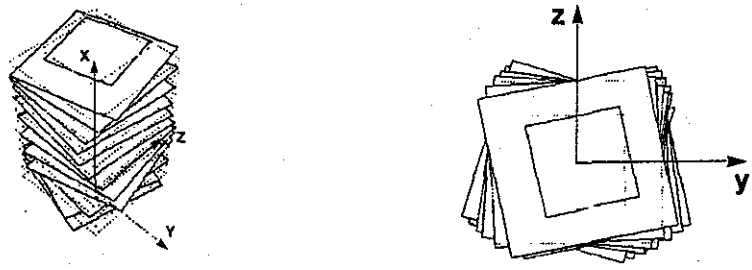


Abb. 8.7: 7. Eigenform f_7 = 5,674 Hz

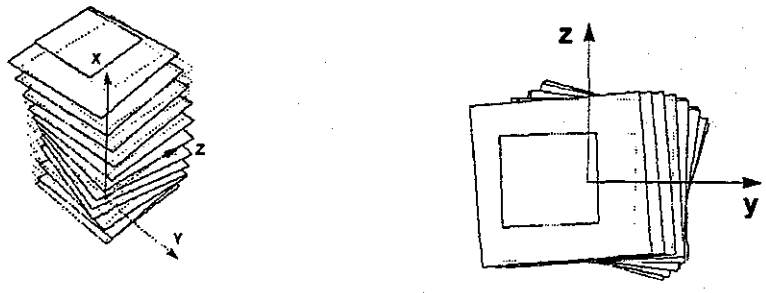


Abb. 8.8: 8. Eigenform f_8 = 6,221 Hz

5. Erdbebenbelastung im Vergleich

Aus den Eigenformen ermittelt man die Erdbebenersatzlasten für die k-te Eigenfrequenz nach Gleichung (17), wobei das Faltungsintegral bei der Antwortspektren-Methode durch den Antwortfaktor S_a^k zu ersetzen ist. Nach DIN 4149/ EC 8 ist dieser Faktor gegeben durch β.cal a. Für das Beispiel in Abschnitt 4.2

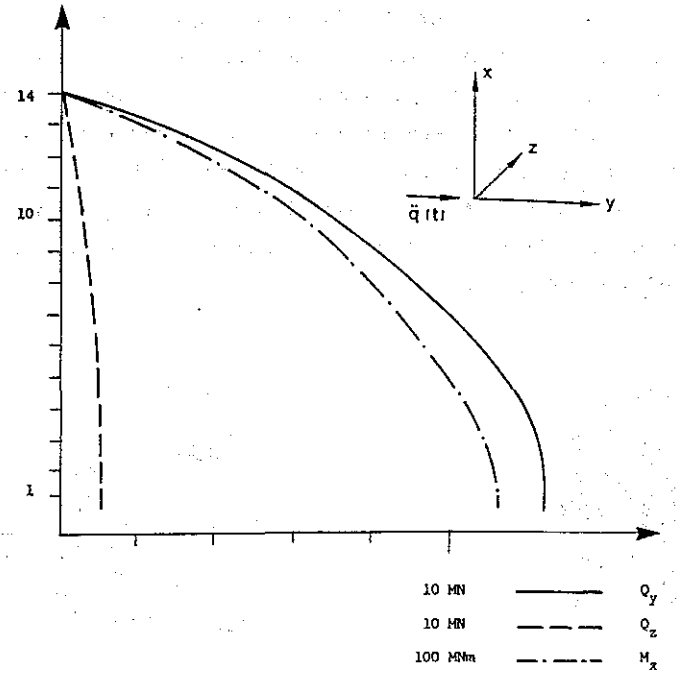


Abb. 9.1: Globale Schnittgrößen beim Einfallswinkel $\gamma = 0^0$

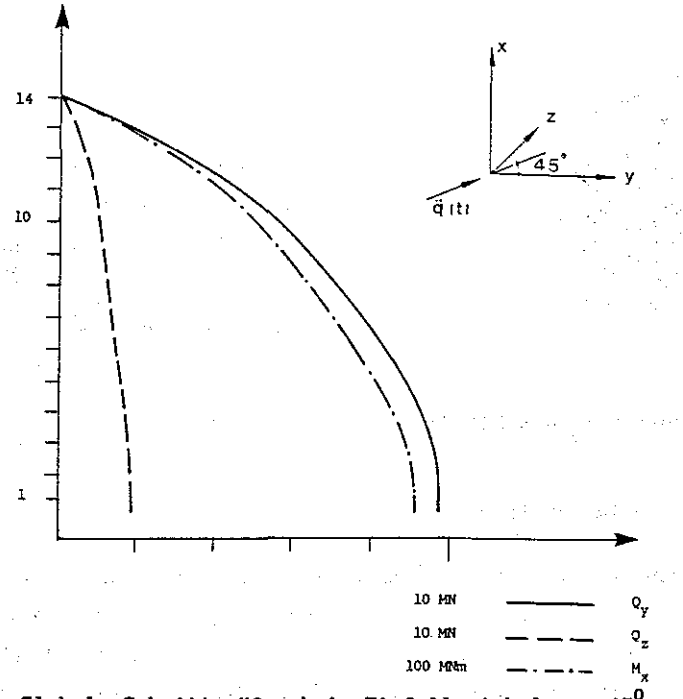


Abb. 9.2: Globale Schnittgrößen beim Einfallswinkel $\gamma = 45^0$

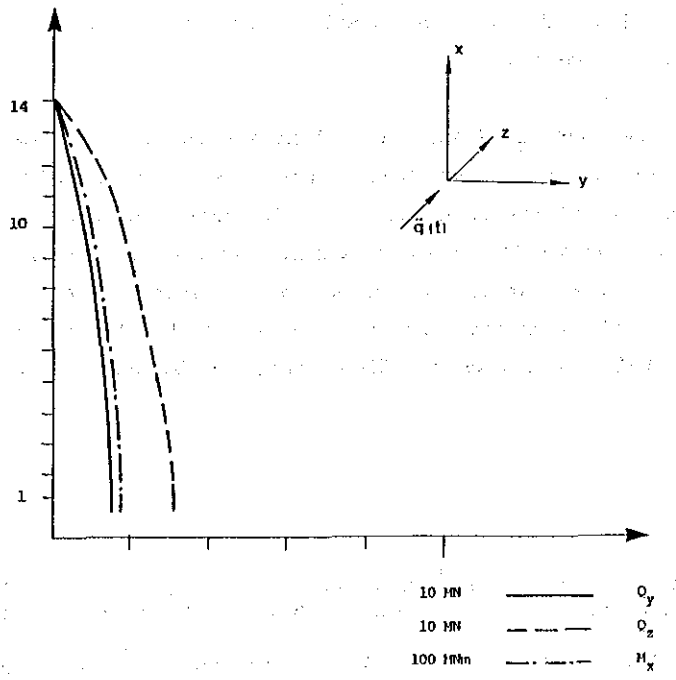


Abb. 9.3: Globale Schnittgrößen beim Einfallswinkel $\gamma = 90^0$

werden hier die maßgebenden globalen Querkräfte und die Torsionsmomente ermittelt für die Einfallswinkel $\gamma = 0^0, 45^0, 90^0$ und für cal a = 1 m/s^2. Dabei wurden bei der quadratischen Mittelung jeweils die ersten 10 Eigenformen berücksichtigt. Es ergeben sich beim wesentlichen dritten Rechenlauf die in den Abbildungen 9 dargestellten Verläufe über die Gebäudehöhe.

Die sich nach Abschnitt 4.2 beim zweiten Rechenlauf ergebenden globalen Schnittgrößen sind im wesentlichen gleich wie beim dritten, dagegen werden diese nach Abschnitt 4.1 - beim ersten Rechenlauf - erheblich zu niedrig ermittelt. Das dürfte daran liegen, daß wegen der mangelhaften Modellierung dort wesentliche Eigenfrequenzen und Eigenformen im niedrigen Bereich fehlen, aber gerade die niedrigsten Eigenformen die größten Beiträge zu den globalen Schnittgrößen liefern. Als Konsequenz ergibt sich, daß erhebliche Sorgfalt bei der Modellierung vonnöten ist, um über eine möglichst zutreffende Berechnung des Eigenschwingverhaltens eine zuverlässige Abschätzung der Schnittgrößen zu erhalten. Weitere Arbeiten an einer zuverlässigen Modellierung von Bauwerken zusammen mit ausgedehnten Parameterstudien sind sicher notwendig um die anste-

hende Problematik "in den Griff" zu bekommen. Auch müssen andere einfache Modelle - wie etwa in [1] und [2] - noch ausführlicher untersucht und gegebenenfalls weiterentwickelt werden.

Im Zusammenhang mit dem Eurocode 8 sei darauf hingewiesen, daß mit dem vorgestellten Modell sowohl die dynamische Analyse nach Abschnitt 16.11/EC 8, als auch die Antwortspektren-Methode nach Abschnitt 16.121/EC 8 durchgeführt werden kann. Die in Abschnitt 22.3/EC 8 angesprochenen Torsionseffekte können am vorliegenden Modell exakt erfaßt werden. Insbesondere lassen sich mit ihm auch die auftretenden Horizontalverschiebungen in ihrem zeitlichen Verlauf wie auch als quadratische Mittelwerte berechnen. Siehe dazu die Bemerkungen zu Gleichung (17).

Literatur

[1] Luz, E., Gurr, S.: Berechnung von Hochhausschwingungen im Hinblick auf die Beanspruchung durch Erdbeben. Ing.-Archiv 51 (1981), S. 75 - 88.

[2] Luz, E.: A Mechanical Model to Calculate Vibrations of Multistory Buildings. Proc. 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1978, S. 1033 - 1040.

[3] Luz, E.: Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung von Hochhäusern mittels einfacher mechanischer Modelle. Kolloquium Erdbebeningenieurwesen, Potsdam 1991; Publikation Nr.5 der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik.

[4] Obermüller, J.: Berechnung der Erdbebenersatzlasten nach der Antwortspektren-Methode an einem räumlichen Hochhausmodell bei unterschiedlichen Einfallswinkeln der Erdbebenbeschleunigung im Grundriß. Diplomarbeit mit Rechenprogramm, Institut für Mechanik (Bauwesen) Universität Stuttgart 1992.

[6] Dai, X., Luz, E.: Experimentelle Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen am MPA-Hochhaus der Universität Stuttgart.Experimentelle Mechanik, Institut für Modellstatik, Universität Stuttgart, 1986. S. 149 - 156.

[7] Luz, E., Wallaschek, J.: Experimental Modal Analysis Using Ambient Vibration. Int. Journ. of Analytical and Experimental Modal Analysis. January 1992, p. 29 - 39.

Erdbebensichere Schraubenverbindungen im Stahlbau

Klaus Brandes
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

Zusammenfassung

Das Verhalten von Stahlkonstruktionen bei Erdbebeneinwirkung wird zu einem ganz wesentlichen Teil vom Verhalten der Verbindungen bestimmt. Häufig werden geschraubte Verbindungen verwendet. Mit Schraubenverbindungen können Stahlbauten einfach und schnell hergestellt und errichtet werden.

In Europa sind Kopfplattenverbindungen sehr verbreitet. Allerdings sind sie in ihrer üblichen Gestaltung nicht besonders gut geeignet, zyklischen Beanspruchungen im plastischen Bereich zu widerstehen. Ihr mechanisches Verhalten bei zyklischer Beanspruchung ist in den letzten Jahren in der BAM untersucht worden. Über einige Ergebnisse dieser als Pilot-Projekt angelegten Arbeiten wird im folgenden berichtet.

1. Einführung

Stahlkonstruktionen sind wegen der hohen Duktilität des Stahls weniger durch Erdbeben gefährdet als Stahlbeton- und Mauerwerksbauten. Es fällt relativ leicht, mit Stahl als Werkstoff ein hervorragendes aseismisches Verhalten zu erzielen, und so sind nur geringe Anstrengungen unternommen worden, das Antwortverhalten von Stahlbauten auf seismische Anregungen zu erforschen.

In Berichten über die Schäden an Bauwerken bei schweren Erdbeben fällt allerdings auf, daß zwar nur wenige Stahlbauten schwer beschädigt sind, diese aber häufig vollständig zusammenstürzten. Die Berichte gehen meist nicht auf Details ein; dennoch ist zu vermuten, daß Verbindungen zwischen stählernen Bauteilen versagt haben, was sehr oft den Kollaps der gesamten Konstruktion nach sich zieht.

Gleitfeste geschraubte Verbindungen mit vorgespannten hochfesten Schrauben (nach DIN 18 800: GV-Verbindungen) sind sicherlich gut geeignet, auch bei hoher zyklischer Beanspruchung die Kräfte sicher zu übertragen (Bilder 1 und 2).

In Europa sind daneben Kopfplattenanschlüsse weit verbreitet und wegen ihrer Einfachheit sehr beliebt (Bild 3). Gegenüber zyklisch wirkenden Beanspruchungen, wenn der elastische Bereich der Beanspruchung überschritten wird, sind sie nicht sehr gut geeignet und in ihrer typisierten Form [1] auch noch nicht erprobt.

Für weite Teile Europas, wo die Erdbebenintensität vergleichsweise niedrig ist und die Starkbebendauer nur wenige Sekunden beträgt [2], dürfte aber eine ausreichende sichere seismische Widerstandsfähigkeit zu erreichen sein.

Die in Vorbereitung befindliche europäische technische Regel für Bauten in Erdbebengebieten, Eurocode Nr. 8 [3], sieht vor, daß die "Effektivität von Verbindungskonstruktionen und ihre Festigkeit hinsichtlich des zyklischen Verhaltens in Versuchen" erprobt werden soll.

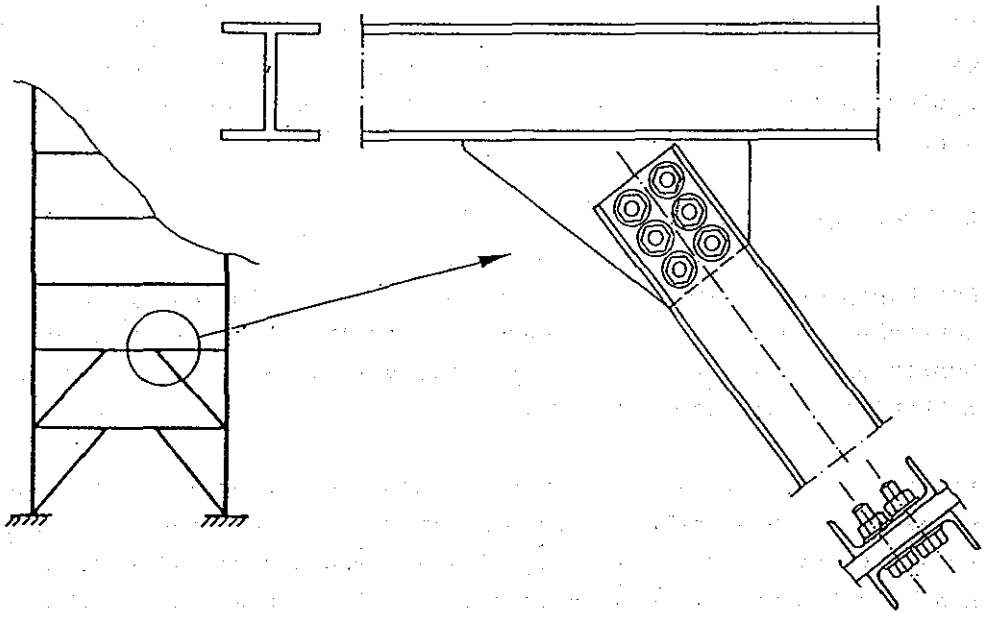


Bild 1: Gleitfeste Verbindung mit hochfesten, vorgespannten Schrauben bei exzentrischer Aussteifung von Rahmentragwerken

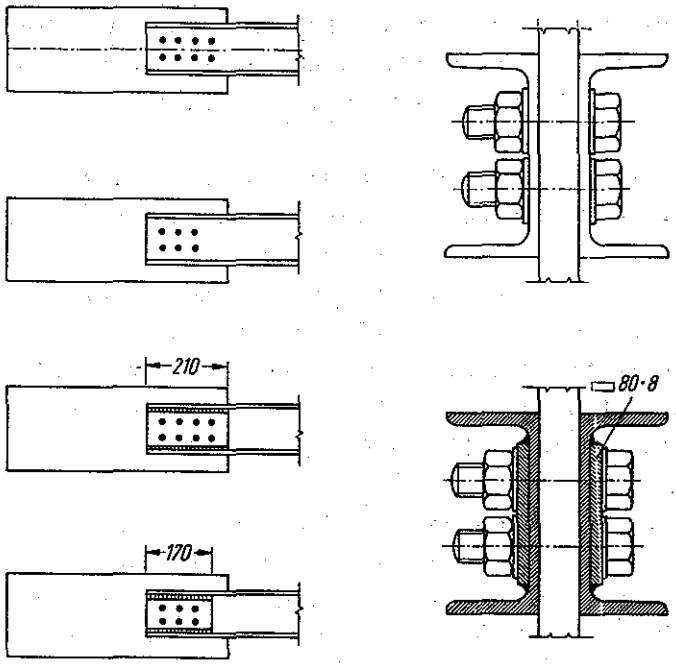


Bild 2: Geschraubte Verbindung bei Anwendung von Paßschrauben [10]

Die Untersuchungen in der BAM sollen die Anwendung von Kopfplattenverbindungen ermöglichen, indem deren Verhalten in Versuchen an typischen Konstruktonen bei zyklischer Beanspruchung ermittelt wird.

2. Problemstellung

Bei Kopfplattenstößen werden Biegemomente über Zugkräfte in den Schrauben, in aller Regel hochfeste vorgespannte Schrauben (HV-Schrauben), sowie über Kontaktkräfte, soweit es sich um Druckkräfte handelt, übertragen (Bild 3).

Bei statischer Belastung kann das zulässige Biegemoment aus entsprechenden Tafelwerken, zusammen mit den konstruktiven Einzelheiten, entnommen werden [1], [4]. Bei erdbebenerregten Deformationen, die bei entsprechender Intensität die Grenzen elastischer Defomationen weit überschreiten, ergibt sich die Belastung des Anschlusses aus dem plastischen Moment des angeschlossenen Bauteils. Die häufig zu beobachtende Überfestigkeit des Baustahls führt hierbei zu einer zu hohen Beanspruchung der Verbindung, und zwar aller Teile der Verbindung: Der Schweißnaht zwischen Träger und Kopfplatte, der Kopfplatte und den Schrauben.

In allen einschlägigen Erdbeben-Normen ist zwar festgelegt, daß Verbindungen eine höhere Festigkeit haben sollen als die angeschlossenen Bauteile. Die Umsetzung dieser sinnvollen Regelung in die Praxis stößt allerdings auf erhebliche Hindernisse: Eine Obergrenze der Festigkeit des Stahls ist für handelsübliche Baustähle nur in sehr weiten Grenzen vorgesehen. Als Bezug muß an dieser Stelle die Zugfestigkeit, nicht aber die Fließgrenze genommen werden, wie später noch erläutert werden wird.

Ein weiterer Effekt muß noch berücksichtigt werden, den wir erst in den letzten Jahren in seiner Größe nachweisen konnten: Stahl zeigt ein viskoplastisches Verhalten, was dazu führt, daß die Verformungsgeschwindigkeit Einfluß auf die Fließkurve und die Hystereseschleife nimmt. Versuche an Bauteilen mit zyklischer Beanspruchung führen daher zu unterschiedlichen Ergebnissen, wenn zum ei-

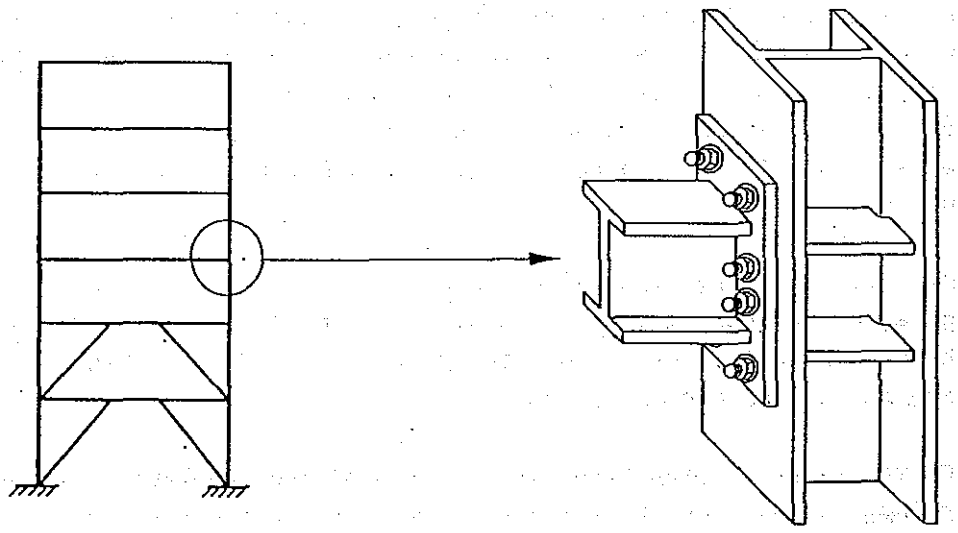


Bild 3: Kopfplattenanschluß eines I-Trägers

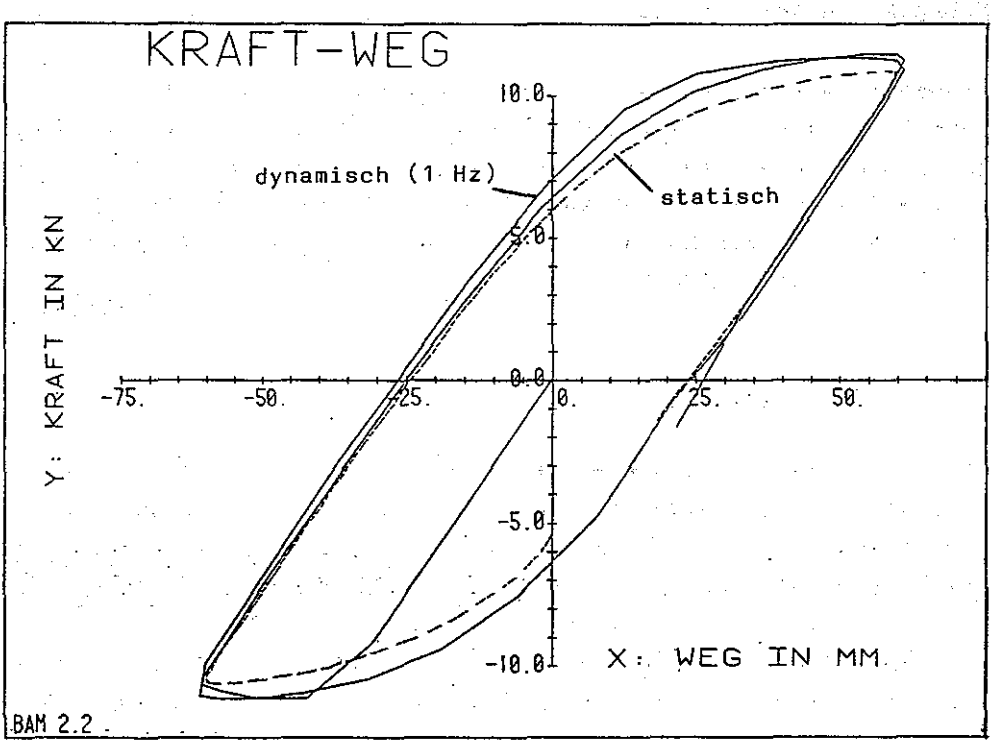


Bild 4: Beeinflussung der Hystereseschleife durch die Beanspruchungsgeschwindigkeit (s. auch Bild 7), Beispiel eines I 100, St 37

nen statische (sehr langsame) Versuche ausgeführt werden oder, zum anderen, schnell ablaufende, dynamische. In Bild 4 ist ein Ergebnis, über das erstmals 1984 berichtet werden konnte [5], dargestellt. Zuvor waren grundsätzliche Arbeiten zu diesem Phänomen bei einsinniger Beanspruchung zu einem erfolgreichen Ende gebracht worden [6], [7].

