

**Teilprojekt C9**

**Seismische Gefährdung und**

**Empfindlichkeitsbestimmung bestehender Bauwerke**

**bei Erdbeben**

**Arbeitsbericht Phase IV**

(01.01.2005 - 31.12.2007)

An diesem Bericht haben mitgewirkt:

Prof. Dr-Ing. Lothar Stempniewski  
Dipl.-Ing. Sascha Schnepf

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH)



## **5.1 Allgemeine Angaben zum beendeten Teilprojekt C9**

### **5.1.1 Titel:**

Seismische Gefährdung und Empfindlichkeitsbestimmung bestehender Bauwerke bei Erdbeben

### **5.1.2 Fachgebiete und Arbeitsrichtung:**

Massivbau

### **5.1.3 Leiter:**

Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Universität Karlsruhe (TH)  
Gotthard-Franz-Str. 3  
76128 Karlsruhe

Telefon: 0721/608-2263

Telefax: 0721/608-2265

E-Mail: [lothar.stempniewski@ifmb.uni-karlsruhe.de](mailto:lothar.stempniewski@ifmb.uni-karlsruhe.de)

### **5.1.4 Mitarbeiter:**

Dipl.-Ing. Sascha Schnepf

### **5.1.5 Rumänische Partner:**

Prof. Dan Lungu, Technische Universität Bukarest

## 5.2 Bericht über die Entwicklung des Teilprojekts

### 5.2.1 Bericht

#### Zusammenfassung

Das in der letzten Phase vorgestellte Makro-Element für die Mauerwerksausfachung wurde modifiziert. Die Notwendigkeit der Modifikationen ergab sich im Anschluss an mehreren Verifikationen an eigenen Versuchen, wobei teilweise erhebliche Differenzen zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen festgestellt wurden. Durch neue Ansätze bei der Ermittlung geometrischer und materieller Parameter waren schließlich sehr gute Ergebnisse erzielt worden.

Damit eine mauerwerksausgefachte Rahmenstruktur ohne Anwendung der FE-Methode berechnet werden kann, wurde ein zusätzliches Makro-Element entwickelt, womit das Tragverhalten der Stahlbetonrahmenbauteile abgebildet werden kann. Hierbei wurde eine Methode angewandt, wonach die grundlegendsten Mechanismen des Gesamttragverhaltens identifiziert und in Teilelemente isoliert wurden. Für die zyklische Berechnung wurden in Anlehnung an die bekannten Takeda-Regeln und Clough-Regeln Hystereseregeln definiert.

Zur bereits oben erwähnten Verifikation der Makro-Elemente wurden drei Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durchgeführt, wobei wahlweise die Mörtelfestigkeit und Betonfestigkeit variiert wurde. Es zeigte sich, dass mit den programmierten Makro-Elementen, trotz der teilweise sehr vereinfachten Ansätze, sehr gute Ergebnisse erzielt werden konnten. Um die Tauglichkeit der numerischen Modelle sowie die Übertragbarkeit auf mehrstöckige, mehrfeldrige Strukturen zu belegen und damit die Realisierung der Forderung nach einer schnellen und sehr guten Repräsentation des globalen Tragverhalten ganzer Gebäudestrukturen zu zeigen, wurde an zwei siebenstöckigen, vierfeldrigen Strukturen eine Push-over Analyse durchgeführt. Unter Ansatz dieser Ergebnisse wurde anschließend an einer der beiden Strukturen eine Kapazitäts-Spektrum-Methode (KSM) durchgeführt. In Kombination mit Fragilitätskurven konnte anschließend eine Schadensprognose der zu Grunde gelegten Struktur durchgeführt werden.

Des Weiteren wurden Fragilitätskurven für Bauwerke mit weichen Stockwerken berechnet. Hierfür kam das FE-Programm ETABS zu Anwendung, womit mehrer Gebäude unterschiedlicher Grundrissform und Stockwerksanzahl modelliert und durch eine Zeitverlaufsberechnung berechnet worden. In Anlehnung an die maximale Stockwerksverschiebung wurden die Schäden der jeweiligen Gebäude in Schadensklassen eingeteilt, worauf schließlich unter Ansatz probabilistischer Regeln Fragilitätskurven formuliert werden konnten.

### **5.2.1.1 Kenntnisstand bei der letzten Antragstellung und Ausgangsfragestellung**

Mit Abschluss der vorherigen Phase III konnte ein Makro-Element vorgestellt werden, womit das Tragverhalten der Mauerwerksausfachung repräsentiert wird. Verifikationen an einzelnen mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen, welche innerhalb des TP C2 getestet wurden, belegten die Tauglichkeit hinsichtlich der Abbildung des zyklischen Tragverhaltens von Mauerwerksausfachungen. Des Weiteren wurden auf Basis dokumentierter Schäden an 39 Gebäuden, welche sich allesamt im Testgebiet von Bukarest befanden, Fragilitätskurven präsentiert. In Kombination mit einer vorangegangenen Push-over Analyse an einer sechsstöckigen Gebäudestruktur konnte anschließend durch Anwendung der Kapazitäts-Spektrum-Methode eine Schadensevaluation für die zu Grunde gelegte Gebäudestruktur durchgeführt werden. Es ist hierbei zu erwähnen, dass die Struktur nicht mit dem entwickelten Makro-Element modelliert wurde, insofern hierfür die Modellierung der Rahmenbauteile mit der klassischen FE-Methode erforderlich gewesen wäre. Aus Gründen der Effizienz bediente man sich deshalb des FE-Programms DRAIN 2DX, womit die Tragstrukturen durch Stabelemente ersetzt wurden.

Aus diesem Grund sollte in der aktuellen Phase ein Makro-Element für die Rahmenbauteile entwickelt werden, so dass in Kombination mit dem Makro-Element für die Mauerwerksausfachung das geforderte Ziel einer schnellen Beurteilung der Tragverhaltens ganzer Gebäudestrukturen erreicht wird. Des Weiteren wurden zusätzliche Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen notwendig, womit die Verifikation der beiden Makro-Elemente, sowie deren Interaktion miteinander, durchgeführt werden kann.

Die Tauglichkeit sowie die Übertragbarkeit auf ganze Gebäudestrukturen sollte anschließend durch eine Schadensbeurteilung an mehrstöckigen, mehrfeldrigen Strukturen belegt werden. Hierfür kam die Kapazitäts-Spektrum-Methode in Kombination mit Fragilitätskurven zum Einsatz.

Weiterhin sollten zusätzliche Fragilitätskurven für Gebäude mit weichen Stockwerken erstellt werden. Infolge der ansteigenden Kommerzialisierung und der daraus vermehrt anzutreffenden Ladengeschäfte, die durch notwendige bauliche Maßnahmen in der Regel ein weiches Geschoss darstellen, wird dieser Gebäudetyp in Zukunft mit die größte Aufmerksamkeit bei der Erdbebensicherheit einnehmen.

### 5.2.1.2 Modifizierungen des Makro-Elements für die Mauerwerksausfachung

In der vergangenen Phase wurde ein Makro-Element vorgestellt, womit das Tragverhalten von Mauerwerksausfachungen abgebildet werden kann. In der aktuellen Phase haben allerdings mehrere Verifikationen an eigenen Versuchen ergeben, dass mehrere Modifikationen erforderlich waren, womit schließlich die experimentellen Ergebnisse deutlich besser repräsentiert werden konnten.

Grundsätzlich wird das Tragverhalten der Mauerwerksausfachung durch zwei diagonale Druckfedern abgebildet. Dies liegt im Tragverhalten mauerwerksausgefachtter Stahlbetonrahmen unter horizontaler Belastung begründet. Wie Abbildung 1a) darstellt, wird sich eine Verformungsfigur ergeben, bei der sich zwischen Rahmen und Ausfachung in der oberen lastzugewandten Ecke und der diagonal darunter liegenden Ecke Kontaktflächen einstellen, über diese die eingeleitete Horizontallast im Mauerwerk weitergeleitet wird.

Eine der ersten Studien hinsichtlich des Tragverhaltens von mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen führte Polyakov (wie erwähnt u.a. in (Mallick 1968) und in (Seah 1998)) durch. In Anlehnung der gewonnenen Erkenntnisse empfahl er, die Ausfachung durch eine äquivalente Diagonalstrebe zu ersetzen. Dieser Empfehlung nahmen sich in der Folgezeit viele Wissenschaftler an (Saneinejad 1995), (Zarnic 1994), (Zarnic 1998), wodurch sich das Konzept der "äquivalenten Strebe" heute als eine effektive und effiziente Möglichkeit zur Beschreibung des Tragverhaltens der Ausfachungswand etabliert hat.

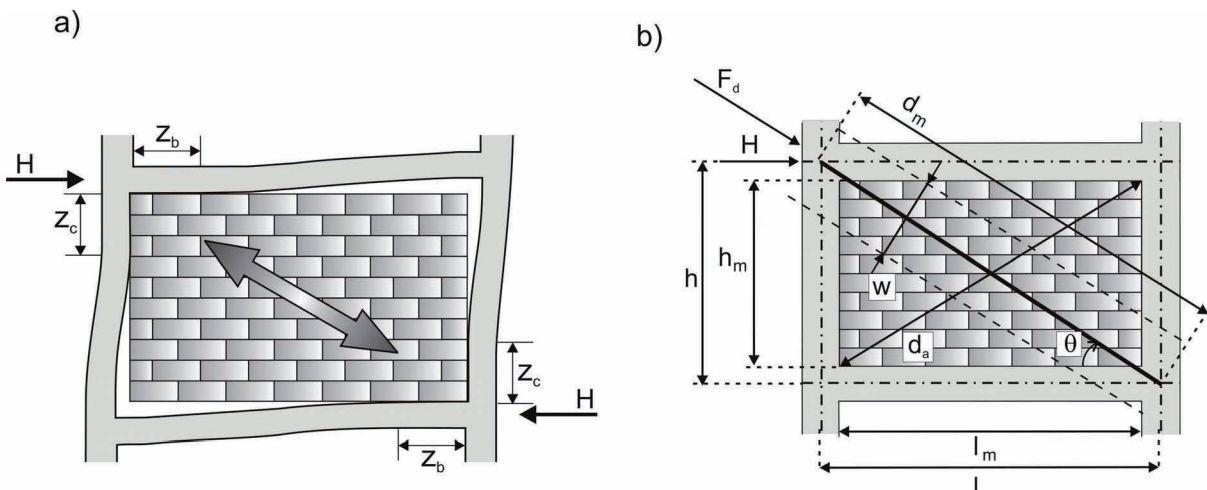


Abbildung 1:Prinzip der äquivalenten Diagonalstrebe sowie alle erforderlichen Parameter

