ETH zürich

ETH Library

Kapazitätsbemessung und Duktilitätsbedarf von Stahlbetonhochbauten unter Erdbebeneinwirkung

IDNDR, International Decade for Natural Disaster Reduction

Book Chapter

Author(s):
Bachmann, Hugo; Moser, Konrad; Wenk, Thomas

Publication date:
1992

Permanent link:
https://doi.org/https://doi.org/10.3929/ethz-b-000474657

Rights / license:
In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:
Schriftenreihe der DGEB 2

This page was generated automatically upon download from the ETH Zurich Research Collection.
For more information, please consult the Terms of use.

*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

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.

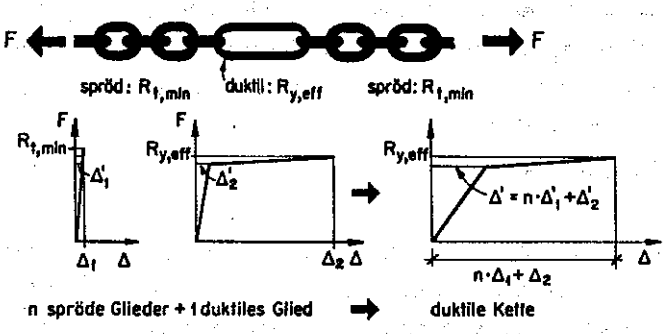

Bild 1 Prinzip der Begrenzung der Beanspruchung mit Hilfe duktiler Elemente

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.

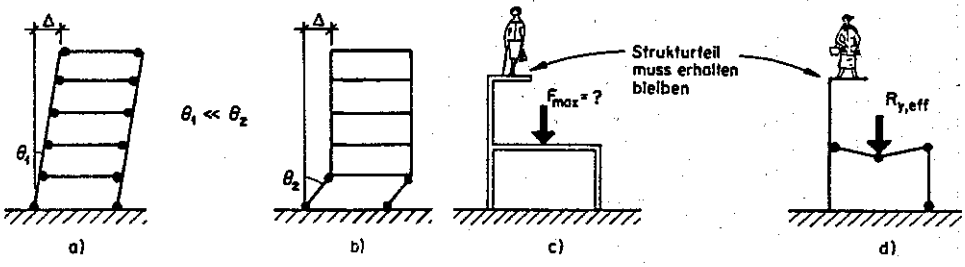

Bild 2 a) Rahmenmechanismus (Riegelmechanismus); b) Stockwerkmechanismus (Stützenmechanismus); c) Allgemeines Tragsystem; d) Mechanismus zur Lastbegrenzung

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).

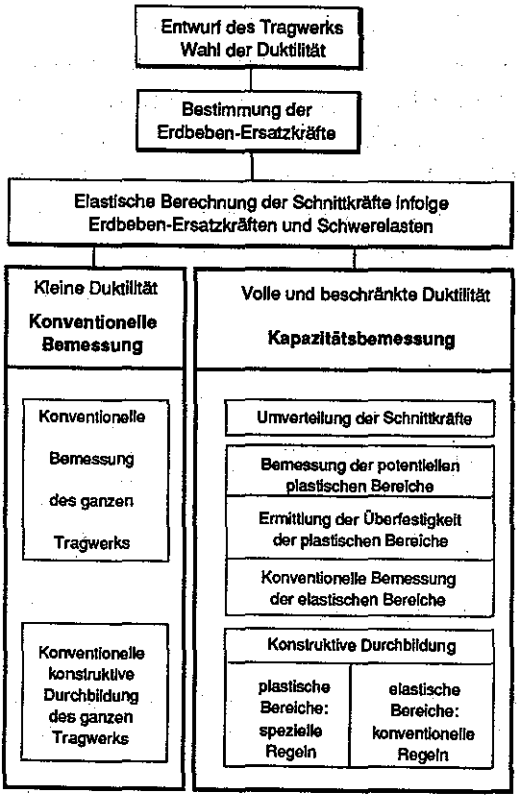

Bild 3 Schema für den Bemessungsablauf

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.