Die Fragestellung wird weiterhin komplexer dadurch, daß bei zyklischer Beanspruchung im plastischen Bereich Beulerscheinungen auftreten (Bild 5), derart, daß aus zunächst kleinen Imperfektionen zunehmend anwachsende Beulen entstehen.

Um überhaupt zu praktisch verwertbaren Ergebnissen aus Versuchsreihen zu gelangen, soll die Frage darauf eingeengt werden, wieviele Zyklen einer bestimmten Beanspruchungsamplitude die Verbindung erleiden kann, bevor Bruch auftritt. Daneben soll die Auslegung der Verbindung so erfolgen, daß eine Überlastung der HV-Schrauben nicht erfolgt.

Erweitert werden soll die Aufgabe zusätzlich in der Weise, daß eine Konstruktionsart mit relativ dünnen Kopfplatten in die Untersuchungen einbezogen wird. Dadurch wird eine Überlastung der spröde reagierenden Schrauben vermieden. Diese Konstruktionsart kommt für statische Systeme in Frage, in denen eine Umlagerung der Kräfte möglich ist (Bild 6).

3. Untersuchungsprogramm

Die bislang durchgeführten Untersuchungen haben einen Pilotcharakter, als sie dazu dienten, die wesentlichen Phänomene zu erkennen und in ihrer Größe zu beschreiben. Erst in einem weiteren Schritt sollen gezielt einige der typisierten Verbindungen [1] experimentell analysiert werden, um schließlich zu Empfehlungen zu gelangen, in welcher Art eine Bemessung von Kopfplattenverbindungen für Regionen mit unterschiedlicher Erdbeben-Intensität erfolgen kann.

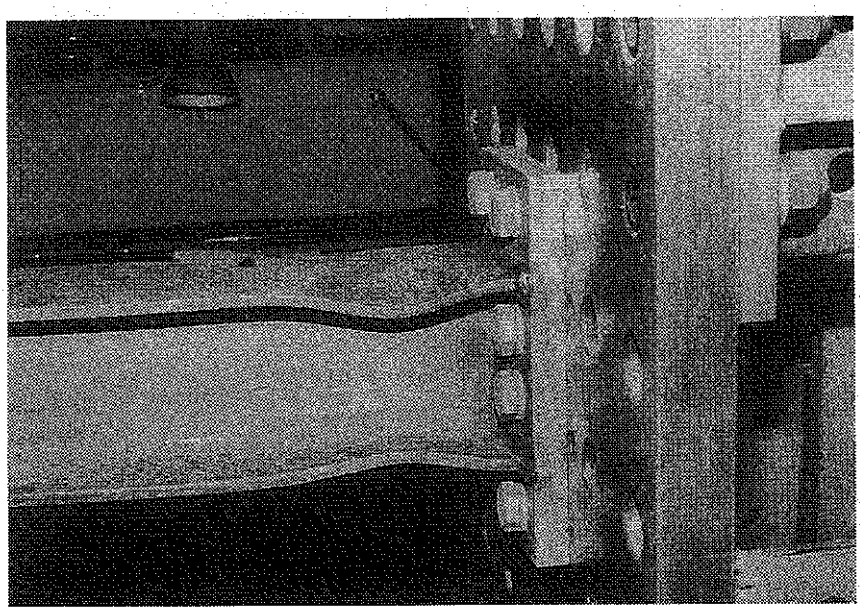


Bild 5: Beulerscheinung bei zyklischer Beanspruchung im plastischen Bereich (HE 120 A)

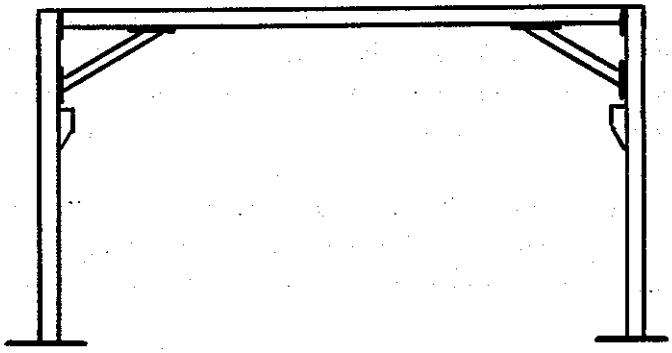


Bild 6: Ausgesteiftes Rahmentragwerk. Bei Überlastung der Biegemomenttragfähigkeit der Rahmenecken findet eine Umlagerung der Schnittkräfte in den Bauteilen statt, so daß die Rahmenecke etwa wie ein Biegegelenk wirkt.

So sind bisher folgende Untersuchungen ausgeführt worden:

1. Profilgrößen; Stahlsorte (DIN 17 200)

   I 100, St 37-2
   HE 100 B (IPB 100), St 37-2
   HE 120 B (IPB 120), St 37-2
   HE 120 B (IPB 120), St 52-3
   HE 120 A (IPB l 120), St 37-2

2. Kopfplattendicke

   20 mm und 10 mm

3. Beanspruchungsgeschwindigkeit

   $\epsilon = 0{,}5 \times 10^{-5} \ldots 0{,}05\ s^{-1}$

4. Beanspruchungsamplitude (Dehnung in der Nähe der Schweißnaht)

   $\epsilon = 0{,}5 \ldots 2\ \%$

Von besonderer Wichtigkeit war in diesem Zusammenhang der Einfluß der Frequenz der Beanspruchung auf die Größe des plastischen Biegemoments im I-Träger, um so einen Eindruck davon zu erhalten, inwieweit der Parameter Beanspruchungsfrequenz in weiteren Untersuchungen zu berücksichtigen sein wird.

Die Versuchseinrichtung ist relativ einfach gestaltet (Bild 7). An dem einen Ende wird das Versuchsstück, ein I-Träger, an der Versuchseinrichtung mit der Kopfplatte befestigt. Mit einem Hebelarm von 150 cm greift eine Kraft, die durch einen servohydraulischen Zylinder erzeugt wird, am Träger an und verformt ihn mit einer vorgegebenen Frequenz zyklisch. Im Versuch findet eine Wegregelung statt, da eine eindeutige Zuordnung zwischen Kraft und Weg nur in dieser Art erreicht werden kann, wie die Kurve in Bild 4 verdeutlicht.

Die Amplitude wurde dann im einzelnen Versuch konstant gehalten, um bei diesen Grundsatzuntersuchungen nicht zu viele Parameter einbeziehen zu müssen. Die Versuchsprozedur weicht also von dem von der EKS empfohlenen Versuchsablauf ab, in dem nach jeweils drei Zyklen die Amplitude erhöht werden soll [8].

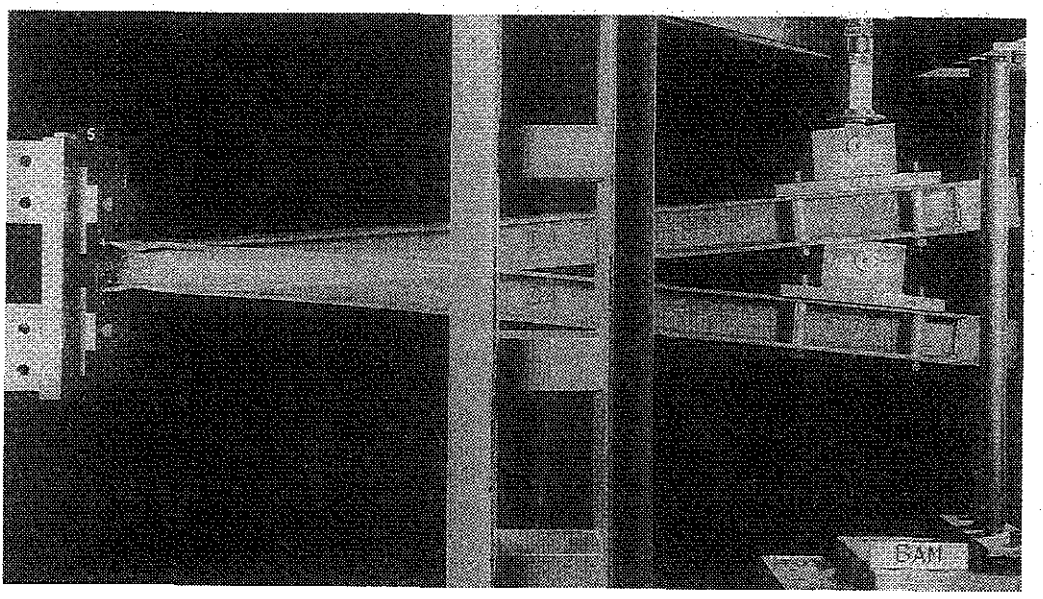


Bild 7: Trickaufnahme von einem Versuch an einem I 100 mit einer Verformungsamplitude an der Lasteinleitungsstelle von ± 90 mm.

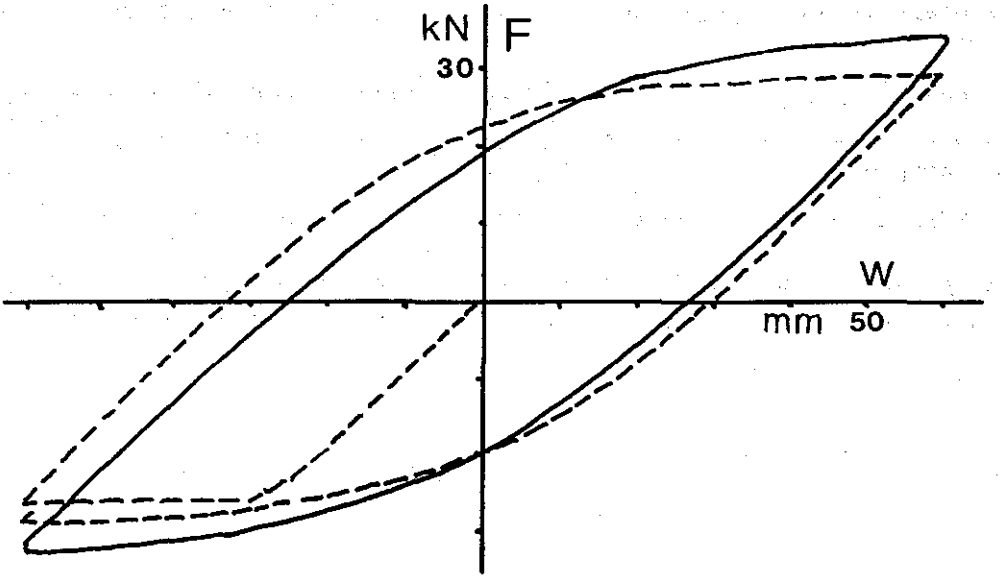


Bild 8: Statische und dynamische Hystereseschleife für einen Träger HE 120 B, St 37-2, Amplitude ± 60 mm (statisch: strichliert; dynamisch: durchgezogen)

Für die Regelung wird die Verschiebungsamplitude am Kraftangriffspunkt vorgegeben. In einigen Versuchen wurde die Dehnung an wenigen Punkten in der Nähe der Kopfplatte gemessen, wobei maximal etwa 2 % Dehnung erreicht wurden. Da in den schnell ablaufenden zyklischen Versuchen die Temperatur im Träger in der Nähe der Kopfplatte um mehr als 100 K bis zum Bruch zunimmt, macht eine Dehnungsmessung wegen der zusätzlich auftretenden Temperaturdehnung und der damit verbundenen Kompensation Schwierigkeiten. Gleichzeitig ist die Temperaturerhöhung aber ein Hinweis auf die erhebliche Dämpfung, da dem mechanischen System die Wärme als Energie entzogen wird.

In den Versuchen sollten nach Möglichkeit alle denkbaren Versagensmechanismen aktiviert werden, um für weitere Arbeiten eine umfassende Analyse zu ermöglichen.

Folgende Schadensmechanismen konnten beobachtet werden:

- Risse im Grundmaterial der Träger in der Wärmeeinflußzone der Schweißnaht
- Risse in der Schweißnaht, vor allem bei höherfestem Grundmaterial
- Beulen der Flansche bei breitflanschigen, dünnwandigen Profilen
- Verformungen und schließlich Brüche in der Kopfplatte bei dünnen Kopfplatten
- Längung der HV-Schrauben bei knapp bemessenen Verbindungen

In allen Fällen war die Anzahl der Beanspruchungszyklen bis zum Auftreten von Rissen von der Beanspruchungsamplitude abhängig.

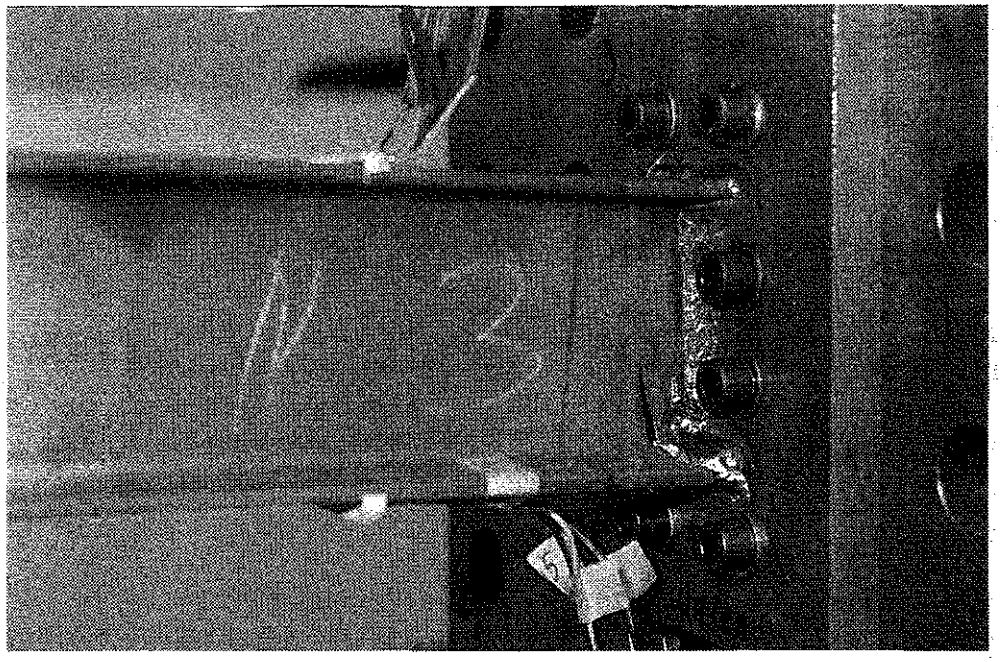


Bild 9: Versagenszustand eines I-100, St 37: Der Riß geht von der Wärmeeinflußzone im Flansch aus

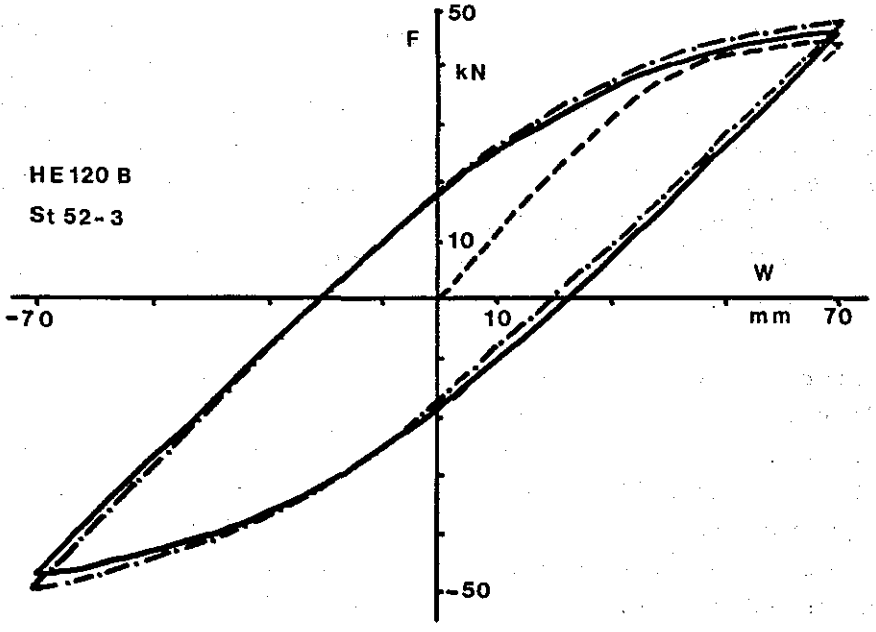


Bild 10: Statische und dynamische Hystereseschleife für einen Träger HE 120 B, St 52-3, Amplitude ± 70 mm (statisch: Erstbelastung: strichliert; erster Zyklus: durchgezogen: dynamisch: strich-punktiert)

4. Ergebnisse

Die bisher erzielten Ergebnisse beziehen sich auf zwei Fragestellungen:

- Einfluß der Frequenz bzw. der Verformungsgeschwindigkeit
- Abhängigkeit der Anzahl der ertragbaren Beanspruchungszyklen von der Amplitude der Beanspruchung, wobei die Art des Versagensmechanismus von Bedeutung ist.

Zum Einfluß der Beanspruchungsfrequenz seien hier drei typische Hystereseschleifen angegeben. In allen Fällen ist die erste Schleife unter statischen Bedingungen ermittelt worden (30 bis 40 Minuten für einen Zyklus). Daran schließen sich zyklische Beanspruchungen an, die bei einer Frequenz von etwa 0,5 Hz gefahren wurden.

Am stärksten ist die Beanspruchungsgeschwindigkeit von Einfluß bei St 37 (Bild 8). Bei Trägern aus St 52 läßt dieser Einfluß bereits nach (Bild 10).

Die Kurven in Bild 8 sind typisch für die hier vorliegende Beanspruchungsart: Von Null ausgehend entsteht die bekannte statische Fließkurve, die in aller Regel als Bezug für die Bemessung gewählt wird. Der anschließende volle statische Zyklus muß dann schon zur Zugfestigkeit in Beziehung gesetzt werden, liegt also oberhalb der ersten Kurve. In der dynamischen Hysteresenschleife kommt dann noch der Geschwindigkeitseffekt hinzu.
Der schließlich erreichte Versagenszustand ist durch unterschiedliche Rißmuster gekennzeichnet (Bilder 9, 11 und 12).

Bei Anordnung einer dünnen Kopfplatte (10 mm dick), wodurch die bleibenden Verformungen fast vollständig der Kopfplatte zugewiesen worden sind (Bild 13), entsteht ein vollständig anderes Verhalten. Die Hystereseschleife umfaßt nur eine geringe Fläche, wodurch ein nur geringer Energieverzehr indiziert wird (Bild 14). Nach Bruch der Kopfplatte, jeweils oberhalb der oberen Schweißnaht und unterhalb der unteren (Bild 15), bildet sich eine fast gelenkige Verbindung heraus, die bei Auftreten eines andersartigen Tragmechanismus im Gesamtsystem (Bild 5) die Sicherheit kaum beeinflußt.