In Abbildung 1b) ist die Diagonalstrebe mit allen erforderlichen materiellen und geometrischen Parametern dargestellt. Eine erste Modifikation des in der vorherigen Phase vorgestellten Makro-Elements wurde bei der Ermittlung der Druckstrebenbreite  $w$  durchgeführt. Es wurde festgestellt, dass mit der Methode von

Mainstone (Mainstone 1971) die experimentellen Ergebnisse nicht korrekt wieder gegeben wurden. Aus diesem Grund wurde ein Ansatz von Decanini und Fantin (wie erwähnt in (Crisafulli 1997), (Crisafulli 2000)) eingeführt, die eine der wenigen Autoren waren, welche die Druckstrebenbreite  $w$  in Abhängigkeit eines ungerissenen (Gleichung 1) und gerissenen Zustandes (Gleichung 2) definierten.

$$w = \left( \frac{0,748}{\lambda \cdot h_m} + 0,085 \right) \cdot d_m \quad \lambda \leq 7,85 \quad (1)$$

$$w = \left( \frac{0,393}{\lambda \cdot h_m} + 0,130 \right) \cdot d_m \quad \lambda > 7,85$$

$$w = \left( \frac{0,707}{\lambda \cdot h_m} + 0,010 \right) \cdot d_m \quad \lambda \leq 7,85 \quad (2)$$

$$w = \left( \frac{0,470}{\lambda \cdot h_m} + 0,040 \right) \cdot d_m \quad \lambda > 7,85$$

Mit  $\lambda$  geht der dimensionslose Parameter nach Stafford Smith und Carter (Stafford Smith 1969) in die Gleichung ein, womit die relative Steifigkeit zwischen Rahmen und Mauerwerk berücksichtigt wird.

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot EI \cdot h_m}} \quad (3)$$

Hierbei entspricht  $E_m$  und  $t$  dem E-Modul bzw. der Dicke des Mauerwerks. Die Höhe der Mauerwerksausfachung wird mit dem Parameter  $h_m$  berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit der Stütze geht über  $EI$  in die Gleichung (3) ein.

Eine weitere Modifikation wurde bei der Ermittlung der Druckfestigkeit  $F_d$  der Diagonalstrebe durchgeführt, welche weiterhin entsprechend der Gleichung (4) über das Produkt der Querschnittsfläche der Druckstrebe und einer fiktiven Mauerwerksdruckspannung  $f_d^*$  ermittelt wird.

$$F_d = w \cdot t \cdot f_d^* \quad (4)$$

Der Formulierung der fiktiven Mauerwerksdruckspannung liegen allerdings nun nicht mehr die Schadenskriterien von Mann/Müller (Mann 1985) zu Grunde, die bei einem Mauerwerk unter vertikaler und horizontaler Belastung annahmen, dass in den Stoßfugen des Mauerwerks keine Schubübertragung statt findet und deshalb einen stufenförmigen Normalspannungsverlauf am Einzelstein ansetzten.

Crisafulli (Crisafulli 1997) veränderte den stufenförmigen Verlauf durch einen linearen Verlauf und formulierte in Anlehnung daran die Versagenskriterien von Mann/Müller um (Gleichung (5)-(8)).

$$\text{Versagen der Lagerfuge durch Reibung: } \tau = \beta_{Hs}^* + \mu^* \cdot \left( \sigma_x - 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} \cdot \tau \right) \quad (5)$$

In Gleichung (5) ist  $\beta_{Hs}^*$  die reduzierte Haftscherfestigkeit und  $\mu^*$  der reduzierte Reibungsbeiwert.

$$\beta_{Hs}^* = \frac{\beta_{Hs}}{1 + \mu \cdot 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}}; \quad \mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \cdot 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}} \quad (6)$$

Mit den Parametern  $\Delta x$  und  $\Delta y$  wird die Höhe bzw. die Breite des Mauersteins berücksichtigt.

$$\text{Versagen des Mauerwerks auf Druck: } \tau = \left( \beta_{D, Mw} - \sigma_x \right) \cdot \frac{\Delta y}{1,5 \cdot \Delta x} \quad (7)$$

$$\text{Versagen durch Reißen der Steine: } \tau = \frac{\beta_{Z, St}}{2,0} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Z, St}}} \quad (8)$$

In einem weiteren Schritt wurde das Versagenskriterium für „Reißen der Steine“ in einen linearen Ausdruck umgewandelt.

$$\text{Versagen durch Reißen der Steine: } \tau = \frac{\beta_{Z, St}}{2,0} \cdot \left( 1 + \frac{\sigma_x}{4 \cdot \beta_{Z, St}} \right) \quad (9)$$

Mit  $\beta_{D, Mw}$  und  $\beta_{Z, St}$  wird die Druckfestigkeit des Mauerwerks bzw. die Zugfestigkeit des Mauersteins berücksichtigt. Unter Ansatz der Transformationsgleichungen (10) sowie der Tatsache, dass der Verlauf der Hauptdruckspannungen  $\sigma_1$  identische mit dem Verlauf der Diagonalstrebe übereinstimmt, kann die Hauptdruckspannung durch die fiktive Mauerwerksdruckspannung  $f_d^*$  ersetzt, in die Versagenskriterien (5),(7) und (9) eingesetzt und nach  $f_d^*$  umformuliert werden.

$$\sigma_x = \sigma_1 \cdot \sin^2 \theta; \quad \tau = \sigma_1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (10)$$

$$\text{Versagen der Lagerfuge durch Reibung: } f_d^* = \frac{\beta_{Hs}^*}{\sin \theta \cdot \left( \cos \theta - \mu^* \cdot \sin \theta \right)} \quad (11)$$



$$\text{Versagen des Mauerwerks auf Druck : } f_d^* = \frac{\beta_{D, Mw}}{\sin \theta \cdot \left( \cos \theta \cdot 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} + \sin \theta \right)} \quad (12)$$

$$\text{Versagen durch Reißen der Steine : } f_d^* = \frac{\beta_{Z, St}}{2,0 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \frac{\sin^2 \theta}{4}} \quad (13)$$

Nachdem die geometrische und materielle Definition der Druckstrebe modifiziert wurde, zeigten sich infolge der Nachrechnung der eigenen Versuche weitere notwendige Modifikationen bei der Definition der Erstbelastungs- sowie der Entlastungskurve. Es muss hierbei erwähnt werden, dass die folgenden hysteretischen Kurven in Form von fiktiven Spannungs-Dehnungs-Kurven und nicht in Form von Kraft-Verformungs-Kurven dargestellt werden. Die Überführung der fiktiven Spannungs-Dehnungs-Kurven auf die erforderlichen Kraft-Verformungs-Kurven erfolgt durch die beiden Gleichungen (14), womit die axiale Kraft  $F_d$  und Verformung  $\Delta$  der Druckstrebe in Anlehnung an eine fiktive Spannung  $\sigma^*$  und fiktive Dehnung  $\varepsilon^*$  transformiert wird.

$$F_d = w \cdot t \cdot \sigma^* ; \quad \Delta = \varepsilon^* \cdot d_a \quad (14)$$

Die Erstbelastungskurve wurde dabei komplett neu definiert, wobei sich diese als Kombination zweier Ansätze definiert. Bis zum Erreichen der maximalen Spannung wurde ein Ansatz von Reinhorn und Madan (Reinhorn 1995), (Madan 1997) angesetzt (Gleichung 15), die das Verhalten der Erstbelastungskurve von der Anfangssteifigkeit  $E_{m0}$  und dem Sekantenmodul  $E_{sec}$  zwischen Nullpunkt und maximaler Spannung  $f_d^*$  definierten. Nach Überschreiten der maximalen Spannung wurde ein Ansatz von Crisafulli angesetzt. (Gleichung 16).

$$\sigma^* = \frac{f_d^* \cdot \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \cdot r}{r - 1 + \left( \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \right)^r} ; \quad r = \frac{E_{m0}}{E_{m0} - E_{sec}} \quad (15)$$

$$\sigma^* = f_d^* \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon^* - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (16)$$

In Abbildung 2 ist sowohl die Ent- als auch die Wiederbelastungskurve abgebildet. Im Vergleich zu den Kurven, wie sie zu Ende der letzten Phase vorgestellt wurden haben sich hier nur kleine Änderungen ergeben. So wurde die Berechnung der plastischen Dehnung  $\varepsilon_{pl}$  (Gleichung 17), welche ursprünglich auf die Arbeit von Mander und seinen Mitautoren (Mander 1988) zurück geht und später von Crisafulli (Crisafulli 1997) durch einen konstanten empirischen Faktor  $\beta_k$  erweitert wurde,

derart modifiziert, indem für  $\beta_k$  Gleichungsausdruck 17 entwickelt wurde, womit sehr viel bessere Ergebnisse erzielt werden konnten. Für die Steigung bei Entlastungsende  $E_{pl}$  wurde ein neuer Ausdruck 18 formuliert, womit der Einfluss der Dehnung bei Entlastungsbeginn  $\varepsilon_{ent}$  berücksichtigt werden kann, insofern mit größerer Dehnung  $\varepsilon_{ent}$  die Steigung  $E_{pl}$  kleiner wird.