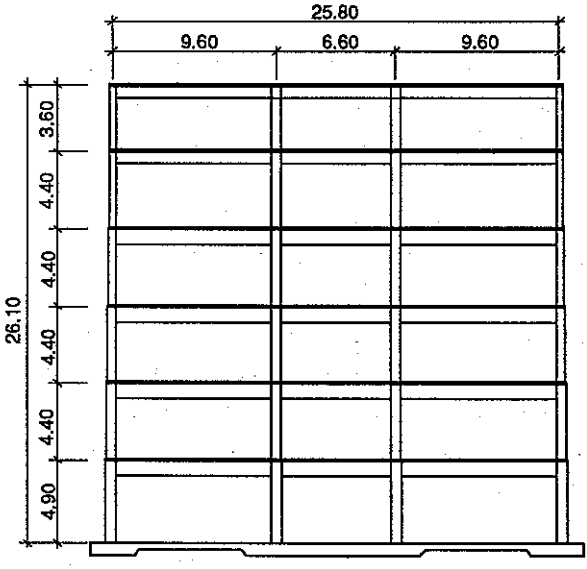

Bild 4 Aufriss des sechsstöckigen Stahlbetonrahmens

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.

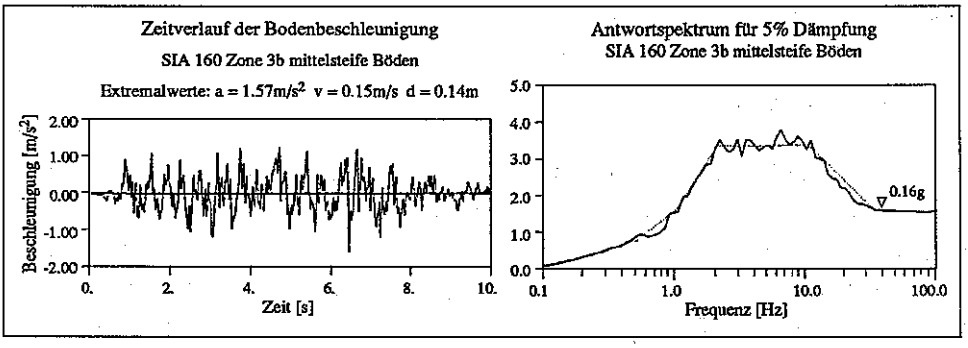

Bild 5 Zeitverlauf und Antwortsprektrum der Bodenbeschleunigung

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.

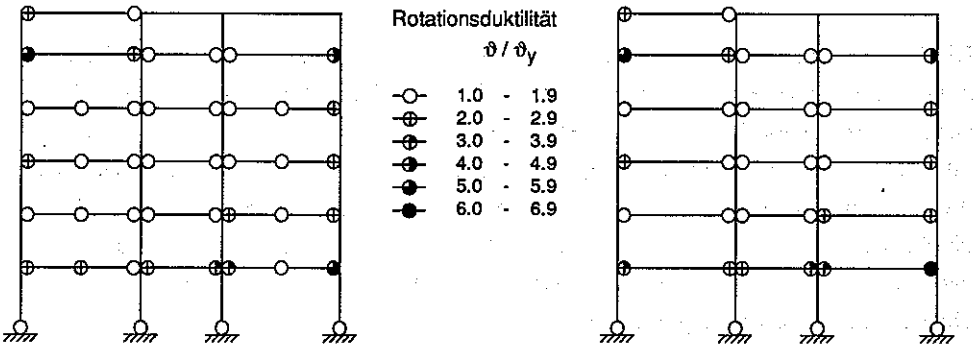

Bild 6 Rotationsduktilitätsbedarf des Rahmens mit Gelenken in Feldmitte (links) resp. ohne Gelenke in Feldmitte (rechts)

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.