

Erdbebenbeanspruchung von Hochbauten nach verschiedenen Normen und Berechnungsverfahren

Autor(en): **Ammann, Walter / Bachmann, Hugo**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **99 (1981)**

Heft 6

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74425>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Erdbebenbeanspruchung von Hochbauten nach verschiedenen Normen und Berechnungsverfahren

Von Walter Ammann und Hugo Bachmann, Zürich

Es werden für drei typische Hochbauten und für eine bestimmte Erdbebenintensität die Beanspruchungen gemäss drei verschiedenen Normen nach dem Ersatzlastverfahren dargestellt und mit den Beanspruchungen verglichen, wie sie sich aus einem tatsächlich aufgetretenen Erdbeben der gleichen Intensität aufgrund einer dynamischen Berechnung ergeben.

Die untersuchten Bauwerke sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die verwendeten Normen und Berechnungsverfahren sind in Tabelle 2 genannt. Sämtlichen Berechnungen wurde die Intensität VII nach der Skala von *Medvedev-Sponheuer-Karnik* zugrunde gelegt, die der Intensität VIII der *Rossi-Forel*-Skala entspricht. Ein Erdbeben dieser Intensität ist gemäss [6] z.B. in der *Region Basel* mit einer statistischen Wiederkehrperiode von etwa 500 Jahren und im *Wallis* mit einer solchen von etwa 50 Jahren zu erwarten.

Als tatsächlich aufgetretenes Erdbeben wurde das *Beben im Friaul vom 6. Mai 1976* gewählt. Das verwendete Antwortspektrum stammt aus den Aufzeichnungen der Station *Codroipo*.

Beim vorliegenden Aufsatz handelt es sich im wesentlichen um die Zusammenfassung einer am *Institut für Baustatik und Konstruktion* der *ETH Zürich* durchgeführten Untersuchung [1]. Sie sollte zur Klärung folgender Fragen beitragen:

- Wie stimmen bei typischen Bauwerken und für eine bestimmte Erdbebenintensität die Beanspruchungen gemäss verschiedenen Normen mit den Beanspruchungen aufgrund eines tatsächlich aufgetretenen Erdbebens überein?
- Genügt die schweizerische Norm SIA 160, Art. 22, den Anforderungen an eine moderne Erdbebenvorschrift?
- Welche Parameter werden beim Ersatzlastverfahren vernachlässigt, und wie wirkt sich dies bei den verschiedenen Bauwerkstypen aus?
- Ergibt sich eine Reduktion der Bauwerksbeanspruchungen, wenn für die Tragstruktur Leichtbeton anstelle von Beton verwendet wird?

In [1] sind auch die Ergebnisse von Berechnungen an einer Flussbrücke und

Tabelle 1. Untersuchte Bauwerke

Bauwerke	
I	Geschäftshaus in Rahmenbauweise (4 Stockwerke)
II	Hochhaus mit Kern und Fassadenscheiben (28 Stockwerke)
III	Geschäftshaus mit Kern und Fassadenstützen (7 Stockwerke)

Tabelle 2. Verwendete Normen und Berechnungsverfahren

Normen/Berechnungsverfahren	
SIA-160	Schweizerische Norm, SIA-160, Art. 22 (1970) [2]
RL-BW	Richtlinien des Landes Baden-Württemberg (1972) [3]
ATC-3	Entwurf für die amerikanische Erdbebennorm (1978) [4]
ASM	Antwortspektrenmethode [5]

an einer Talbrücke enthalten. Ferner wurden dort der Einfluss der Rissbildung sowie die bei einer Bemessung nach den Normen erforderliche Duktilität untersucht.

Übersicht über die Bauwerke

Die Bauwerke wurden so ausgewählt, dass möglichst unterschiedliche Tragsysteme erfasst werden konnten. Die Grundrissformen sind einfach, so dass durch die Modellbildung keine zu grossen Abweichungen vom wirklichen Tragsystem entstehen sollten. Die Massen wurden in den Geschossdecken konzentriert unter Einbezug der Massen der nichttragenden Elemente und der Hälfte der zulässigen Nutzlasten (teilweise in Abweichung von den unterschiedlichen Bestimmungen der verwendeten Normen). Die Steifigkeiten

wurden am ungerissenen Betonquerschnitt bestimmt.

Bauwerk I (Bild 1) ist ein 4stöckiges Geschäftshaus in Skelettbauweise. Das Tragsystem besteht aus rasterförmig angeordneten Stützen und vier Geschossdecken. Die Horizontallasten werden allein durch Rahmenwirkung des Stützen - Deckensystems abgetragen. Für die Berechnung wird ein in Gebäude-Querrichtung verlaufender Streifen von 6,08 m Breite (= Stützenabstand) betrachtet.

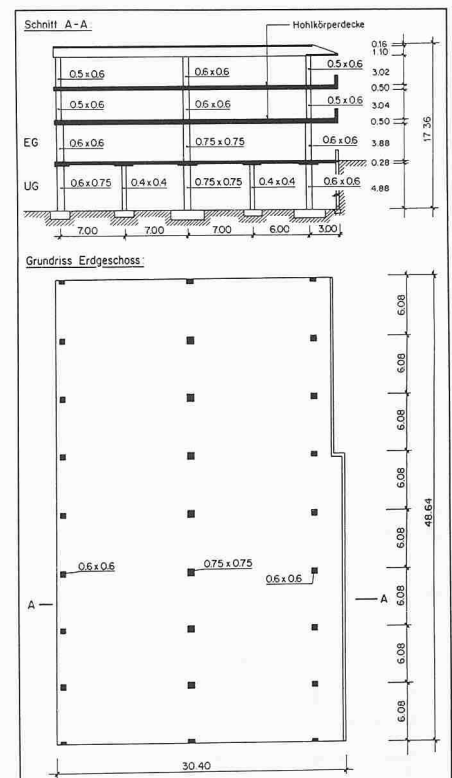


Bild 1. Bauwerk I: Geschäftshaus in Skelettbauweise

Bauwerk II (Bild 2) ist ein 28stöckiges Hochhaus mit Kern und Fassadenscheiben. Sein Tragwerk beruht auf zwei zentral angeordneten Kernen, vier Fassadenscheiben und sechs Stützen, die durch die Geschossdecken (Flachdecken) verbunden sind. Die Horizontallasten werden durch die beiden Kerne, die Scheiben, und in geringem Mass durch die Stützen abgetragen. Für die Berechnung werden die Kerne als im Fundament eingespannte Kragarme und die Fassadenscheiben als gekoppelte Schubwände betrachtet, die jedoch die gleichen Horizontalverschiebungen erfahren müssen.