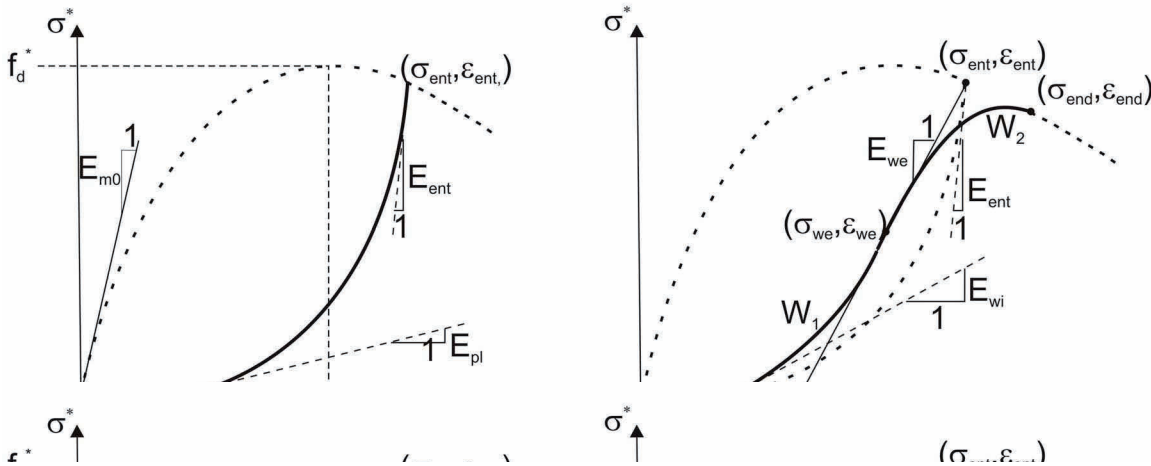


Abbildung 2: Verlauf der Entlastungskurve a) und Wiederbelastungskurve b)

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ent} \cdot \frac{\left( \varepsilon_{ent} - \frac{\beta_k \cdot f_d^*}{E_{m0}} \right) \cdot \sigma_{ent}}{\sigma_{ent} - \beta_k \cdot f_d^*} \quad \text{mit} \quad \beta_k = \frac{0,6}{\varepsilon_c} \cdot \varepsilon_{ent} + 0,05 \quad (17)$$

$$E_{ent} = \gamma_{ent} \cdot E_{m0}; \quad E_{pl} = \gamma_{pl} \cdot E_{m0} / \left( 1 + \frac{\varepsilon_{ent}}{\varepsilon_c} \right)^{e_1} \quad (18)$$

Die Gleichungen 17 und 18 wurden zur Abbildung der Entlastungskurve angesetzt. Die empirischen Parameter  $\gamma_{ent}$ ,  $\gamma_{pl}$  und  $e_1$  wurden eingeführt, um die numerischen Ergebnisse besser an die experimentellen Ergebnisse anzugleichen. Für die Repräsentation der Wiederbelastungskurve wurden die folgenden Gleichung 19 bis 22 eingeführt. Auch hier sind wieder zwei empirische Parameter  $\alpha_d$ ,  $\alpha_{end}$  eingeführt worden, womit gleichfalls das Ziel der besseren Anpassung von numerischen und experimentellen Resultaten verfolgt wurde.

$$\sigma_{we} = \beta_{we} \cdot \sigma_{end} \quad \text{mit} \quad 0,5 \leq \beta_{we} = \frac{\varepsilon_u^2}{\varepsilon_c} \cdot \varepsilon_{ent} \leq 0,9 \quad (19)$$

$$\varepsilon_{we} = \varepsilon_d \cdot \frac{\sigma_{we}}{E_{we}} \quad \text{mit} \quad \varepsilon_d = \varepsilon_{pl} + \alpha_d \cdot \left( \varepsilon_{ent} - \frac{\sigma_{ent}}{E_{ent}} - \varepsilon_{pl} \right) \quad (20)$$

$$E_{we} = \frac{\sigma_{ent}}{\varepsilon_{ent} - \varepsilon_d}; \quad E_{wi} = 1,2 \cdot E_{pl} \quad (21)$$

$$\varepsilon_{end} = \varepsilon_{ent} + \alpha_{end} (\varepsilon_{ent} - \varepsilon_{pl}) \quad (22)$$

### 5.2.1.3 Makro-Element für Stahlbetonrahmenbauteile

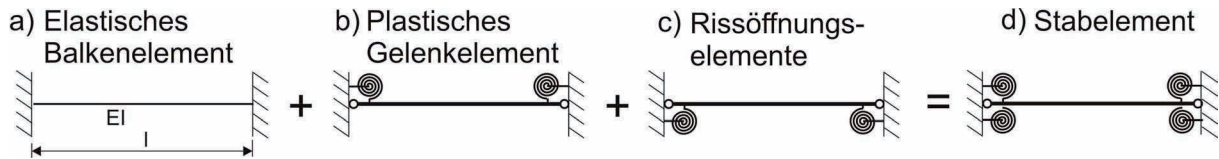


Abbildung 3: Aufbau des Makro-Elements für Stahlbetonrahmenbauteile

Für die Darstellung des zyklischen Tragverhaltens von Stahlbetonrahmen unter horizontaler Belastung mit Hilfe eines Makro-Elements wurde eine Methode angewandt, wonach die grundlegenden Mechanismen des Gesamttragverhaltens identifiziert und in Teilelemente isoliert wurden (Filippou 1992), (Keshavarzian 1994). Es hat sich gezeigt, dass mit einem elastischen Balkenelement, plastischen Gelenkelement sowie mit einem Rissöffnungselement das Tragverhalten sehr gut repräsentiert werden kann. Dabei sind alle drei Teilelemente in Reihe geschaltet, so dass sich das Gesamttragverhalten des zu Grunde gelegten Stahlbetonrahmenbauteils durch Addition der einzelnen Traganteile ergibt (Abbildung 3).

Das Tragverhalten der einzelnen Teilelemente wird dabei über die Momenten-Rotations-Beziehung dargestellt und durch Flexibilitätsmatrizen beschrieben (Abbildung 5). Im Folgenden werden die Teilelemente etwas näher vorgestellt.

#### Das elastische Balkenelement

Mit dem elastischen Balkenelement wird das Verhalten des Stahlbetonrahmenbauteils vor Eintritt erster Risse abgebildet. Seine Länge  $l$  entspricht der Riegel- bzw. Stützenlänge und mit  $EI$  wird die Biegesteifigkeit berücksichtigt.

#### Das plastische Gelenkelement

Mit dem plastischen Gelenkelement werden die plastischen Traganteile des Gesamttragverhaltens berücksichtigt. Dieses Teilelement besteht aus zwei nichtlinearen Rotationsfedern am Ende des Bauteils, die durch einen unendlich steifen Balken miteinander verbunden sind (Abbildung 5b). Man geht somit vereinfacht davon aus, dass sämtlich nichtlineare Verformungen am Ende des Stahlbetonbauteils konzentriert sind (Giberson 1969). Durch den unendlich steifen Balken sind die beiden Rotationsfedern voneinander entkoppelt, so dass sich die Flexibilitätsmatrix durch eine Diagonalmatrix darstellen lässt (Abbildung 5b). Das Last-Verformungs-Verhalten der beiden nichtlinearen Rotationsfedern gehorchen einer bilinearen Momenten-Rotations-Beziehung und werden erst nach Überschreiten des Rissmomentes  $M_{cr}$  aktiv (Abbildung 5b). Die Steigungen der linearen Abschnitte werden über die Flexibilitätskoeffizienten  $f_i$  bzw.  $f_j$  definiert, die nun derart formuliert werden, dass nach Überlagerung mit dem Traganteil aus elastischem Balkenelement

die dreilineare Momenten-Rotations-Beziehung des zu Grunde gelegten Rahmenbauteils resultiert (Abbildung 5d) (hellgraue Kurve).

Bei der Formulierung der Momenten-Rotations-Beziehung des zu Grunde gelegten Rahmenbauteils liegt die vereinfachte Annahme einer antimetrischen Momentenverteilung über die Bauteillänge zu Grunde (Abbildung 4). Dies bringt den Vorteil, dass sich die Momenten-Rotations-Beziehung an einem Kragarm der halben Bauteillänge mit angreifender Vertikallast P am abliegenden Ende berechnen lässt. Hierfür wird die Last P solange erhöht, bis sich an der Einspannung nacheinander das Rissmoment  $M_{cr}$ , das Fließmoment  $M_y$  und das Bruchmoment  $M_u$  einstellen. Zu diesen drei Zuständen werden dann die Momenten- und Krümmungsverläufe über die Kragarmlänge aufgetragen. Die hierfür erforderlichen Stoffgesetze für Beton und Stahl, sowie die sich daraus ergebende vereinfachte Momenten-Krümmungs-Kurve sind in Abbildung 4b) dargestellt. Durch die Integration der Krümmungen über die Kragarmlänge lassen sich schließlich die Rissrotation  $\theta_{cr}$ , Fließrotation  $\theta_y$  und die Bruchrotation  $\theta_u$  berechnen (Gleichung 23 und 24).

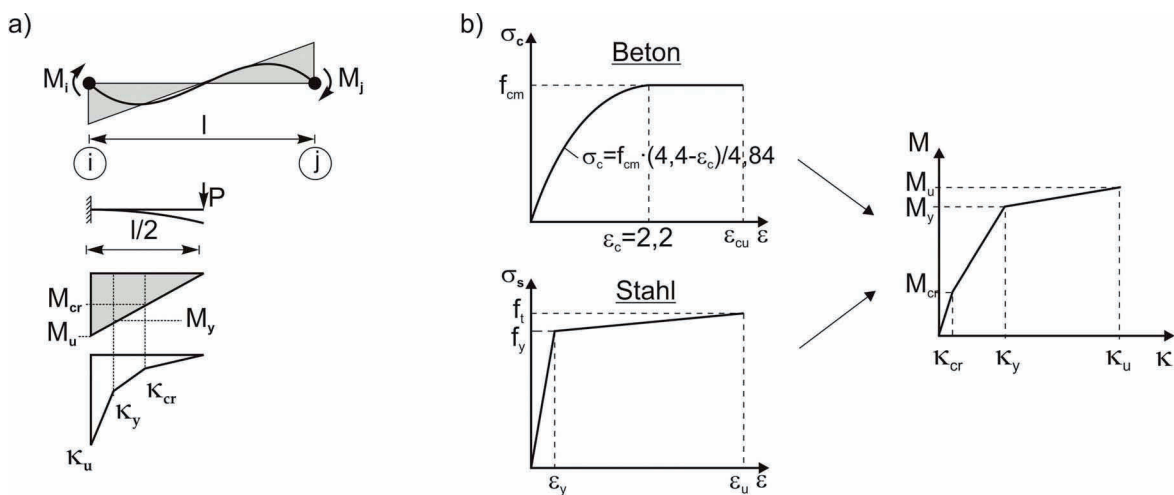


Abbildung 4: Antimetrische Momentenverteilung über Bauteillänge a) sowie Stoffgesetze und die daraus resultierende Momenten-Krümmungs-Kurve b)

$$\theta_{cr} = \frac{1}{4} \cdot \kappa_{cr} \cdot l; \quad \theta_y = \frac{1}{4} \cdot l \cdot \left[ \kappa_{cr} + \kappa_y \cdot \left( 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_y} \right)^2 \right) \right] \quad (23)$$

$$\theta_u = \frac{1}{4} \cdot l \cdot \left[ \kappa_{cr} \cdot \frac{M_{cr}}{M_y} + \kappa_y \cdot \left( 1 - \frac{M_{cr}}{M_y} \right) + \kappa_u \cdot \left( 1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \right] \quad (24)$$

Unter Berücksichtigung der oben formulierten Gleichungen für die Rotation entsprechend der drei Schadenszustände können nun die Flexibilitätskoeffizienten  $f_i$  bzw.  $f_j$  berechnet werden.