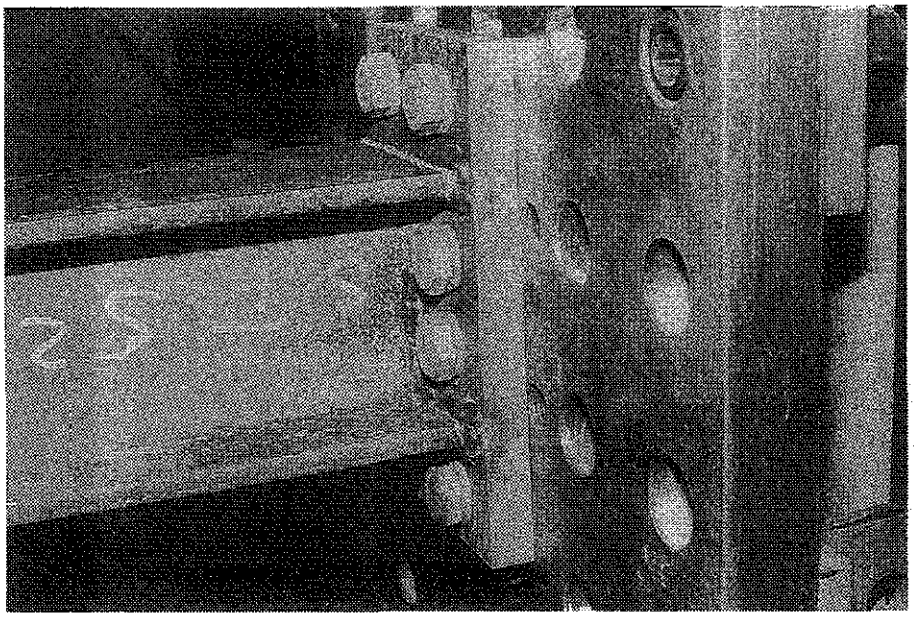


Bild 11: Versagenszustand eines HE 120 B, St 52: Reißen der Schweißnaht in den Flanschen

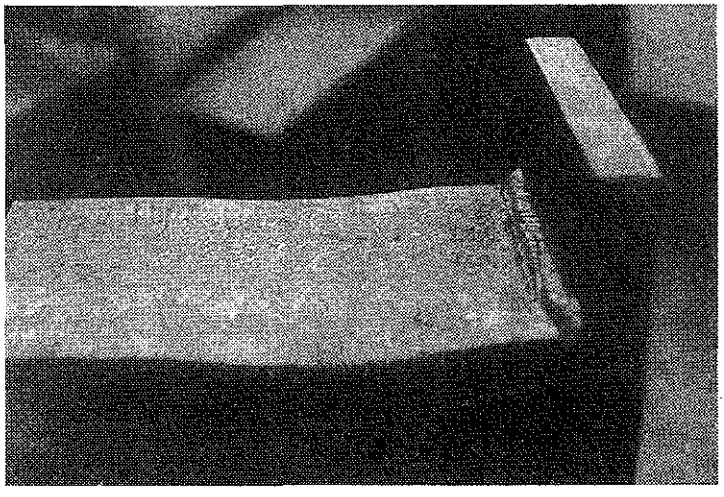


Bild 12: Versagenszustand eines HE 120 A, St 37: Bei symmetrischen Beulverformungen entstehen in der Schweißnaht des Flansches mittig angeordnete Risse

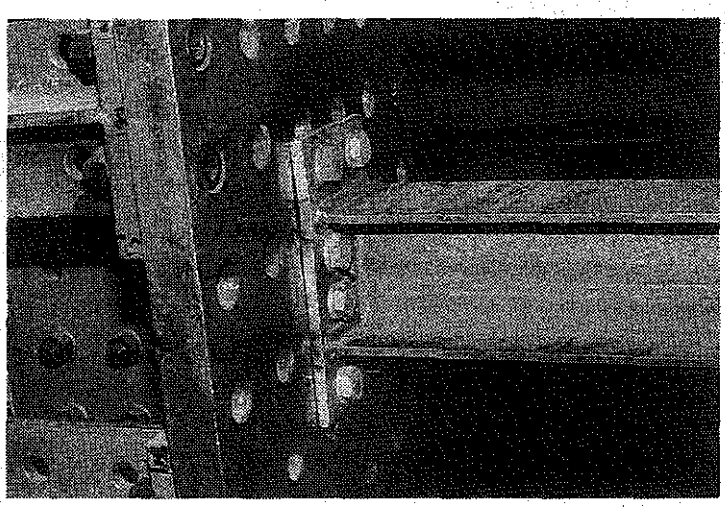


Bild 13: Verformung einer dünnen Kopfplatte bei zyklischer Beanspruchung im plastischen Bereich. Träger HE 120 B. Kopfplatte 10 mm dick, Verformungsamplitude ± 50 mm

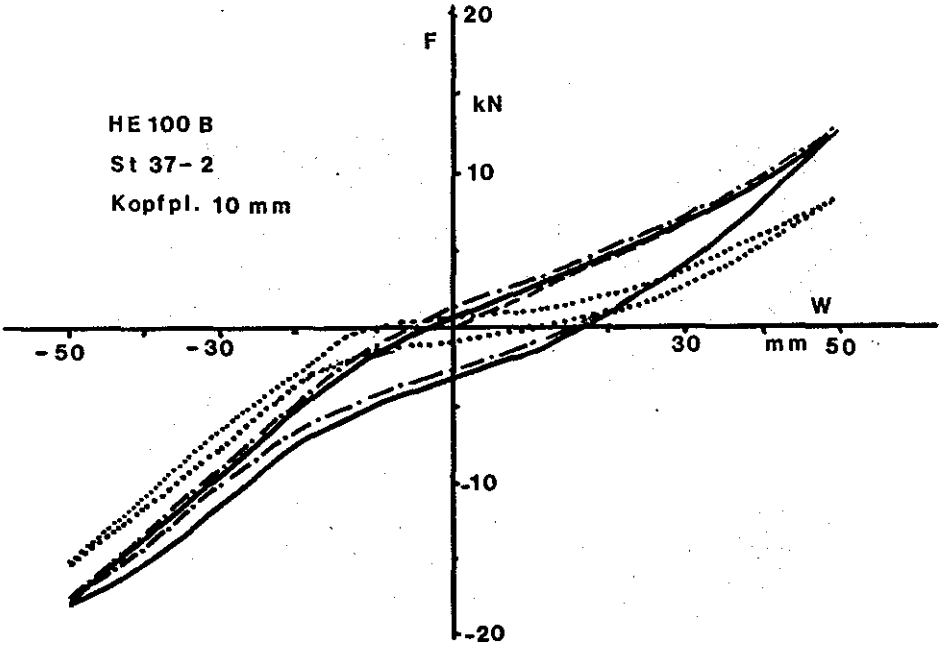


Bild 14: Hystereseschleife für die in Bild 13 gezeigte Konstruktion (statisch: strichliert (Erstbelastung) und durchgezogen (statisch gefahrener Zyklus); dynamisch: strich-punktiert; 72. Zyklus: punktiert (oberer und unterer Teil der Kopfplatte bereits abgerissen))

Derartige Verbindungen dürften immer dann sinnvoll sein, wenn aus konstruktiven Gründen überdimensionierte Träger angeschlossen werden müssen.

Die Abhängigkeit der Anzahl der Beanspruchungszyklen bis zum Bruch von der Deformationsamplitude ist für einige der unterschiedlichen Systeme, die untersucht worden sind, in Bild 16 dargestellt [9].

Der erste Teil der Untersuchungen ist damit zu einem Abschluß gelangt, auf dem aufbauend weitere Arbeiten geplant werden sollen.

5. Sicherheitsbetrachtungen für das jeweilige Gesamtsystem

Wird von probabilistischen Ansätzen bei der Beurteilung der Sicherheit gegenüber seismischer Beanspruchung ausgegangen, so kann ein akzeptables Sicherheitsniveau nur dann erreicht werden, wenn nicht bereits beim Versagen einer einzigen Verbindung im Gesamtsystem die Konstruktion zusammenstürzt.

So hat es sich eingebürgert, hochgradig redundante Systeme zu verwenden, die bei Einsatz moderner Rechentechniken kaum noch Probleme aufwerfen. Die Wahrscheinlichkeit für ein Kollabieren der gesamten Konstruktion wird dadurch um Größenordnungen verringert.

Als Beispiel dafür seien die zahlreichen parallen Aussteifungsebenen angeführt, die in einem Verwaltungsbau in San Jose, California, angeordnet worden sind. Dieses Bauwerk ist auch insofern interessant, als es eines der ersten mit exzentrisch ausgesteiften Rahmen in den U.S.A. ist, Bild 17, [10].

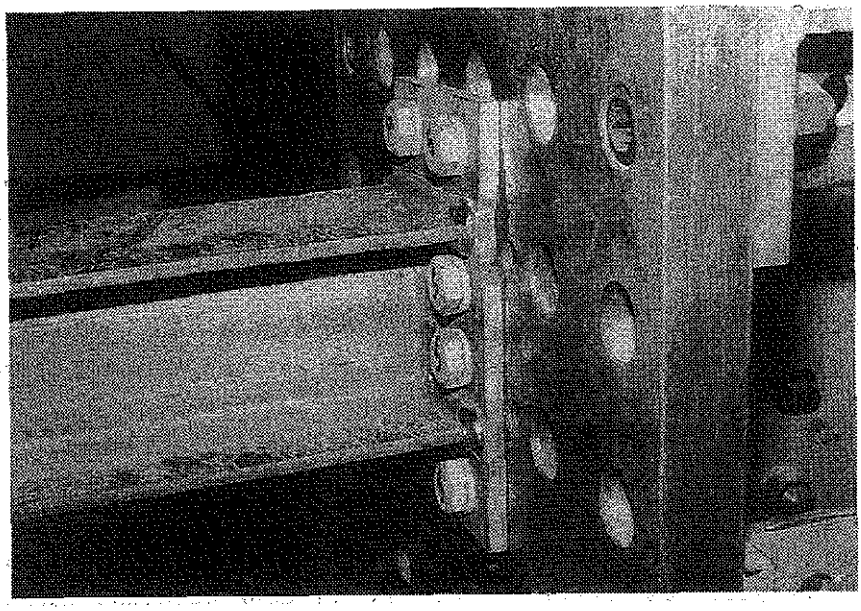


Bild 15: Versagensbild der Kopfplatte der in Bild 13 gezeigten Träger nach 65 Beanspruchungszyklen

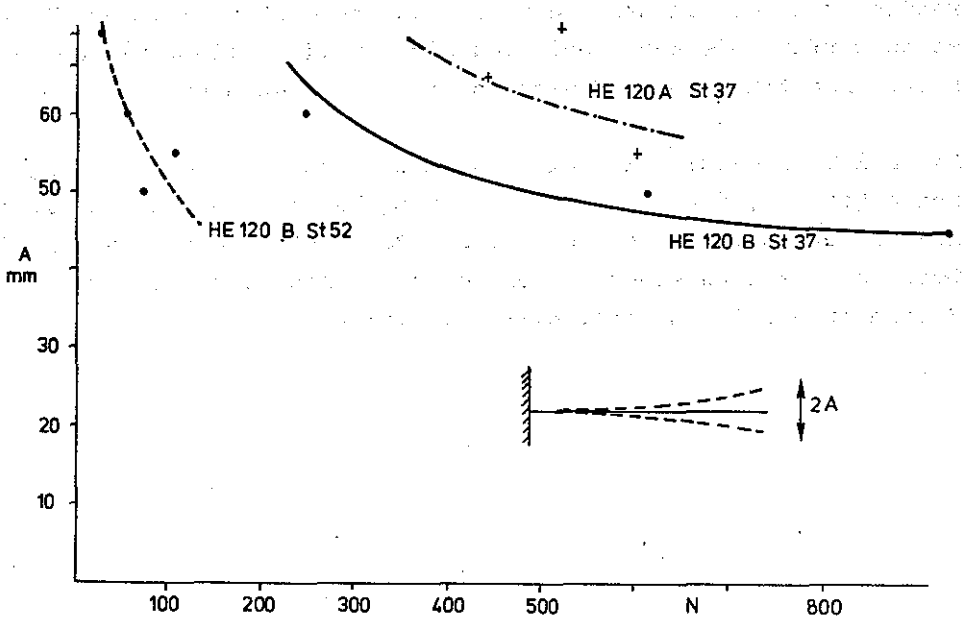


Bild 16: Anzahl der Verformungszyklen bis zum Auftreten von Rissen als Funktion der Verformungsamplitude für 3 unterschiedliche Versuchsreihen.

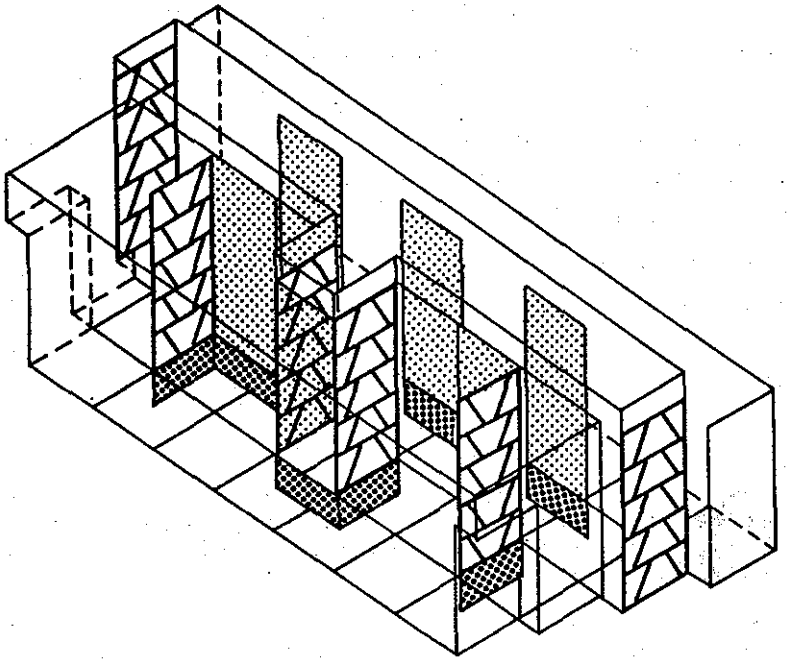


Bild 17: San José Courthouse und Federal Office Building mit zahlreichen aussteifenden Scheiben, die in aufgelöster Stahlbauweise mit exzentrisch ausgesteiften Rahmen ausgeführt worden sind. [10]

6. Ausblick

Die bislang erzielten Untersuchungsergebnisse sind noch nicht geeignet, praktische Hinweise für den bemessenden Ingenieur zu geben. Sie weisen aber aus, daß diese Art der Verbindung bis zu einem gewissen Grade zyklischen Beanspruchungen widersteht. Zugleich wird klar, daß noch weitere, vor allem experimentelle Arbeiten notwendig sind, um zu praxisgerechten Aussagen zu gelangen.

Weitere Untersuchungen sollen in zwei Stufen erfolgen.

In der ersten wird unter Rückgriff auf die typisierten Verbindungen deren mechanisches Verhalten bei zyklischer, seismischer Beanspruchung untersucht und bewertet.

In einem zweiten Schritt werden dann etwas besser an seismische Erfordernisse angepaßte Kopfplattenverbindungen entwickelt und in Versuchen erprobt.

Da in allen Fällen auch größere Walzprofile in die Untersuchungen einbezogen werden müssen, muß die Versuchseinrichtung neu entwikkelt werden, um die größeren Kräfte aufbringen zu können.

Die Durchführung der zahlreichen Versuche und deren Dokumentation lagen in den Händen von Herrn Joachim Riedel und Herrn Axel Wietzorrek, die sie mit viel Sorgfalt und Sachverstand zu einem guten Ende gebracht haben, wofür ich ihnen sehr danke.

Literatur

[1] Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau. Biegesteife Stirnplattenverbindungen mit hochfesten vorgespannten Schrauben. 2. Auflage. Deutscher Stahlbauverband und Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Köln 1978

[2] Klein, H.-H.: New concepts of seismic input definition for nuclear facilities. In: Vogel, A./Brandes, K. (ed.): Earthquake Prognostics. Vieweg Verlag, Braunschweig 1988

[3] EUROCODE No. 8: Structures in seismic regions, Part 1. Draft, 1988. CEC, Brussels

[4] Stahlbau-Kalender 1970

[5] Brandes, K.: Niedrigzyklisches Versagen von Stahlträgern unter Erdbebenbeanspruchung. Festschrift Roik. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr. 84-3, Sept. 1984

[6] Brandes, K.: Strain rate effects appearing in the mechanical behavior of reinforced concrete structures under impact load. In: Mahrenholtz, O, and Sawczuk, A. (ed.): Mechanics of inelastic media and structures. Warschau 1978/1982

[7] Brandes, K. und E. Limberger: Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 1985, S. 90-94, 128-133

[8] Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loading. European Convention for constructional steelwork. Bruxelles 1986 (report No. 45)

[9] Brandes, K.: Earthquake resistance of bolted end-plate connections of structural steelwork. Int. Congr. Alleviation of Natural Disasters, Arusha, Tanzania, Sept. 1991

[10] Eccentric bracing struts its stuff. Engineering News Records-ENR, Oct. 13, 1983, p. 30

Themenkomplex 4:

Soziale und ökonomische Aspekte
IDNDR- Projekte der DGEB

Versicherungswirtschaft und IDNDR - Gemeinsame Aspekte und Aufgaben

Gerhard Berz
Forschungsgruppe "Geowissenschaften", Münchner Rückversicherungs-Gesellschaft, München

(nach einem Vortrag zum Workshop "Bau- und Versicherungswirtschaft in der IDNDR", Frankfurt 4./5. März 1992)

1. Vorbemerkung

Versicherung ist finanzielle Schadenvorsorge. Sie macht die Auswirkungen eines Schadenereignisses für den einzelnen Versicherungsnehmer erträglich und dies gegen einen in der Regel günstigen Preis, weil das Schadenrisiko über eine große Zahl von Beteiligten gemittelt wird und dadurch ein ausgeglichener Ergebnisverlauf erreicht wird. Naturkatastrophen stellen ja eine ernste, ja bis heute die gefährlichste Bedrohung für dieses Sicherheitsnetz dar, weil ein großer Teil der Versicherungsnehmer eines Landes, vielleicht sogar mehrere Länder zusammen, zu ein und demselben Zeitpunkt von einem Schaden betroffen werden und dadurch der Ergebnisausgleich in Wanken gerät. Hier hilft der internationale Risikoausgleich via Rückversicherung. Auf rein nationaler Basis wären viele Naturgefahren wegen des darin enthaltenen Katastrophenpotentials nicht versicherbar.

Je größer das Schadenspotential, desto größer ist nicht nur die erforderliche Prämie für Erst- und Rückversicherung, sondern auch die Schwierigkeit, die nötige Kapazität in den Versicherungsmärkten zu finden. Schadensummen in zweistelliger Milliarden-DM-Höhe, wie sie seit einigen Jahren für einzelne Risikoschwerpunkte gehandelt werden - und nach den Schadenerfahrungen der letzten Jahre auch immer plausibler werden -, reichen bis an die weltweite Leistungsfähigkeit des Versicherungsmarktes **(Grafik 1)**.

Umso wichtiger erscheint es, den dramatischen Trend zu immer häufigeren und immer größeren Katastrophenschäden mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln zu bekämpfen. Die Versicherungswirtschaft hat immer schon die Schadenvorbeugung gepredigt, natürlich auch im eigenen Interesse; denn nur bei einer merklichen Trendabschwächung oder -umkehr werden diese Risiken auf Dauer versicherbar bleiben. Eine so weitgehende Risikominimierung, daß das Versicherungsbedürfnis erlahmen könnte, liegt ohnehin außerhalb jeder Realität **(Grafik 2)**.

Die Ziele der IDNDR dienen somit auch in vielfältiger Weise der Versicherungswirtschaft, die sich deshalb für dieses Programm interessieren und sich aktiv an ihm beteiligen sollte. Da sie wie kein anderer Wirtschaftszweig seit ihrem Bestehen Erfahrungen - auch viele schmerzliche - auf diesem Gebiet gesammelt hat, wird sie die IDNDR auch durch vielfältiges lokales, nationales und globales Know-how unterstützen können. Und nicht zuletzt kann die richtige Konstruktion des Versicherungsschutzes, insbesondere die geeignete Beteiligung des Versicherungsnehmers am Risiko, diesen mehr als viele andere Maßnahmen zur Schadenvorbeugung motivieren. Die Zusammenarbeit IDNDR-Versicherungswirtschaft eröffnet zahlreiche Möglichkeiten und Chancen, die im folgenden näher erläutert werden.

2. Bedeutung der Naturkatastrophen für die Versicherungswirtschaft

Schäden durch Naturgefahren werden von einem weiten Spektrum von Versicherungspolicen gedeckt, vor allem in den Bereichen Feuer-, Wohngebäude-, Hausrat- und Bauwesenversicherung, aber auch in der Kasko-, Transport-, Luftfahrt-, Kranken- und Lebensversicherung. Bis auf vereinzelte Ausnahmen sind diese Deckungen nicht auf Naturgefahren beschränkt, sondern sie werden auf Wunsch des Versicherungsnehmers oder auch obligatorisch an eine Hauptdeckung, wie z.B. Feuer, angehängt. Dadurch wird in der Regel eine breitere Streuung und somit ein ausgeglichener Ergebnisverlauf erreicht.

Andererseits versuchen die Versicherer aus verständlichen Gründen, eine negative Risikoauswahl, die zu einem unausgeglichenen Verhalten führen würde, ebenso wie zu hohe Schadenpotentiale zu vermeiden. Aus diesem Grund weist der Deckungsumfang typischerweise eine Reihe von Einschränkungen auf, sei es der Ausschluß von stark exponierten Überschwemmungsgebieten oder die Beteiligung des Versicherungsnehmers am Risiko durch die Vereinbarung einer Franchise oder eines Haftungslimits. Entsprechende Einschränkungen des Deckungsumfangs gelten auch für die Rückversicherung.

In Deutschland, wo die Deckung von Elementargefahren in der Wohngebäude-, Hausrat- und Industrieversicherung bisher - mit Ausnahme der Gebiete in der früheren DDR - auf die Gefahren Sturm, Hagel und Frost beschränkt war, wurde in jüngster Zeit eine erweiterte Elementargefahrendeckung entwickelt, die eine Reihe zusätzlicher Gefahren wie Überschwemmung, Erdbeben, Erdrutsch, Lawinen und Schneedruck einschließt. Erst die Schadenerfahrungen der kommenden Jahre werden zeigen, ob dieses Deckungsangebot den Bedürfnissen von Bevölkerung und Versicherungswirtschaft ausreichend Rechnung trägt.

Eine wesentliche Rolle bei allen Deckungsangeboten spielt die Ermittlung und Durchsetzung des richtigen Preises. Dabei muß die Prämie nicht nur die "nackten" Schadenkosten, die während der Laufzeit der Deckung zu erwarten sind, berücksichtigen, sondern auch die Akquisitions-, Verwaltungs- und Schadenregulierungskosten sowie eine ausreichende Gewinnmarge einschließen. Die Prämie sollte dabei eigentlich die Schadenerwartung in der Zukunft abdecken; da diese aber nicht ohne weiteres vorherzusagen ist, wird im allgemeinen als Näherung die Schadenerfahrung der Vergangenheit benutzt. Wenn nun die Schadenentwicklung einen stark steigenden Trend aufweist, wie dies bei den Naturkatastrophen der Fall ist, dann bleiben die so ermittelten Prämien kontinuierlich hinter dem tatsächlichen Prämienbedarf zurück. Aber leider reichen die heute üblicherweise für die Deckung von Elementargefahren geforderten Prämien nicht einmal für die Schadenerwartung der Vergangenheit. Der Hauptgrund für diese schwer verständliche "Großzügigkeit" der Versicherer ist in dem schon erwähnten Umstand zu suchen, daß die Elementargefahren als Zusatzdeckung zu einer Hauptgefahr verkauft werden und dabei der richtigen Bewertung dieser Zusatzgefahren bisher zu wenig Beachtung gewidmet worden ist. In einer Zeit steil ansteigender Katastrophenbelastungen haben aber die Zusatzgefahren die vormalige Hauptgefahr inzwischen häufig an Bedeutung überholt, so daß sich hier auch allmählich realistischere Bewertungen durchsetzen.

Der Anstieg der Schadenbelastungen aus Naturkatastrophen läßt sich in den letzten 3 Jahrzehnten - von denen verläßliche Daten vorliegen - eindeutig belegen: Die volkswirtschaftlichen Schäden aus großen Naturkatastrophen haben, wenn man die Schadensummen der letzten 10 Jahre mit denen der 60er Jahre vergleicht, inflationsbereinigt etwa um den Faktor 4 zugenommen, die versicherten Schäden sogar um den Faktor 8 (s. **Grafik 3**). Der überproportionale Anstieg der versicherten Schäden resultiert aus der zunehmenden Versicherungsdichte, gerade auch in stark exponierten Regionen, und aus einer zunehmenden Ausweitung des Deckungsumfangs von Elementargefahren-Zusatzdeckungen, z.B. auch im Bereich Betriebsunterbrechungsdeckung.