Bauwerk III (Bild 3) ist ein 7stöckiges Bürogebäude mit Kern und Fassadenstützen. Das Tragsystem besteht aus einem zentralen, aussteifenden Kern,

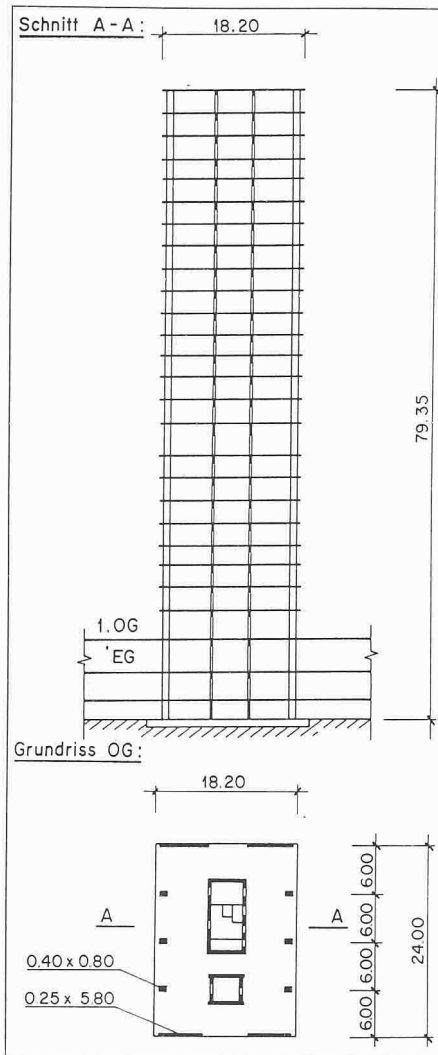


Bild 2. Bauwerk II: Hochhaus mit Kern und Fassadenscheiben

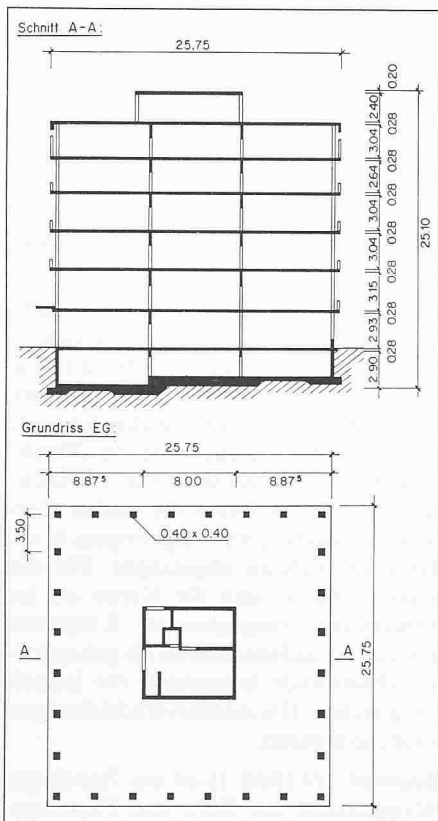


Bild 3. Bauwerk III: Bürogebäude mit Kern und Fassadensützen

Tabelle 3. Grundschiwingzeiten und Eigenfrequenzen der Bauwerke bzw. Modelle aus Beton (B) und Leichtbeton (LB)

Bauwerk	Modell	Grundschiwingzeit T[s]	Eigenfrequenzen [s ⁻¹]			
			1.	2.	3.	4.
I Geschäftshaus h = 17,36 m b' = 30,40 m l = 48,64 m	ungerissen B LB	0,67	1,49	4,95	8,20	10,75
		0,81	1,23	4,15	6,85	8,93
II Hochhaus h = 79,35 m b' = 18,20 m l = 24,00 m	ungerissen B LB	2,70	0,37	1,88	4,78	8,85
		3,33	0,30	1,53	3,89	7,25
III Bürogebäude h = 25,10 m b' = 25,75 m l = 25,75 m	ungerissen B LB	0,23	4,39	16,95	32,26	44,05
		0,27	3,71	14,71	27,86	37,74

den Fassadenstützen und den Geschossdecken. Der grösste Teil der Horizontallasten wird durch den Kern aufgenommen. Für die Berechnung wird das Bauwerk in drei parallele, unterschiedlich steife Rahmen aufgeteilt, die jedoch wie beim Bauwerk II stets die gleichen Horizontalverschiebungen erfahren müssen.

In Tabelle 3 sind die Grundschiwingzeit und die ersten vier Eigenfrequenzen der drei Bauwerke bzw. Modelle zusammengestellt. Bei Verwendung von Leichtbeton anstelle von Beton und gleichbleibenden Abmessungen resultieren 14–19% tiefere Eigenfrequenzen.

Normen und Berechnungsverfahren

Für die an den drei Bauwerken durchgeführten vergleichenden Berechnungen der Schnittkräfte aus einem Erdbeben der Intensität I (MSK) = VII wurden die in Tabelle 2 aufgeführten Normen bzw. Berechnungsverfahren verwendet. Diese Normen beruhen alle auf dem Ersatzlastverfahren, d.h. anstelle der durch das Erdbeben verursachten Trägheitskräfte werden horizontale, statische Ersatzlasten eingeführt.

Die schweizerische Norm SIA 160, Art. 22 (SIA-160), schreibt für die gewählte Intensität eine horizontale Ersatzbeschleunigung von $b = g/20$ vor. Die Eigenschwingdauer T wird nur bei schlanken Bauwerken (Silos, Wassertürmen, Brückenpfeilern usw.) berücksichtigt.