### Das Rissöffnungselement

Es wurde zudem ein Rissöffnungselement eingeführt, womit die zusätzlichen Rotationen infolge der Stahldehnungen in dem Kontaktbereich zwischen Riegel und Stütze berücksichtigt werden können. Für die Ermittlung der zusätzlichen Rotationen geht man vereinfacht davon aus, dass die Kontaktspannung  $\tau$  konstant über die Verbundlänge  $l_b$  verteilt ist und die Stahlspannung  $\sigma_s$  linear, mit maximaler Amplitude am Rissufer, ansteigt. Unter Ansatz dieser vereinfachten Annahmen können Gleichungen aufgestellt werden, womit die zusätzlichen Rotationen in Abhängigkeit davon, ob der Stahl noch nicht im Fließzustand ist ( $M < M_y$ ) (Gleichung 25) oder bereits den Fließzustand überschritten hat ( $M > M_y$ ) (Gleichung 26), definiert sind.

$$\theta_s = \frac{1}{8} \cdot \frac{d_s}{E_s \cdot \tau} \cdot \frac{\sigma_s}{h - d_1 - d_2} \cdot \left( \frac{M}{M_y} \right)^2 \quad (25)$$

$$\theta_s = \frac{d_s \cdot f_y^2}{8 \cdot \tau \cdot (h - d_1 - d_2)} \cdot \left( \frac{1}{E_s} \cdot \left( \frac{2 \cdot M}{M_y} - 1 \right) + \frac{1}{E_y} \cdot \left( \left( \frac{M}{M_y} \right)^2 - 1 \right) \right) \quad (26)$$

Das Rissöffnungselement besteht aus zwei nichtlinearen Rotationsfedern am Bauteilende, die durch einen unendlich steifen Balken miteinander verbunden sind (Abbildung 4c). Die Rotationsfedern werden erst mit Überschreiten des Rissmomentes  $M_{cr}$  aktiv, wobei die Steigungen der linearen Abschnitte durch die Flexibilitätskoeffizienten  $s_i$  und  $s_j$  definiert sind, die wiederum in Anlehnung an die Gleichungen 25 und 26 formuliert werden.

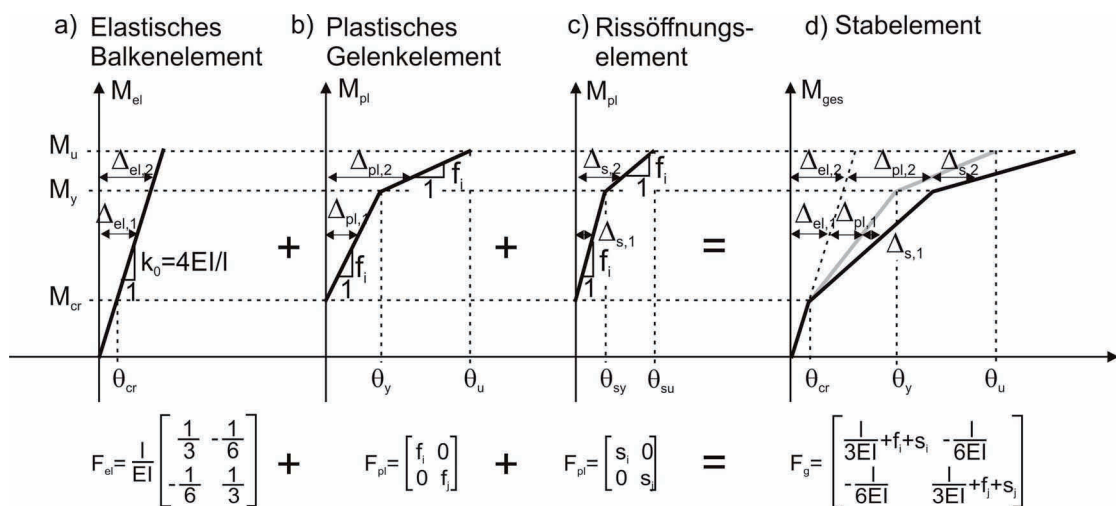


Abbildung 5: Stabelement nach Überlagerung der Traganteile

### Hysteretisches Verhalten des Stabelements

Es wurden in Anlehnung an die Takeda-Regeln (Takeda 1970) 7 Hystereseregeln definiert, womit das gesamte Last-Verformungs-Verhalten des Stabelements ohne Berücksichtigung des Traganteils aus Rissöffnungselement abgebildet werden kann. Es wurde hierbei darauf geachtet, dass der Einfluss der Steifigkeitsminderung bei Ent- und Wiederbelastung infolge größerer Verformungen bzw. Rotationen berücksichtigt wird. Der Pinching-Effekt, d.h. die Einschnürung der Last-Verformungs-Kurven im Bereich des Nullpunktes, sowie die Festigkeitsminderung wurden nicht berücksichtigt. Wie in Wenk (Wenk 2000) nach zu lesen ist, zeigen Bauteile, die gemäß der Kapazitätsbemessung konstruiert wurden bei zyklischer Belastung keinen oder nur einen sehr geringen Einfluss der beiden Effekte. Wissenschaftler wie Saiidi (Saiidi 1982), Keshavarzian (Keshavarzian 1984) oder Filippou (Filippou 1998), (Filippou 1992) verzichteten ebenfalls auf die Berücksichtigung dieser Effekte und berichteten in ihren Arbeiten von sehr guten numerischen Ergebnissen. Parallel hierzu wurden 5 Hystereseregeln für das Rissöffnungselement definiert, die auf der Basis der Clough-Regeln formuliert wurden. In der Arbeit von (Schnepf 2007) findet sich eine ausführliche Beschreibung der beiden Hysterese Modelle. Nachdem beide Hysterese Regeln definiert wurden, erfolgt die endgültige Hysterese Kurve für das Stabelement durch Überlagerung der beiden Hysterese Modelle. Das Resultat zeigt sich in Abbildung 6, wo deutlich die abgeflachte Kurven durch den Einfluss der Hysterese Regeln des Rissöffnungselements zu erkennen ist.

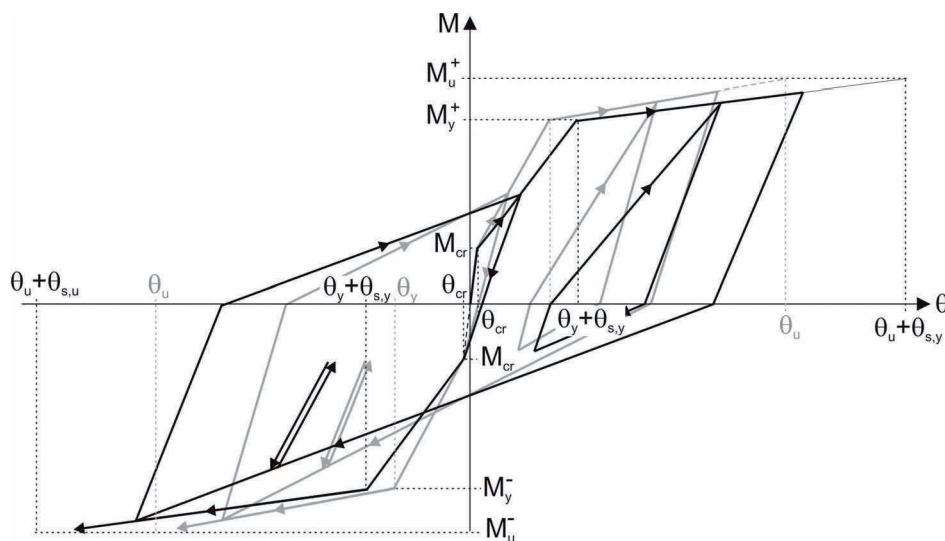


Abbildung 6: Endgültiges Hysterese Modell des Stabelements

### Eigene Versuche zur Verifizierung der Makro-Elemente

Im Rahmen der aktuellen Phase wurden drei Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durchgeführt. Dabei wurden wahlweise die Mörtelfestigkeit und die Betonfestigkeit geändert. Als Mauerstein wurde für alle drei Versuche ein KS 12 – 1,8 – 3DF verwendet. Am Versuchstag wurden sowohl an Mörtel- als auch an Betonproben Kleinversuche durchgeführt, die den numerischen Berechnungen zu Grunde gelegt wurden. Die Ergebnisse der Kleinversuche an den Beton- und Mörtelproben sind in Tabelle 1 und Tabelle 2 dargelegt.

Tabelle 1: Resultate der Materialtests an Betonproben

Versuch	Prüfalter	Rohdichte	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	E-Modul
V1	38 Tage	2,30 kg/dm <sup>3</sup>	38,41 MN/m <sup>2</sup>	5,17 MN/m <sup>2</sup>	24984,42 MN/m <sup>2</sup>
V2	85 Tage	2,27 kg/dm <sup>3</sup>	34,34 MN/m <sup>2</sup>	4,59 MN/m <sup>2</sup>	23633,87 MN/m <sup>2</sup>
V3	65 Tage	2,34 kg/dm <sup>3</sup>	62,25 MN/m <sup>2</sup>	4,90 MN/m <sup>2</sup>	27898,98 MN/m <sup>2</sup>

Tabelle 2: Resultate der Materialtests an Mörtelproben

Versuch	Prüfalter	Rohdichte	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
V1	28 Tage	1,75 kg/dm <sup>3</sup>	2,04 MN/m <sup>2</sup>	0,67 MN/m <sup>2</sup>
V2	28 Tage	1,85 kg/dm <sup>3</sup>	9,78 MN/m <sup>2</sup>	2,94 MN/m <sup>2</sup>
V3	28 Tage	1,76 kg/dm <sup>3</sup>	1,82 MN/m <sup>2</sup>	0,73 MN/m <sup>2</sup>

An den Mauersteinen wurde keine Versuchsserie durchgeführt, insofern die verwendeten Steine aus der gleichen Produktionscharge stammen, wie sie von (Stempniewski & Wallner 2004) verwendet wurden. Die Autoren hatten Experimente an tragenden Mauerwerkswänden durchgeführt und im Rahmen dessen Kleinversuche an mehreren Mauersteinen durchführten, wobei sie eine Spaltzugfestigkeit von 2,0 MN/m<sup>2</sup> und ein E-Modul von 5012,0 MN/m<sup>2</sup> bestimmten.