Der generelle, drastische Anstieg der Naturkatastrophenschäden ist durch eine Reihe von Faktoren bedingt, allen voran die Zunahme von Bevölkerung und Werten und deren Konzentrierung in Großstadträumen sowie in stark exponierten Regionen, besonders auch entlang der Küsten. Hinzu kommen mehr und mehr auch die Auswirkungen der schleichenden Klima- und Umweltveränderungen, die sich tendenziell in einer Häufung von Extremereignissen, vor allem bei Sturm und Niederschlag, zeigen.

Die Frage, welche Vorsorgemaßnahmen die Versicherungswirtschaft gegen diesen besorgniserregenden, wenn nicht existenzbedrohenden Katastrophentrend ergreifen kann, stellt sich zu allererst den Rückversicherern. Bei ihnen laufen nämlich die Schadenbelastungen aus großen

Naturkatastrophen wegen der weltweiten Vertragsbeziehungen wie in einem großen Auffangbecken zusammen. So waren verschiedene Großkatastrophen der letzten Jahre, wenn sie Versicherungsmärkte mit relativ geringer Finanzkraft betrafen wie das Mexiko-Erdbeben 1985 oder der Hurrikan "Gilbert" 1988, zu über 98 % rückversichert. Aber selbst in so finanzstarken Märkten wie Nordamerika und Westeuropa liegt der Rückversicherungsanteil an einzelnen Größtschadenereignissen bei zwei Dritteln und mehr, wie der Hurrikan "Hugo" 1989 und die Winterstürme 1990 belegen. Nur dank des weltweiten Risikoausgleichs können international arbeitende Rückversicherer derartige Spitzenbelastungen verkraften. Sie ermöglichen dadurch überhaupt erst die Versicherbarkeit von Naturkatastrophen, die auf ausschließlich nationaler Ebene in den meisten Ländern nicht denkbar wäre.

Um mit dem erhöhten Schadenpotential aus Naturgefahren bzw. mit der Verschlechterung der Risikobedingungen fertig zu werden, haben Erst- und Rückversicherer eine Reihe von Möglichkeiten wie z.B. die folgenden:

* risikoadäquate Prämie
* substantielle Franchise bzw. Mitversicherung
* Haftungsbegrenzungen pro Schadenereignis oder Gebiet
* Kumulkontrolle
* Deckungsbegrenzung oder -ausschluß für bestimmte Gefahren
* Deckungsbegrenzung oder -ausschluß für bestimmte Gebiete
* Schadenverhütung bzw. -vorbeugung
* optimierte Schadenregulierung
* Rückversicherung bzw. Retrozession

Ohne auf alle hier genannten Möglichkeiten näher eingehen zu können, schein klar, daß ohne eine stärkere Einbeziehung der Versicherungsnehmer und der Behörden in die Vorsorgebemühungen eine Trendumkehr kaum zu erreichen ist.

Für die Versicherungswirtschaft kommt es zunächst darauf an, den richtigen Preis für die übernommenen Risiken zu erhalten. Bei einer Verschlechterung der Risikosituation, wie sie gegenwärtig zu beobachten ist, kann es nicht länger richtig sein, den Prämienbedarf ausschließlich auf Basis der Schadenerfahrungen der Vergangenheit zu ermitteln, wie es heute noch in den meisten Märkten geschieht. Vielmehr muß der Verschlechterungstrend durch entsprechende Änderungs- und Schwankungszuschläge auf lange Sicht im voraus berücksichtigt werden.

Die Versicherungswirtschaft kann auch bei optimaler Ausschöpfung ihres finanziellen Leistungsvermögens nur eine begrenzte Kapazität zur Verfügung stellen, die offenbar in den letzten Jahrzehnten nicht im gleichen Maß wie die übernommenen Schadenpotentiale gewachsen ist. Es ist deshalb heute wichtiger denn je, diese Schadenpotentiale richtig abzuschätzen und die Vorsorgemaßnahmen entsprechend zu bemessen. Zu diesem Zweck wurde das Instrument "Kumulkontrolle" entwickelt, mit dem sich Erst- und Rückversicherer einen Überblick über den aktuellen Haftungsstand, aufgeteilt nach geeigneten geographischen Zonen und Haftungskategorien, verschaffen können. Mit Hilfe dieser Informationen lassen sich die Schadenbelastungen aus beliebigen Katastrophenszenarien berechnen, wobei den Naturwissenschaftlern und Ingenieuren die Aufgabe zufällt, die Intensitätsverteilung der angenommenen Extremereignisse und die Schadenanfälligkeit der exponierten Haftungen richtig anzugeben.

3. Leistungen der Versicherungswirtschaft für die Katastrophenvorsorge

Versicherung stellt, wie schon festgestellt, in sich selbst eine Art der Katastrophenvorsorge dar, die für viele wirtschaftliche Aktivitäten eine wichtige, wenn nicht entscheidende Voraussetzung bildet. Ohne Versicherungsschutz wären Investitionen in stark exponierten Regionen (Beispiele: Meerestechnik in der Nordsee, Kernkraftwerke in Erdbebengebieten) ein reines Vabanquespiel mit hohem Bankrottrisiko, das kein Wirtschaftsunternehmen riskieren könnte. Die Entwicklung und der Einsatz moderner Technologien ebenso wie die wirtschaftliche Entwicklung von Regionen mit hoher oder unbekannter Gefährdung wurden deshalb stets von der Versicherungswirtschaft begleitet und gefördert. Häufig genug endeten bzw. enden auch heute noch diese Wagnisse mit negativen Ergebnissen bis hin zum Totalschaden. Umso wichtiger ist es für den Versicherer, die Risikosituation so realistisch wie möglich einzuschätzen und dazu alles verfügbare Know-how einzusetzen. Er bewegt sich dabei nicht selten an der vordersten Front der wissenschaftlich-technischen Entwicklung und muß bei der Risikobeurteilung bzw. -minderung oft Neuland beschreiten.

Dazu ist eine unabdingbare Voraussetzung, daß die Versicherungswirtschaft eigene Fachleute auf den verschiedenen Gebieten (von der Medizin und der Mathematik über die Natur- bis hin zu den Ingenieurwissenschaften) beschäftigt, die die Risikoprüfung auf dem Stand der Technik durchzuführen in der Lage sind, die geeignete Schadenvorbeugungs- oder -minderungsmaßnahmen entwickeln und die die weltweiten Schadenerfahrungen sammeln, analysieren und in Verbesserungsvorschläge umsetzen.

Diese Analysen und Schadenvorbeugungsvorschläge können nicht selten auf Schadeninformationen zurückgreifen, die außerhalb der Versicherungswirtschaft nicht zur Verfügung stehen. Es hat sich deshalb auf diesem Gebiet ein reger Informationsaustausch zwischen Versicherung, Hochschulen und Behörden entwickelt, der z. B. in die Entwicklung neuer Gefährdungszonierungen oder die Verbesserung von Bauvorschriften einfließt.

Gerade auf dem Gebiet der Naturgefahren verfügt die Versicherungswirtschaft über umfassende, weltweite Schadenerfahrungen, die sie nicht nur zur Ermittlung von risikoadäquaten Prämien und zur Abstufung der Gefährdungsgebiete nach sog. Tarifzonen einsetzt, sondern die sie auch für die Abteilung von Beziehungen zwischen Ereignis- und Schadenintensitäten und für die Abschätzung der Schadenpotentiale aus realistischen Katstrophenszenarien verwendet.

Derartige Schadensimulationen für einzelne Großprojekte oder auch für den Haftungsbestand ganzer Versicherungsmärkte gewinnen mit dem schon mehrfach diskutierten dramatischen Anstieg der Schadenbelastungen aus Naturkatastrophen eine immer fundamentalere Bedeutung für die Geschäftspolitik der Versicherungsunternehmen. Sie bestimmen auch den weltweiten Risikotransfer via Rückversicherung und Retrozession. Und nicht zuletzt müssen sie die Behörden interessieren, die das Ausmaß künftiger Katastrophen ebenfalls möglichst realistisch in ihre Vorsorgemaßnahmen einbeziehen sollten. Genauso wie die Versicherungswirtschaft mit Hilfe einer internationalen Arbeitsgruppe mit dem Name CRESTA versucht, die Ermittlung der Schadenpotentiale aus Naturkatastrophen auf eine einheitliche Grundlage zu stellen, so könnte und sollte die IDNDR der Auslöser für analoge Aktivitäten auf staatlicher Seite werden.

Nach großen Katastrophenereignissen hat sich die Schadenregulierung durch die Versicherer bisher fast immer hervorragend bewährt, besonders im Vergleich mit dem meist allzu bürokratischen Vorgehen staatlicher Hilfsprogramme. Dazu tragen mehrere Faktoren bei:

Die ständige Konfrontation der Versicherer mit Schadenforderungen in den verschiedensten Branchen erfordert ausreichendes, erfahrenes und einsatzfreudiges Personal sowie effiziente Einsatzplanung. In vielen Märkten existieren übergeordnete Regulierungsorganisationen, die eine einheitliche Regulierungspraxis garantieren sollen und Regulierungsfachleute aus dem ganzen Land oder auch aus dem Ausland kurzfristig zusammenziehen. Bei absehbaren Katastrophen (z.B. Hurrikanwarnung) werden die Fachleute schon vorher in Alarmbereitschaft oder sogar in Bewegung gesetzt. Das Bemühen der Versicherer um eine möglichst rasche Befriedigung der Schadenersatzansprüche beruht auf zwei Erfahrungen: "Je schneller desto billiger" und "gute Schadenregulierung ist die beste Werbung".

Auch in psychologischer Hinsicht macht es für den Geschädigten einen erheblichen Unterschied, ob er auch einen Rechtsanspruch aus seinem Versicherungsvertrag pochen kann oder ob er sich als Bittsteller an eine Behörde wenden und sich dabei als Almosenempfänger fühlen muß. Die rasche Bereitstellung von Abschlagszahlungen durch die Versicherer hilft den Katastrophenopfern auch, mit den psychischen Belastungen aus der Katastrophe besser fertig zu werden, da sie nicht zu Untätigkeit und Apathie verurteilt sind, sondern Reparatur und Wiederaufbau in die eigene Hand nehmen können.

Versicherungsschutz birgt die Gefahr in sich, daß der Versicherte die Verantwortung für das Risiko an den Versicherer abgibt, daß er damit auch innerlich das Risiko verdrängt und deshalb nicht mehr zu Schadenvorbeugungsmaßnahmen bereit ist. Dieser Denk- und Verhaltensweise muß der Versicherer gegensteuern, und er kann dies am besten durch finanzielle Anreize bewerkstelligen. Wenn er dem Versicherungsnehmer durch eine substantielle Franchise oder andere Arten der Selbstbeteiligung einen Teil des Schadens auflädt, ihm dies gleichzeitig aber durch einen ebenfalls substantiellen Prämienrabatt honoriert, dann kann er den Versicherungsnehmer damit sehr effektiv zur Schadenvorbeugung motivieren. Außerdem wird schon durch relativ bescheidene Franchisenbeträge, die in der Größenordnung von 1 % der Versicherungssumme liegen, die Anzahl der regulierungspflichtigen Schadenfälle bei Naturkatastrophen drastisch reduziert, da für diese stets eine große, u. U. sogar riesige Zahl von Kleinschäden charakteristisch ist. Dies wirkt sich dann wiederum positiv auf die Effizienz der Schadenregulierung aus.

Darüber hinaus ist die Versicherungswirtschaft bekannt für die umfangreichen Informationsmaterialien in Gestalt von Merkblättern, Broschüren, Filmen und Fernsehspots, mit denen sie die Bevölkerung auf Risiken aufmerksam macht und auf wirksame Vorsorgemöglichkeiten hinweist. Haben sich diese Informationen früher auf die Bereiche Brand-, Unfall- und Einbruchsverhütung konzentriert, so verlagern sich die Bemühungen heute immer stärker auch auf den Bereich Elementargefahren, in dem tatsächlich vielfältige und bisher kaum genutzte Schadenvorbeugungsmöglichkeiten existieren.

4. Mögliche Aktionsfelder einer Zusammenarbeit IDNDR-Versicherungswirtschaft

Die Versicherungswirtschaft muß, wie schon ausgeführt, jede Möglichkeit ergreifen, um den dramatischen Zunahmetrend der Schadenbelastungen aus Naturkatastrophen abzuschwächen oder sogar umzukehren. Eigene Bemühungen haben hier zwar schon Fortschritte gezeigt, aber eine durchgreifende Wirkung ist nur von einem weltweiten Programm wie IDNDR zu erwarten, das auch die staatlichen Eingriffs- und Lenkungsmöglichkeiten nutzen kann.

Dadurch besitzt die IDNDR in der Versicherungswirtschaft einen natürlichen Partner und Verbündeten, der zudem über einen langjährigen und globalen Erfahrungsschatz auf diesem Gebiet verfügt und weitreichende internationale Verbindungen einsetzen kann. Aus den vorstehenden Ausführungen und den Zielrichtungen der IDNDR ergeben sich zahlreiche mögliche Aktionsfelder für eine Zusammenarbeit, die im Folgenden beispielhaft und keinesfalls vollständig aufgeführt sind:

*** Erfassung und Kartierung von Gefahrenzonen**

Auf der Grundlage naturwissenschaftlicher Untersuchungen und bisheriger Schadenerfahrungen sollte die Gefährdung in einer international einheitlichen Form erfaßt und in ihrer geographischen Abstufung kartographisch dargestellt werden. Dabei kann auf die Kartenwerke der Versicherungswirtschaft (Tarifzonen, "Weltkarte der Naturgefahren") zurückgegriffen werden, die sich allerdings bisher hauptsächlich mit der Erdbeben- und der Sturmgefahr befassen, während für andere, mehr lokale Gefahren, insbesondere die Überschwemmungsgefahr, kaum Untersuchungen vorliegen.

*** Ermittlung des Schadenpotentials für Katastrophenszenarien**

In vielen Ländern kommt dieser Frage nicht nur für die Versicherungswirtschaft, sondern auch für den Staat eine entscheidende Bedeutung bei der Bemessung von Vorsorgemaßnahmen zu. Aus diesem Grund existieren auch bereits zahlreiche Untersuchungen zu diesem Thema, die allerdings vereinheitlicht und international koordiniert werden müssen. Naturwissenschaftler und Ingenieure an den Hochschulen, bei Behörden und in der Versicherungswirtschaft sollten hier engstens kooperieren, um zu möglichst fundierten Szenarien und Schadenschätzungen zu kommen.

*** Empfehlungen für Landnutzungsvorschriften bzw. -beschränkungen**

Einschränkungen der Landnutzung sind in vielen Regionen die vordringlichste staatliche Aufgabe in bezug auf die Katastrophenvorbeugung, da sich in jüngerer Zeit der Bevölkerungsdruck gerade auf die besonders stark gefährdeten Gebiete konzentriert (z.B. Küsten- und Uferzonen). Nur umgehende behördliche Auflagen für die Besiedlung und wirtschaftliche Nutzung derartiger Gebiete wären in der Lage, diese verhängnisvolle Entwicklung, die fast auf der ganzen Welt beobachtet werden kann, wieder unter Kontrolle zu bekommen. Die Versicherungswirtschaft kann diese Bemühungen durch Deckungslimitierungen bzw. -ausschlüsse oder andere versicherungstechnische Maßnahmen unterstützen.

*** Empfehlungen für Bauvorschriften-Standards**

Die umfangreichen Schadenerfahrungen der Versicherer stellen, wenn sie entsprechend analysiert und vereinheitlicht werden, eine sehr nützliche Grundlage für die Aktualisierung bzw. Verschärfung der Bauvorschriften hinsichtlich der Zusatzlasten durch Naturgefahren dar. Dabei kommt es u.a. auch auf eine internationale Standardisierung an, die ein Unterlaufen der Sicherheitsbemühungen durch das Gegeneinander-Ausspielen verschiedener Baunormen verhindert und ein einheitliches Sicherheitsniveau garantiert. Mittel- und langfristig sind davon sehr positive Auswirkungen auf das Schadenausmaß von Naturkatastrophen zu erwarten, wofür allerdings gleichzeitig eine effektive Bauaufsicht und konsequente Instandhaltungsauflagen wesentliche Voraussetzungen wären.

*** Förderung und Nutzung von Vorhersage- und Warndiensten**

Vorhersage- und Warndienste können bereits unmittelbar nach ihrer Einrichtung das Ausmaß von Naturkatastrophen erheblich reduzieren, wenn sie Hand in Hand mit Evakuierungs- und anderen Schadenvorbeugungsmaßnahmen gehen. Sie können damit zu den effektivsten Maßnahmen gezählt werden. Für verschiedene Katastrophentypen wie Überschwemmungen, Vulkanausbrüche, tropische Wirbelstürme, Winterstürme, Tornados und Unwetter sind die Vorhersagemethoden so weit entwickelt, daß sie nach Einrichtung entsprechender Beobachtungs- und Meldenetze sofort einsatzbar wären. Auch die Versicherungswirtschaft könnte diese Warnmöglichkeiten mit noch größerem Nutzen als bisher einsetzen, wenn sie für eine effektivere Information ihrer Kunden durch entsprechende Warnabonnements bei den zuständigten Behörden und durch die Einschaltung der Medien sorgen würde.

*** Erfassung von einschlägigen Institutionen und Experten**

Das bereits vorhandene Wissen über die Schadenvorsorgemöglichkeiten bei Naturkatastrophen wird bisher viel zu wenig genutzt. Einer der Gründe dafür ist, daß die entsprechenden Institutionen und Fachleute nicht ausreichend erfaßt sind und deshalb die Kontaktaufnahme erschwert ist. Dies gilt sowohl auf nationaler aus auch, in erhöhtem Maße, auf internationaler Ebene. In verschiedenen Ländern wurde inzwischen damit begonnen, Verzeichnisse relevanter Adressen, verbunden mit einer stichwortartigen Kennzeichnung der erhältlichen Beratungsdienste, anzulegen. Im Rahmen von IDNDR könnte als fast zwangsläufiges Abfallprodukt der nationalen Aktivitäten eine internationale Datensammlung über alle relevanten Institutionen und Fachleute entstehen, zu der dann alle Beteiligten und potentiellen Nutznießer, also auch die Versicherungswirtschaft, Zugriff erhalten sollten.

*** Information und Motivation der Öffentlichkeit**

Wirksame Schadenvorsorge kann nur mit Beteiligung der Öffentlichkeit erfolgen. Deshalb kommt der richtigen Information und Motivation der Bevölkerung erhebliche Bedeutung zu. Behörden, Wissenschaft und Wirtschaft haben dies längst erkannt und bieten bereits ein breites Spektrum an Informationsmaterialien an. Die Motivierungsmöglichkeiten durch die Versicherungswirtschaft wurden im letzten Kapitel beschrieben. Eine Koordinierung aller derartigen Bemühungen sowie ein Ausbau entsprechender Ausbildungseinrichtungen einschließlich Katastrophenschulen und Lehrerfortbildungsanstalten kann hier noch erhebliche Verbesserungen bewirken, insbesondere wenn auch zu den Medien enger Kontakt gehalten wird.

*** Vorschläge für standardisierte Schadenerfassung und Schadenanalyse**

Schon unter dem Stichwort "Bauvorschriften" war darauf hingewiesen worden, daß eine Voraussetzung für deren Aktualisierung und Optimierung in der Analyse der bisherigen Schadenerfahrungen liegt. Um diese wertvollen Informationen noch besser als bisher nutzen zu können, sollten nationale und internationale Vereinbarungen über die Erfassung und Analyse der Schadendaten nach einheitlichen Kriterien getroffen werden. Darüber hinaus sollte die IDNDR auch zu einer Standardisierung der Schadendaten aller bedeutenden Naturkatastrophen und zu einem verbesserten Austausch aller relevanten Daten zwischen den damit befaßten Organisationen führen, so daß hier eine einheitliche Datenbasis entstehen kann.

5. Zusammenfassung

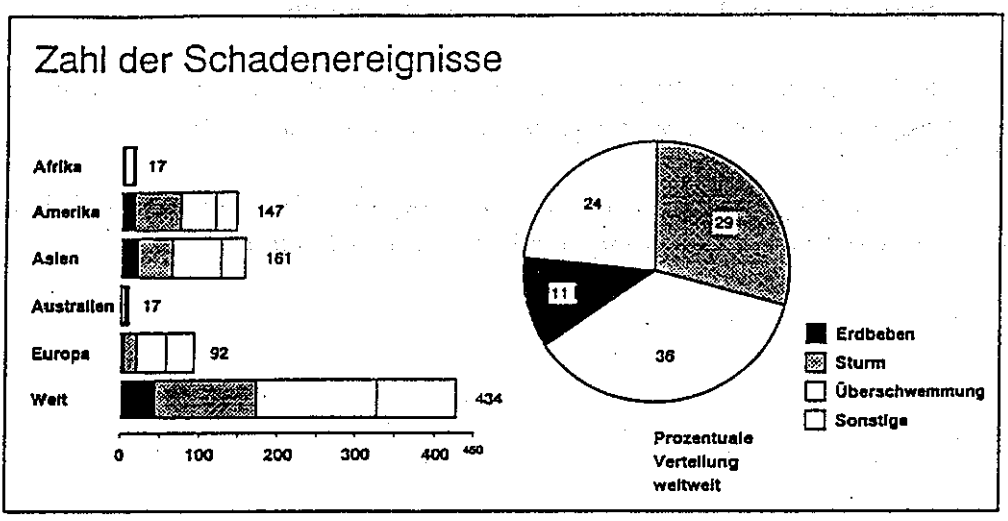
Die grundlegende Bedeutung der Naturkatastrophen für die Versicherungswirtschaft, die in den letzten Jahrzehnten sogar noch drastisch zugenommen hat, legt ein vitales Interesse an alle Aktivitäten im Rahmen der IDNDR nahe. Gleichzeitig kann die Versicherungswirtschaft ein umfangreiches Know-how aus ihren langjährigen und weltweiten Schadenerfahrungen beisteuern, das bei der Entwicklung und Anwendung der IDNDR- Programme wichtige Dienste leisten kann. Darüber hinaus beeinflußt die Gestaltung der Versicherungsbedingungen in starkem Maße das Vorsorgeverhalten der Bevölkerung; sie muß deshalb in die Motivierungsbemühungen einbezogen werden. In der Summe ergibt sich ein ansehnliches Spektrum von gemeinsamen Aktionsmöglichkeiten von IDNDR und Versicherungswirtschaft, das bei vollem Einsatz der verfügbaren Kräfte erheblich dazu beitragen kann, den dramatischen Katastrophen- Zunahmetrend zu brechen und damit den Erfolg der IDNDR weit über die Laufzeit der Dekade hinaus sicherzustellen.