Die resultierende Ersatzlast $H = b \cdot M$ wird wie folgt über die Gebäudehöhe verteilt:

$$P_i = H \cdot \frac{m_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot h_i}$$

mit

P_i = horizontale Stockwerk-Ersatzlast

M = Gebäudemasse

m_i = Stockwerksmasse

h_i = Höhe über Fundamentsohle

i = i-tes Geschoss

Bei einer konstanten Massenverteilung über die Bauwerkshöhe ergibt sich hiermit eine dreieckförmige Verteilung der Ersatzlasten P_i mit dem höchsten Wert in der obersten Geschossdecke. Die Ersatzbeschleunigung erreicht dort den Wert $2 \cdot b$.

Die Richtlinien des Landes Baden-Württemberg (RL-BW) legen für Hochbauten eine dreieckförmige Verteilung der Ersatzbeschleunigung fest, mit dem Maximalwert b_{max} in der obersten Geschossdecke. Sinngemäss wurde die RL-BW in der Untersuchung [1] auch auf Brücken angewandt. Die maximale Beschleunigung ergibt sich zu

$$b_{max} = b_0 \cdot \beta \cdot \delta \cdot \lambda$$

mit

b_0 = Grundwert für horizontale Beschleunigung (für I (MSK) = VII: 0,4 m/s²)

β = dynamischer Faktor, abhängig von der Grundschiwingzeit T

δ = Baugrundfaktor (1,4 bis 2,0)

λ = Faktor zur Berücksichtigung der Bauwerkklasse (0,5 bis 1,0)

Die Ersatzlast im i -ten Stockwerk ergibt sich zu

$$P_i = \frac{b_{max}}{h} \cdot h_i \cdot m_i$$

was bei konstanter Massenverteilung über die Bauwerkshöhe einer dreieckförmigen Verteilung der Ersatzlasten entspricht.

Im Entwurf für eine amerikanische Erdbebennorm (ATC-3) wird als Mass für die Bebenstärke nicht die Intensität,

sondern die *maximale Bodengeschwindigkeit* und die *Bodenbeschleunigung* verwendet. Die gesamte horizontale Ersatzlast H berechnet sich zu

$$H = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot S}{R \cdot \sqrt[3]{T^2}} \cdot W_0$$

mit

- W_0 = ständige Last
- A_v = Bodengeschwindigkeitsfaktor
- S = Baugrundfaktor (1,0 bis 1,5)
- R = Faktor zur Berücksichtigung von Tragsystem und Baustoff (1,25 bis 8,0)

Die Verteilung der horizontalen Ersatzlast über die Höhe ist für Bauwerke mit kurzer Grundschwingzeit dreieckfö-

rig und für Bauwerke mit langen Grundschwingzeiten parabolisch anzunehmen. Die Norm gilt ausschliesslich für Hochbauten.

Zur Berechnung der Beanspruchungen aus einem tatsächlich aufgetretenen Erdbeben mittels einer dynamischen Berechnung wurde die *Antwortspektrenmethode* (ASM) verwendet (siehe z.B. [5] und [7]). Damit lassen sich die maximalen Schnittkräfte und Deformationen eines ideal-elastischen Tragsystems für eine durch ein Antwortspektrum charakterisierte Bodenbewegung bestimmen.

In Bild 4 ist das verwendete Antwortspektrum aus Aufzeichnungen der Station Codroipo, Friaul, anlässlich des Erdbebens vom 6. Mai 1976 für die für Stahlbetonhochbauten meist angemessene Dämpfung von 5% dargestellt. Es

wurde für die mit dem Programm ETABS [9] durchgeführten Computerberechnungen durch die gestrichelt eingetragene Umhüllende idealisiert.

Es sei hier ausdrücklich auf die Problematik der Wahl und Definition eines «tatsächlichen» Erdbebens anhand beobachteter Intensitäten, gemessener Beschleunigungen und entsprechender Antwortspektren hingewiesen. Da es sich bei einem Erdbeben und dessen Auswirkungen um äusserst komplexe Vorgänge handelt, müssen zahlreiche Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden, die in der vorliegenden Studie nicht ohne Einfluss auf die Vergleiche sind. Es wurde indessen versucht, die entsprechenden Entscheide stets unter sorgfältiger Abwägung der verschiedenen Gesichtspunkte zu treffen.

Tabelle 4. Maximale Beschleunigung in der obersten Geschossdecke und resultierende horizontale Ersatzlast

Bauwerk	max. Beschleunigung b_{max} [m/s ²]			Ersatzlast H [kN]		
	SIA-160	RL-BW	ATC-3	SIA-160	RL-BW	ATC-3
I	1,0	0,43	2,5	410	210	1020
II	1,0	0,50	0,97	6800	3530	3720
III	1,0	0,43	0,98	2640	1270	2530