Der Großversuchskörper mit allen geometrischen Randbedingungen sowie das FE-Modell auf Basis der programmierten Makro-Elemente ist in Abbildung 7 dargestellt.

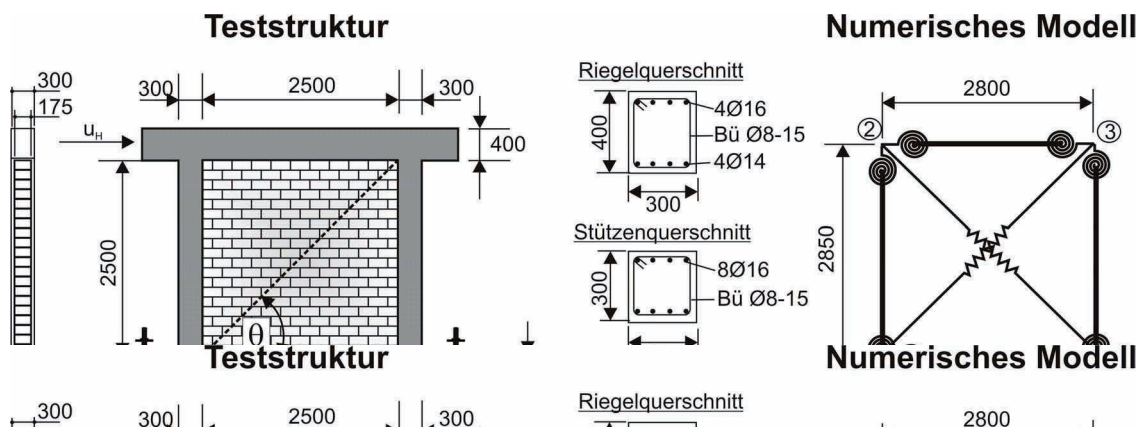


Abbildung 7: Versuchskörper und FE-Modell

Die Einleitung der Last erfolgt horizontal am Riegel durch einen Hohlkolbenzylinder. Der komplette Versuch teilte sich dabei in 10 Versuchsläufe auf, wobei mit jedem folgenden Versuchslauf die horizontale Auslenkung erhöht wurde. Die Maximalauslenkung jedes Versuchslaufs wurde schließlich durch mehrere ansteigende Lastzyklen auf die Struktur aufgebracht. Mit dem 10. Versuchslauf wurde die Struktur solange ausgelenkt, bis ein merkliches Versagen der Struktur stattfand. Für die numerische Nachrechnung wurden aus den experimentell aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven charakteristische Eckpunkte herausgelesen und der numerischen Berechnung zu Grunde gelegt.

In Abbildung 8 sind die experimentellen sowie die numerischen Last-Verformungs-Kurven des ersten Versuchs V1 abgebildet. Der Versuch wurde abgebrochen, als bei einer Auslenkung in positiver Richtung von etwa 110mm die Wand sich aus ihrer Ebene herausdrehte. Zu diesem Zeitpunkt wurde die maximale Traglast von 282kN dokumentiert. Das numerische Ergebnis zeigt, dass die maximale Traglast bei maximaler Auslenkung sehr gut repräsentiert werden kann. Auch die Kurvenverläufe stimmen bis zu einer Auslenkung von 40mm gut überein, weichen dann etwas von den experimentellen Kurven ab. Die plastische Verformung, nachdem die Struktur maximal ausgelenkt wurde, wird etwas unterbewertet.

Einen weiteren Verifikationsparameter stellt die mittlere Steifigkeit  $k$  dar. Hierfür werden die Spitzenpunkte der Last-Verformungs-Kurven eines Versuchslaufs in positiver und negativer Richtung miteinander verbunden, wobei sich die Steigung dieser Verbindungsgeraden als mittlere Steifigkeit definiert. Wird dies für alle 10 Versuchsläufe durchgeführt und verbindet man daraufhin die Punkte miteinander, so stellt sich die Steifigkeitskurve gemäß Abbildung 8 dar.

Nach dem gleichen Verfahren wurde die mittlere Steifigkeit auch für die numerischen Ergebnisse durchgeführt und der experimentellen Kurve überlagert. Es ist gut zu erkennen, dass ab einer Auslenkung von etwa 5mm beide Kurven nahezu identisch übereinander liegen. Bei kleinen Auslenkungen hingegen weichen die Kurven stark voneinander ab.

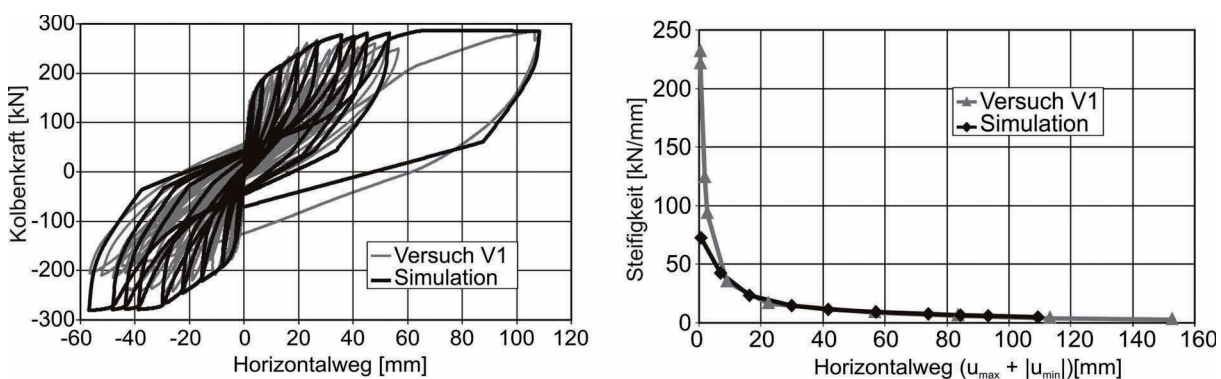


Abbildung 8: Experimentelle und numerische Ergebnisse



Die Ursache hierfür liegt darin, dass beim Experiment während der ersten beiden Versuchsläufe maximale Horizontalauslenkungen von 1mm gefahren wurden. Zu diesem Zeitpunkt kam es noch nicht zu einer Trennung zwischen Mauerwerk und Rahmen, so dass die Tragwirkung monolithisch war. Infolge von Alterungsprozessen und Umwelteinflüssen kann jedoch in der Realität nicht von einem monolithischen Tragverhalten ausgegangen werden, weshalb die experimentellen Ergebnisse bei sehr kleinen Auslenkungen nicht repräsentativ sind. Nachdem es zu einer Trennung der beiden Tragstrukturen kam, führte dies zu sehr guten Übereinstimmungen, so dass das numerische Ergebnis als sehr gut bewertet werden kann.

Die experimentellen und numerischen Ergebnisse des zweiten und dritten Versuchs sind ausführlich in der Arbeit von (Schnepf 2007) dokumentiert. Des Weiteren finden sich in dieser Arbeit vertiefte Beschreibungen und Darlegungen der programmierten Makro-Elemente. Im Sinne einer intensiven Studie der dargelegten numerischen Modelle sowie der durchgeführten Versuche wird somit auf (Schnepf 2007) verwiesen.

#### Push-over Analyse an einer siebenstöckigen, vierfeldrigen Struktur

Es wurden Push-over Analysen an zwei siebenstöckigen, vierfeldrigen Strukturen durchgeführt. In Abbildung 9 ist eine der beiden Strukturen mit allen erforderlichen geometrischen und materiellen Eigenschaften dargestellt. Die zweite Struktur unterscheidet sich lediglich darin, dass sämtliche Mauerwerksausfachungen entnommen wurden. Zudem ist in Abbildung 9 das numerische Modell dargestellt, welches unter Anwendung der programmierten Makro-Elemente modelliert ist.

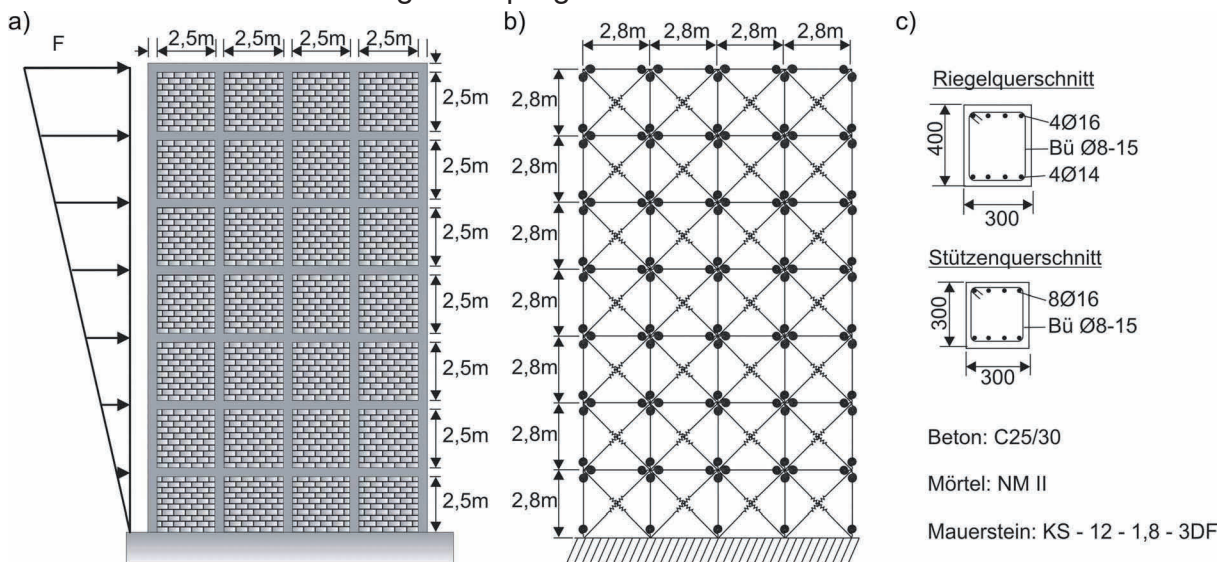


Abbildung 9: Siebenstöckige Struktur a), numerisches Modell b) sowie sämtliche geometrischen und materiellen Eigenschaften c)