Literatur

Münchener Rück: Weltkarte der Naturgefahren. München 1988

National Committee on Property Insurance: Expections and Realities: The Insurance Industry and the International Decade for Natural Disaster Reduction. Boston, 1990

Münchener Rück: Jahresrückblick Naturkatastrophen 1991: Versicherte Schäden 1991 nahe der Höchstmarke des Vorjahres/ Langzeittrend hält an. München 1992



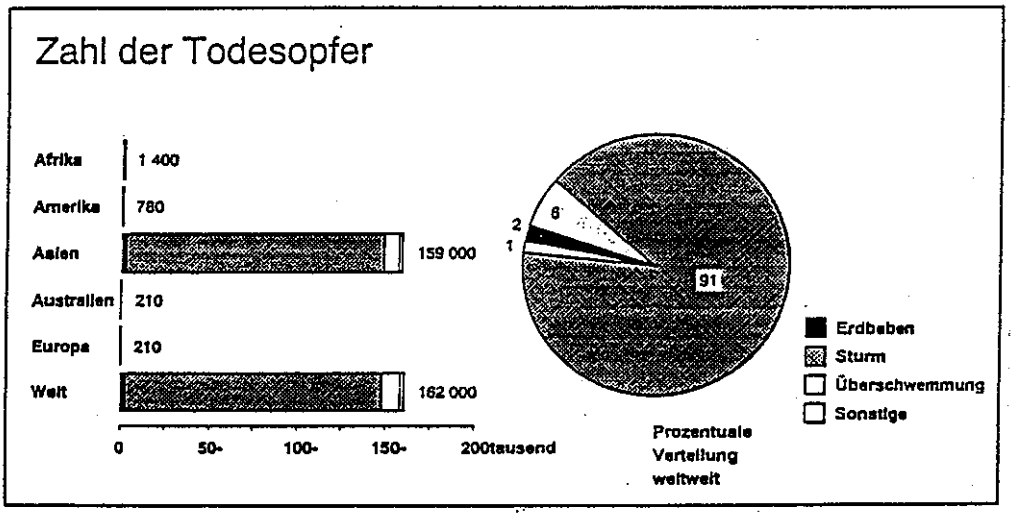
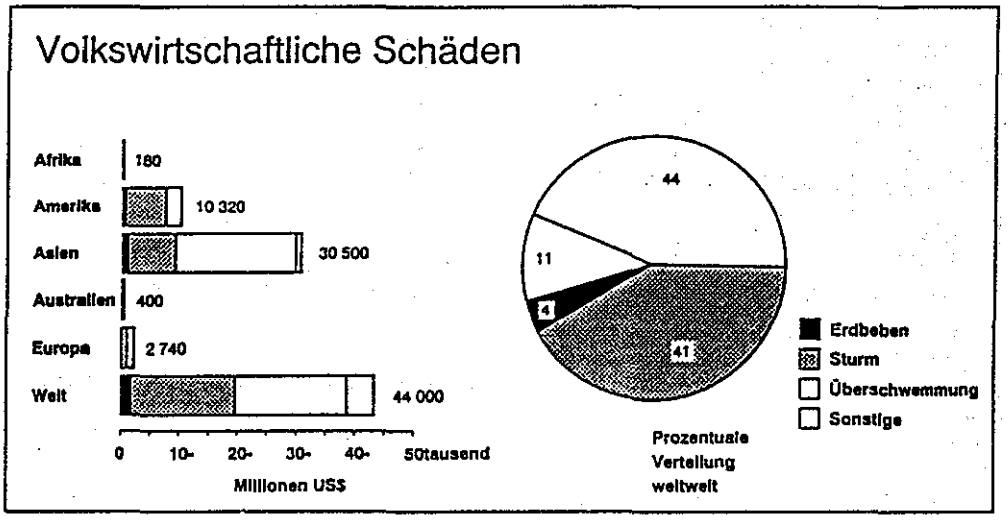


Bild 1 Naturkatastrophen 1991: Zahl der Schadenereignisse und Zahl der Todesopfer

Die Grafiken zeigen eine Aufschlüsselung von insgesamt 434 erfaßten Naturkatastrophen; der jeweilige prozentuale Anteil der einzelne Ereignistypen (weltweit) ist in den Kreisdiagrammen dargestellt.



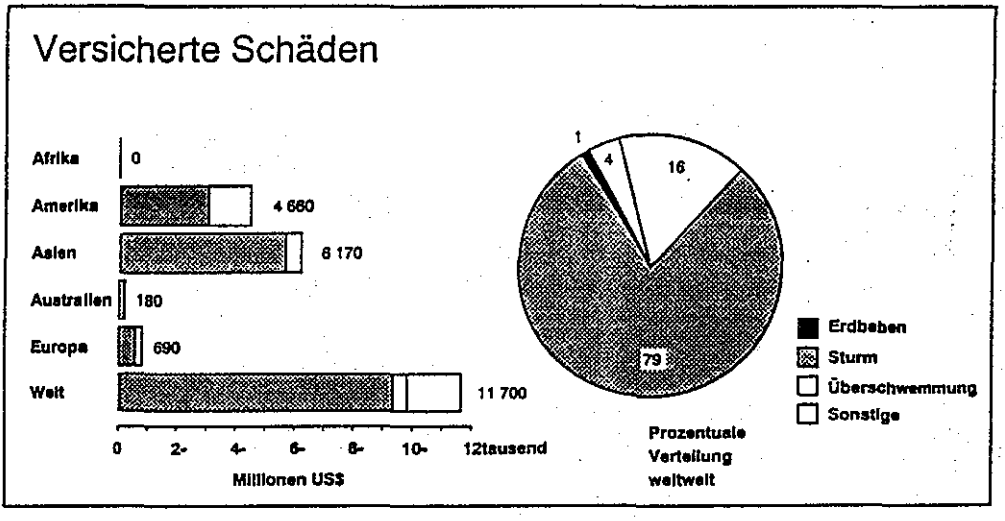


Bild 2 Naturkatastrophen 1991: Volkswirtschaftliche Schäden und versicherte Schäden

Alle 1991 erfaßten 434 Naturkatastrophen verursachten 1991 volkswirtschaftliche Schäden von rund 44 Mrd. US$, wovon ca. 11 Mrd. US$ versichert waren.

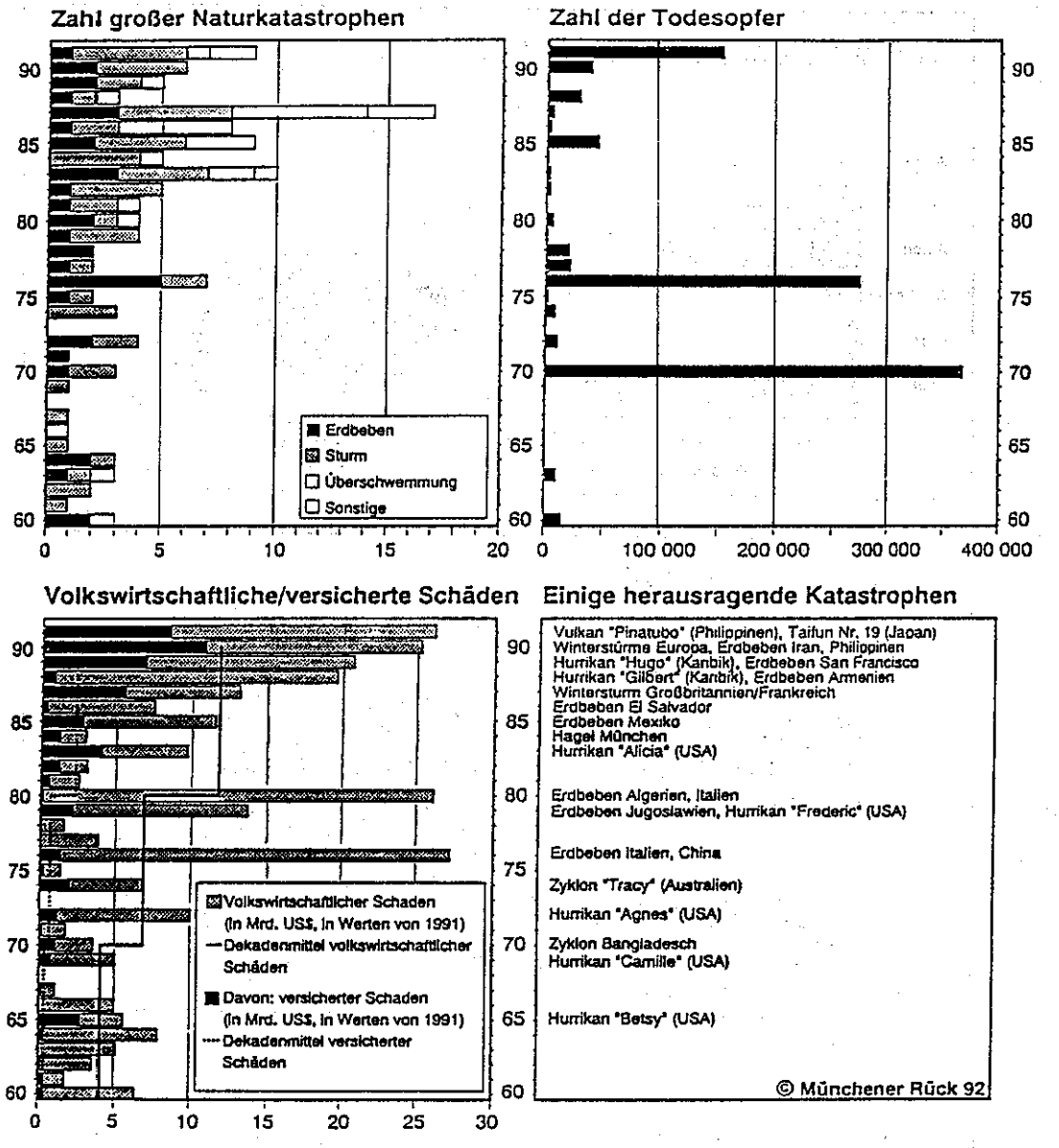


Bild 3 Große Naturkatastrophen 1960- 1991

Es sind jene "großen" Naturkatastrophen dargestellt, bei denen die Zahl der Toten in die Hunderte und Tausende geht und die volkswirtschaftlichen Gesamtschäden die Größenordnung von 100 Mio. US$ übersteigt, wobei das Selbsthilfevermögen der betroffenen Region meist überschritten wird.

Japan und die IDNDR: Wird die japanische Erdbebenvorhersage zum Exportschlager für Katastrophenländer?

Andreas N. Küppers
Deutsches Institut für Japanstudien, Kudan Minami 3-3-6, Chiyoda-ku, Tokyo

1. Einführung

Es ist eine strittige Frage, ob Länder, die selbst von Naturkatastrophen geplagt sind, sich eher in der Lage sehen, ebenfalls von Desastern geschlagenen Entwicklungsländern den Weg zur erfolgreichen Katastrophenverminderung zu weisen als solche, die im wesentlichen verschont werden. Vergleicht man auf diesen Aspekt der Betroffenheit hin Deutschland und Japan, so wird unmittelbar deutlich, daß das Gros leidvoller Erfahrung allemal auf der fleckenhaft dichtbesiedelten Inselkette im Pazifik zu verzeichnen ist. Kaum eine Art von natürlicher Bedrohung durch geologische oder meteorologische Prozesse ist den Japanern und ihren Vorgängern erspart geblieben. Täglich werden landesweit hunderte von Erdbeben registriert, von deren teilweise verheerenden Folgen auch die ältesten schriftlichen Zeugnisse[1] berichten (siehe auch Abb. 5). Etwa 80 Vulkane müssen als aktiv eingestuft werden und können gar nicht in ihrer Gesamtheit überwacht werden. So forderte der letzte Ausbruch vor weniger als einem Jahr in Kyûshû 41 Menschenleben und ließ über 10.000 Menschen obdachlos werden. Hinzu treten regelmäßig katastrophale Erdrutsche und Bergstürze, die besonders während der beiden Regenperioden im Frühsommer und im Herbst auftreten, und, ausgelöst durch Taifune oder aber durch Erdbeben, die Menschen in ihren Häusern unter sich begraben. In Westeuropa sind Katastrophenpotentiale gleichen Ausmaßes und gleicher Frequenz dagegen aus historischer Zeit nicht bekannt. Dies muß jedoch keineswegs a priori bedeuten, daß nicht auch dort Technologien

[1]Eine Fundgrube für die historisch arbeitende Seismologie sind die beiden ältesten historischen Schriften Japans, das Kojiki I1I und das Nihongi I2I.

und Know-how zur Katastrophenverhütung in erheblichem Umfang vorhanden wären.

Nicht nur in der Bundesrepublik Deutschland haben die ersten Jahre der Internationalen Dekade zur Verminderung von Naturkatastrophen (IDNDR) bei den mit der Planung beauftragten Gremien zunächst zu einer gewissen Verunsicherung bezüglich der Frage geführt, wie der zu installierende globale Katastrophenschutz angelegt sein sollte und auf welchen Gebieten angesichts der beschränkten budgetären Ausstattung überhaupt konkrete Hilfeleistungen mit langfristiger Perspektive erfolgen können. So sind z.B. in Japan, das durch geologische und meteorologische Bedingungen ungleich häufiger und schwerer mit Naturkatastrophen konfrontiert ist, tragfähige neue Konzepte und Pläne, dies sei an dieser Stelle bereits vorausgeschickt, noch kaum zu entdecken. Schaut man auf die bereits vor 1990 gestarteten Hilfsprojekte mit Relevanz für das Ausland, und bezieht man diese in das IDNDR-Konzept mit ein, so stehen die Japaner jedoch nicht mehr ganz mit leeren Händen da. Insbesondere auf dem Gebiet der Aus- bzw. Fortbildung von Wissenschaftlern und Technikern aus Entwicklungsländern ist man in den letzten zwei Jahrzehnten zunehmend tätig geworden. Es muß allerdings einschränkend angemerkt werden, daß die bislang gezeigten Leistungen zum einen bereits substantieller Bestandteil der routinemäßig über die Japanese International Cooperation Agency (JICA) abgewickelten Entwicklungshilfe (ODA) sind, andererseits jeweils eine Art uneigennützig-eigennütziger Doppelfunktion haben, wie sie in diesem Zusammenhang bereits häufig kritisiert wurde.

Im folgenden wird in knapper Form ein Überblick über die japanischen Aktivitäten im Rahmen der Internationalen Dekade gegeben. In Ermangelung von Planungsdaten wird anhand der vorliegenden Entwürfe und der in Japan bereits vorhandenen Katastrophenschutzinstrumente ein Ausblick auf die zukünftigen Schwerpunkte in den Aktivitäten versucht. Aufgrund des inhaltlich nur als provisorisch zu bezeichnenden Stadiums der IDNDR-Kampagne in Japan mußten in dieser kurzen Übersicht in größerem

Umfang unveröffentlichte Unterlagen und mündlich übermittelte Informationen Verwendung finden. Dementsprechend konnten die Quellennachweise nur ungenügend bleiben. Herrn Jan Steinbrenner und Herrn Wieland Nötzold sei für eine kritische Durchsicht des Manuskripts recht herzlich gedankt, ebenso denjenigen japanischen Kollegen, die Material zur Verfügung gestellt haben und die darüber hinaus mit wichtigen Hinweisen behilflich waren.

Auf den Feldern der Seismologie und des Erdbebeningenieurwesens nehmen japanische Forscher aufgrund ihrer Forschungen weltweit inzwischen eine bedeutende Position ein. Aus Referenzgründen werden daher in diesem Beitrag die wichtigsten japanischen Begriffe in Lateinumschrift wiedergegeben. In Abweichung von der üblichen Praxis der Japanologie geht der Autor davon aus, daß es sinnvoll ist, im Hinblick auf das jeweilige Sprach- und Denksystem die Position des Vor- und Zunamens von Personen zu verändern, um Mißverständnisse und Verwirrung zu vermeiden. Demnach erscheinen in diesem Beitrag, der in deutscher Sprache verfaßt ist, sämtliche Eigennamen in der im deutschen Sprachraum üblichen Reihenfolge und der japanische Familienname wird nachgestellt.[2]

2. Japan und IDNDR - Aufbau und bisherige Aktivitäten

2.1. Aufbau

Nach dem Vorschlag eines Konzeptes für die Dekade durch den damaligen Präsidenten der U.S. Academy of Sciences, Dr. Frank Press im Juli 1984 wurde auf nationaler Ebene im Mai 1988 in Tôkyô ein Liaison-Council [*Renraku Kaigi*] gegründet, welches

[2]Hierbei wird auch nicht unterschieden zwischen gebürtigen Japanern mit Wohnsitz in Japan, gebürtigen Japanern mit Wohnsitz außerhalb Japans oder aber Abkömmlingen japanischer Auswanderer in Japan oder außerhalb Japans bzw. dem Erscheinungsland einzelner Publikationen ein- und derselben Person japanisch klingenden Namens, da dies gegen grundlegende Regeln der rationalen Gestaltung von Texten verstoßen würde. Eine solche Unterscheidung könnte vom politisch sensiblen Leser überdies als rassische bzw. ethnisch-politische Diskriminierung empfunden werden.

den organisatorischen Aufbau der Zehnjahreskampagne zum Vollzug der UN-Resolution Nr. 44/236 zunächst übernehmen sollte. Am 19. Mai des folgenden Jahres verabschiedete das japanische Kabinett die Entschließung zur Bildung eines Government Headquarter for IDNDR [*Suishin Honbu*]. Die Zusammensetzung dieses nationalen Spitzengremiums geht aus Abb. 1 hervor.

Es wird in seiner Arbeit durch den Nationalrat für die IDNDR [*Kokumin Kaigi*] unterstützt, dem in erster Linie die Aufgaben zukommen, Vorschläge für Aktivitäten einzubringen, thematische

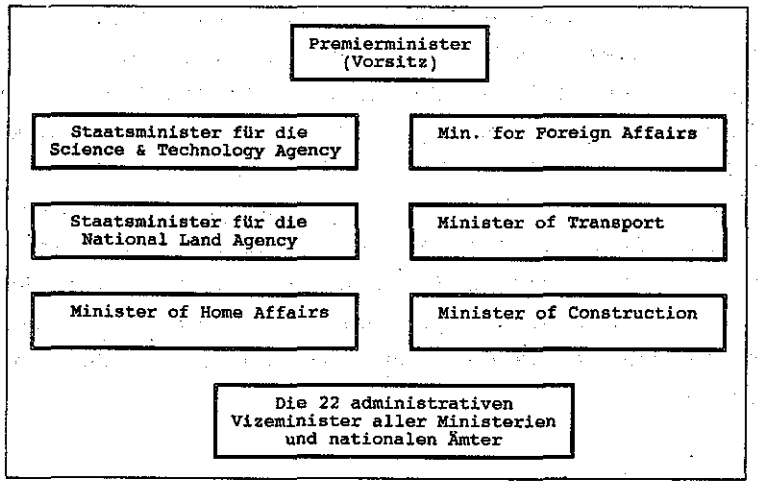


Abb. 1:
Die Zusammensetzung des National Headquarter for IDNDR in Japan [Kokusai Bôsai no Jûnen Suishin Honbu], nach I3I.

sowie technische Grundsatzfragen zu diskutieren und konkrete Detailprobleme zu lösen. Naturkatastrophen treffen alle Bereiche des gesellschaftlichen Lebens. Dementsprechend finden sich in dieser Organisationsform Wissenschaftler von Universitäten und staatlichen Forschungseinrichtungen mit sehr unterschiedlichen Spezialgebieten, Entsandte des Japanischen Roten Kreuzes, der Telefongesellschaft NTT, der staatlichen Rundfunkgesellschaft NHK, sowie die Industrie. Von letztgenannter Seite sind beispielsweise die Verbände der Banken, der Sach- und Lebensversicherungsgesellschaften, der Stahlindustrie und natürlich

der Bauwirtschaft vertreten. Den Vorsitz des Rates führt derzeit der Präsident der höchsten wissenschaftlichen Institution, des Science Council of Japan [*Nihon Gakujutsu Kaigi*], Jirô Kondô. Nimmt man Government Headquarter und Nationalrat zusammen, so erhält man ein Gremium, das seiner Zusammensetzung nach mit dem Zentralrat für Katastrophenschutz [*Chûô Bôsai Kaigi*] als oberstem Organ des Katastrophenschutzes praktisch identisch ist I4I.

Um ein kontinuierliches Projektmanagement der Internationalen Dekade sicherzustellen, wurden die diesbezüglichen Aufgaben eines ständigen Büros vom Headquarter an die National Land Agency delegiert und liegen dort beim Katastrophenschutzamt [*Bôsaikyoku Chôseika*]. Freiwilligengruppen sind nicht eingebunden; sie spielen ohnehin in Japan nur lokal und bezogen auf einzelne Katastrophenereignisse eine nennenswerte Rolle.

Von Wissenschaftlern wurde bereits mehrfach der Ruf nach Gründung eines zusätzlichen, gegenüber dem Nationalrat personell stark zu verkleinernden Scientific Advisory Board innerhalb der mit der Internationalen Dekade befaßten Organe laut, da das jetzige System für die Handhabung durch den Nationalrat für die Internationale Dekade viel zu breit angelegt sei und die durchzuführenden Projekte ohnehin im wesentlichen unmittelbar wissenschaftsbezogen seien. Hierzu ist zu bedenken, daß für den Fall der Einberufung eines solchen Boards aufgrund der Zugehörigkeit seiner Mitglieder zum Ministry of Education, Science and Culture ebenfalls eine Umstrukturierung des Governmental Headquarter nötig würde.

2.2. Bisherige Ziele und Aktivitäten

Von Japan als dem derzeitigen Powerhouse der Weltwirtschaft sollte im Rahmen der Internationalen Dekade ein signifikanter Beitrag zur Verminderung der Auswirkung von Naturkatastrophen sowohl im Inland als auch in den weniger entwickelten Ländern zu erwarten sein. Dieser kann sich nicht auf technische bzw.

technologische Leistungen beschränken; er muß darüber hinaus auch substantielle finanzielle Hilfen beinhalten. Wenn möglich, sollten die zu gewährenden Hilfen sich in das System der bereits bestehenden Entwicklungshilfebemühungen Japans und anderer Länder, sofern diese einen Bezug zu Naturkatastrophen aufweisen, nahtlos einfügen oder sie wenigstens sinnvoll ergänzen.