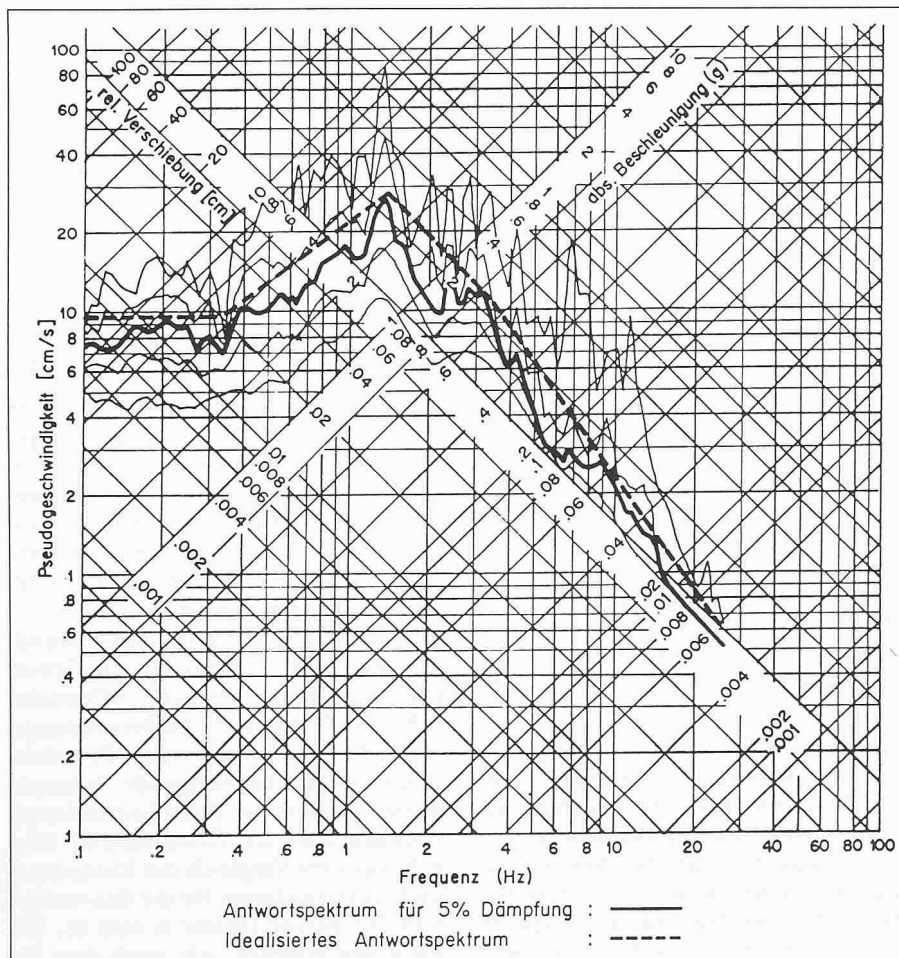


Bild 4: Antwortspektrum aus Aufzeichnungen der Station Codroipo, Friaul, Komponente E-W, anlässlich des Erdbebens vom 6. Mai 1976, 20 h 00 min 15 s [8]

Resultate und Vergleiche

Vergleich der horizontalen Beschleunigungen und der Ersatzlasten

Die nach den drei Normen berechneten maximalen Beschleunigungen b_{max} in den obersten Geschossdecken der Bauwerke und die resultierende horizontale Ersatzlast H sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

Die maximale Beschleunigung nach RL-BW ist bei allen Bauwerken etwa halb so gross wie nach SIA-160. ATC-3 gibt für die Bauwerke II und III (mit Kern bzw. Scheiben ausgesteifte Tragwerke) praktisch dieselben Werte an wie SIA-160, für das Bauwerk I (Rahmentragwerk) hingegen einen wesentlich höheren Wert. Dieser Unterschied ist im wesentlichen bedingt durch den in der Gleichung für die Ersatzlast einzusetzenden Faktor R (Bauwerk I: $R = 2$, Bauwerke II und III: $R = 8$).

Interessant ist ferner der zusätzlich durchgeführte Vergleich der maximalen Beschleunigung in der obersten Geschossdecke eines reinen Rahmentragwerks - analog Bauwerk I, jedoch mit gleichmässiger Massenverteilung über die Höhe - in Funktion der Grundschwingzeit T (Bild 5).

Beanspruchungen der Bauwerke

Im folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse aus den durchgeführten Berechnungen wiedergegeben. Die Deformationen und Schnittkräfte für die Bauwerke I bis III in Betonbauweise sind in den Bildern 6 bis 8 dargestellt. Tabelle 5 enthält eine Zusammenstellung der Biegemomente an den Stellen der maximalen Beanspruchung für diese Bauwerke in Beton- und Leichtbetonbauweise.

Für das *Bauwerk I* sind im Bild 6a die Deformationen und die Momenten- und Querkraftlinien für die Fassadenstützen dargestellt. Bild 6b zeigt dieselben Grössen aus dem tatsächlich aufgetretenen Erdbeben, berechnet nach der Antwortspektrenmethode (ASM). Die Anteile der vier ersten Eigenformen wurden nach der Methode der «Wurzel aus der Summe der Quadrate» überlagert. Rein qualitativ wird die Beanspruchung dieses Bauwerks durch alle drei Normen bzw. durch das Ersatzlastverfahren im Vergleich zur Antwortspektrenmethode richtig erfasst. Die Grösse der Beanspruchungen hingegen ist recht unterschiedlich und beträgt z.B. nach RL-BW nur 12% des Wertes aus dem tatsächlichen Erdbeben (ASM).

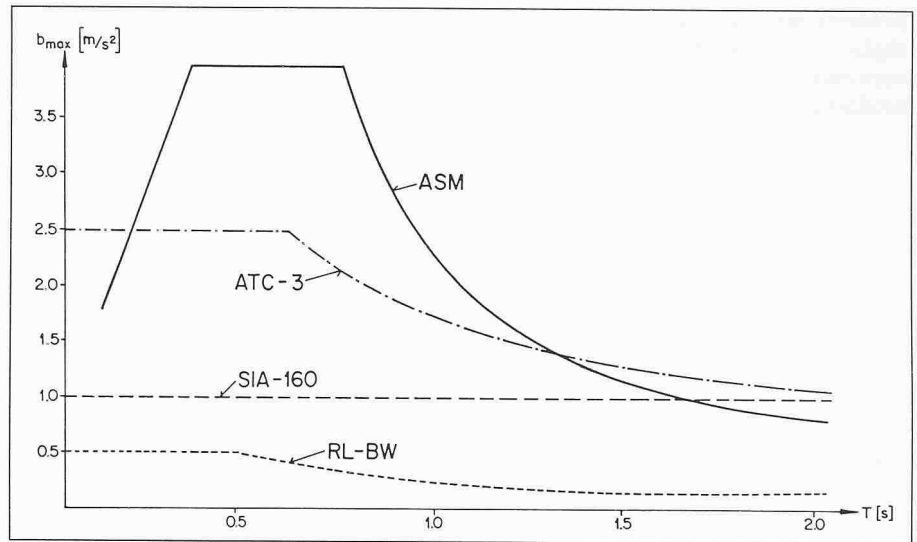


Bild 5. Maximale Beschleunigung im Dachgeschoss eines reinen Rahmentragwerks (wie Bauwerk I) in Funktion der Grundschiwingzeit nach SIA-160, RL-BW, ATC-3 und ASM

Für das *Bauwerk II* sind in den Bildern 7a und 7b die Deformationen und die Schnittkräfte für den grösseren der beiden Kerne dargestellt.