Die Ergebnisse der beiden Push-over Analysen, bei der die Strukturen durch eine dreiecksförmig verteilte Last  $F$  über die Gebäudehöhe belastet wird (Abbildung 9), sind in Abbildung 10 dargestellt. Die linke Last-Verformungs-Kurve ist das Resultat

der Berechnung der komplett mauerwerksausgefachten Struktur. Bei etwa 21cm war die maximale Traglast von ca. 2,6MN erreicht. Nachdem die Mauerwerksausfachungen aus der Struktur entnommen wurden, waren deutlich größere Dachauslenkungen berechnet worden. Dies hängt damit zusammen, dass die Rahmentragwerke sehr fest und äußerst duktil angenommen wurden. Allerdings betrug die Traglast nur noch knapp 50% der Struktur mit komplett ausgefachten Rahmen. An diesen beiden Last-Verformungs-Kurven lässt sich der Einfluss einer Mauerwerksausfachung sehr deutlich darstellen. Dem eigentlich positiven Effekt einer Traglasterrhöhung infolge der Mauerwerksausfachung steht die negative Konsequenz gegenüber, dass durch eine Mauerwerksausfachung größere Steifigkeiten resultieren und dadurch die angreifende Erdbebenlast deutlich erhöht wird. Des Weiteren ist durch die Mauerwerksausfachung ein deutlicher Verlust an Duktilität zu verzeichnen, insofern mit Versagen des Mauerwerks ein Komplettversagen der gesamten Struktur einhergeht. Der Rahmen ist nicht im Stande nach Versagen des Mauerwerks die Last von 2,6MN aufzunehmen.

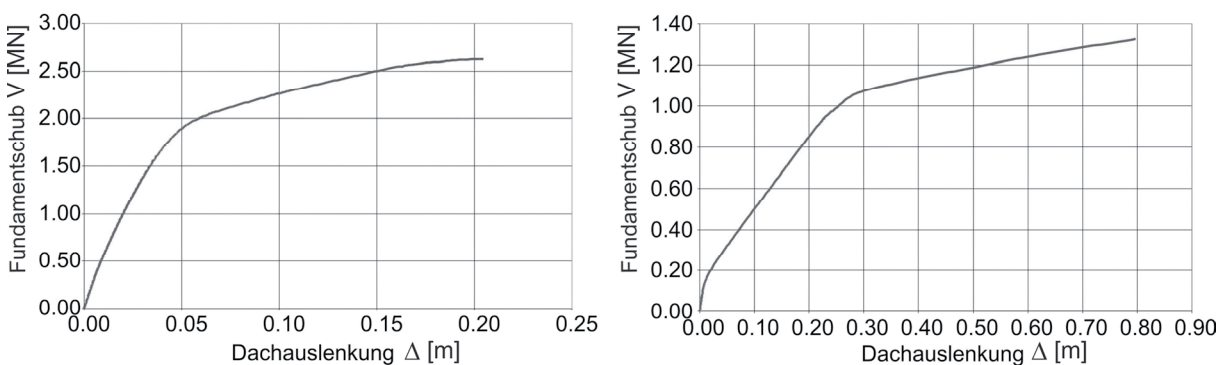


Abbildung 10: Last-Verformungs-Kurven der siebenstöckigen, vierfeldrigen Struktur mit Mauerwerksausfachung a) und ohne Mauerwerksausfachung b)

### Schadensprognose der mauerwerksausgefachten Struktur

Im Folgenden wird eine Schadensevaluation an der mauerwerksausgefachten Struktur geführt, wozu die Kapazitäts-Spektrum-Methode (KSM) in Kombination mit Fragilitätskurven angewandt wird. Die KSM ist ein vereinfachtes nichtlineares Analyseverfahren, bei der die Kapazitätskurve des Gebäudes bzw. die Widerstandsfähigkeit des Gebäudes mit der Belastung in Form von Antwortspektren (AWS) überlagert wird. Aus einem Vergleich dieser beiden Eingangsdaten lässt sich iterativ die Anforderung an das Duktilitätsvermögen ermitteln (Freeman, S.A 1975), (Freeman, S.A 1988), (ATC 40 1996), (FEMA 274 1997).

Unter Verwendung der dynamischen Eigenschaften des zu Grunde gelegten siebenstöckigen Bauwerks wurde die Push-over Kurve aus Abbildung 10a) in eine Kapazitätskurve konvertiert, wobei jeder Punkt V und Δ in die entsprechenden Punkte Spektrale Beschleunigung  $S_A$  und Spektrale Verschiebung  $S_D$  unter

Verwendung der Gleichungen 27 transformiert wird. Mit der Kapazitätskurve kann die globale Antwort des Gebäudes durch einen nicht-linearen Einmassenschwinger beschrieben werden.

$$S_A = \frac{V/W}{\alpha_1}; \quad S_D = \frac{\Delta_R}{PF_1 \cdot \Phi_{\text{roof}}} \quad (27)$$

mit

W: Eigengewicht des Gebäudes

$\alpha_1$ : Modaler Massenkoeffizient der ersten Eigenform

$PF_1$ : Modaler Partizipationsfaktor der ersten Eigenform

$\Phi_{\text{roof}}$ : Amplitude der ersten Eigenform in Höhe des Daches

Insofern das (AWS) über die gleichen Diagrammachsen aufgezeichnet ist wie die Kapazitätskurve, können beide in einem gemeinsamen Diagramm überlagert werden und der sog. „Performance Point“ ermittelt werden, womit die maximale Spektrale Auslenkung des nicht-linearen Einmassenschwingers definiert wird. Bevor allerdings der maßgebende Schnittpunkt bzw. „Performance Point“ ermittelt werden kann, muss das AWS zu einer Schar inelastischer AWS reduziert werden, um somit den günstigen Einfluss der nichtlinearen plastischen Tragreserven des Gebäudes, insbesondere bei Starkbeben, berücksichtigen zu können (Abbildung 11a). Bezüglich der Berechnung inelastischer AWS wird an dieser Stelle auf die einschlägige Literatur verwiesen (Bachmann 2002) (Stempniewski 2004), (Meskouris 2003) und hier nicht näher erläutert. Jeder Schnittpunkt der beiden Kurven liefert sowohl für das AWS als auch für die Kapazitätskurve eine Duktilität  $\mu$ . Der Schnittpunkt, der bei beiden Kurven zu dem gleichen  $\mu$ -Wert führt wird schließlich als „Performance Point“ bezeichnet. Für das vorliegende Bauwerk wurde eine Spektralverschiebung von 13,0 cm bei einer Duktilität von  $\mu = 2.0$  infolge des Vrancea Erdbebens von 1977 ermittelt.

Die Ermittlung der wahrscheinlich eintretenden Schadenszustände erfolgt, indem die Spektrale Verschiebung über Fragilitätskurven aufgetragen wird. Hierfür wurden Fragilitätskurven in Anlehnung an die Richtlinien von (HAZUS 1999) ermittelt. Insofern sich die siebenstöckige, vierfeldrige mauerwerksausgefachte Struktur aus Abbildung 9 in die gleiche Bauwerksklasse einordnen lässt, wie sie bereits bei der Schadensprognose von (Bayraktarli 2000) zu Grunde gelegt wurde, konnten die Fragilitätskurven direkt von Bayraktarli übernommen werden. Eine ausführliche Beschreibung der Ermittlung dieser Kurven findet sich in (Stempniewski 2004) und (Bayraktarli 2000). Auf eine Anwendung der Fragilitätskurven, die in der vorherigen Phase auf Grundlage dokumentierter Schäden an 39 Bauwerken berechnet wurde, ist infolge der sehr kleinen Datenbasis und somit der sehr labilen Fragilitätskurven verzichtet worden. Wie in Abbildung 11b) zu sehen ist, wird sich eine Verteilung der möglichen Schadenszustände ergeben, wonach ein Einsturz mit 22%-iger Wahrscheinlichkeit eintritt. Ein starker, mittlerer oder leichter Schaden tritt mit einer Wahrscheinlichkeit von 39%, 31% bzw. 7% ein. Dass die Struktur ohne Schaden das Erdbeben übersteht wird mit einer Wahrscheinlichkeit von 1% bewertet.