In der Tat definieren die japanischen IDNDR-Verantwortlichen ihre Aufgabe klar - jedenfalls im Hochglanzprospekt: Durch vereinte internationale Anstrengungen sollen die Einflüsse von

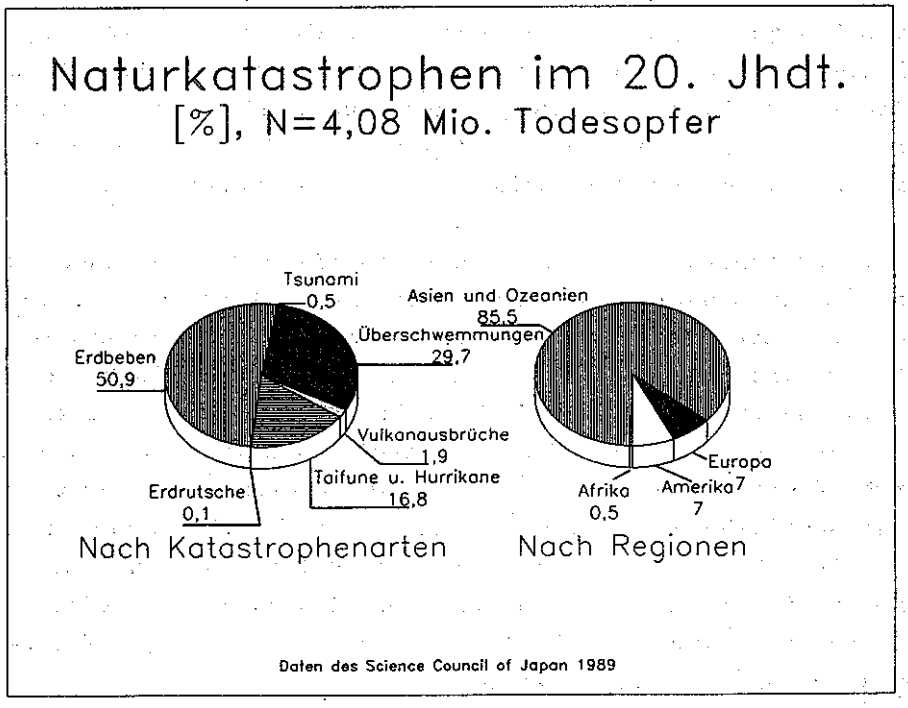


Abb. 2:
Eine wichtige Entscheidungsgrundlage für die regionalen und inhaltlichen Schwerpunkte der IDNDR-Initiativen bilden die Daten des Committee for Disaster Research über Todesopfer infolge von Naturkatastrophen. Bei der Auswahl der Ziele und der Zielgebiete liegen die Verluste an Menschenleben als Entscheidungskriterium zugrunde. Darstellung übernommen aus I6I.

Naturkatastrophen, insbesondere der Verlust des Lebens, die Einbuße von Eigentum sowie die Zerstörung des wirtschaftlichen und sozialen Lebens in der ganzen Welt, vornehmlich aber in den

Entwicklungsländern, vermindert werden. Dementsprechend werden drei Ziele hervorgehoben I3I:

1) Stärkung der Widerstandskraft der einzelnen Länder gegenüber den Effekten von Naturkatastrophen, beispielsweise durch Installation geeigneter Frühwarnsysteme

2) Förderung der wissenschaftlichen und technologischen Anstrengungen zur Verringerung der Einflüsse von Katastrophen

3) Entwicklung von Maßnahmen zur Abschätzung, Vorhersage, Verhütung und Abmilderung von Naturkatastrophen durch technische Hilfsprogramme und Technologietransfer sowie Ausbildung und Training etc..

Bezüglich der Ausrichtung auf eine bestimmte Region und bestimmte Katastrophenarten sind für die japanischen Anstrengungen klare Entscheidungen bereits seit längerem getroffen. Die Diskussion konzentrierte sich dem Vernehmen nach bereits in der Vorlaufphase an den Daten, die das Committee for Disaster Research des Science Council of Japan erarbeitet hatte (Abb. 2).

Vergleicht man die Worte mit den Taten, also dem bislang tatsächlich Geleisteten, stellt überdies die vorliegenden Fakten in das Licht der lokalen politischen Gegebenheiten und klammert die Auftritte des politischen Hochadels aus, so verblaßt der Glanz zusehends. Die für die Öffentlichkeit bedeutsamen bisherigen Ereignisse sind in Abb. 3 zusammengestellt. Zu den dort genannten Veranstaltungen, die jeweils mit einem Auftritt Sr. kaiserlichen Hoheit des Kronprinzen und einer Eröffnungsrede des jeweiligen Premierministers ihren Auftakt nahmen, treten noch die Schirmherrschaft und finanzielle Unterstützung wissenschaftlicher Zusammenkünfte und Seminare in kleinerem Rahmen, etwa im Mai 1991 in Gifu anläßlich des 100. Jahrestages des Nôbi-Erdbebens, im Juli 1991 in Toyohashi, im November desselben Jahres in Nagoya, im Januar 1992 in Kagoshima und schließlich im März 1992 in Odawara. Diese öffentlichen wissenschaftlichen Zusammenkünfte wurden in erheblichem Umfang von den Kommunen bzw. Präfekturen gesponsert und im Gegenzug in Form von volksnahen Expertenhearings zur Information und Aufklärung der ortsansässigen Bürger benutzt. Sie waren auf Wis-

senschaftlerseite grundsätzlich international besetzt und schlossen auch Vertreter aus Ländern ein, die Entwicklungshilfe erhalten. Inhaltlich gruppieren sich die Meetings überwiegend um den Komplex Erdbeben, deren Vorhersage sowie um die Verminderung der sozialen Folgen. Somit bleiben an bisher ernsthaft

DATUM	AKTIVITÄTEN IDNDR
Dezember 1989	Entscheidung über den nationalen IDNDR-Slogan
Januar 1990	Neujahrsansprache des Premierministers Kaifu
September 1990	Erste IDNDR-Gedenkbriefmarke Erstausgabe
September 1990	Internationales IDNDR-Symposium in Yokohama
Januar 1991	Neujahrsansprache des Premierministers Kaifu
Oktober 1991	Zweite IDNDR-Gedenkbriefmarke Erstausgabe
Oktober 1991	Summit Conference IDNDR in Tokyo
Januar 1992	Neujahrsansprache Premierminister Miyazawa

Abb. 3:
Die wichtigsten Aktivitäten im Rahmen der Internationalen Dekade in Japan. Zusammengestellt nach unveröffentlichten Unterlagen der National Land Agency (März 1992).

vorzeigbaren Leistungen diejenigen auf dem Gebiet der Aus- bzw. Fortbildung von Wissenschaftlern und Technikern aus Entwicklungsländern. Diese haben als fester Bestandteil der japanischen Entwicklungspolitik bereits eine jahrzehntelange Tradition, wobei die Kurse, die am International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE) abgehalten werden III1, besonders hervortreten, da dort ständig und auf breiter Basis Ingenieure aus- und fortgebildet werden. Auf diese Weise hat man politischerseits bislang also gleich ein ganzes Bündel von Zielen verwirklicht, die infolge pompöser internationaler Auftritte hohe Publikumswirksamkeit versprechen und dabei durchaus nicht allein den Entwicklungsländern unmittelbar selbst dienen, sondern - wie bereits eingangs angedeutet - zunächst einmal den politischen Leitfiguren im eigenen Land. Zusätzlich ist auf der einen Seite die Verbreitung von Erfahrungsberichten ebenso wie der Austausch von Informationen bei der Schadensanalyse äußerst wichtig und stellt im Hinblick auf technische Maßnahmen die Basis für alle Unternehmungen dar.

Auch die weit entfernte Katastrophe im Ausland läßt sich als bedeutendes Beobachtungs- und Übungsfeld nutzen. Auf der anderen Seite repräsentieren natürlich Hilfsmaßnahmen in fremden Ländern vor der eigenen Nation genauso wie vor der Weltöffentlichkeit ein wichtiges Stück humanitärer Politik.[3] Die Ausbildung von Ingenieuren und späteren Entscheidungsträgern aus Ländern der Dritten Welt in Japan läßt sich zusätzlich ohne weiteres auch unter praktischen Aspekten des Marketing betrachten, denn die späteren Geschäftsbeziehungen brauchen von den - stets in die Ausbildung involvierten und interessierten - japanischen Firmen nicht erst mühsam im Ausland geknüpft zu werden. Insgesamt sind wohl bei einer Beurteilung ähnliche Kritikpunkte angebracht, wie sie in der für die japanische Entwicklungshilfe einschlägigen Literatur (siehe z. B. I7I, I8I) dargestellt und erläutert werden.

2.3. Laufende Aktivitäten

Eine Übersicht über die Planung für das Fiskaljahr 1992 (1. April 1992-31. März 1993) gibt Abb. 4. Da eine vollständige, also alle betroffenen Ministerien und Regierungsämter umfassende, offizielle Darstellung nicht vorliegt, bieten diese Daten, die als interne Arbeitsgrundlage von der National Land Agency aus dem Gesamthaushalt 1992 exzerpiert und mitgeteilt wurden, die derzeit einzige mögliche Beurteilungsgrundlage.[4] Bereits die Hälfte des Gesamtvolumens, das ohnehin weniger als zweieinhalb Mio. DM beträgt, wird von Unterhaltungskosten des Projektmangements sowie der vereinbarten Pflichtabgabe an die UNO aufgezehrt. Von den restlichen Mittelempfängern im IDNDR-

[3]Diese ordnet sich offensichtlich den in der westlichen Welt geltenden, wohl überwiegend durch das christliche Gebot der Nächstenliebe vorgegebenen Zielen unter. Solche Elemente sind dem japanischen National-Naturkult *Shintô* fremd, finden sich jedoch gelegentlich in den zahlreichen Richtungen des Buddhismus in Japan.

[4]Es muß an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, daß der Haushalt für das Jahr 1992 zum Zeitpunkt der Manuskriptabgabe zwar vom japanischen Unterhaus gebilligt worden war, nicht jedoch vom Oberhaus, dessen Ablehnung bereits abzusehen ist. Allerdings ist nach Artikel 60 der Verfassung juristisch eine Annahme der Unterhausentscheidung auch ohne Oberhauszustimmung als bindende Entscheidung des Gesamtparlaments möglich.

Rahmen ist eigentlich nur das Ministry of Education, Science and Culture (jap. *Monbushô*) ansatzweise mit Mitteln in einer Größenordnung ausgestattet, wie sie internationale Forschungs- oder Entwicklungsvorhaben dieser Art im Grunde erfordern.

ORGAN	BUDGET	VERWENDUNG
National Land Agency	43.345	Aufwendungen für das Natl. Headquarter Werbe- und Informationsmittel für E-Länder Vorbereitende Untersuchungen in E-Ländern
Science & Technology Ag.	2.379	IDNDR-Round-Table-Diskussionen Förderung von Workshops Untersuchungen und Analysen (Erstellung von Country-Reports)
M. of Foreign Affairs	64.500	Einzahlung in den Trust-Fund der UNO für die Internationale Dekade
Ministry of Transport	10.840	a) im Ministerium selbst: ■ Analyse und Vergleich der Zustände im Katastrophenschutz einzelner Länder ■ Abhaltung von Workshops b) bei der Meteorological Agency ■ Aufbau eines Systems zur Beobachtung u. Warnung für Tsunami im gesamten circumpazifischen Bereich; dazu Vorbereitung einer guidelineartigen Publikation
M. of Construction	7.551	Interne Verwaltungsaufwendungen Durchführung von Austauschprojekten Herstellung von Publikationen und Unterlagen für Ausbildungszwecke
Fire Defense Agency	6.919	Herstellung von Unterrichtsmaterialien f. Entwicklungsländer Untersuchung und Analyse der Feuerbekämpfungssysteme in E-Ländern
M. of Agriculture pp.	5.030	Herst. von Lehrmaterial für Ausländer Interne Verwaltungsaufwendungen
M. of Education pp.	52.386	Internationale Gemeinschaftsforschung (Thema: Naturkatastrophen in Ostasien: deren Vorhersage und Bekämpfung)

Abb. 4:
IDNDR im Fiskaljahr 1992 in Japan: Begünstigte, Aufwand und Verwendung der Mittel; Zahlenangaben in Mio. ¥ (1,00 DM = 81 ¥) lt. frdl. Mitteilung der National Land Agency [Kokudochô]. *Die Mittel für die im Text erwähnte Schulung von Trainees sowie die Kosten für Entsendung von Experten gehen zu Lasten der Japanese International Cooperation Agency JICA* [Kokusai Kyôryoku Jigyôdan] *und sind in der obenstehenden Aufstellung nicht enthalten.*

Inhaltlich sind in erster Linie zwei kleinere Projekte erwähnenswert, die unter der Fahne des Monbushô zur Zeit in der Planung am weitesten fortgeschritten sind. Das erste ist ein zeitlich befristetes Stipendienprogramm, ganz im universitären Rahmen, auf dessen Basis 2-3 Studenten aus Entwicklungsländern jeweils am Institute for Industrial Science der Universität Tôkyô [*Seisan Gijutsu Kenkyûsho*] (Prof. Tsuneo Katayama) bzw. an das

Disaster Prevention Research Institute der Kyôto-Universität in Uji [*Bôsai Kenkyûsho*](Prof. K. Toki) zur Ausbildung übernommen werden sollen. Bei dem zweiten Projektvorschlag geht es um die Einrichtung von Trainingskursen, die von japanischen Experten für Techniker und Wissenschaftler aus Entwicklungsländern im Ausland oder in Japan abgehalten werden sollen. Das bisher in jährlicher Folge veranstaltete internationale IDNDR-Großsymposium ist für den 27.-30. November 1992 in Chiba in unmittelbarer Nähe der Hauptstadt Tokyo bereits in Vorbereitung. Der Titel der Veranstaltung lautet: "IDNDR Chiba International Conference 1992 Japan"; die lokale Organisation liegt bei der Präfektur und der Stadt Chiba.[5]

2.4. Ansätze und Überlegungen für zukünftige Projekte

Wenn es auch bemerkenswert ist, welch hoher politischer Rang der Sache der Internationalen Dekade in Japan eingeräumt wird, so sollte diese rein äußerliche Bedeutung zu inhaltlichen Fortschritten oder wenigstens Vorhaben in Beziehung gesetzt werden. Die Bilanz dieses Vergleiches, die sich zwanglos unmittelbar aus den Abbildungen 3 und 4 ziehen läßt, bedarf wohl keines weiteren Kommentars.

Demzufolge treten bei den hier niedergelegten Betrachtungen zwangsläufig die Zielrichtung und die Konzeption von Projekten für die Zukunft in den Vordergrund. Neben einem bereits auf eine recht breite internationale Ebene beförderten, inhaltlich jedoch noch wenig ausgearbeiteten Vorschlag, welcher der IASPEI vorgelegt wurde, sind weitere Ansätze zu erkennen; diese weisen insgesamt weniger konzeptional-integrativen Charakter auf.

2.4.1. Der IASPEI-Vorschlag

[5]Anschrift: IDNDR Conference Secretariat, Fire & Disaster Prevention Division, General Affairs Dept., Chiba Prefectural Govt., Ichiba-Chô 1-1, J - 260-91 Chiba, Japan; Fax: 0081-43-223-4752.

Erst im September 1991 hatte Masakazu Ohtake an der Spitze einer Arbeitsgruppe von Wissenschaftlern aus dem Bereich der Erdbebenforschung ein sehr kurzes Memorandum mit Vorschlägen formuliert und der IASPEI zur weiteren Beratung zugeleitetI9I. Drei Einzelprojekte mit den Themengruppen "Seismische Potentiale", "Katastrophenschutz" und "Gesellschaftliche Auswirkungen" sollen unter dem Gesamtthema "Seismische Vulnerabilität und Katastrophenschutz in Mega-Cities" über einen Zeitraum von vier Jahren - möglicherweise bereits ab dem Fiskaljahr 1993 in internationaler Zusammenarbeit erforscht werden. Der Vorschlag zielt auf eine Mittelzuweisung in Höhe von 300 Mio. Yen (etwa 3,7 Mio DM) pro Jahr ab. Die Finanzierung der Projekte soll einerseits durch den Science Research Fund des Ministry of Education, Science and Culture - hiervon ca. 30-50 % unmittelbar für Forschungskooperation mit mehreren Ländern, andererseits durch Mittel der Japanese International Cooperation Agency gewährleistet werden. Detaillierte Planungen zu diesem Vorhaben fehlen jedoch derzeit ebenso wie mögliche Vertragspartner auf internationaler Ebene.

Neben diesem, zunächst für sich alleine stehenden Vorschlag lassen sich drei weitere Felder abgrenzen, auf denen Forschungen und Projekte betrieben werden oder betrieben werden sollen, die unmittelbar IDNDR-relevant sind. Diese werden nachfolgend kurz dargestellt.

2.4.2. Schwerpunkt Erdbebenvorhersage

Zentraler Punkt der gesamten geowissenschaftlichen Forschung in Japan ist das Feld der Erdbebenprädiktion, auf welchem bereits seit dem Jahre 1962 wegen der besonderen wirtschaftlichen und sozialen Vulnerabilität sowie der außerordentlich starken Bedrohung der japanischen Inseln durch katastrophale Erdbeben wissenschaftlich und finanziell sehr große Anstrengungen unternommen werden. Abb. 5 zeigt in einer Übersicht die verheerendsten Erdbebenkatastrophen seit Beginn des 18. Jahrhunderts. Zum organisatorischen Aufbau des Programms und zu dessen Ge-

schichte, zum verwendeten Methodenspektrum und schließlich zu den wirtschaftlichen und sozialen Folgen von Erdbeben in Japan (siehe I4I). Das Budget für das nationale Erdbebenvorhersagesystem bewegte sich in den letzten Jahren recht konstant bei etwa 6 Mrd. Yen. Aufgrund dieser in Japan vorliegenden Forschungs- und Entwicklungspotentiale und gestützt auf verwaltungstechnisch bereits erprobten Routinen ergab es sich leicht, daß zunächst sowohl von Wissenschaftlerseite als auch von der Seite der Administration ein starker Trend zur Eingliederung der IDNDR-Kampagne in das vorhandene Schema und zum Transfer der vorhandenen Technologien in andere Länder vorlag. Dies geschah zunächst ohne eine substantielle Evaluation im Hinblick auf die doch immerhin nicht unwesentliche Frage, ob eine Implementierbarkeit denn überhaupt gegeben ist. Ein Teil der Projekte ist summarisch in einer Tischvorlage von Masakazu Ohtake aus dem Jahre 1990 erwähnt I13I; die aufgelisteten Themen lassen allerdings kein stringentes Gesamtkonzept erkennen. Somit liegt die Vermutung nahe, daß es wohl in erster Linie um Erleichterungen bei der Beantragung von Forschungsmitteln ging, welche durch das Attribut "IDNDR" erreicht werden sollten.

In jüngster Zeit ist jedoch die Möglichkeit zur Vorhersage von Erdbeben auf der Basis des in Japan regierungsseitig verfolgten, empirischen Konzeptes massiv in Zweifel gezogen worden. Dieses Konzept fußt auf der Annahme, daß sich seismische Ereignisse durch Vorläufer [*purikâsâ*] ankündigen, was auf internationaler Ebene sehr umstritten ist. Der in Japan lebende und lehrende amerikanische Geophysiker Robert J. Geller brachte die Mißstände in Form von vier Forderungen an die Administration auf den Punkt: Geller forderte dazu auf, der Öffentlichkeit reinen Wein einzuschenken und sie über die Tatsache zu informieren, daß Erdbebenvorhersage gegenwärtig technisch nicht möglich ist, die Erdbebenforschung mit der Erdbebenvorhersageforschung zu verbinden, anstatt sie von ihr abzugrenzen, die Erdbebenvorhersage einer grundsätzlichen kritischen Sichtung zu unterziehen und schließlich die im Rahmen des Forschungsprogrammes zur Erdbebenvorhersage gesammelten Daten frei zugänglich zu machen I14I.

Dies führte auf Präfekturebene - möglicherweise mit Signalwirkung - gemeinsam mit einer Art Generalabrechnung und der Gegenüberstellung von Aufwand und Nutzen jüngst sogar zur vollständigen Einstellung der kontinuierlich seit vielen Jahren durchgeführten Untersuchungen, welche mit dem Ziel der frühzei-

Nr.	Jahr	Magnit.	Schadensort bzw. Epizentrum	Todesopfer
1	1703	8.2	Edo (=Tôkyô), Kantô	5233
2	1707	8.4	Gokisuchido (Kinki)	> 4900 ***
3	1771	7.4	Miyako, Yaeyama	17752 *
4	1792	6.4	Shimabara (Unzendake)	15030 *
5	1847	7.4	Hokushin, Echigo	> 8600 ***
6	1854	8.4	Kinai, Tôkai, Nankai	3000
7	1855	6.9	Edo (=Tôkyô)	> 4000
8	1891	8.4	Gifu, Aichi (Nôbi-Jishin)	7273
9	1896	7.6	Sanriku-oki	27122 *
10	1923	7.9	Süd-Kantô	99331 **
11	1927	7.5	Kyôto	2925
12	1933	8.3	Sanriku-oki	3008 *
13	1943	7.4	Nähe Tottori-City	1038
14	1945	7.1	Aichi-ken	> 1961 ***
15	1946	8.1	Nankai, Tôkai	1330 ****
16	1948	7.3	Fukui	3895

Anmerkungen:
*: überwiegend durch Einwirkung von *tsunami* (Flutwellen)
**: zusätzlich 43476 Vermißte (Kantô-Erdbeben)
***: konservative Schätzung; höhere Opferzahl zu vermuten
****: 102 Vermißte

Abb. 5:
Die größten Erdbebenkatastrophen in Japan seit dem 18.Jahrhundert und ihre Opfer; zusammengestellt nach I5I. Angegebene Magni-tudendaten für die älteren Beben wurden unter Benutzung der vorhandenen historischen Aufzeichnungen über Schäden - insbesondere umgestürzte Grabmale - und lokaler geologischer bzw. seismologischer Parameter rückgerechnet.

tigen Erkennung von Anzeigern für bevorstehende seismische Ereignisse betrieben worden waren. Vorreiter war die als besonders vulnerabel geltende Präfektur Tôkyô I10I. Neben langjährig durchgeführten Tierexperimenten an Welsen[6] wurden routinemäßig verschiedene geodätische, geochemische sowie hydrochemische Beobachtungsmethoden eingesetzt. Prinzipiell kann die Einstellung dieser Beobachtungsbemühungen noch nicht als schlüssiger Beweis für die Unmöglichkeit der Prädiktion auf der Basis des verwen-

[6]Welse [*namazu*] sind nach der japanischen Mythologie Erdbebenbringer. Man schrieb ihnen lange Zeit die Fähigkeit zu, seismische Events in Form von deutlichen Verhaltensänderungen anzuzeigen. Diese These ließ sich jedoch nicht verifizieren.

deten Schemas gewertet werden, da im Untersuchungszeitraum im unmittelbaren Untersuchungsgebiet keine katastrophalen Bebenereignisse stattfanden. Dementsprechend laufen die Beobachtungen unter dem System der Zentralregierung unbeschadet weiter, ebenso wie die privatrechtlich betriebenen Beobachtungssysteme der Gasgesellschaften.

2.4.3. Aufbau einer international zugänglichen Datenbank

Internationalen und praktischen Überlegungen bzw. Erfordernissen entspringt die Idee zum Aufbau einer weltweit zugänglichen Datenbank der Naturkatastrophen oder Katastrophen allgemein. Es wird wohl daran gedacht, neben einem online zugänglichen digitalen Datenbanksystem jeweils Teile der erstellten Datenbasis in Buchform in englischer Sprache zu publizieren. Das Projekt könnte ein wichtiges Arbeitsmittel in der weltweiten Katastrophenforschung hervorbringen. Dies wäre jedoch an eine Reihe kritischer Voraussetzungen geknüpft, wie etwa finanzielle Autarkie bei gleichzeitig adäquater Ausstattung und kostenlose oder preiswerte Zugangsmöglichkeit über Hosts oder Datennetze, die tatsächlich weltumspannend Knotenpunkte unterhalten. Es hat u.a. Vorläufer in der Datenbank der UNDRO sowie innerhalb Japans im Katastrophen-Informationszentrum [*Saigai Jôhô Sentâ*] des Laboratory of Urban Safety Planning (Prof. Suminao Murakami) in Tokyo. Ist der Zugang zum UNDRO-Netz UNIENET jedoch teuer und umständlich, so ist das japanische System, welches mit massiver Unterstützung des japanischen Wirtschaftsministeriums MITI [*Tsûsanshô*] aufgebaut wurde und das sich innerhalb Japans lebhaften Zuspruchs besonders seitens der Sachversicherer erfreut, nicht nur verhältnismäßig teuer, sondern auch wegen technischer Unzulänglichkeiten problematisch. Die Kerninformationen sind im Rechner nicht als Zeichen-, sondern als Grafikinformationen abgelegt, dementsprechend ist die Datenmenge pro Dokument sehr groß - nur in sehr begrenztem Umfang online zugänglich und darüber hinaus auch nur für solche Benutzer verwertbar, die der japanischen Schrift mächtig sind. Das System bietet aus internationaler Perspektive allenfalls ein

gutes Negativbeispiel; es steht für intensive kommerzielle Nutzung von fremden Daten unter Umgehung der Notwendigkeit einer Herausgabe derselben durch den Aufbau von effektiven Zugangsbarrieren.

2.4.4. Forschungsschwerpunkt Bürger und Preparedness

Bereits aus dem oben angeführten IASPEI-Memorandum geht hervor, daß in Japan die Rolle der Bürger bzw. Betroffenen und ihrer Vorbereitung auf möglicherweise eintretende Katastrophenereignisse als bedeutsam angesehen wird. Die hierzu durchgeführte interdisziplinär angelegte Forschung im Lande hat bereits eine jahrzehntelange Tradition. Im Zusammenhang mit dem Programm zur Erdbebenvorhersage ist es von besonderer Wichtigkeit für die Ermittlung von Handlungsvorgaben, mit welchen Reaktionen beim Publikum im Falle einer einmal ergehenden Erdbebenwarnung zu rechnen ist, wie unerwünschte Panikeffekte zu vermeiden sind und schließlich, auf welche Weise das Selbsthilfebestreben und die Selbsthilfebereitschaft bei der betroffenen Bevölkerung durch Medien, Informationen und Übungen wirkungsvoll gestärkt werden können. In das Forschungs- und Entwicklungsschema eingebunden sind neben den Massenmedien selbst einige in der Medienforschung aktive Universitätsinstitute und die sog. privaten "Think-tanks" [*sôgô kenkyûsho*, kurz *sôken*]. Konkrete Projektvorschläge sind bisher, abgesehen vom dritten Teilthema des bei der IASPEI eingereichten Memorandums, soweit ersichtlich, nicht vorgelegt worden.

2.4.5. Die Eignung und Chancen der Projektvorschläge

Zu dem oben erwähnten Vorhaben im IASPEI-Rahmen (2.4.1.) ist anzumerken, daß das angestrebte Jahresbudget weit über das bislang für die Dekade zur Verfügung stehende nationale Gesamtbudget hinausgeht. Es ist sehr schwer zu beurteilen, ob es gelingen kann, angesichts der traditionell recht festgefügten Zuwendungspolitik des Monbushô ein neues Projektschema in der ange-

strebten Richtung zu etablieren, wenngleich dies sehr begrüßenswert erscheint. Zwei Gründe allerdings mögen dafür sprechen, daß es doch gelingen könnte. Zum einen weist die Bilanz des Erziehungsministeriums bei der Förderung von Aktivitäten, die den internationalen Austausch oder internationale Kooperation betreffen, ein äußerst starkes Defizit auf. Dies läßt sich bereits sehr eindrucksvoll verdeutlichen, wenn ein Vergleich der Stipendienpolitik dieses Ministeriums mit dem der alten Bundesrepublik - insbesondere des Deutschen Akademischen Austauschdienstes (DAAD) bemüht wird. An einem Ausgleich dieses Defizits muß dem Monbushô gelegen sein. Zum anderen hat das Prime Minister's Council for Science and Technology [*Kagaku Gijutsu Kaigi*] in seiner aufsehenerregenden Empfehlung vom 24. Januar 1992 eine einschneidende Stärkung der wissenschaftlichen Forschung, insbesondere der Grundlagenforschung, durch Staatsmittel (Aufstockung auf 4 Billionen ¥en) verlangt I12I. Wenn es den Verfassern des IASPEI-Memorandums gelingen sollte, in kurzer Zeit ein akzeptables Projektkonzept auf internationaler Ebene zu erstellen, so könnten hier neue Ressourcen erschlossen werden.

Die Forschung unter dem Mantel des staatlichen japanischen Erdbebenvorhersagesystems dagegen geht offenbar harten Zeiten entgegen. Auch wenn sich im Moment aufgrund der personellen Besetzung der entscheidenden Gremien noch mit größter Mühe ein Status quo aufrechterhalten läßt, der eine Verteilung der Mittel in der gewohnten Weise und eine Festschreibung der Ziele und Inhalte nach traditioneller Art erlaubt, so beginnt doch auch die unterstützende Basis an den Universitäten aufgrund verstärkter Zweifel an der Glaubhaftigkeit des Systems zu abzubröckeln I15I. Es muß daher an dieser Stelle als fraglich angesehen werden, ob es neuen Projektapplikanten gelingen kann, die staatlichen Geldgeber davon zu überzeugen, daß ein Transfer der entsprechenden Vorhersagetechnologien im Rahmen der Internationalen Dekade nötig und sinnvoll ist. Hiervon ausgenommen sind allenfalls solche Einzelbereiche, die bereits in einem bestimmten Maße als Stand der Technik bezeichnet werden können, wie beispielsweise das Tsunami-Warnsystem POSEIDON.

Sehr viel besser stehen die beiden anderen obengenannten Initiativen da. Der Bedarf für eine Katastrophendatenbank auf internationaler Basis liegt auf der Hand, auch wenn ein etwaiges Projekt noch nicht konkret formuliert vorliegt. Von den Kosten und der Technik her sollte es relativ gut überschaubar sein und ein Nutzeffekt wäre auch für die japanische Nation, ihre Wirtschaft und ihre Katastrophensicherheit nachweisbar. Ebenfalls sollten sich für geeignete Projektvorschläge zur Vorbereitung der betroffenen Bevölkerung auf Katastrophen gewichtige Fürsprecher finden lassen. In beiden Fällen jedoch sind ein integriertes Gesamtkonzept oder die Schnittstellen für eine mögliche Einbindung nicht in Sicht, so daß man derzeit nur von der Möglichkeit zur Realisierung kleinerer, thematisch isolierter Projektsegmente ausgehen kann.

3. Schlußbemerkung

Für ein Erreichen der Ziele der IDNDR-Kampagne in Japan, wie sie in Abschnitt 2.2. wiedergegeben sind, wären wissenschaftliche und technische Fortschritte auf nationaler und internationaler Ebene fraglos von großer Bedeutung. Unmittelbar wirtschaftlich relevant und deshalb im praktischen Sinne für die Betroffenen noch bedeutender sind zwei Punkte, die oben nicht genannt sind. Sie zielen auf Umstände ab, die Veränderungen dringend wünschenswert erscheinen lassen und sind in Japan ohne Schwierigkeit zu entdecken; sie sind aber keineswegs japantypisch.

Zum einen muß es als eine unabdingbare Notwendigkeit angesehen werden, daß alle erreichbaren katastrophenrelevanten Daten über Standorte, die sich beispielsweise in Händen von untersuchenden Firmen, öffentlichen Verwaltungen oder Forschungsinstituten befinden, öffentlich, d. h. unabhängig vom Gutdünken oder Wohlwollen einzelner Personen oder Institutionen, den Bürgern direkt zugänglich gemacht werden. Dies ist bisher in Japan in aller Regel nicht der Fall. Nur auf der Basis vollständiger und

aktueller Informationen können die Betroffenen jedoch die ihnen abverlangten existentiellen Entscheidungen über Standortwahl oder in ihrem Einzelfall zu ergreifende Katastrophenschutzmaßnahmen treffen. Ebenso können Wissenschaftler bei ihren Forschungen nur auf der Basis vollständiger Informationen gesicherte Ergebnisse produzieren. Diese Zusammenarbeit zwischen Bürgern und Verwaltung muß aber regelrecht eingeübt werden.

Zum anderen müssen die Sachversicherungsgesellschaften in die Pflicht genommen werden, die ja mit der Untersuchung von Katastrophenschäden auf der kommerziellen Seite befaßt sind und die ein sehr hohes Maß an Wissen und Kenntnis in ihren Händen halten. Von der Internationalen Dekade bzw. ihren Ergebnissen profitieren sie nämlich in außerordentlich hohem Grade und so ist es nicht einzusehen, warum beispielsweise solche Gesellschaften, die sich im Schadensfalle ohne sachlich stichhaltige Gründe der Regulierung entziehen[7], zur Verbesserung ihrer Gewinnsituation Kenntnisse, Daten und Erfahrungen heranziehen bzw. benutzen können, die durch weltweit integrierte Anstrengungen im Rahmen der IDNDR auf Kosten einer multinationalen Allgemeinheit gewonnen wurden. Es ist deshalb zu überlegen, inwieweit nicht innerhalb der Zehnjahreskampagne verstärkt Anstrengungen unternommen werden sollten, versicherungsrechtliche und -technische Aspekte sowie administrative Konzepte - letztere allerdings mit eindeutig lokaler Orientierung - unmittelbar zu thematisieren und zu einem Teilschwerpunkt zu machen. Sind die Ziele klar und für jedermann transparent abgesteckt, so ergeben sich bestimmt auch für die sonst gewinnorientierte Versicherungswirtschaft und die unmittelbar involvierte öffentliche Verwaltung hervorragende Möglichkeiten zur Einbringung ihrer Potentiale.

---

[7]Die japanischen Sachversicherer und ihr Dachverband haben in der Folge der Vulkankatastrophe am Mt. Unzen durch ihre konstante Weigerung, vertragsgemäß gegenüber den ihrer gesamten Habe und ihrer Existenzgrundlage beraubten Opfern in die Regulierung einzutreten, Anlaß zu massiver Kritik gegeben. Dieses Verhalten bedeutet zudem einen schweren Schlag gegen einen wichtigen Eckpfeiler der Katastrophenbekämpfung weltweit. Es ist in diesem Zusammenhang nicht allein die Auffassung des Autors, daß angesichts eines solchen Verhaltens die fruchtbare Zusammenarbeit in Richtung auf eine erfolgreiche Katastrophenvorsorge, insbesondere unter einer Förderung durch die öffentliche Hand, nicht möglich sein kann I16I.

LITERATUR

I1I *The Kojiki. Records of Ancient Matters.* Translated by Basil Hall Chamberlain. Rutland, Vermont & Tokyo: Charles E. Tuttle (1982).

I2I *Nihongi. Chronicles of Japan from the Earliest Times to A.D. 697.* Translated from the original Chinese and Japanese by W. G. Aston. Rutland, Vermont & Tokyo: Charles E. Tuttle (1972).

I3I Government Headquarters for International Decade for Natural Disaster Reduction (Hg.)(1990): *IDNDR - International Decade for Natural Disaster Reduction.* 12 S., Tôkyô.

I4I Küppers, A. N. (1990): *Risikominderung im Dienste des Staates und der Wirtschaft in Japan: Die Erdbebenvorhersage.* In: Japanstudien. Jahrbuch des Deutschen Instituts für Japanstudien der Philipp-Franz-von Siebold-Stiftung, Bd. 1 (1989), S. 239-269. München: Iudicium.

I5I Kagaku Gijutsuchô, Kenkyû Kaihatsukyoku [Science & Technology Agency, Research Development Office] (1986): *Jishin yochi benran* [Handbuch der Erdbebenvorhersage]. Tôkyô: Kagaku Gijutsuchô, Kenkyû Kaihatsukyoku.

I6I Information Bulletin of the Pacific Science Association (Honolulu), Vol. 42, No.1 (March 1990), p. 21.

I7I Orr, Robert M., Jr.(1987): *The Rising Sun: Japans Foreign Aid to ASEAN, the Pacific Basin and the Republic of Korea.* In: Journal of International Affairs (New York), Vol. 41, No. 1 (Summer/Fall 1987), p. 39-62.

I8I Nuscheler, F. (1990): *Japans Entwicklungspolitik - quantitative Superlative und qualitiative Defizite.* Hamburg: Institut für Asienkunde (Mitteilungen des Instituts für Asienkunde Bd. 181).

I9I Ohtake, Masakazu: *Memorandum for the Geneva Meeting of IASPEI/IDNDR Commission.* Manuskript, 2 S. (28.2.1992).

I10I *Asahi Shinbun* (Tôkyô) v. 12. April 1992 "Namazu mo idosui mo radon nôdo mo ... Yume no jishin yochi yahari yume? To ga zenkenkyû uchikiru" [Weder die Welse, noch das Brunnenwasser, noch die Radonkonzentration ... Der Traum von der Erdbebenvorhersage - wirklich ein Traum? Stadt macht Schluß mit der gesamten Forschung]. Morgenausg. 14, S. 17.

I11I Bormann, P. & Küppers, A. (1991): *Das Internationale Institut für Seismologie und Erdbebeningenieurwesen (IISEE) in Tsukuba, Japan.* In: Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik; Mitteilungsblatt Nr. 7/ Dez.1991. Berlin.

I12I Kagaku Gijutsu Kaigi (1992): *Shimon dai 18 gô 'Shin seiki ni mukete torubeki kagaku gijutsu no sôgôteki kihonhôsaku ni tsuite' ni taisuru tôshin* [Antwort auf die Anfrage Nr. 18 'Integrierte Basismaßnahmen für eine Wissenschaft und Technik auf dem Weg ins 21. Jahrhundert']. Tôkyô: Kagaku Gijutsuchô.

I13I Ohtake, Masakazu: *Shiryô No. 2.* Manuskript, 5 S., 31.8.1991.

I14I Geller, Robert J. (1991): Shake-up for earthquake prediction. In: *Nature* (London), Vol. 352, p. 275-276.

I15I Swinbanks, David (1992): Trying to shake Japan's faith in forecasts. In: *Nature* (London), Vol. 356, p. 464-465.

I16I *Asahi Shinbun* (Tôkyô) v. 10. April 1992: Kasairyû no hôkenkin [Die Versicherungsgelder für die Glutwolke]. Abendausgabe 3, S. 1.

Erdbebenwiderstandsfähiges armiertes Lehmziegelhaus für die dritte Welt - Projekt einer Arbeitsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen e.V.

Gisela Jürgens-Weicken
Planungsgruppe Lärchenberg, Hannover
Martin Steinwachs
Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover

1. Einführung

Der Wohnraummangel in vielen Ländern der dritten Welt konzentriert sich zu einem wesentlichen Teil auf die Slums an den Rändern der großen Städte, auf verarmte ländliche Bereiche und auf Gebiete, in denen die landesüblichen Lehmbauten (Adobe) durch Erdbebenkatastrophen oder andere Naturereignisse zerstört bzw. unbewohnbar geworden sind. Da viele dieser Länder in Gebieten mit großem Erdbebengefährdungspotential liegen (Lateinamerika, Asien), werden hier einfache erdbebenwiderstandsfähige Häuser benötigt, die unter den örtlichen Bedingungen errichtet werden können. Die Arbeitsgruppe "Erdbebensicheres Lehmziegelhaus" der DGEB hat die Voraussetzung eines geeigneten Haus-Prototyps erarbeitet.

Mitglieder der Arbeitsgruppe sind:

Dr. rer.nat. Martin Steinwachs, Nds. Landesamt für Bodenforschung, Hannover (Obmann)

Prof. Dr.-Ing. Dolling, Dr. Müller, Dr. Brandes, Dr. Matthees, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

Dipl.-Ing. Gerasch, Curt-Risch-Institut, TU Hannover

Dr.-Ing. Otto Henseleit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe

Dipl.-Ing. Gerhard Hirsch, Institut für Leichtbau, Technische Hochschule Aachen

Dipl.-Ing. Architektin Gisela Jürgens-Weicken, Planungsgruppe Lärchenberg, Hannover

Dr. rer.nat. Kleine-Tebbe, Deutsche Forschungsanstalt für Luft- und Raumfahrt e. V., Jülich

Den Mitgliedern der Arbeitsgruppe der DGEB sind durch eigene Untersuchungen von Schadenbeben in Lateinamerika und Asien die Wohnraumprobleme in diesen Ländern bekannt. Insbesondere die Schwierigkeiten, die bei der kurz- und langfristigen Unterbringung von Obdachlosen nach einer Erdbebenkatastrophe auftreten. Von einigen Mitgliedern der Arbeitsgruppe wurden Erfahrungen vor Ort nach den Erdbeben in Guatemala (1976), Mexiko (1985), El Salvador (1986) und Armenien (1988) sowie durch Mitarbeit an einem Projekt in Peru gemacht. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß in Regionen mit großer Armut oft wieder so aufgebaut wird, wie vor dem Erdbeben gebaut wurde und damit für das nächste Erdbeben die Katastrophe vorprogrammiert ist.

2. Ziel des Forschungsprojekts

Ziel des Forschungsprojekts ist es, einen Haustyp, der bestimmte Eigenschaften hat, auf seine Erdbebenwiderstandsfähigkeit zu prüfen und ggf. diese zu verbessern. Die erste Phase der Entwicklung des Haustyps ist abgeschlossen. Ein Exemplar dieses Hauses wurde bereits auf einem Schulgelände in Hannover von Laien unter fachlicher Leitung aufgebaut (vgl. Abschn. 3). Das Haus hat folgende Eigenschaften:

- Erdbebenwiderstandsfähige Konstruktion mit Baumaterialien der dritten Welt,
- Eignung zum Selbstbau unter fachkundiger Anleitung in Anlehnung an Techniken, die in den meisten Ländern der dritten Welt bekannt sind,
- Verwendung einfacher konstruktiver Elemente zur Verringerung des Fehlerrisikos bei der Errichtung durch Laien,
- Bauen ohne Einsatz von Maschinen und Sekundärenergie,
- niedrige Baukosten,
- Erreichen eines unter den gegebenen Bedingungen möglichst hohen Wohnkomforts,
- Erzielung zufriedenstellender bauphysikalischer Eigenschaften in Bezug auf Wärmedämmung, Schalldämmung und Feuchtigkeitsregulierung,
- Bauen ohne ökologische Belastung.

Im Rahmen dieses Projekts sollen bereits vorhandene Technologien und Verfahren für das erdbebensichere Bauen auf die Lösung dieses Problems angewendet werden. Dies kann nach Meinung der Arbeitsgruppe am besten durch die Prüfung und Verbesserung des Prototyps erfolgen, dessen Grundriß sich in gewissen Grenzen variieren und so den familiären Gegebenheiten der zukünftigen Bewohner anpassen läßt.

Die in der Fachliteratur in dem Bereich "low cost housing" bisher publizierten Projekte zur Entwicklung von erdbebenwiderstandsfähigen kostengünstigen Häusern für Entwicklungsländer sind u. a. deshalb nicht oder nur bedingt erfolgreich gewesen, weil die Zusammenarbeit zwischen Architekten mit Kenntnissen der Verhältnisse in der dritten Welt, Bauingenieuren, Baudynamikern und Seismologen unzureichend war. Die interdisziplinäre Zusammensetzung der Arbeitsgruppe der DGEB ist eine Voraussetzung dafür, daß alle wichtigen Aspekte bei dem Vorhaben berücksichtigt werden können.

3. Testbau des Prototyps in Hannover

Nach der Planungsphase wurde ein Testbau im Maßstab 1:1 auf einem Schulgelände in Hannover errichtet, um die Machbarkeit und Laienfreundlichkeit der Konstruktion zu überprüfen.

Als Baustoff für das Haus wurde Lehm gewählt, da das Bauen mit Lehm in vielen Ländern der dritten Welt eine lange Tradition hat. Man kann daher davon ausgehen, daß Lehmbauten von den Betroffenen gut angenommen werden, auch wenn die Konstruktion bedingt durch die geforderte Erdbebenwiderstandsfähigkeit im allgemeinen von der landesüblichen Bauweise abweichen wird:

- Lehm ist ein kostengünstiger Baustoff, der oft in der Nähe des Bauplatzes vorhanden ist. Im Idealfalle kann er direkt an der Baustelle entnommen werden, so daß keine Transportmittel benötigt werden.

- Lehmziegel lassen sich mit einfachsten mechanischen Hilfsmitteln herstellen. Das Bauen mit Lehm ist außerordentlich laienfreundlich.

- Lehmbauten haben ein gesundes Wohnklima, auch in Gebieten mit extremen klimatischen Verhältnissen.

- Lehmziegelherstellung hinterläßt keine umweltschädigenden Stoffe.

Die Wände des Prototyps wurden in homogenem armierten Mauerwerksbau auf einem Sockel und Streifenfundamenten errichtet, wie Abb. 1 im Schnitt zeigt. Die Ziegel wurden in einer Holzform aus Lehm und Stroh hergestellt und luftgetrocknet. Sie haben ein Format von 39x19x10 cm und haben jeweils in der Mitte ihrer Hälften Lochungen, durch welche Bambusstäbe als vertikale Armierung geführt werden.

Abb. 2 zeigt als erste Bauphase nach der Herstellung des Fundaments und des Sockels die Einbetonierung der Bambusstäbe in den Sockel. Abb. 3 und 4 zeigen die zweite Bauphase. Das Mauerwerk wurde aus Lehmziegeln Schicht für Schicht im Verband hergestellt, indem jede Ziegel mit ihren Lochungen auf je zwei Bambusstäbe gesteckt wurde. Durch die Doppellochung und den Mauerwerksverband ist eine horizontale Zugfestigkeit gegeben, die, falls erforderlich (vgl. Abschn. 4), durch zusätzliche horizontale Armierung noch vergrößert werden kann. Als Mörtel wurde eine Mischung aus Lehm, Stroh, Sand und Wasser verwendet.

Als Abschluß des Mauerwerks wurde ein Ringbalken verwendet, in dem Lochungen sind. Die Lochungen haben den gleichen Abstand wie die Bambusstäbe (Abb. 5). Der Ringbalken nimmt die Dachkonstruktion auf und dient gleichzeitig als Sturz für Fenster und Türen. In der vierten Phase wird das Dach aufgebracht, die Wände werden mit Lehmputz versehen und die Fenster und die Tür eingesetzt (Abb. 6 und 7).