Bei den Normen ergeben sich – im Gegensatz zu Bauwerk I – nicht nach ATC-3, sondern nach SIA-160 die grössten Schnittkräfte. In ATC-3 wird wegen der langen Grundschiwingzeit (vgl. Tabelle 3) eine geringere Horizontalkraft angenommen. Das Ergebnis ist eher zufälligerweise sehr ähnlich wie nach RL-BW.

Tabelle 5. Maximale Biegemomente der Bauwerke (Modelle) im untersten Stockwerk infolge Erdbebenbelastung für Betonbauten (B) und Leichtbetonbauten (LB)

Bei den Resultaten für das tatsächlich aufgetretene Erdbeben (ASM) überwiegt – besonders in der oberen Gebäuhälfte – der Anteil der zweiten Eigenform. Aus diesem Grund wird für Gebäude, bei denen höhere Eigenfrequenzen wesentlich angeregt werden, mit den nur die erste Eigenform erfassenden Normen keine realistische Beanspruchungsverteilung erzielt.

Bauwerk	Modell	Grundschiwingzeit T[s]	Biegemomente [kNm]			
			Normen			ASM
			SIA-160	RL-BW	ATC-3	ungerissen
I Geschäftshaus h = 17,36 m b' = 30,40 m l = 48,64 m	ungerissen B LB	0,67	253	129	632	1060
		0,81	196	100	490	701
II Hochhaus h = 79,35 m b' = 18,20 m l = 18,20 m	ungerissen B LB	2,70	138 700	72 100	77 500	76 000
		3,33	111 200	57 800	62 100	55 950
III Bürogebäude h = 25,10 m b' = 25,75 m l = 25,75 m	ungerissen B LB	0,23	17 900	8690	17 200	54 500
		0,27	13 000	6240	12 500	43 400

Für das *Bauwerk III* sind in Bild 8a die Deformationen und Schnittkräfte für den Kern dargestellt. Ähnlich wie bei Bauwerk I ergibt die RL-BW die niedrigsten Schnittkräfte. Die nach SIA-160 und ATC-3 berechneten Schnittkräfte sind etwa doppelt so gross. Sie sind jedoch immer noch wesentlich kleiner als die Beanspruchungen aus dem tatsächlichen Erdbeben (ASM) gemäss Bild 8b. Dieses zeigt die Superposition der Verschiebungen und der Schnittkräfte aus den vier ersten Eigenformen sowie den jeweiligen Anteil der 2. Eigenform.

($T < \sim 1$ s) werden – im Vergleich zum tatsächlich aufgetretenen Erdbeben (ASM) – die Beanspruchungen durch die Normen meist stark unterschätzt. Bei den Bauwerken mit langer Grundschiwingzeit ($T > \sim 2$ s) können die Beanspruchungen durch die Normen sowohl wesentlich überschätzt (untere Stockwerke) als auch erheblich unterschätzt (obere Stockwerke) werden. Das letzte tritt vor allem bei Bauwerken auf, bei denen höhere Eigenschwingungen erheblich angeregt werden.

Beurteilung der Norm SIA 160, Art. 22

Hier stellt sich einerseits die Frage, ob die in der Norm SIA 160, Art. 22, angewendete Berechnungsmethode, das Ersatzlastverfahren, an sich dem Problem der Erdbebenbelastung gerecht wird und andererseits, ob die darin verwendete Bodenbeschleunigung in ihrer Grösse richtig gewählt ist.

Vergleich Normen – tatsächliches Erdbeben

Für Bauwerke mit kurzen Grundschiwingzeiten (I und III) ist die Grösse der Bodenbeschleunigung offensichtlich zu tief angesetzt, die Berechnungsmethode an sich aber erlaubt für solche Bauwerke eine befriedigende Voraussage des Verlaufs der Erdbebenbeanspruchungen über die Gebäudehöhe. Dies geht aus dem Vergleich der Momenten- und Querkraftlinien für die Bauwerke I und III hervor (Bilder 6 und 8). Die nach den Normen, d.h. nach dem Ersatzlastverfahren, ermittelten M- bzw. Q-Linien und die entsprechenden nach

In Bild 9 sind die maximalen Momente im untersten Stockwerk für die Bauwerke in Betonbauweise zusammengestellt. Dabei wurden die Beanspruchungen aus dem tatsächlichen Erdbeben (ASM) stets als 100% angenommen.

Allgemein kann folgendes festgestellt werden: Bei den hier untersuchten Bauwerken mit kurzer Grundschiwingzeit

Die Tatsache, dass Beanspruchungen nach den Normen wesentlich tiefer liegen als solche aus dem tatsächlichen Erdbeben, bedeutet allerdings nicht unbedingt, dass nach den Normen bemessene Bauwerke zu wenig erdbebensicher sind. Es werden, falls die Baustoffe dies zulassen, plastische Verformungen auftreten, die das Tragvermögen nicht beeinträchtigen.