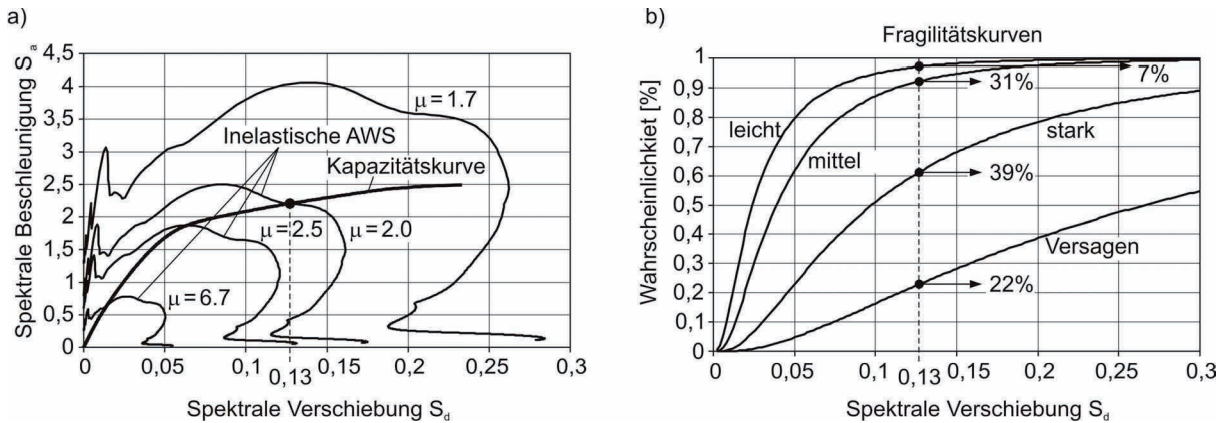


Abbildung 11: Ermittlung des Performance Point a) sowie die daraus resultierende Schadensprognose der mauerwerksausgefachten Struktur b)

### Ermittlung von Fragilitätskurven für Bauerwerke mit weichen Stockwerken (soft storey)

Ein weiteres Ziel der aktuellen Phase bestand darin, Fragilitätskurven zu erstellen, womit das Schadenspotential von Bauerwerken mit weichen Stockwerken bewertet werden kann. Bei der Ermittlung dieser Kurven behalf man sich des Numerik, insofern für diese Art von Strukturen keine oder nur sehr wenige Schadensdokumentationen infolge Erdbeben vorliegen und somit keine Basis für die Erstellung empirischer Fragilitätskurven vorhanden ist. Für die numerischen Berechnungen der Bauerwerke wurde das FE-Programm (ETABS 2005) angewandt, womit insgesamt 72 Bauerwerke mit quadratischem, rechteckigem oder L-förmigem Grundriss, mit unterschiedlicher Stockwerksanzahl und mit einem weichen Erdgeschoss modelliert wurden. Die Mauerwerksausfachung wurde durch eine diagonale Strebe ersetzt, deren materielle und geometrische Eigenschaften entsprechend der Empfehlungen nach (FEMA 356 1997) formuliert wurden. Eine Anwendung der eigenen programmierten Makro-Elemente war hierbei nicht möglich, insofern nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt wurden und die eigenen numerischen Modelle nicht für dynamische Berechnungen konzipiert sind. Der Schaden des Bauerwerks definiert sich schließlich in Abhängigkeit der maximalen Stockwerksverschiebung (maximum inter-storey drift), womit in Anlehnung an die Empfehlungen nach (SEAOC 1995) eine wahrscheinlichkeitsbasierte Einteilung in vernachlässigbare, leichte, mittlere, schwere und komplette Schadenszustände des Bauerwerks erfolgen konnte. Insgesamt wurden drei Fragilitätsdiagramme ermittelt (Abbildung 12), die sich hinsichtlich der Stockwerksanzahl unterscheiden. Die Bauwerksklasse für niedrige Bauwerke umfasst all diejenigen Bauwerke, die eine maximale Anzahl von bis zu 4 Stockwerken aufweisen. Bauwerke mittlerer Höhe haben 5-8 und hohe Bauwerke 9-12 Stockwerke.

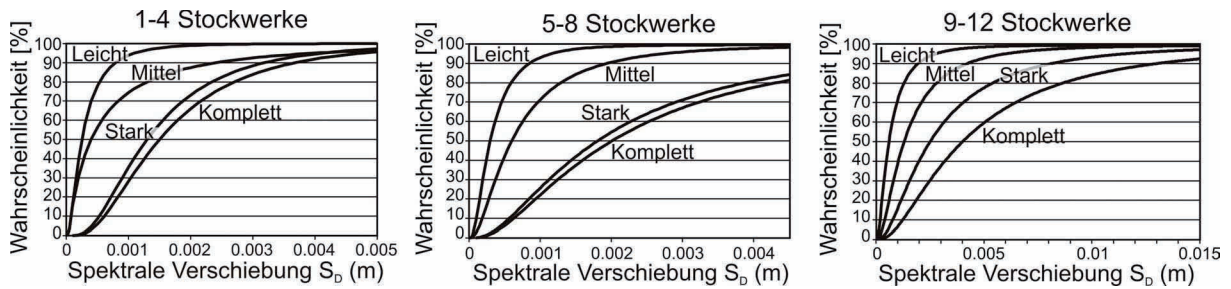


Abbildung 12: Fragilitätskurven für Bauwerk mit weichem Stockwerk

Für die Ermittlung der Fragilitätskurven einer Bauwerksklasse wurde ein Verfahren von (Shinozuka 2001), (Shinozuka 2002) angewandt, wobei sämtliche Bauwerke einer Klasse tabellarisch zusammengefasst und entsprechend des Schadenszustands den jeweiligen Spalten von „mindestens vernachlässigbarer Schaden“ bis „mindestens kompletter Schaden“ zugeordnet wurden. Dabei sind die Zellen mit einer „1“ versehen worden, sofern das Gebäude diesen Schadenszustand erreicht hat. Erleidet das Gebäude einen Schadenszustand nicht, wurde eine „0“ eingefügt. Die Tabellen können der Arbeit von (Mandal 2007) entnommen werden. Auf Basis dieser Auswertung ist es schließlich möglich den prozentualen Anteil eines Schadenszustandes in Abhängigkeit der Spektralen Verschiebung  $S_D$  zu berechnen. Für eine ausführliche Darlegung dieser Methodik wird auf die Arbeiten von (Stempniewski 2004) und (Mandal 2007) verwiesen. Letztlich berechnet sich die Fragilitätskurve eines definierten Schadenszustandes unter Anwendung der Gleichung 28, womit die Kurve als kumulative logarithmische Normalverteilung dargestellt werden kann.

$$P[ds|S_D] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_D}{\bar{S}_{D,ds}} \right) \right] \quad (28)$$

$\bar{S}_{D,ds}$  ist hierbei der Medianwert der spektralen Verschiebung, bei der das Gebäude die Grenze des Schadenszustandes  $ds$  erreicht. Die Standardabweichung des Logarithmus wird mit  $\beta_{ds}$  bezeichnet und  $\Phi$  ist die kumulative Verteilungsfunktion. In Tabelle 3 sind sowohl die Standardabweichungen als auch die Medianwerte aller Fragilitätskurven dargestellt.

Tabelle 3: Eingangswerte zur Ermittlung der Fragilitätskurven

Stockwerke	Leichter Schaden		Mittlerer Schaden		Schwerer Schaden		Kompletter Schaden	
	Standardabweichg.	Median	Standardabweichg.	Median	Standardabweichg.	Median	Standardabweichg.	Median
1-4	0,0006	0,9	0,0012	0,9	0,003	0,9	0,004	0,9
5-8	0,0003	0,8	0,0006	0,9	0,0018	0,9	0,002	0,9
9-12	0,00025	0,9	0,0004	1,4	0,0013	0,7	0,0015	0,7

#### 5.2.1.4 Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des Sonderforschungsbereiches

Die Methode der Makro-Elemente ist seit vielen Jahren ein sehr weit verbreitetes und anerkanntes Verfahren zur schnellen und genauen Beurteilung des Tragverhaltens großer Strukturen. Aus diesem Grund haben sich seither einige Wissenschaftler mit diesem Thema beschäftigt, wobei sich die Makro-Elemente hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit, Übertragbarkeit, Genauigkeit und Effizienz teilweise erheblich unterscheiden. In dieser Arbeit hat man zwei Makro-Elemente entwickelt, in denen die beiden Kriterien größtmögliche Genauigkeit zur Beurteilung des globalen Tragverhaltens und maximale Einfachheit in seiner Anwendung optimal aufeinander abgestimmt sind. Das Ziel bestand somit in der Entwicklung sehr effizienter und dennoch leistungsfähiger Werkzeuge. Um dieses Ziel zu erreichen wurde eine intensive Recherche der bisher vorgestellten Methoden aus der Literatur betrieben, die präsentierten Ansätze hinsichtlich des eigenen geforderten Ziels beurteilt und schließlich direkt, in der Regel jedoch in modifizierter Form, den eigenen Modellen zu Grunde gelegt. Primär wurde darauf geachtet, dass die Anwendung weitgehend unabhängig von notwendigen Kleintests an z.B. Beton- oder Mörtelproben erfolgen kann und unterscheidet sich dadurch deutlich von den meisten bereits vorhandenen, auf empirischer Grundlage entwickelter Makro-Elementen. Somit können die eigenen Makro-Elemente durchweg auf der Grundlage von Eigenschaftswerten aus der Normen- bzw. Fachliteratur angewendet werden, was den Vorteil der Übertragbarkeit auf weitere Strukturen unterschiedlicher geometrischen und materieller Randbedingungen impliziert.

Des Weiteren wurde die materielle und geometrische Definition sowie das Last-Verformungs-Verhalten der äquivalenten Diagonalstrebe durch modifizierte und neu entwickelte Ansätze formuliert. Somit basiert zwar das angewandte Prinzip der äquivalenten Diagonalstrebe auf der Erkenntnis vieler vorangegangener wissenschaftlicher Arbeiten, das Tragverhalten und die materielle wie geometrische Formulierung des Makro-Elements aber ist in dieser Art noch nicht präsentiert worden und stellt somit eine neue Form der Abbildung des Tragverhaltens der Mauerwerksausfachung dar.

Für die Verifizierung an mehrstöckigen, mehrfeldrigen Strukturen, wurden drei Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durchgeführt. Trotz der geringen Anzahl an Versuchen wurde gezeigt, dass die geforderte und oben erwähnte Übertragbarkeit auf Strukturen unterschiedlicher geometrischer und materieller Eigenschaften realisiert werden konnte. Weitere Verifikationen der Makro-Elementen wie sie in der Arbeit von (Schnepf 2007) angeführt wurden bekräftigen zusätzlich diese Aussage. Die Versuche sind ebenfalls als neue Ansätze im Vergleich zu anderen Arbeiten zu diesem Thema zu bewerten.

Zum Schluss wurden Fragilitätskurven ermittelt, die in dieser Form noch nicht vorhanden waren. Die Kombination aus Gebäuden mit weichem Stockwerk und dem

Ansatz materieller Eigenschaften für Beton und Stahl wie sie in Bukarest vorzufinden sind, liefert Fragilitätskurven, die direkt auf die örtlichen Gegebenheiten konzentriert sind und stellen somit komplett neue Kurven dar.

### **5.2.1.5 Offene Fragen**

Es konnten zwei Makro-Modelle vorgestellt werden, womit das zyklisch nichtlineare Tragverhalten sowohl einzelner Rahmenstrukturen mit und ohne Ausfachung als auch mehrstöckiger, mehrfeldriger Strukturen abgebildet werden kann. Die Verifizierung an eigenen Wandversuchen haben durchweg sehr gute Ergebnisse gezeigt, sodass die Forderung nach einer schnellen und genauen Methodik zur Beurteilung des zyklischen Tragverhaltens ganzer Gebäudestrukturen erreicht wurde. Allerdings sind die numerischen Modelle auf den zweidimensionalen Fall beschränkt, wodurch die Anwendung dieser Modelle auf Gebäude mit regelmäßigem Grund- und Aufriss beschränkt sind. Insofern in Bukarest auch häufig sehr unregelmäßige Gebäude vorzufinden sind und im Fall eines Erdbebens Effekte eintreten, welche die Schadensanfälligkeit der Gebäude deutlich erhöht, sollten in einem nächsten Schritt die Makro-Modelle auf den dreidimensionalen Fall erweitert werden. Dabei müssen mögliche Schwierigkeiten wie z.B. die Schiefe Biegung bei den Rahmenstützen oder auch die klaffende Fugen im Mauerwerk zwischen Mauerstein und Mörtel infolge einer Belastung quer zur Wandebene berücksichtigt werden.

Des Weiteren wurden Fragilitätskurven für Gebäude mit einem weichen Geschoss analytisch erstellt. Fragilitätskurven für Gebäude ohne weiches Geschoss wurden bereits in der vorangegangenen Phase anhand von Schadensdaten an 39 Gebäuden im Testgebiet von Bukarest erstellt. Infolge der allerdings sehr geringen Datenbasis sind diese Kurven nur bedingt für eine Schadensbeurteilung ansetzbar. Aus diesem Grund sollten weitere analytische Studien durchgeführt werden, so dass die Fragilitätskurven auf einer größeren Datengrundlage basieren. Es hat sich in der aktuellen Phase gezeigt, dass mit einer analytischen Studie Fragilitätskurven sehr schnell erstellt werden können.

Zusätzlich sollte die Methode der Makro-Modelle auch auf tragende Mauerwerksscheiben angewandt werden. Diese Struktur stellt, zusammen mit den ausgefachten Rahmen, den größten Anteil von Gebäudetypen in seismischen Regionen. Damit wird es möglich sein, eine gehaltvollere Aussage über das Schadenspotential städtischer Regionen zu erhalten.

### **5.2.1.6 Grund für die Beendigung des Teilprojekts**

Das Teilprojekt C9 endet durch das Auslaufen des SFB 461.

### 5.2.1.7 Literatur

- (ATC 40) Applied Technology Council, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report ATC 40
- Bachmann, H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag Basel, 2. überarbeitete Auflage
- Bayraktarli, Y (2000): Vulnerabilitätsuntersuchung einer Stahlbeton-Rahmenkonstruktion in Bukarest/Rumänien, Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Univ. Karlsruhe (TH)
- Crisafulli, F.J. (1997): Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infill. Diss., Department of Civil Engineering, University Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Crisafulli, F.J., Carr, A.J., Park, R. (2000): Analytical Modelling of Infilled Frame Structures – A General Review. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33
- ETABS v9 (2005), User's Guide Version 9, Computer and Structures, Berkeley, California, USA
- FEMA 274, (1997): NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency
- FEMA 356, (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency
- Filippou, F.C. (1992): Nonlinear Static and Dynamic analysis of Reinforced Concrete Subassemblages. Report No. UCB/EERC-92/08, Earthquake Engineering Research Centre, College of Engineering, University of California, Berkeley
- Filippou, F.C., Issa, A. (1998): Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals. Report No. UCB/EERC-85/05, Earthquake Engineering Research Centre, College of Engineering, University of California, Berkeley
- Freeman, S.A., 1998. The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design, 11th European Conference on Earthquake Engineering, September 6-11th 1998, Paris, A.A. Balkema, Rotterdam
- Freeman, S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V., 1975. Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, P. 113-122, Berkeley
- Giberson, M.F. (1967): Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 95, Nr.ST2, S.137-157
- HAZUS, 1999. Natural Hazard Loss Estimation Methodology, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA
- Keshavarzian, M., Schnobrich, W.C. (1984): Computed Nonlinear Seismic Response of R/C Wall-Frame Structures. Proposed by National Technical Information Service, University of Illinois



- Madan, A., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., Valles, R.E., (1997) : Modelling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, Nr. 10, S. 1295-1302
- Mainstone, R.J. (1971): On the Stiffness and Strength of Infilled Frames. In: Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Supplement IV, S. 57-90
- Mallick, S.V., Severn, R.T. (1968): The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 38, S. 639-656
- Mandal, P. (2007): Evaluation of Fragility Curves for the Soft-Storey Buildings in Bucharest. Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Univ. Karlsruhe (TH)
- Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R., (1988): Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, Nr. 8, pp 1804-1826
- Mann, W.; Müller, H., (1985): Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, Mauerwerk-Kalender 1985, S. 95-114
- Meskouris, K., Hinzen, K.-G., 2003. Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen - Anwendung – Beispiele, Vieweg-Verlag, ISBN 3-528-02574-3
- Reinhorn, A.M.; Madan, R.E.; Reichmann, Y.; Mander, J.B.; (1995): Modelling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis, Technical Report NCEER-95-0018, National Centre for Earthquake Engineering Research, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo
- Saiidi, M. (1982): Hysteresis Models for Reinforced Concrete. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, Nr. ST5
- Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995): Inelastic Design of Infilled Frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, Nr. 4, S. 634-650
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., Uzawa, T. Ueda, T., (2001): Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report MCEER
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J., Naganuma, T., (2002): Statistical Analysis of Fragility Curves, Journal of Engineering Mechanics
- Schnepf, S., Stempniewski, L., Lungu, D. (2007a): Application of the Capacity Spectrum Method for Seismic Evaluation of Structures, International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, October 4-6, 2007, Bucharest, Romania
- Schnepf, S. (2007b): Numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. Diss. am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Univ. Karlsruhe (TH)
- SEAOC (1995): Version 2000 – A Framework for Performance Based Design, Volumes I, II, III. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California
- Seah, C.K. (1998): A Universal Approach for the Analysis and Design of Masonry. Diss. an der University of Brunswick

- Stafford Smith, B.S., Carter, C. (1969): A Method of Analysis for Infilled Frames. In: Proceedings of the Institute of Civil Engineering, Vol. 44, S. 31-48
- Stempniewski, L., Schnepf, S. (2004): Seismische Gefährdung und Empfindlichkeitsbestimmung bestehender Bauwerke bei Erdbeben, Forschungsbericht, Sonderforschungsbereich 461, Teilprojekt C9
- Stempniewski, L., Wallner, C. (2004): Methoden zur nachträglichen Ertüchtigung bestehender, vorgeschädigter Bauwerke. Forschungsbericht, Sonderforschungsbereich 461, Teilprojekt C2
- Takeda, T., Sozen, A.M., Nielsen, N.N. (1970): Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, Nr. ST12
- Wenk, T. (2000): Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung. Diss., Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
- Zarnic, R. (1994): Experimental Investigation of the R/C Frame Infilled by Masonry Wall. International Journal of Engineering Modelling, Vol. 7, S. 37-45
- Zarnic, R., Gostic, S. (1998): Non-Linear Modelling of Masonry Infilled Frames. In: Proceedings of the 11<sup>th</sup> Conference on Earthquake Engineering, Paris, France

## **5.2.2 Liste der aus dem Teilprojekt seit der letzten Antragstellung entstandenen Publikationen**

### **5.2.2.1 Referierte Veröffentlichung**

#### **a) auf wesentlichen Fachkongressen**

Schnepf, S., Stempniewski, L., Lungu, D. (2007a): Application of the Capacity Spectrum Method for Seismic Evaluation of Structures, International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, October 4-6, 2007, Bucharest, Romania

#### **b) in Monographien**

- Schnepf, S. (2007b): Numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. Diss. am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Univ. Karlsruhe (TH)
- Mandal, P. (2007): Evaluation of Fragility Curves for the Soft-Storey Buildings in Bucharest. Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, der Univ. Karlsruhe (TH)

**c) Vorträge**

Schnepf, S., Stempniewski, L., Lungu, D. (2007a): Application of the Capacity Spectrum Method for Seismic Evaluation of Structures, International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, October 4-6, 2007, Bucharest, Romania

### 5.3 Bewilligte Mittel für die laufende Förderperiode

Das Teilprojekt wurde im Sonderforschungsbereich von 01/2002 bis 12/2007 gefördert.

Haushaltsjahr	Personalmittel	Sachmittel	Investitionsmittel	Gesamt
bis 2004	206.400 €	19.635 €		226.035 €
2005	91.800 €	7.200 €		99.000 €
2006	91.800 €	7.200 €		99.000 €
2007	70.800 €	3.300 €		74.100 €
<b>Summe</b>	<b>460.800 €</b>	<b>37.335 €</b>		<b>498.135 €</b>

## 5.3.1 Personal im Teilprojekt

	Name, akad. Grad, Dienststellung	engeres Fach des Mitarbeiters	Institut der Hochschule oder der außeruniv. Einrichtung	im SFB tätig von (Monat/ Jahr) bis (Monat/ Jahr)	Entgelt- gruppe
<b>Grundausrüstung</b>					
wissenschaftl. Mitarbeiter (einschl. Hilfskräfte)	1. Stempniewski, L., Prof. Dr. 2. Lungu, D., Prof. Dr. 3. Huber, G., Dr. 4. Bonjer, K.-P., Dr. 5. Keintzel, E., Dr.-Ing. 6. Gehbauer, F., Prof. Dr.	Massivbau Massivbau Bodenmechanik Geophysik Massivbau Baubetrieb	IfMB TU Bukarest IBF GEOK IfMB IMB	06/2000 bis 12/2007 07/1996 bis 12/2007 07/1996 bis 12/2007 07/1996 bis 12/2007 07/1996 bis 02/2006 07/1996 bis 12/2007	
nichtwissenschaftl. Mitarbeiter					
<b>Ergänzungsausrüstung</b>					
wissenschaftl. Mitarbeiter (einschl. Hilfskräfte)	7. Schnepf, S., Dipl.-Ing. 8. N.N., st. HK	Massivbau Massivbau	IfMB IfMB	07/2002 bis 12/2007 01/2002 bis 12/2007	BAT IIa st. HK
nichtwissenschaftl. Mitarbeiter					