4. Geplante Tests und Untersuchungen der Erdbebenwiderstandsfähigkeit

Im Rahmen dieses Projekts ist es geplant, folgende Untersuchungen durchzuführen:

- Prüfung der Festigkeitseigenschaften von Lehmziegeln, von armierten Wandscheiben und anderen Bauwerksteilen unter statischer und dynamischer Last mit Prüfmaschinen und einem eindimensionalen Rütteltisch (Anl. 1 und 2),

- ggf. Modifizierung des Prototyps auf Grund der Prüfungsergebnisse,

- Festlegung der seismischen Lastannahmen,

- Dokumentation der Untersuchungsergebnisse, Erstellung einer allgemein verständlichen Bauanleitung ("Baufibel") in deutscher, englischer und spanischer Sprache.

Das geplante Projekt soll Pilotfunktion haben. Es soll auf anschauliche und wissenschaftlich-technisch fundierte Art und Weise gezeigt werden, wie man unter den Bedingungen der dritten Welt erdbebenwiderstandsfähig bauen kann.
Das Ergebnis des geplanten Pilotprojekts soll der Prototyp eines Hauses sein, der als Hilfe zur Selbsthilfe bei der Beschaffung von Wohnraum in den o. a. Ländern geeignet ist.
Es ist geplant, daß die Federführung des Projekts von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, übernommen wird.

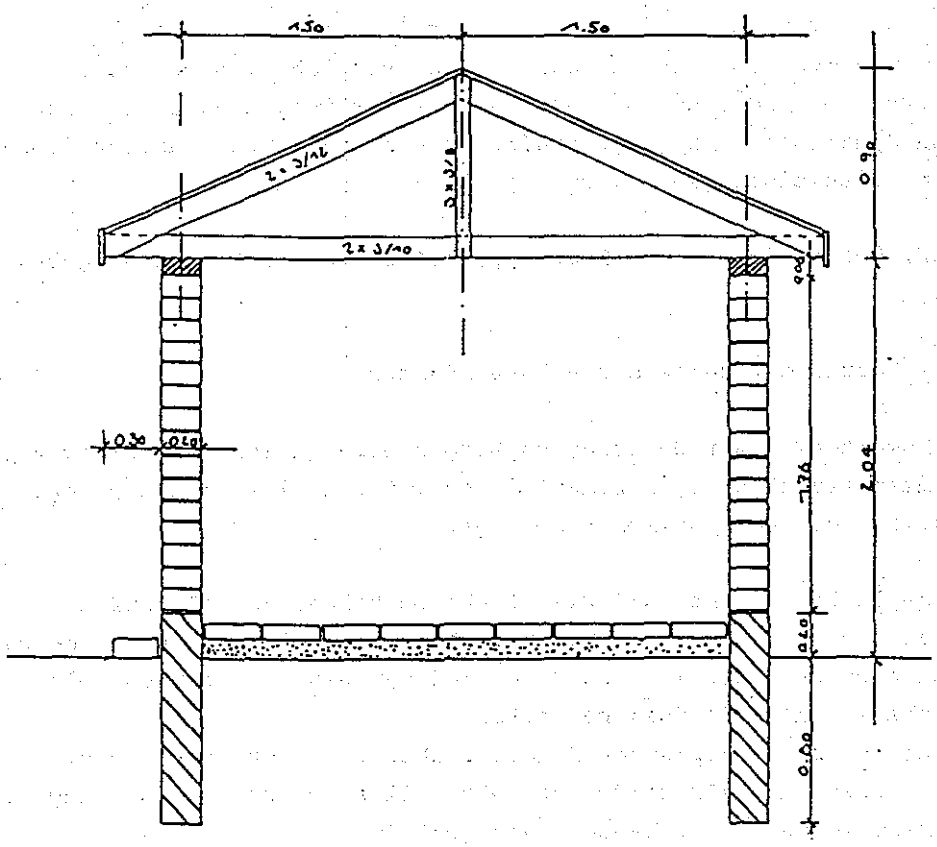


Abb. 1:
Schnitt durch den Prototyp des armierten Lehmziegelhauses, das auf einem Schulgelände in Hannover von Laien unter fachkundiger Anleitung gebaut wurde.

Abb. 2:
Die Bambusstäbe, die als vertikale Armierung dienen, werden in den Betonsockel einbetoniert.

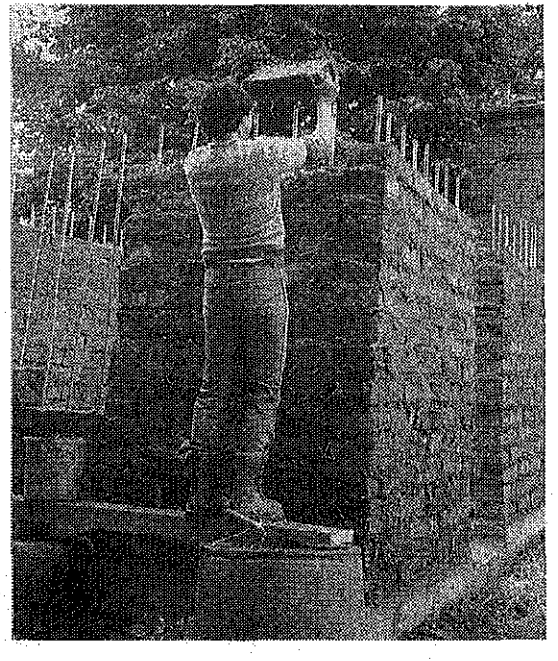


Abb. 3:
Die mit einer Doppellochung versehenen luftgetrockneten Lehmziegel werden auf die Bambusstäbe gesteckt.

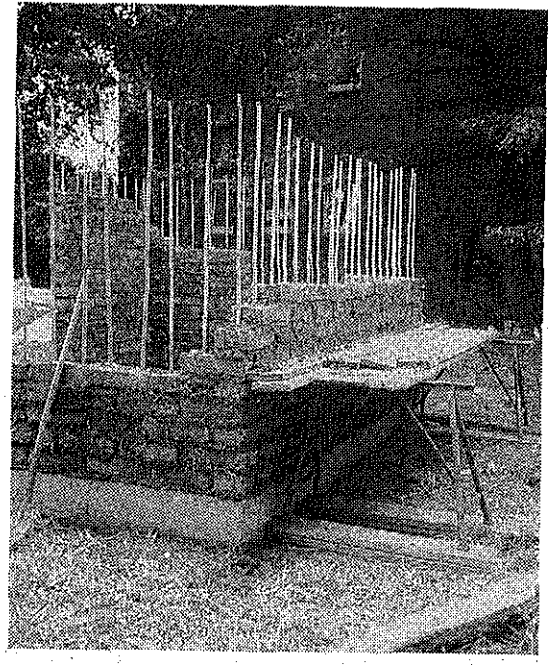


Abb. 4:
Durch die Doppellochung und den Mauerwerksverband ist eine horizontale Zugfestigkeit gegeben.

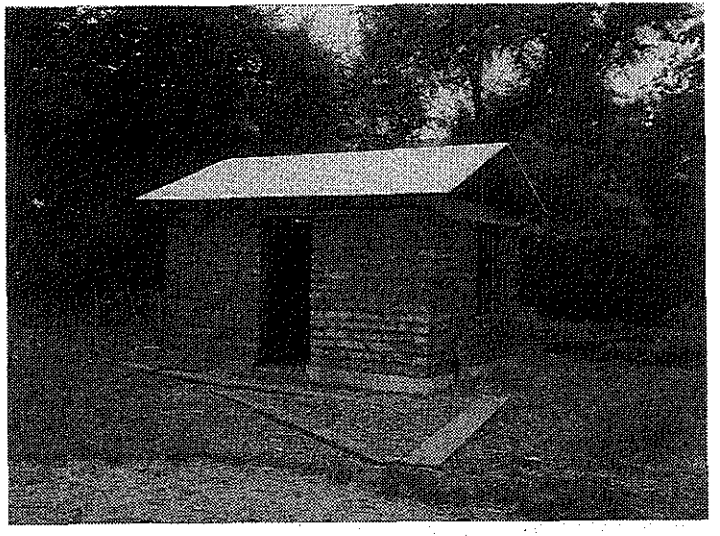


Abb. 5:
Der Abschluß des Mauerwerks wird durch einen Ringbalken gebildet, der mit Bohrungen für die Bambusstäbe versehen ist.

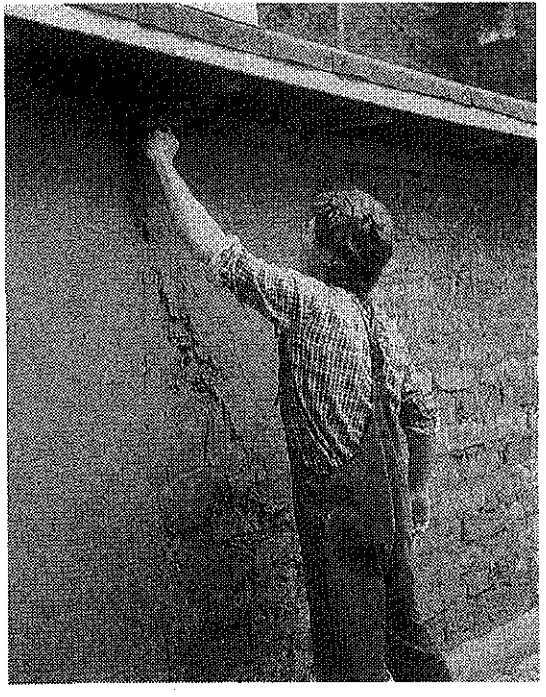


Abb. 6:
Die Wände werden mit Lehmputz versehen.

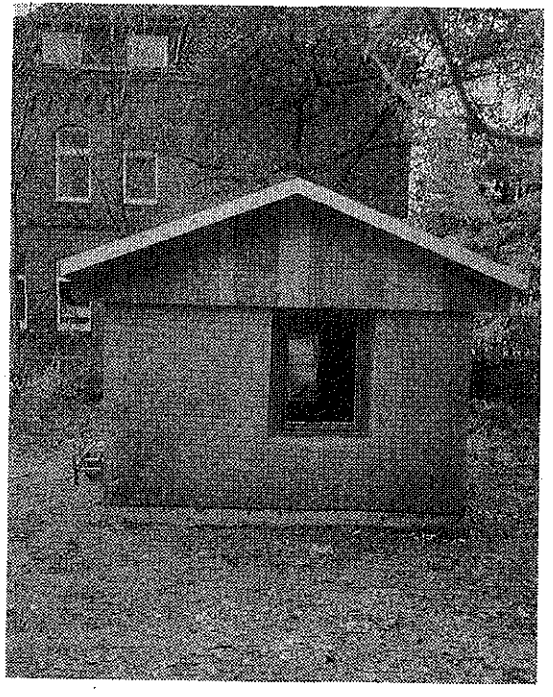


Abb. 7:
Das Giebedreieck wird mit Holz verschalt und Fenster und Türen eingesetzt.

Abstracts

THE LOMA PRIETA EARTHQUAKE OF OCTOBER 17, 1989 - REPORT OF A TASK FORCE MISSION OF THE DGEB

Klein, Günter; Henseleit, Otto; Scherer, Raimar; Schneider, Götz

The report gives a brief summary of results of a mission of the German Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics (DGEB) to the mainly affected regions of October 17, 1989, immediately after the main shock. The mission was supported by the Ministry of Foreign Affairs of the Federal Republic of Germany.
The different parts of the report are related to seismological, seismo-tectonic and geotechnical aspects and to the damage of industrial buildings and life-line systems. The spectacular failure of the highways is analyzed in more detail.
Results of the mission are condensed in practical consequences for earthquake resistant design and could also be applied for other earthquake regions.

(7 Photos, 20 Figures, 18 References)

LESSONS FROM THE EARTHQUAKE IN JUNE 1990 IN THE NORTHERN IRAN

Werner, Diethelm

The area of northern Iran has been recognized as a zone of very high seismicity. In the 20th century there were observed 40 events of magnitude M > 5 within a radius of 200 km of the epicenter near Manjil. The magnitude of the earthquake in June 1990 was M = 7,6. The towns of Manjil and Rudbar and hundreds of villages were destroyed. 37000 lives were lost, 400000 people lost their home.
Many engineering structures - dams, bridges, power plants, tunnels and tanks - have suffered only minor damages due to the high quality of construction. On the other hands an RC-water-tower in Rusht situated 60 km away from the epicentre collapsed. Two similar towers having been still under construction suffered severe damages, the shaft of these towers had an insufficient ductility.
About 100 000 dwelling-houses collapsed and caused the high number of victims. The behaviour of traditional constructed houses which are build of air-dried mud-bricks, of masonry buildings and such with steel skeleton was insufficient. They did not resist to the inertial forces.
People themselves often erect dwelling-houses with steel skeleton neglecting any design code. On this way they endanger their own safety. Hence the seismic risk of large towns is still growing. The country needs help to give the people the chance to retrofit their home, to build dwelling-houses with low costs but sufficient safety.

The IDNDR is an opportunity in a spirit of global cooperation to use the considerable knowledge to alleviate human suffering.

(5 Photos, 4 Figures, 5 References)

ACTUAL PROBLEMS AND QUESTIONS WITH REGARD TO THE DETERMINATION OF SEISMIC INPUT DATA IN BUILDING CODES

Schwarz, Jochen; Grünthal, Gottfried; Schöbel, Birgit

The description of seismic action and the determination of seismic input data in a normlike representation are discussed with respect to the following three problems:

(1) assessment of seismic hazard and subdivision of earthquake regions into seismic zones
(2) site-dependent an zoning-map-consistent description of seismic input data
(3) smoothing of statistical investigated spectra and deviation of normlike design spectra and parameters

Methods and principles for solving these problems are related to regulations on seismic actions in the drafts of the Eurocode 8. Investigation results are presented being intended to the development of a seismic code which was originally foreseen to be introduced for the Saxo-Thuringian earthquake region (Eastern Germany).
For assessing of seismic hazard different approaches are discussed and compared for the same earthquake region. It is suggested to develop probabilistic zoning maps and to harmonize the level of seismic hazard in terms of the return period of design earthquakes.
Special consideration is given on problems which could arise form the introduction of intensity- and subsoil-related design spectra. Frequency-dependent coefficients are proposed illustrating the qualitative influence of subsoil, intensity, damping and impact direction on elastic spectra.

(10 Figures, 17 References)

FUNDAMENTAL IDEAS OF THE SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN EUROCODE 8

Keintzel, Einar

In the paper a review is given of the fundamental ideas concerning the seismic design of RC structures in Eurocode 8 - Structures in Seismic Regions, Design.
In the design of antiseismic structures according to EC 8 the favourable effect of inelastic deformations is introduced by means of "behaviour factors", by which the ordinates of elastic response spectra are divided. The behaviour factors for RC structures are derived on the basis of ductility considerations and correspond to the requirements of three ductility classes: high ductility, mean ductility and low ductility. Additionally, the capacity design criterion is used for the evaluation of design action effects.
The implementation of a given behaviour factor q, that is the design of a structure, complying with q-dependent ductility demands, is performed in three steps. In a first step displacement ductility factors for single degree of freedom systems are expressed as a function of behaviour factors.In a second step required curvature ductility factors in the critical sections of real, multi degree of freedom structures are derived from displacement ductility factors of associate single degree of freedom systems and then expressed approximately as a function of behaviour factors.

Finally, in a third step, constructional details of the confining reinforcement are adapted to the required ductility factors, by using an appropriate constitutive law for confined concrete. Behaviour factors are correlated also with the failure mode of RC members. For RC walls with shear failure they are reduced, unless the walls are dimensioned for increased shear forces.
Due to their rationality and especially due to the explicit consideration of the correlation between behaviour factors, curvature ductility factors and constructional details of the confining reinforcement, the rules for the seismic design of RC structures in EC 8 represent an important contribution to the development of seismic codes.

(6 Figures, 11 References)

CAPACITY DESIGN AND DUCTILITY DEMAND OF REINFORCED CONCRETE FRAMES UNDER EARTHQUAKE ACTION

Bachmann, Hugo; Moser, Konrad; Wenk, Thomas

For reinforced concrete frames under earthquake action the capacity design method shows significant advantages: The zones with plastic deformations and energy dissipation are clearly chosen, designed and detailed for a ductile behaviour. All other zones and elements are protected against overloading and remain always elastic. Hence, the total structure shows a ductile behaviour with large admissible deformations. In special cases, a check of the ductility demand in the plastic zones by nonlinear dynamic time history calculations may be appropriate. For this purpose, a special calculation tool had to be developed. Examples show the rotational ductility demand in the plastic hinges of six-story reinforced concrete frames.

(6 Figures, 9 References)

CALCULATION OF SEISMIC LOADING AND GLOBAL INTERNAL FORCES BY THE RESPONSE SPECTRUM METHOD USING A SPATIAL MODEL WITH THREE DEGREES OF FREEDOM FOR EACH FLOOR

Luz, Eberhard; Obermüller, Jörg

A spatial mechanical model is presented to calculate earthquake loading of high-rise buildings. The model assumes rigid floors with two horizontal displacements and one rotation for each as degrees of freedom. Compared with a former model which assumed many single columns in each story the actual model can represent also such supporting elements which are running through the whole height of the building and which own a considerable single stiffness, as cores and staircases. An example is given for which experimental values of the natural vibration behaviour are known and for which results are presented using different degrees of approximation. Also global internal forces were calculated.

(18 Figures, 7 References)

There are many areas where cooperation between the IDNDR and the insurance industry would appear expedient, such as

- Assessing and mapping exposure zones
- Determining potential losses for catastrophe scenarios
- Making recommendations for land-use regulations/restrictions
- Promoting and utilizing forecasting and warning services
- Cataloguing relevant institutions and experts
- Informing and motivating the public
- Drafting proposals for standardized los assessment and loss analysis

(3 Figures, 3 References)

JAPAN AND IDNDR: EARTHQUAKE PREDICTION AS A TRANSFERABLE ITEM?

Küppers, Andreas N.

Japan, one of the main supporter nations of the International Decade of Natural Disaster Reduction and herself with an overall huge risk potential concerning natural hazards, is expected to contribute substantially to the multilateral activities, both financially and with know-how. A two-level national organization structure was installed quite early on, with the Prime Minister as chairman of the Government Headquarters at its top, being assigned an annual budget of about 2 million US-$. But the main activities in Japan in the scope of the campaign have been restricted to some rather unspecific international symposia in Yokohama/Kagoshima 1990 and Tokyo 1991, covering a broad field of topics and leading to no detectable results.

Japan has been a host for young earthquake engineers from developing countries for many years and the commitment to this basic policy of training and education will stay unchanged or even be strengthened during the decade. Thematically, the endeavours aim at earthquake-related hazards in the Asia-Oceania region, but only little effort has been made to develop the urgently needed concept of action on an international basis. Main research topics from the beginning were those directly related to a dissemination and transfer of the Japanese system of earthquake prediction which is based on the traditional empirical approach. But the system itself has drawn heavy criticism because of the scientifically questionable feasibility of the reconnaissance and interpretation of possible precursors.

Another major topic is the installation of an international data base on all kinds of natural hazards, which is designed to be easily accessible and readable. The information collected is to be published in the form of books on a regular base and possibly could become a very valuable tool for all those dealing with natural disaster reduction. Additionally, the research on citizen preparedness, which has a very long tradition in Japan and the techniques to improve it were proposed as a major topic.

But all these approaches mentioned above were driven strictly separate from each other. It was only quite recently that a number of more promising proposals which deserve being called a conceptual entity have been presented in the form of an memorandum for the IDNDR-Commission of the IASPEI. Under the headline "Seismic Vulnerability and Disaster Prevention in Mega-Cities", a triplet of representative subprograms has been proposed aiming at "Seismic potential", "Disaster mitigation" and "Social effects".

EARTHQUAKE RESISTANT BOLTED CONNECTIONS OF STRUCTURAL STEELWORK

Brandes, Klaus

Because of the inherent ductility available in appropriately manufactured steel, structures made form this material have been less liable to collapse in earthquakes than traditionally designed concrete or masonry ones.
Presumably because of the relative ease with which a reasonably good aseismic performance may be obtained with steel, surprisingly little research has been done on the response or steel structures to cyclic load reversals.
The seismic response of steel structures is mainly influenced by the onset of instability and by the nature of the connections. Connections are usually designed to be stronger than the adjacent members, the strength of which should be based on some probability that the actual strength will exceed the guaranteed minimum strength. In particular, bolted connections have the advantage of contributing more damping to frames than welding. The use of bolted connections make fabrication and erection of a frame-work as simple and quick as possible.
One of the mainly used types of bolted connections in Europe are end-plate connections which behave semi-rigidly. Their mechanical behaviour under severe cyclic loading is subject of investigations during the last years.
The new draft of EUROCODE NO. 8 "Design of buildings in seismic regions" does not mention this type of connection. There is needed some more research work related to this connection, to guarantee a safe design.
The investigation in BAM is directed to the protection against brittle fracture of the high-strength bolts by overloading which is influenced by the rate of straining as could be evaluated from experiments.
End-plate connections are not appropriate for structures in regions where severe earthquakes occur, however, they can be applied in regions with only moderate earthquakes.

(7 Photos, 10 Figures, 10 References)

THE INSURANCE INDUSTRY AND THE IDNDR- COMMON ASPECTS AND TASKS

Berz, Gerhard

In its role of providing financial protection against loss or damage, insurance is closely linked with the problem area of natural disasters. In many insurance markets, natural hazards are covered to a greater or lesser extent under property insurance and various other lines of insurance business. Insurers providing such cover need a very close knowledge of the natural hazards concerned in order to correctly assess the loss potential and the premium that should charged.
In this process they can draw on extensive loss data and loss analyses from all over the world. Insurance substantially influences the attitude of the public and industry towards protection against loss or damage. Through the correct use of underwriting tools, particularly deductibles, insureds can be motivated to take preventive measures. After a disaster, the insurance industry can provide rapid financial assistance, usually having an efficient organizational apparatus for settling losses.

Eventually this draft could lead to an integrated concept of action with specified goals for the period of the Decade, but as the demand for funding is at least about 300,000,000 per year, it must be questioned whether its realization is possible.

(5 Figures, 16 References)

EARTHQUAKE RESISTANT REINFORCED ADOBE MASONRY HOUSE FOR THE THIRD WORLD - PROJECT OF A WORKING GROUP OF DGEB

Jürgens- Weicken, Gisela; Steinwachs, Martin

Preliminary results of a working group of the German Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics are presented. The research project is intended to be one of the main contributions of DGEB to the International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR) and will be activated during the next years with South-American institutions.

(6 Photos, 1 Figure)