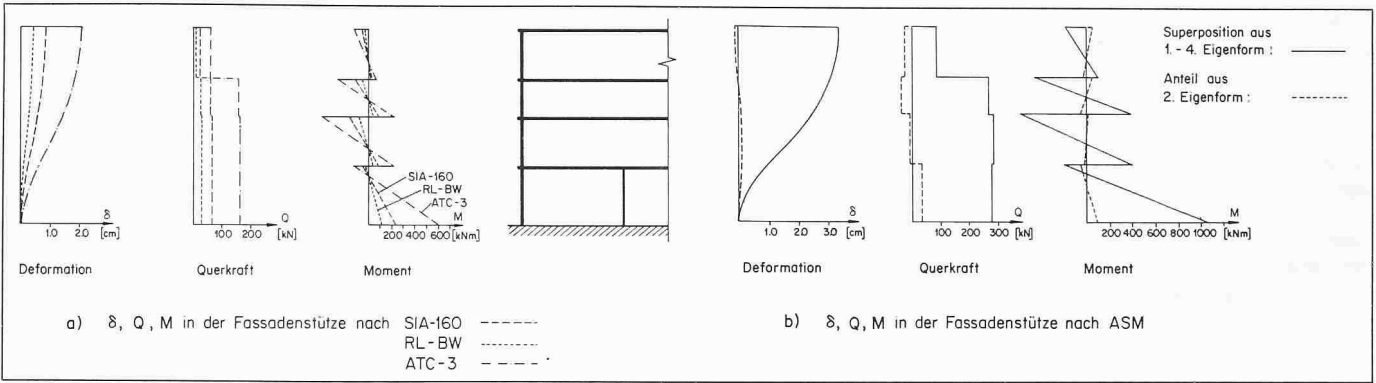


Bild 6. Bauwerk I: Deformationen und Schnittkräfte

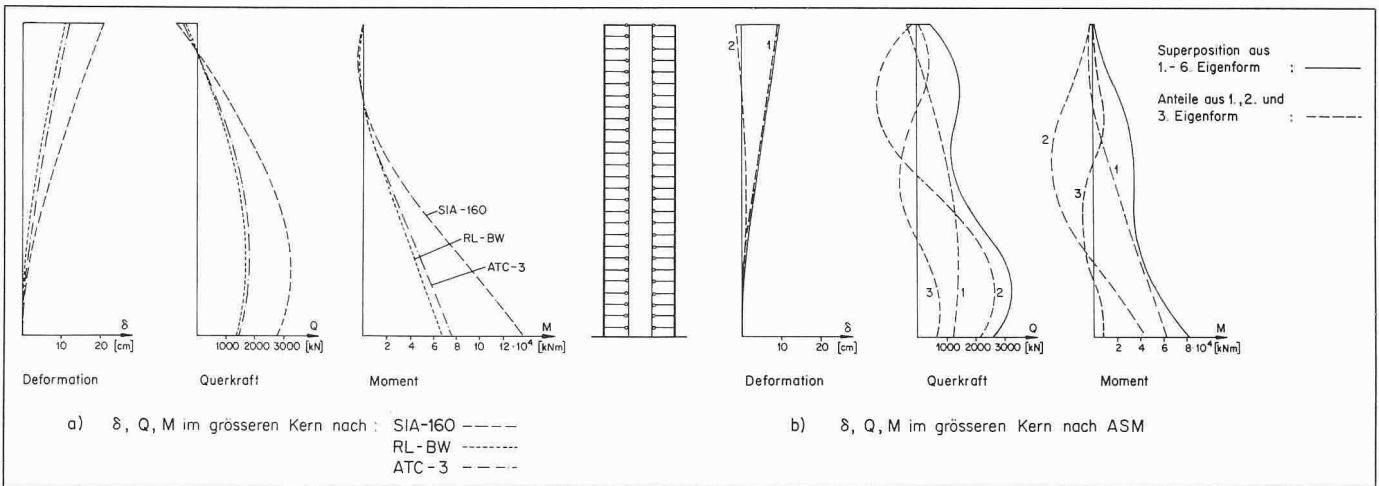


Bild 7. Bauwerk II: Deformationen und Schnittkräfte

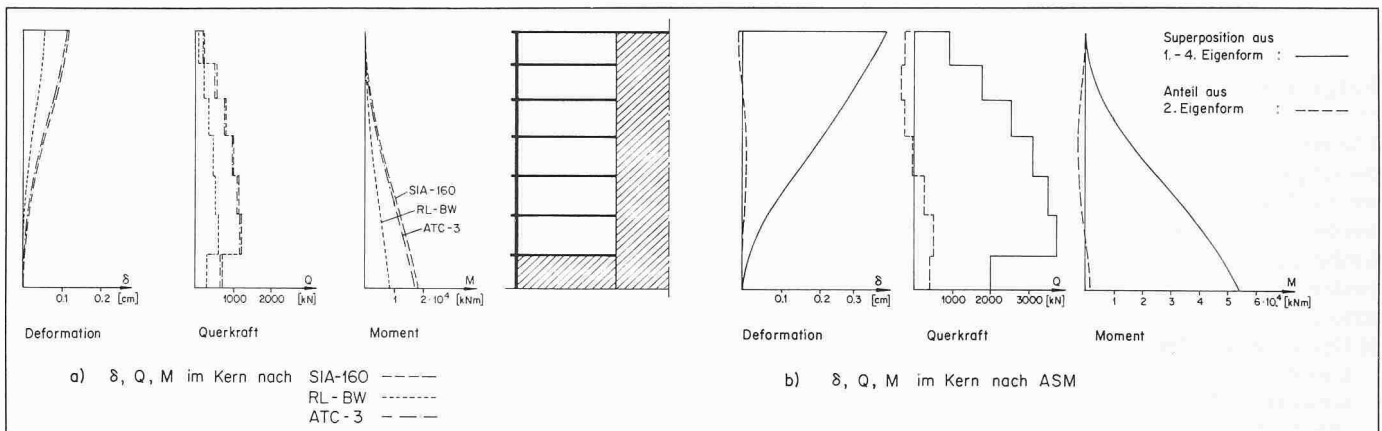


Bild 8. Bauwerk III: Deformationen und Schnittkräfte

der Antwortspektrenmethode aufgrund des tatsächlichen Erdbebens (ASM) ermittelten Linien sind in ihrem Verlauf sehr ähnlich, sie unterscheiden sich im wesentlichen nur im Betrag.

Für Bauwerke mit langen Grundschwingzeiten (II) ist die in den Normen vorgeschriebene Berechnungsmethode, das Ersatzlastverfahren, im allgemeinen nicht befriedigend. Der Einfluss höherer Eigenschwingungen kann beträchtlich werden (Bild 7b), so dass die angreifenden Kräfte nicht mehr durch eine dreieckförmige Verteilung angenähert werden können.

Vergleich Ersatzlastverfahren - Antwortspektrenmethode

Das Ersatzlastverfahren kann überall dort sinnvoll angewendet werden, wo die effektive Verteilung der Trägheitskräfte mit der beim Ersatzlastverfahren - zumeist dreieckförmig - angenommenen Verteilung der Horizontallasten etwa übereinstimmt. Dies trifft meist zu bei Bauwerken mit kurzen Grundschwingzeiten ($T < \sim 1$ s), wo die erste Eigenform den Hauptanteil der Beanspruchung liefert. Eine weitere wichtige Voraussetzung für die Anwendung des Ersatzlastverfahrens ist eine etwa sym-

metrische Massen- und Steifigkeitsverteilung in beiden Grundrissrichtungen, da die bei asymmetrischen Bauwerken auftretenden Torsionsschwingungen nicht berücksichtigt werden können.

Vergleich Leichtbeton - Beton

Die Berechnungen analoger Leichtbeton-(LB) und Beton-Bauwerke (B) wurden auf der Grundlage gleicher Festigkeit und der für Leca-hade-Beton geltenden Eigenschaften [10] durchgeführt. Die Bauwerksabmessungen wurden nicht verändert, obwohl bei Verwendung von Leichtbeton durch das

geringe Eigengewicht der Tragstruktur auch geringere Abmessungen bei den einzelnen Tragelementen möglich wären. In Bild 10 sind die maximalen Momente aufgrund des tatsächlichen Erdbebens (ASM) für analoge Bauwerke aus Beton und Leichtbeton verglichen.

Gemäss Tabelle 6 reduzieren sich die maximalen Momente durch Verwendung von Leichtbeton anstelle von Beton zwischen 20% für Bauwerk III bis 34% für Bauwerk I. Der Grund für diese grosse Streuung liegt im unterschiedlichen Einfluss der Reduktion von Masse und Steifigkeit, je nach Grösse der Grundschwingzeit (Einfluss des Spektrums und eventuell höherer Eigenformen). Andererseits können die Verschiebungen bis zu 40% grösser werden [1].

Die Berechnungen für den Vergleich Leichtbeton - Beton wurden unter der Voraussetzung ungerissener Querschnitte, rein elastischen Materialverhaltens und konstanter Dämpfung (5%) durchgeführt. Im gerissenen Zustand ist der Steifigkeitsunterschied von armierten analogen Beton- und Leichtbetonkonstruktionen allerdings kleiner als der hier allein berücksichtigte Unterschied der E -Moduli [11]. Dies kann zu einer geringeren Reduktion der Beanspruchung führen.

Folgerungen

Für eine abschliessende Beantwortung der eingangs formulierten Fragen müssten noch weitere Bauwerke untersucht werden. Trotzdem lassen sich - unter Einbezug der Untersuchungen an den beiden erwähnten Brücken - einige interessante Folgerungen ziehen [1]:

- a) Der Vergleich der für die Intensitätsklasse I (MSK) = VII nach den verschiedenen Normen ermittelten Beanspruchung mit den aufgrund eines tatsächlich eingetretenen Erdbebens, berechnet nach der *Antwortspektrummethode* (ASM), ergibt folgendes:
- Für Bauwerke mit kurzer Grundschwingzeit ($T < \sim 1$ s) werden die Beanspruchungen durch die Normen meist stark unterschätzt. Die nach SIA-160 berechneten Beanspruchungen betragen nur 24 bis 33%, die nach RL-BW 12 bis 16% und die nach ATC-3 32 bis 60% der für ein tatsächliches Erdbeben (ASM) ermittelten Beanspruchungen.
 - Für Bauwerke mit langen Grundschwingzeiten ($T > \sim 2$ s) können die Beanspruchungen durch die Normen sowohl wesentlich überschätzt (untere Stockwerke) als auch erheblich unterschätzt (obere

Tabelle 6. Reduktion von Masse, Steifigkeit und maximalem Moment infolge Verwendung von Leichtbeton anstelle von Beton (Grundschwingzeit für Modelle aus Beton)

Bauwerk	Reduktion			
	Grundschwingzeit T [s]	Masse	Steifigkeit	Moment M_{max}
I	0,67	20%	47%	34%
II	2,70	20%	47%	28%
III	0,23	23%	47%	20%

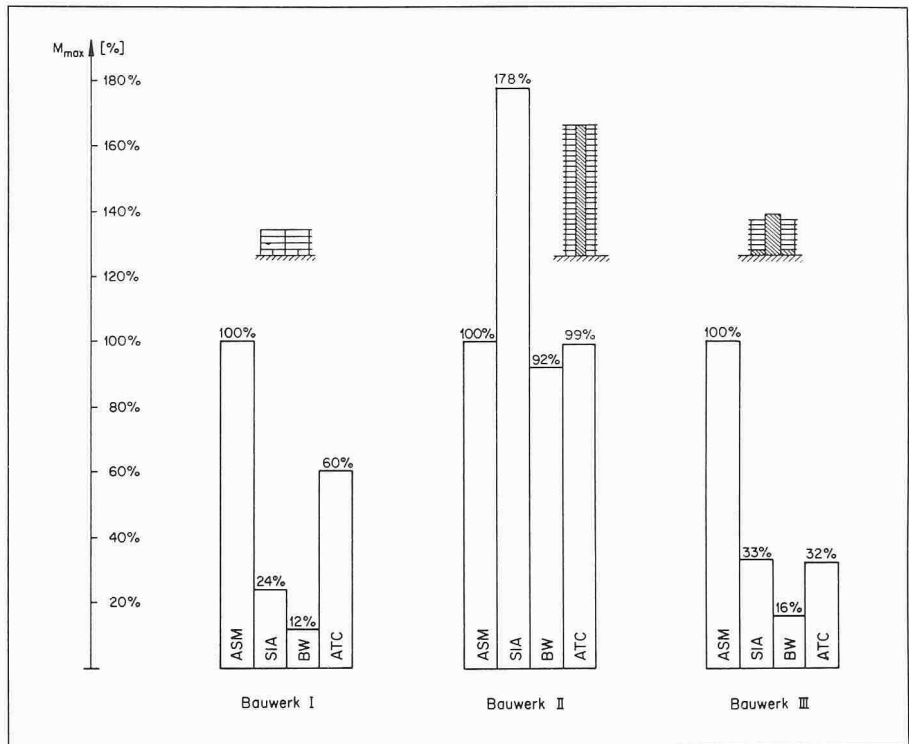


Bild 9. Vergleich der maximalen Momente

Stockwerke) werden. Das letzte tritt vor allem bei Hochbauten auf, bei denen höhere Eigenfrequenzen massgeblich angeregt werden können.

- b) Die in der Norm SIA 160, Art. 22, enthaltenen Vorschriften für die Erdbebenmessung bedürfen, wie sich aus dieser Untersuchung ergibt, verschiedener *Änderungen* und *Ergänzungen*:
- Die angewendete Berechnungsmethode, das Ersatzlastverfahren, genügt zwar für einen gewissen Teil der Hochbauten, doch ist die *Grösse der Bodenbeschleunigung zu tief angesetzt*.
 - Für die Fälle, bei denen das Ersatzlastverfahren nicht angewendet werden darf (Bauwerke mit längeren Grundschwingzeiten oder auch mit stark asymmetrischen Grundrissen sowie bei Spezialbauten), sind *dynamische Berechnungsverfahren* vorzuschreiben.
 - Das *unelastische* Verhalten sollte durch einen *speziellen Faktor*, entsprechend der erreichbaren Duktilität, berücksichtigt werden.
- Ferner sollten - was hier nicht besonders untersucht wurde - noch weitere Aspekte einbezogen werden, z.B. lo-

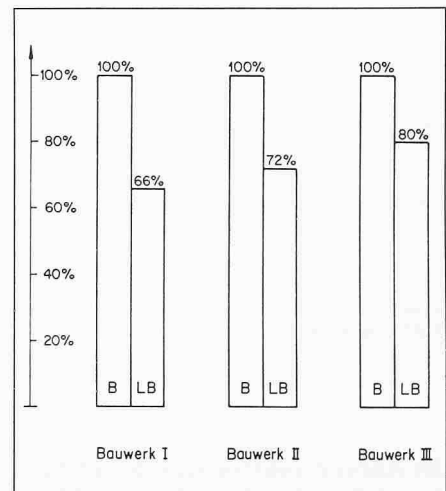


Bild 10. Vergleich der maximalen Momente bei analogen Beton- und Leichtbeton-Bauwerken

kale Bodenverhältnisse, vorhandenes Schadenpotential, regionale Seismizität, usw.

- c) Die *wichtigste Vereinfachung* des Ersatzlastverfahrens gegenüber der Antwortspektrummethode (ASM) ist die Annahme einer *dreieckförmigen* oder auch *parabolischen Verteilung der Trägheitskräfte*. Bei Bauwerken

mit unregelmässiger Massen- oder Steifigkeitsverteilung und insbesondere bei solchen mit längerer Grundschwingzeit, bei denen höhere Eigenschwingungen angeregt werden können, führt dies zu falschen Ergebnissen. Bei regelmässigen Bauwerken mit kurzen Grundschwingzeiten hingegen stimmt die effektive Verteilung der Trägheitskräfte gut mit der angenommenen dreieckförmigen Verteilung überein, so dass die Erdbebenbeanspruchungen befriedigend erfasst werden können.

d) Durch Verwendung von Leichtbeton anstelle von Beton reduzieren sich im wesentlichen die Beanspruchungen bei Bauwerken mit sehr kurzen Grundschwingzeiten ($T < \sim 0,3$ s) etwa proportional zur Reduktion der schwingenden Masse (etwa 20%) und bei Bauwerken mit sehr langen Grundschwingzeiten ($T > \sim 3$ s) etwa proportional zur Reduktion der Steifigkeit (etwa 40%), sofern nicht höhere Eigenschwingungen von erheblichem Einfluss sind. Hingegen können im ersten Fall die Deformationen um bis zu 40% grösser werden, im letzten Fall bleiben sie nahezu unverändert.

Verdankung

Der diesem Aufsatz zugrundeliegende Bericht [1] wurde im Rahmen des zweiten Teils

Literaturverzeichnis

- [1] Ziegler A., Ammann W., Bachmann H.: «Erdbebenbeanspruchung von Beton- und Leichtbetonbauwerken nach verschiedenen Normen und Berechnungsverfahren». Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 99, 1980, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): Norm SIA-160 «Norm für die Belastungsannahme und die Überwachung von Bauten», Art. 22, SIA Zürich 1970. «Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebeneinwirkung», SIA Zürich 1975
- [3] «Vorläufige Richtlinien für das Bauen in Erdbebengebieten des Landes Baden-Württemberg», GABL Nr. 40, November 1972
- [4] Applied Technology Council (ATC): «Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings», National Bureau of Standards, NBS SP-510, ATC Publication ATC 3-06, Washington, June 1978
- [5] Bachmann H., Wieland M.: «Erdbebensicherung von Bauwerken». Vorlesungsautographie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1979
- [6] Sägesser R., Mayer-Rosa D.: «Erdbebengefährdung in der Schweiz». Schweizerische Bauzeitung, Heft 7, 1978
- [7] Clough R.W., Penzien J.: «Dynamics of Structures» Mc Graw-Hill, 1975
- [8] ENEL: «Terramoto del Friuli maggio 1976 spettro di risposta», Ente Nazionale per l'Energia Elettrica, Roma, Ottobre 1976.
- [9] Wilson E.L., Hollings J.P., Dovey H.H.: «ETABS, Three-dimensional Analysis of Building Systems» (extended version). University of California, Berkeley, 1975
- [10] Hunziker & Cie AG: «Dokumentation über Leca Bau- und Isolierstoffe», Zürich 1979
- [11] Dieterle R., Bachmann H.: «Versuche über den Einfluss der Rissbildung auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken». Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7501-1, 1979
- [12] Bachmann H.: «Erdbebenbeanspruchung von Brücken nach verschiedenen Berechnungsverfahren und Normen». Tagungsautographie, SIA-Dokumentation Nr. 43, Zürich, September 1980

des Forschungsprojektes «Dynamisches Verhalten von Leichtbeton- und Betonkonstruktionen» ausgearbeitet. Das Projekt wurde durch einen finanziellen Beitrag der Firma Hunziker & Cie AG, Baustoff-Fabriken, Zürich, unterstützt. Hierfür möchten die Verfasser bestens danken. Sämtliche Berech-

nungen wurden von Herrn A. Ziegler, dipl. Bauing., durchgeführt.

Adresse der Verfasser: W. Ammann, dipl. Ing. ETH, und Prof. Dr. H. Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich