

3. Seismisches Verhalten von unbewehrten Mauerwerk

Inhalt

- 1) Seismisches Verhalten aus der Ebene
 - Stockwerksamplifikation
 - Verhalten von Mauerwerkswände aus der Ebene
 - Schlankheitsbegrenzung
 - Bemerkungen zum Verhalten aus der Ebene
- 2) Seismisches Verhalten in der Ebene
 - Versagensmechanismen
 - Kraft-Verformungs-Beziehungen einer unbewehrten Mauerwerks- wand
 - Traglast von Mauerwerkswände anhand der Plastizitätstheorie

Referenzen zum Thema: Seismischen Verhalten von unbe- wehrten Mauerwerk

• Textbücher

- [Bac97] Bachmann H.: "Hochbau für Ingenieure". 2. überarbeitete Auflage. Vdf Verlag, Zürich, 1997.
- [DHB99] Drysdale R, Hamid A, Baker L: "Masonry Structures: Beha- vior and Design". Second Edition. The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999.
- [PCK07] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ: "Displacement- Ba- sed Seismic Design of Structures". IUSS Press, 2007.
- [PP92] Paulay T., Priestley M.J.N: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". John Wiley & Sons, 1992.
- [Tom99] Tomazevic M.: "Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings". ISBN 1-86094-066-8. Imperial College Press, 1999.
- [ZSS99] Zimmerli B., Schwartz J. and Schwegler G.: "Mauerwerk: Be- messung und Konstruktion". Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.

• Normen, Kommentaren und Bemessungsbeispiele

- [CEN03] Comité Européen de Normalisation: "Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erd- bebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten". prEN 1998-1:2003, Brussels, 2003.
- [CEN04] Comité Européen de Normalisation: "Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: All- gemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauer- werk". prEN 1996-1:2004, Brussels, 2004.
- [CEN05] Comité Européen de Normalisation: "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", prEN 1998-3:2005, Brussels, 2005.

- [LM06] Lestuzzi P., Mittat X.: "Mauerwerk : Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft. Tragwiderstand parallel zur Wandebene: Numerische Beispiele". EPFL, CREALP, BAFU, 2006. Online bei:
<http://www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01923/01953/index.html?lang=de>
- [MS06] Mojsilovic N., Schwartz J.: "Swiss Masonry Code Design Charts for Shear Walls". 7th International Masonry Conference, The British Masonry Society, London, Oct.30-Nov.01, 2006, V. 10, Nov. 2006, CD-ROM, Paper No. 89.
- [SIA03a] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Einwirkung auf Tragwerken". Schweizer Norm SIA 261. Zürich 2003.
- [SIA03b] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Mauerwerk". Schweizer Norm SIA 266. Zürich 2003.
- [SIA03c] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Mauerwerk - Einführung in die Norm SIA 266". SIA Dokumentation D0186. Zürich 2003.
- [SIA04a] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Mauerwerk - Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266". SIA Dokumentation D0196. Zürich 2003.
- [SIA04b] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben". Merkblatt SIA 2018. Zürich 2004.
- [SIA05] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben - Einführung in das Merkblatt SIA 2018". SIA Dokumentation D0211. Zürich 2005.

• Weitere wichtige wissenschaftliche Beiträge

- [Doh+02] Doherty K., Griffith M.C., Lam N., Wilson J.: "Displacement-based Seismic Analysis for out-of-plane Bending of Unrein-

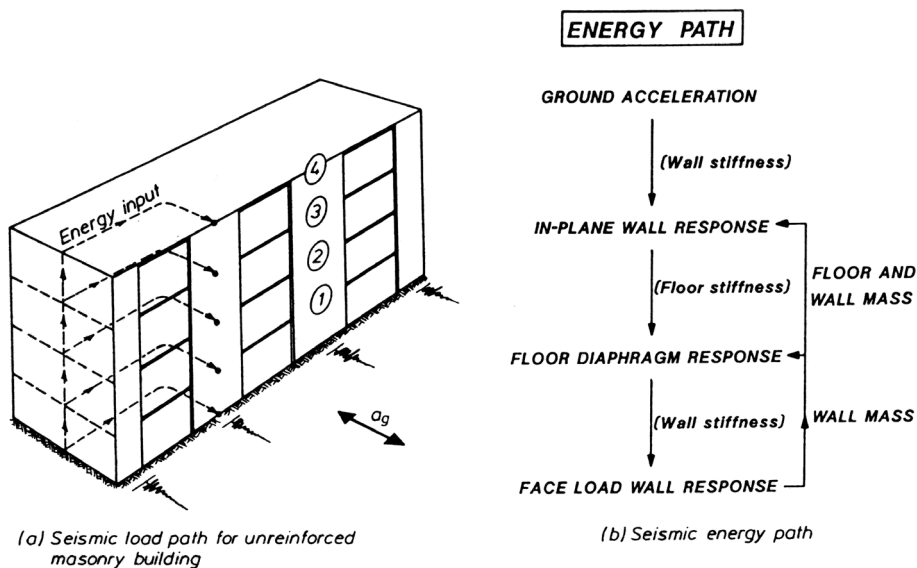
- forced Masonry Walls". Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 31, pp. 833-850, 2002.
- [Gal+04] Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. and Resemini S.: "Non-Linear Analysis of Masonry Structures". Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 843. Vancouver, 2004.
- [Gan85] Ganz H.R.: "Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub". IBK Bericht Nr. 148. Birkhäuser Verlag, Basel, 1985.
- [GT84] Ganz H.R., Thürlimann B.: "Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft". IBK Bericht Nr. 7502-4. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.
- [KM05] Konstantinidis D., Makris N.: "Seismic response Analysis of multidrum classical columns". Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 34, pp. 1243-1270, 2005.
- [Lan02] Lang K.: "Seismic Vulnerability of Existing Buildings". IBK Report No. 273. IBK-ETHZ, March, 2002.
- [Mag00] Magenes G.: "A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings". Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 1866. Auckland, 2000.
- [MC97] Magenes G., Calvi G.M.: "In-plane seismic response of brick masonry walls". Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 26, pp. 1091-1112, 1997.
- [MD98] Magenes G., Della Fontana A.: "Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings". Proceedings of the British Masonry Society, Vol. 8, October 1998.
- [MG07] Magenes G., Griffith, M.C.: "Seismic Design and Assessment of Masonry Structures". Classnotes to the course given at the ROSE School, Pavia, 2007.

3.1 Seismisches Verhalten aus der Ebene

“The response of unreinforced masonry walls to out-of-plane seismic excitation is one of the most complex and ill-understood areas of seismic analysis”

Zitat aus [PP92]

3.1.1 Stockwerksamplifikation



(a) Seismic load path for unreinforced masonry building

(b) Seismic energy path

Bild 7.55 aus [PP92]

Die Bodenbewegung $a_g(t)$ wird durch 2 Phänomene modifiziert, bevor es zur Beanspruchung der Mauerwerkswände aus-der-Ebene kommt:

- Schwingung des Tragwerks in-der-Ebene.
- Schwingung der Decken in ihrer Ebene.

In der Regel sind die Schwingungen der Decken in ihrer Ebene eher von untergeordneter Bedeutung, weil:

- Bei modernen Tragwerken sind die Decken aus Stahlbeton und besitzen eine sehr grosse Steifigkeit in ihrer Ebene.
- Vor allem bei Mauerwerksgebäude ist die Anzahl der vertikalen Tragelemente (Wände), die in-der-Ebene wirken, relativ gross, so dass die Decken in ihrer Ebene nur kurze Spannweiten aufweisen.
- Ausnahmen, bei welchen massgebende Schwingungen der Decken auftreten könnten, sind:
 - Stahlbetondecken mit grossen Aussparungen.
 - Stahlbetondecken in einem Stahlbetongebäude, wo ein grosser Abstand zwischen vertikalen Tragelementen vorkommt.
 - Nicht monolithische Decken (z.B. Holzbalkendecken).

Die Schwingungen der vertikalen Tragelemente in-der-Ebene verursachen jedoch i.d.R. eine massgebende Modifizierung der Eigenschaften der Bodenbewegung.

Die Charakterisierung der Eigenschaften der Beanspruchung aus-der-Ebene, der die Wände ausgesetzt sind, kann anhand von sogenannten Stockwerksantwortspektren vorgenommen werden.

Stockwerksantwortspektren

Die Berechnung von Stockwerksantwortspektren wird anhand eines Beispiel kurz diskutiert.

Das betrachtete System ist auf Seite 167 dargestellt. Es handelt sich um ein 4-stöckiges Rahmentragwerk. Die Stockwerksmassen und die Stockwerkssteifigkeiten sind in jedem Stockwerk gleich und wurden so gewählt, dass dabei folgende Perioden entstehen:

$$T_1 = 0.500s, T_2 = 0.174s, T_3 = 0.113s, T_4 = 0.092s \quad (3.1)$$

Die Berechnung der Stockwerksantwortspektren erfolgt in zwei Schritten:

- 1) Zuerst werden die Stockwerksbeschleunigungen $a_1(t)$ bis $a_4(t)$ berechnet. Die Berechnung der Stockwerksbeschleunigungen ist bei elastischem oder inelastischem Tragwerksverhalten unterschiedlich (siehe unten).
- 2) Anschliessend werden die Stockwerksantwortspektren $S_{pa,1}(T)$ bis $S_{pa,4}(T)$ berechnet. Die Stockwerksantwortspektren können zum Beispiel anhand des Zeitintegrationsverfahrens nach Newmark berechnet werden (Siehe Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken I", Abschnitte 3.1 und 3.2).

Im Falle von **elastischem** Tragwerksverhalten werden die Stockwerksbeschleunigungen bei einem n-Massenschwinger wie folgt berechnet:

- Durchführung einer Modalanalyse zur Bestimmung von Eigenwerten und Eigenvektoren.
- Entkoppelung der n Bewegungsgleichungen des Systems:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \Gamma_n a_g(t) \quad (3.2)$$

- Lösung der n Bewegungsgleichungen zum Beispiel anhand des Zeitintegrationsverfahrens nach Newmark.
- Berechnung der Stockwerksbeschleunigungen aus der Summe der Beiträge der n Eigenschwingungen:

$$\ddot{u}(t) = \sum \ddot{q}_n(t) \cdot \phi_n \quad (3.3)$$

Im Falle von **inelastischem** Tragwerksverhalten werden die Stockwerksbeschleunigungen bei einem n-Massenschwinger wie folgt berechnet:

- Das Tragwerk wird mit einem Computerprogramm modelliert und die Stockwerksbeschleunigungen anhand einer nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung bestimmt.

Im Rahmen des betrachteten Beispiels wurden insgesamt 3 unterschiedliche Systeme untersucht:

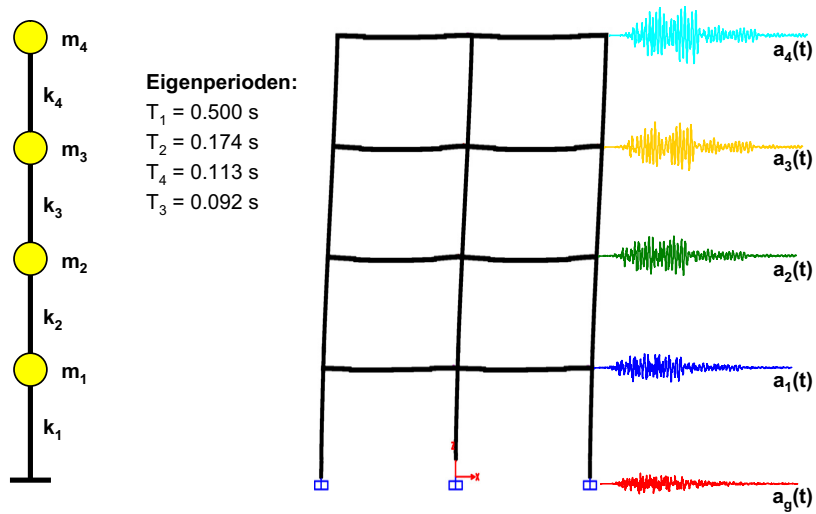
- Ein elastisches System;
- Ein inelastisches System, bei welchem der Widerstand im unteren Stockwerk mit dem Faktor $R_y = 2$ abgemindert wurde;
- Ein inelastisches System, bei welchem der Widerstand im unteren Stockwerk mit dem Faktor $R_y = 4$ abgemindert wurde.

Die entsprechende Stockwerksantwortspektren sind auf den Seiten 167 und 168 dargestellt.

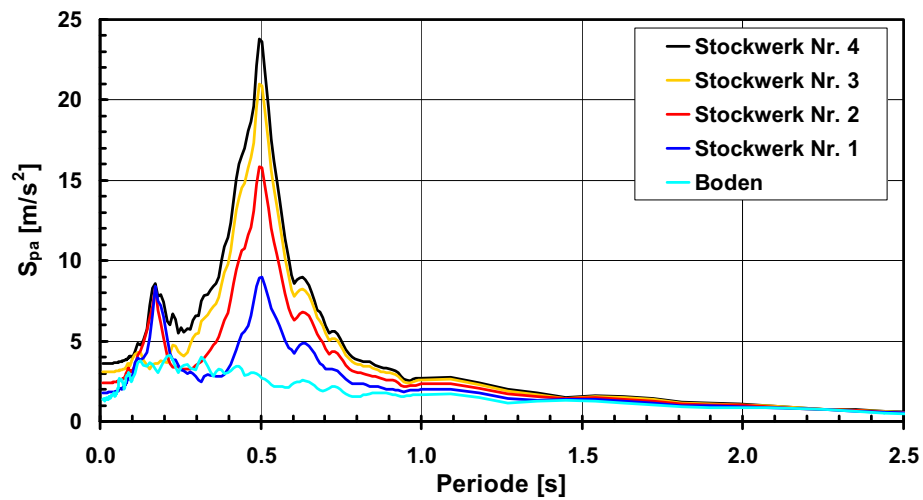
Bemerkungen zu den Stockwerksantwortspektren

- In den oberen Geschossen ist die Stockwerksbeschleunigung typischerweise grösser als in den unteren.
 - Vegleiche diesbezüglich $S_{pa}(T=0)$ in den verschiedenen Stockwerksantwortspektren.
- In den Stockwerksantwortspektren treten vor allem bei den unteren Eigenperioden des Tragwerks (hier 1. und 2.) klare Resonanzerscheinungen auf.
 - Diese Resonanzerscheinungen sind beim elastischen Tragwerk besonders ausgeprägt und können zu sehr wesentliche Amplifikationsfaktoren führen;
 - Bei inelastischem Tragwerksverhalten sind diese Erscheinungen wesentlich weniger ausgeprägt;
 - In der Regel gilt: Je grösser die inelastischen Verformungen, desto kleiner sind die Resonanzerscheinungen;
- Ähnlich wie die Stockwerksantwortspektren der Pseudo-Beschleunigung S_{pa} können auch die Stockwerksantwortspektren der anderen Bewegungsgrössen (Geschwindigkeit und Verschiebung) berechnet werden.

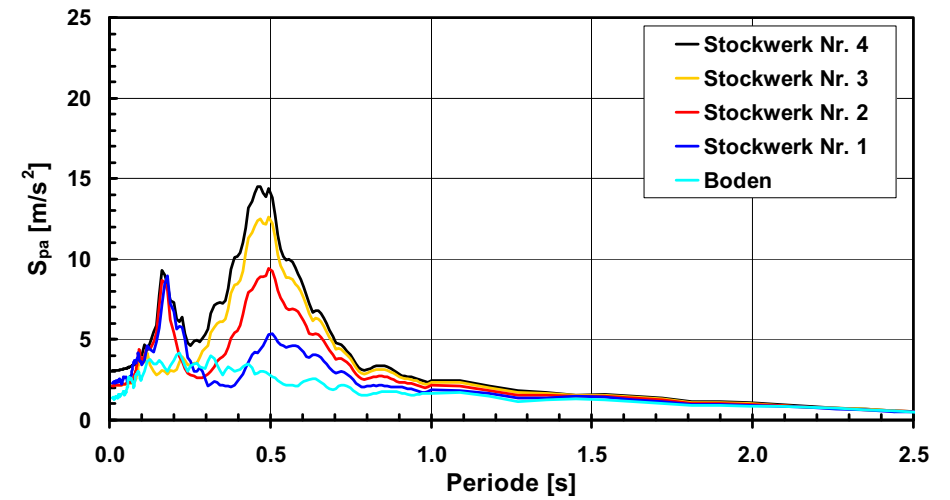
- Betrachtetes System



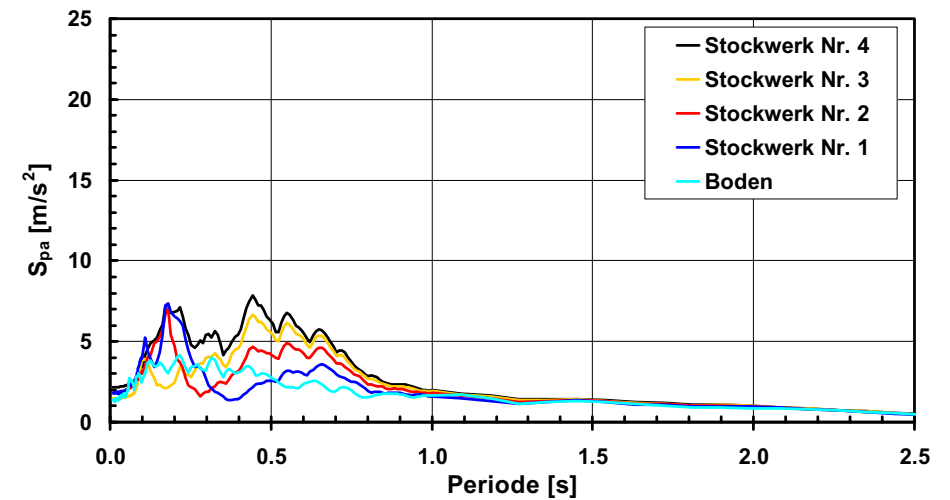
- Elastisches Verhalten des Gebäudes



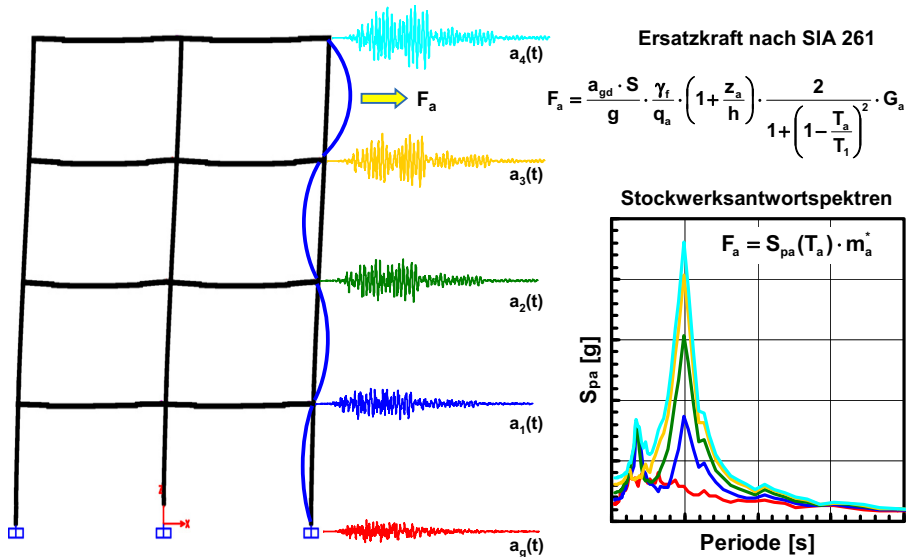
- Inelastisches Verhalten des Gebäudes: $R_y = 2$ nur im Erdgeschoss



- Inelastisches Verhalten des Gebäudes: $R_y = 4$ nur im Erdgeschoss



Stockwerksantwort nach der Norm SIA 261

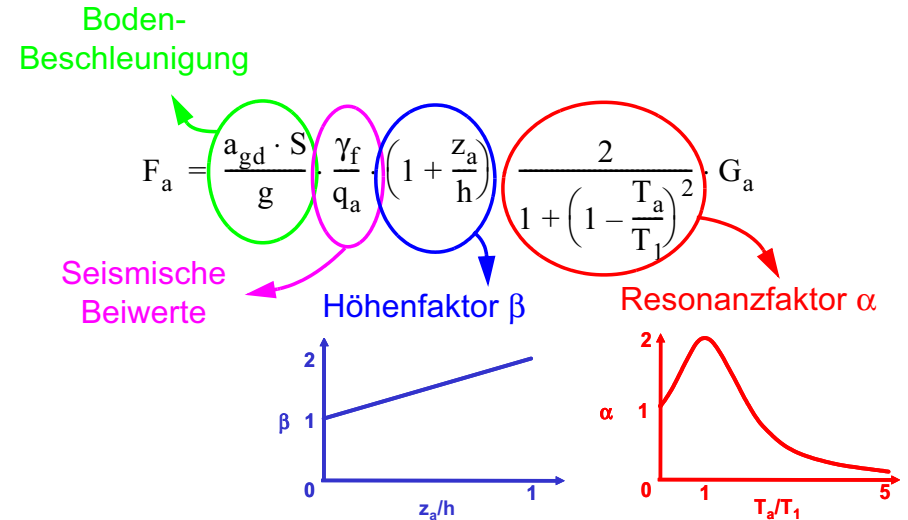


In der Norm werden keine expliziten Angaben zur Berechnung von Stockwerksantwortspektrale gegeben.

Im Zusammenhang mit dem seismischen Verhalten von nichttragenden Bauteilen wird aber eine statische Ersatzkraft F_a angegeben, die äquivalent zur auf das Bauteil wirkenden Trägheitskraft $S_{pa} \cdot m^*$ ist. Dabei ist m^* die modale Masse des Bauteils.

Die Gleichung zur Berechnung der statischen Ersatzkraft F_a ist auf Seite 170 angegeben. Es ist dabei klar ersichtlich, dass dieser Ansatz versucht, die massgebenden Parameter, die die Stockwerksantwortspektrale beeinflussen, zu berücksichtigen.

• SIA 261 Ziffer 16.7.2: Statische Ersatzkraft



γ_f : Bedeutungsfaktor

a_{gd} : Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

S: Baugrundparameter

G_a : Eigenlast des nichttragenden Bauteils

z_a : Höhe des nichttragenden Bauteils über dem Fusspunkt des Bauwerks

H: Gesamthöhe des Bauwerks

g: Erdbeschleunigung

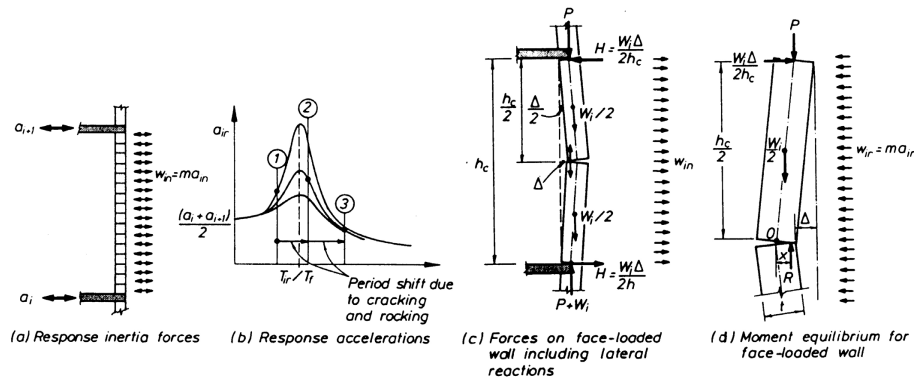
q_a : Verhaltensbeiwert des nichttragenden Bauteils (im Bereich 1.0 bis 2.0, je nach Art des Bauteils und dessen Verankerung)

T_a : Schwingzeit des nichttragenden Bauteils

T_1 : Grundschwingzeit des Bauwerks in der betrachteten Richtung

3.1.2 Verhalten von Mauerwerkswände aus der Ebene

Das typische Verhalten von von Mauerwerkswände aus der Ebene ist in diesem Bild nach [PP92] dargestellt.



Verhalten aus-der-Ebene einer unbewehrten Mauerwerkswand. Bild aus [PP92]

Das Verhalten kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Beanspruchung aus-der-Ebene der Wände wird durch die Beschleunigung der Geschosdecken erzeugt (Bild a);
- Die Antwort des schwingenden Systems "Wand aus-der-Ebene" bestimmt, welche Trägheitskräfte auf die Wand schlussendlich wirken (Bild b);
- Diese Trägheitskräfte müssen vom tragenden dynamischen System "Wand aus-der-Ebene" wieder in der Geschosdecken eingeleitet werden (Bild c);
- In der Regel hat Mauerwerk eine eher kleine Zugfestigkeit, die das Reißen der Wand während des Erdbebens nicht verhindern kann. Aus diesem Grund hängt der Widerstand der Wand aus-der-Ebene von der Normalkraft, die in der Wand vorhanden ist, ab (Bild d). Diese Normalkraft besteht aus 3 Anteilen: (i) Dem Eigengewicht der Wand, (ii) der Normalkraft, die aus den oberen Stockwerken

kommt, und (iii) einer dynamischen Komponente der Normalkraft, die aus der Verhinderung der Wandverlängerung während des Schwingvorgangs vorkommt.

• Fazit:

Am meisten gefährdet sind Wände in den oberen Stockwerken, weil dort typischerweise die Antwortbeschleunigung am grössten ist während die Normalkraft am kleinsten ist.

Grösste Einwirkung \Leftrightarrow Kleinster Widerstand

Analytische Modelle für das Verhalten aus-der-Ebene unbewehrter Mauerwerkswände

In der Literatur sind mehrere analytische Modelle zur Erfassung des Verhaltens aus-der-Ebene von unbewehrten Mauerwerkswände vorhanden.

Aus Zeitgründen ist es nicht möglich solche Modelle im Rahmen der Vorlesung zu diskutieren und es wird lediglich auf die entsprechende Literatur verwiesen:

- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines äquivalenten Einmassenschwingers nach Priestley ([PP92])
- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines äquivalenten Einmassenschwingers nach Doherty ([Doh+02])
- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines schaukelnden Systems ("Rocking system") nach Makris ([KM05])

Es ist dabei zu merken, dass Anhand von solchen Modellen, das Verhalten aus-der-Ebene der Wände nur mit relativ grossen Unsicherheiten erfasst werden kann.

Versuche zum Verhalten aus-der-Ebene unbewehrter Mauerwerkswände

Die Versuche wurden in der zweiten Hälfte von 2006 an der ETH durchgeführt und ein entsprechender IBK-Versuchsbericht wird demnächst erscheinen. Hier wird nur ein kurzer Überblick gegeben.

• Versuchseinrichtung und Versuchskörper

Die Versuchseinrichtung ist im Bild unten auf Seite 175 dargestellt.

- Der Versuchskörper (h) war eine unbewehrte Mauerwerkswand. Sie war 2.4 m hoch und 1.2 m breit, die Dicke variierte bei den verschiedenen Versuchskörper zwischen 12.5 und 20 cm.
- Jeder Versuchskörper wurde dynamisch durch einen Beschleunigungszeitverlauf beansprucht. Am Fuss und am Kopf des Versuchskörpers wurde der gleiche Beschleunigungsverlauf aufgebracht.
- Am Fuss wurde die Beschleunigung direkt durch den Kolben des ETH-Rütteltischs aufgebracht (a) während am Kopf die Beschleunigung durch eine Abspannvorrichtung (e) aufgebracht wurde, die dem oberen Lager die gleiche Verschiebung wie dem Tisch aufzwang.
- Die Fuss- und die Kopfpunktbeschleunigung entsprachen der Beschleunigung, die im 4^{ten} Stock eines Schweizer Gebäudes in der Erdbebenzone 2, Baugrundklasse E auftreten könnte. Das betrachtete Gebäude hatte eine Grundswingzeit $T_1 = 0.5s$.

• Versuchsparameter

Es wurden 6 Versuchskörper gebaut, die insgesamt mehr als 300 dynamischen Versuchen unterworfen wurden. Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

• Wanddicke

Es wurden insgesamt 4 unterschiedlichen Wanddicken, die zu unterschiedlichen Schlankheiten geführt haben, untersucht:

Versuchskörper	W1	W2	W3	W4	W5	W6
Dicke [cm]	15	15	12.5	17.5	20	15
Schlankheit [-]	16	16	19.2	13.7	12	16

• Randbedingungen

Es wurden insgesamt 6 unterschiedliche Randbedingungen untersucht: (i) Einfach gehalten ohne Normalkraft, (ii) Eingespannt, (iii) Zentrisch vorgespannt, (iv) Exzentrisch vorgespannt, (v) Überkreuzt vorgespannt, (vi) Zentrisch vorgespannt + Drehfeder.

• Normalkraft

Es wurden verschiedene Niveaus der Normalkraft untersucht. Die durch externe Vorspannung angebrachte Normalkraft ist durch den Faktor Ψ bezeichnet, der wie folgt definiert ist:

$$\Psi = \frac{2 \cdot \text{Wert der externen Vorspannung}}{\text{Gewicht der Wand}} \quad (3.4)$$

Es wurden Faktoren Ψ von 1, 2, und 3 untersucht. Die somit angebrachte Normalkraft war sehr klein und soll einen ungünstigen Fall in den oberen Stockwerken eines Gebäudes darstellen.

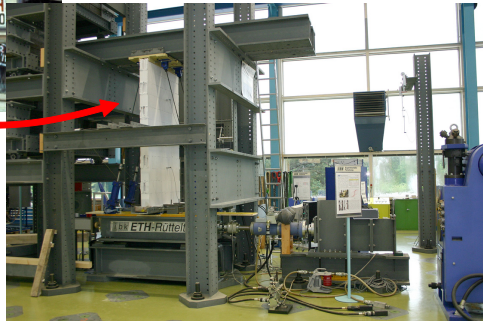
• Beanspruchung

Es wurde immer der gleiche Zeitverlauf der Fuss- und Kopfpunktbeschleunigung verwendet. Es wurde aber die Amplitude der Bodenbewegung mit einem Skalierungsfaktor modifiziert, der schlussendlich zwischen 0.2 (20%) und 1.8 (180%) variierte.



Unbewehrte Mauerwerkswand belastet aus ihrer Ebene

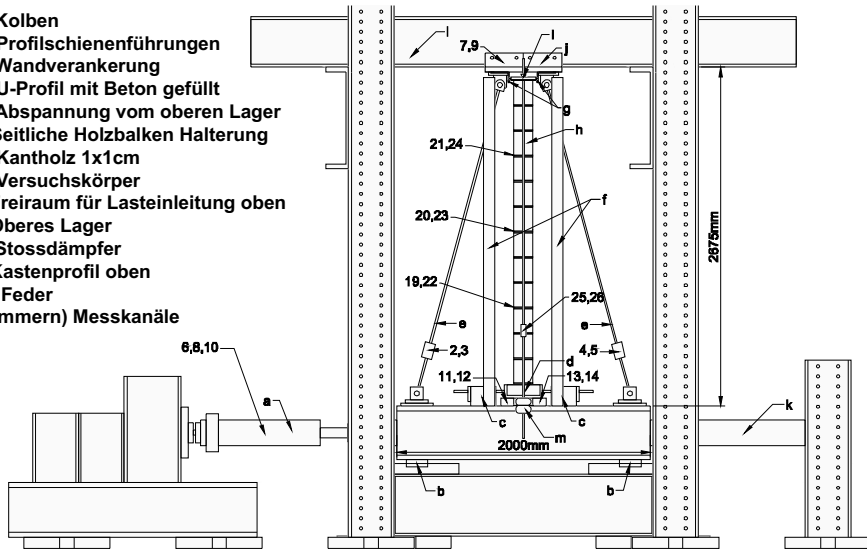
ETH Zürich, Juni 2006



Coalinga, Kalifornien, 2. May 1983, nach einem M_w 6.5 Erdbeben

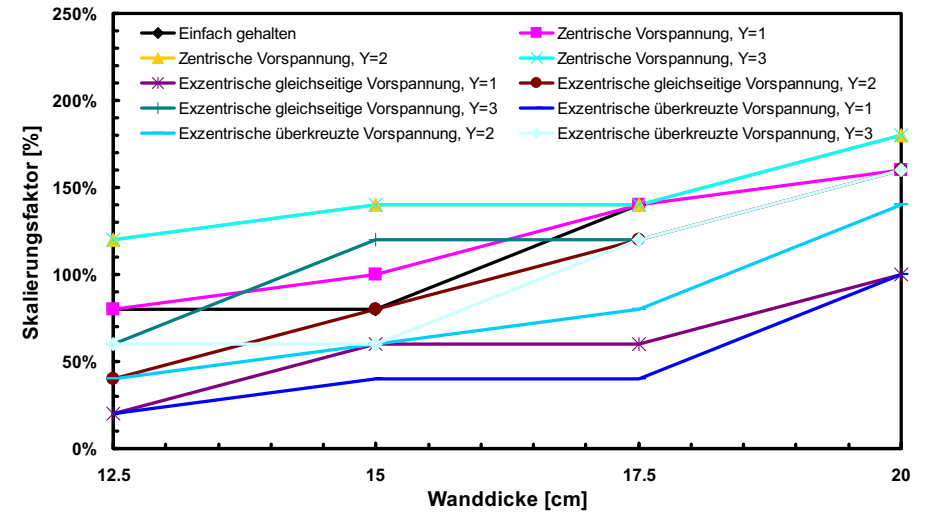
Prinzipskizze der Versuche von unbewehrten Mauerwerkswänden aus-der-Ebene

- a) Kolben
- b) Profilschienenführungen
- c) Wandverankerung
- d) U-Profil mit Beton gefüllt
- e) Abspannung vom oberen Lager
- f) Seitliche Holzbalken Halterung
- g) Kantholz 1x1cm
- h) Versuchskörper
- i) Freiraum für Lasteinleitung oben
- j) Oberes Lager
- k) Stossdämpfer
- l) Kastenprofil oben
- m) Feder
- Nummern) Messkanäle

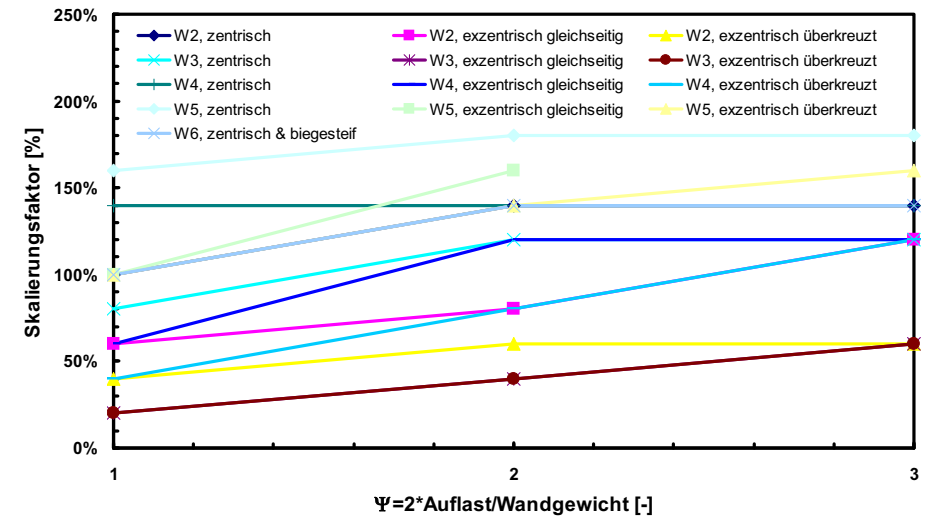


Einrichtung für den Versuchen von unbewehrten Mauerwerkswänden aus-der-Ebene

• Einfluss der Wanddicke



• Einfluss der Normalkraft



Zusammenfassung der Versuche

- Verschiedene Randbedingungen wurden untersucht
 - Einfach gehalten und eingespannte Wände
 - Verschiedene vertikalen Auflasten
 - Verschiedene Auflastexzentrizitäten
 - Widerstand der Stahlbetondecke bei Längenänderung der Wände
- Dickere Wände sind stabiler
- Wände mit grösser Auflast sind stabiler
- Dynamischer Anstieg der Auflast ist massgebend
 - Kleine Verformungen
 - Schlagartiges Versagen aus-der-Ebene
- Randbedingungen sind massgebend
- Die Auswertung der Versuche ist noch im Gang

3.1.3 Schlankheitsbegrenzungen

In anbetracht der sehr komplexen Verhältnisse, die beim Verhalten aus-der-Ebene von unbewehrten Mauerwerkswände vorkommen, versuchen die meisten Normen diese Problematik pauschal anhand von Schlankheitsbegrenzungen zu regeln.

- Schlankheitsbegrenzungen nach SIA 266

In Ziffer 4.7.1.3 schreibt die Norm SIA 266 ([SIA03b]) vor, dass Schubwände, die beim Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden, folgende Bedingungen erfüllen müssen:

$$t_w \geq 150\text{mm} \quad (3.5)$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 17 \quad (3.6)$$

Dabei ist t_w die Wanddicke und h_w die auf die Mitten der der Angrenzenden Decken bezogene Wandhöhe.

- Schlankheitsbegrenzungen nach EC8

In EC8 ([CEN03]) werden die geometrische Bedingunge für Schubwände empfohlen, die in der Tabelle auf Seite 179 angegeben sind.

Dabei werden die wirksame Wanddicke t_{ef} und die Knicklänge der Wand h_{ef} in EC6 ([CEN04]) wie folgt definiert:

Wirksame Wanddicke t_{ef} ([CEN04] Ziffer 5.5.1.3, Auszug):

- Bei einschaligen und zweischaligen Wänden ohne Luftschicht soll t_{ef} gleich der vorhandenen Wanddicke gesetzt werden.

Knicklänge der Wand h_{ef} ([CEN04] Ziffer 5.5.1.2, Auszug):

- Die Knicklänge ist wie folgt anzunehmen:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (3.7)$$

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ [mm]	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ [-]
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen	240	12
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen bei geringer Seismizität	170	15
Eingefasstes Mauerwerk	240	15
Bewehrtes Mauerwerk	240	15
Wobei: t_{ef} = Wirksame Wanddicke h_{ef} = Knicklänge der Wand		

Tabelle 9.2 aus [CEN03]

Dabei ist h die lichte Geschosshöhe der Wand und ρ_n ein Abminderungsfaktor mit unterschiedlichem Betrag je nach Halterung der auszusteienden Wand.

Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Höhe aufgelagerte Stahlbetondecken oder Dachter oder durch eine einseitig aufgelagerte Stahlbetondecke bei einer Auflagertiefe von mindestens $2/3$ der Wanddicke gehalten sind, gilt:

$$\rho_n = 0.75 \quad (3.8)$$

sofern die Lastausmitte am Wandkopf nicht grösser als 25% der Wanddicke ist, andernfalls sollte $\rho_n = 1.0$ gesetzt werden.

Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Höhe aufgelagerte Holzbalkendecken oder Dachter oder durch einseitig aufgelagerte Holzbalkendecken bei einer Auflagertiefe von mindestens $2/3$ der Wanddicke – aber mind. 85 mm – gehalten sind, gilt:

$$\rho_n = 1.0 \quad (3.9)$$

Bemerkungen:

- Erdbebenzonen mit geringer Seismizität sind gemäss EC8 ([CEN03], Ziffer 3.2.1(4)) solche Zonen, in welchen:

$$a_g \leq 0.08g \quad (3.10)$$

oder

$$a_g \cdot S \leq 0.10g \quad (3.11)$$

wobei a_g die Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Fels ist und S der Boden-Faktor, welcher die Vergrösserung der Bodenbeschleunigung für weiche Böden gegenüber der Bodenbeschleunigung für Fels berücksichtigt.

- In der Schweiz wäre somit einzig die Erdbebenzone Z1 eine Zone mit geringer Seismizität.

3.1.4 Bemerkungen zum Verhalten aus der Ebene

- Vergleich der Schlankheiten gemäss SIA 266 und EC8:
 - Die in SIA 266 geforderte minimale Wanddicke t_w ist wesentlich kleiner als die geforderte minimale Wanddicke in EC8.
 - Zudem ist die maximale Schlankheit in SIA 266 deutlich grösser als in EC8.
 - Es besteht deshalb Forschungsbedarf, um die Grössen, die in SIA 266 verwendet werden, zu gerechtfertigen.
- Zweischaliges Mauerwerk
 - In zwei-schaligem Mauerwerk wird die vertikale Kraft typischerweise nur über die innere Schale abgetragen (die Decken liegen nur auf der inneren Schale auf). Die äussere Schale trägt daher nicht zum Widerstand bei. Die innere und die äussere Schale sind mittels Anker verbunden; somit vergrössert die Masse der äusseren Schalen die aus-der-Ebene wirkenden Kräfte auf die innere Schale.
 - Zum Verhalten von zwei-schaligem Mauerwerk aus der Ebene gibt es bis jetzt keine Versuche.
 - Aus den genannten Gründen ist aber anzunehmen, dass die zweite Schale die Eigenschaften aus-der-Ebene eher verschlechtert.

Leere Seite

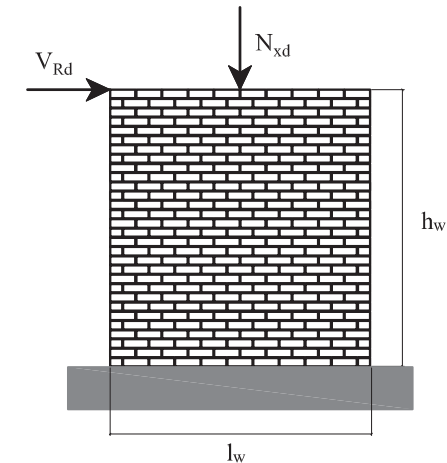
3.2 Seismisches Verhalten in der Ebene

In diesem Abschnitt wird eine Einführung zum seismischen Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden gegeben, die in der Ebene belastet sind.

Das Ziel dieser Vorlesung ist es nicht, eine detaillierte Anleitung zur Bemessung von solchen Wänden zu geben, sondern auf einige Besonderheiten von unbewehrten Mauerwerkswänden unter Horizontallasten und auf Annahmen in den Bemessungsverfahren aufmerksam zu machen.

- In Abschnitt 3.2.1 werden zuerst typische Versagensmechanismen betrachtet.
- In Abschnitt 3.2.2 wird ein möglicher Ansatz zur Bestimmung von bilinearen Kraft-Verformungsbeziehungen unbewehrter Mauerwerkswände und ihre Verwendung vorgestellt.
- In Abschnitt 3.2.3 wird kurz ein Ansatz zur Berechnung der Traglast von unbewehrten Mauerwerkswänden vorgestellt, der auf der Plastizitätstheorie beruht. Dieser Ansatz ist die Grundlage des Schubnachweises in der Norm SIA 266 [SIA03b].

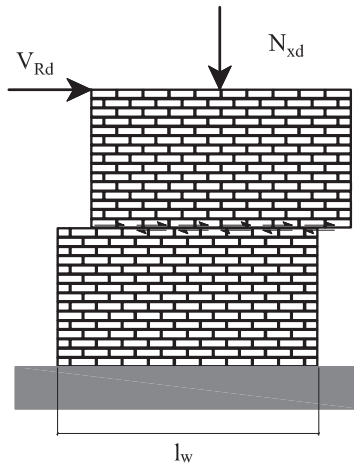
3.2.1 Versagensmechanismen



In der Regel werden drei Versagensmechanismen von Mauerwerkswänden unter zyklischer horizontaler Beanspruchung unterschieden (z.B. [MC97], [Tom99]):

- Gleiten in der horizontalen Fuge.
- Schubversagen (Treppenriss oder Zugversagen der Steine).
- Kippen / Druckversagen am Wandfuss (Lokales Zugversagen an der "Ferse" wird oft als Gebrauchstauglichkeitskriterium zur Beschränkung der Rissbreiten definiert).

Gleiten in der horizontalen Fuge

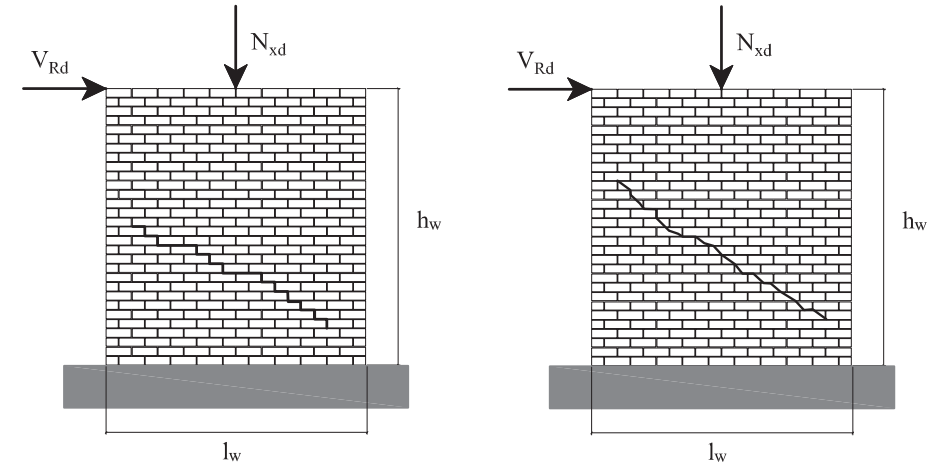


- Unter zyklischen horizontaler Belastung kann ein horizontaler Riss entstehen, der sich über die gesamte Wandlänge l_w erstreckt.
- Dieser Versagensmechanismus ist typischerweise kritisch, wenn die Normalkraft klein ist (obere Stockwerke) und bei schlechter Qualität des Mörtels [Tom99].
- Dieser Versagensmechanismus hat eine relativ grosse Verschiebekapazität und gute Energiedissipationseigenschaften. Meistens tritt Gleiten in der horizontalen Fuge jedoch in Kombination mit einem der anderen zwei Versagensmechanismen auf [MC97].
- Als Bemessungsansatz wird meistens das Mohr-Coulomb-Kriterium herangezogen, wobei die Kohäsion oft vernachlässigt wird, da die Streuung gross ist und sie unter zyklischer Beanspruchung abnimmt

$$V_{Rd} = \tau \cdot l_w \cdot t_w = (\mu \sigma + c) \cdot l_w t_w \quad (3.12)$$

wobei $\sigma = N/(l_w t_w)$ die mittlere axiale Spannung ist.

Schubversagen



- Infolge der mechanischen Eigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk und der typischen Geometrie von Wänden bzw. Gebäuden, ist dies die häufigste Versagensart von unbewehrten Mauerwerksgebäuden unter Erdbebenbeanspruchung [Tom99].
- "Treppenriss":
 - Schwacher Mörtel, feste Steine.
 - Bemessungsansatz: i.d.R. Mohr-Coulomb-Ansatz (z.B. [MC97], [Tom99], [CEN04]).
- "Riss durch Steine"
 - Fester Mörtel, schwache Steine.
 - Bemessungsansatz: Begrenzung der Hauptzugspannung (z.B. [MC97], [Tom99]).
- "Mixed modes" (d.h. eine Kombination aus Treppenriss und Riss durch Steine) sind auch möglich, und oft die Regel.
- Diese Versagensart ist ziemlich spröde.

- Typische Kraft-Verformungs-Beziehung [MC97]:

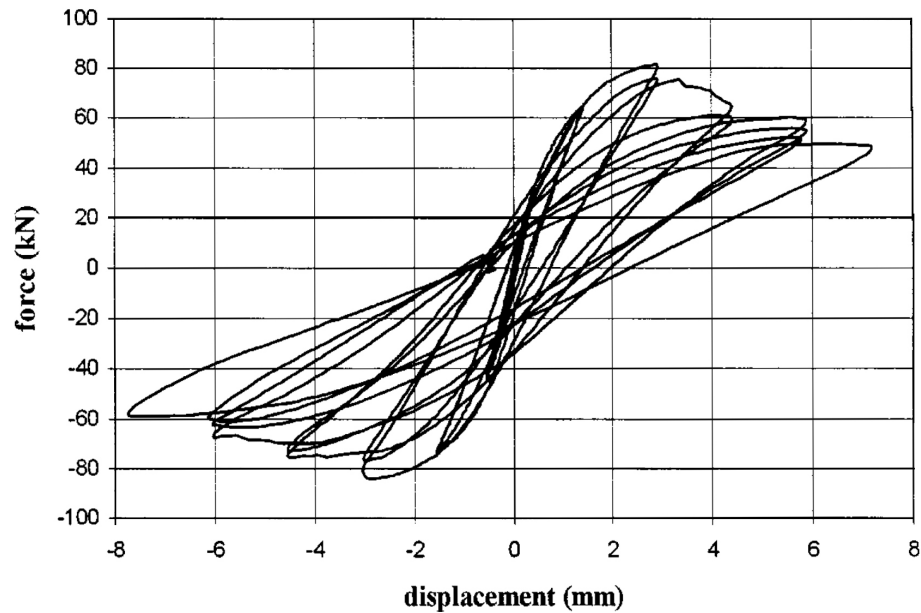
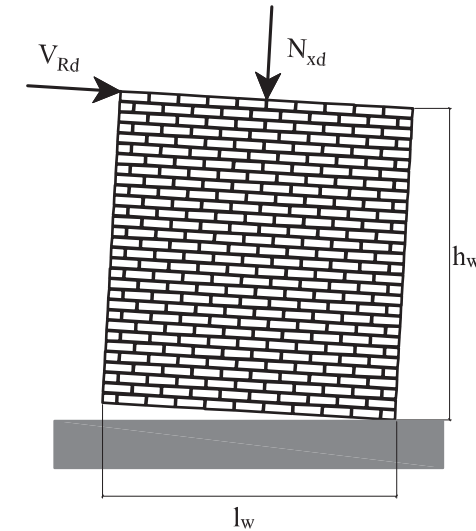


Bild aus [MC97]: Versuch mit $h_w/l_w=1.35$, $\sigma_0=0.6$ MPa

- Bevor diagonale Risse auftreten: mittlere Energiedissipation; vernachlässigbare Reduktion der Steifigkeit und Festigkeit.
- Erste diagonale Risse bei 90% der maximalen Kraft.
- Im folgenden stärkere Energiedissipation und nach Erreichen der maximalen Kraft relativ starke Reduktion der Steifigkeit und Festigkeit.

Kippen / Druckversagen am Wandfuss



- Diese Versagensart ist die "duktilste" (aber sie ist immer noch recht spröde im Vergleich zu einer kapazitätsbemessenen Stahlbetonwand).
- Bemessung:
 - Gleichgewicht der Kräfte.
 - Der Hebelarm ist durch die Druckspannungen am Wandfuss begrenzt.
- Typische Kraft-Verformungs-Beziehung [MC97]:
 - Relativ geringe Energiedissipation, fast nicht-lineares elastisches Verhalten.
 - Relativ grosse Verschiebekapazitäten können erreicht werden, solange kein Druckversagen am Wandfuss auftritt. (Meistens treten dann aber andere Versagensmechanismen ein).

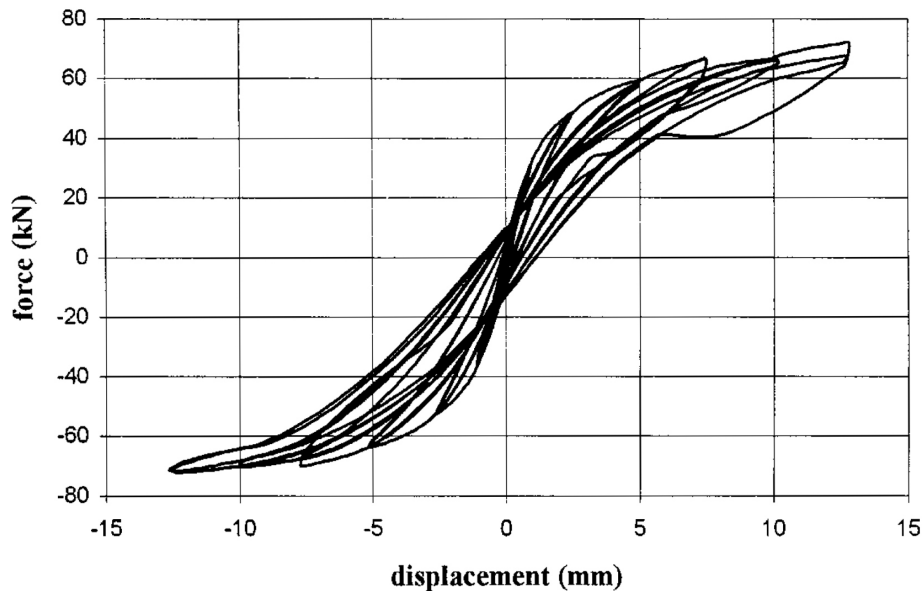


Bild aus [MC97]: Versuch mit $h_w/l_w=2.0$, $\sigma_0=0.6$ MPa

Bemerkungen zu den Versagensmechanismen

- Normalkraft ist entscheidend; ohne Normalkraft können Mauerwerkswände praktisch keine Schubkraft aufnehmen. Da die kritischste Wand hinsichtlich der Schubkapazität i.d.R. im untersten Stockwerk des Gebäudes ist, kommt dies dem Widerstand zugute.
- Sehr grosse Normalkräfte können aber zu einem besonders spröden Versagen der Mauerwerkswand führen [ZSS96]. I.d.R. reduziert auch eine grosse Normalkraft das Verformungsvermögen und die Energiedissipation unter zyklischer Beanspruchung (siehe auch Abschnitt 3.2.3).
- Die experimentellen Daten streuen stark (typisch für spröde Versagensmechanismen); dies trifft insbesondere auf die Verformungsgrößen zu.
- Viele verschiedene Parameter beeinflussen das Verhalten der unbewehrten Mauerwerkswand unter Quer- und Normalkraft; z.B.
 - Eigenschaften des Mörtels und der Steine.
 - Lochung der Steine, Geometrie der Steine (Längen/Höhenverhältnis).
 - Vermörtelung der Stoss- und Lagerfugen.

Diese Parameter streuen vor allem regional sehr stark (verschiedene Länder verwenden verschiedene Typen von Mauerwerk). Im Rahmen dieser Vorlesung ist es nicht möglich auf all diese Parameter im einzelnen einzugehen.

3.2.2 Kraft-Verformungs-Beziehung einer unbewehrten Mauerwerkswand

Die typische Kraft-Verformungs-Beziehung einer unbewehrten Mauerwerkswand unter einer kombinierten Beanspruchung infolge Schub- und Normalkräfte sieht wie folgt aus:

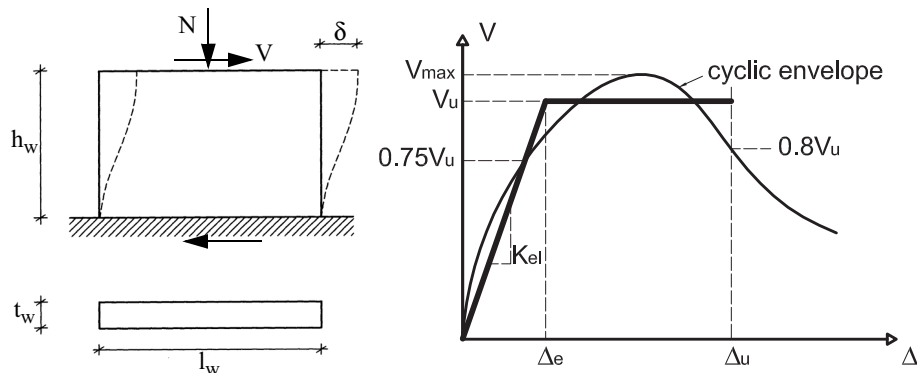


Bild aus [MC97]

Die Umhüllende der zyklischen Kraft-Verformungs-Beziehung aus einem Versuch kann bilinear approximiert werden indem die Fließ- und die maximale Verschiebungen Δ_e bzw. Δ_u sowie die maximale Kraft V_u wie folgt festgelegt werden:

- Festlegung der maximalen Kraft als $V_u = 0,9 \cdot V_{max}$.
- Festlegung der elastischen Sekantensteifigkeit K_{el} mittels des Schnittpunkts der Umhüllenden mit einer horizontalen Geraden bei $0,75 \cdot V_u$.
Die Fließverschiebung Δ_e ergibt sich aus dem Schnittpunkt zwischen der Geraden mit der Steifigkeit K_{el} und der horizontalen Geraden bei $0,9 \cdot V_{max}$.
- Festlegung der maximalen Verschiebung Δ_u als die Verschiebung, bei welcher die Kraft V nur noch 80% von V_u erreicht.

Schätzung der Kraft-Verformungs-Beziehung

In Anbetracht dessen, dass zur Bemessung oder zur Analyse eines Tragwerks in der Regel keine Versuche beigezogen werden können, muss diese bilineare Approximation der Kraft-Verformungs-Beziehung analytisch konstruiert werden.

Dazu müssen die Größen V_u , K_{el} und Δ_u festgelegt werden.

• Bestimmung der maximalen Kraft

Die Schubkapazität V_u der Wand ist von dem erwarteten Versagensmechanismus abhängig (siehe Abschnitt 3.2.1). Verschiedene Ansätze wurden entwickelt; im folgenden werden die in [MC97] genannten wiedergegeben.

1) Gleiten

Der Gleitwiderstand der Wand kann wie folgt geschätzt werden:

$$V_u = \mu_{s1} \cdot N \quad (3.13)$$

Dabei ist N die vorhandene Normalkraft und μ_{s1} das Reibungskoeffizient der Lagerfuge.

Bemerkungen ([MG07]):

- Vergleiche mit Versuchsergebnissen haben gezeigt, dass dieser Ansatz oft zu konservativen Ergebnissen führt.
- Die kleine Zugfestigkeit der Lagerfugen, die bei der Bemessung oft vernachlässigt wird, kann i.d.R. verhindern, dass sich in oberen Stockwerken ein durchgehender horizontaler Riss ausbildet.
- Um die Gleichung (3.13) weniger konservativ zu machen, sollte zumindest ein Endwert der Kohäsion (residual value) angenommen werden.

2) Schubversagen

Das Schubversagen wird in der Literatur anhand von zwei unterschiedlichen Kriterien festgelegt:

- Das Mohr-Coulomb Kriterium
- Das Zugspannungskriterium

Das Mohr-Coulomb Kriterium beschreibt anhand von Gleichung (3.14) die Schubkapazität, die zur Ausbildung eines Treppenrisses führt (siehe Abschnitt 3.2.1):

$$V_u = l_w \cdot t_w \cdot (c + \mu \sigma_0) \quad (3.14)$$

wobei die Kohäsion c und das Reibungskoeffizient μ globale Parametern sind, die nicht direkt mit lokalen Parametern zusammenhängen.

Dieser Ansatz findet z.B. in EC6, Part 1 [CEN04] wie folgt Anwendung:

$$V_{Rd} = (f_{vk0} + 0.4\sigma_d)t_w l_c \quad (3.15)$$

wobei:

- l_c : Überdrückte Wandlänge
- $\sigma_d = N/(l_c \cdot t_w)$: Mittlere axiale Spannung im überdrückten Wandbereich.
- f_{vk0} : Charakteristische Schubfestigkeit, wenn vertikaler Druck nicht vorhanden ist.
 $f_{vk0} = 0.15 - 0.40 \text{ MPa}$, abhängig vom Mauerwerkstypus

Das Zugspannungskriterium beschreibt anhand von Gleichung (3.16), die Schubkapazität, die zu einem diagonalen Riss durch die Steine führt (siehe Abschnitt 3.2.1):

$$V_u = \frac{f_{tu} \cdot l_w \cdot t_w}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (3.16)$$

wobei:

- $\sigma_0 = N/(l_w \cdot t_w)$: Mittlere axiale Spannung
- f_{tu} : Zugfestigkeit des Mauerwerks (aus einfachem diagonalen Drucktest bestimmt).
- b : Empirischer Faktor, der den Einfluss der Schlankheit berücksichtigt:
- $b = 1.5$ wenn $h/l_w \geq 1.5$
 - $b = h/l_w$ wenn $1.0 < h/l_w < 1.5$
 - $b = 1.0$ wenn $h/l_w \leq 1.0$

3) Kippen

Der Kippwiderstand der Wand kann aus folgender Gleichgewichtsbeachtung hergeleitet werden (siehe Abbildung in Abschnitt 3.2.1 Kippen):

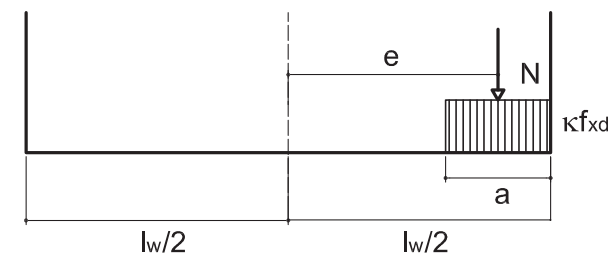
$$V_u = \frac{N \cdot l_w}{2h} \cdot \left(1 - \frac{N}{\kappa \cdot f_{xd} \cdot t_w \cdot l_w}\right) \quad (3.17)$$

wobei:

$$\kappa = 0.85 \quad (3.18)$$

$$h = M/V \quad (3.19)$$

und die weiteren Größen gehen aus folgendem Bild hervor:



• Bestimmung der elastischen Steifigkeit

Die elastische Steifigkeit K_{e1} ist eher schwierig zu schätzen, weil sie vom Spannungsniveau (sowohl Normal- als Schubspannungen) abhängig ist.

In erster Näherung kann K_{e1} als die Steifigkeit des homogenen Querschnitts unter Berücksichtigung der Schubverformungen angesetzt werden. Für Kragarm-Wände kann die Fließverschiebung Δ_e somit wie folgt geschätzt werden (für Wände, die oben und unten eingespannt sind, muss der Biegeverformungsanteil angepasst werden):

$$\Delta_e = \left(\frac{h_w^3}{3E_m I} + \frac{h_w}{A_v G} \right) \cdot V_u \quad (3.20)$$

wobei

$$G = \frac{E_m}{2(1+\nu)} \quad \text{mit } \nu = 0.2 \dots 0.3 \quad (3.21)$$

$$I = \frac{t_w l_w^3}{12} \quad (3.22)$$

$$A_v = \frac{5}{6} \cdot t_w l_w \quad (3.23)$$

• Bestimmung der maximalen Verschiebung

Für Mauerwerk wird das Verformungsvermögen oft direkt als "ultimate drift capacity" oder "ultimate displacement capacity" angegeben anstatt sie als Verschiebeduktilität auszudrücken.

Wie oben ausgeführt, ist die Steifigkeit einer Mauerwerkswand stark vom Spannungszustand abhängig. Daher ist es häufig schwierig, eine repräsentative elastische Steifigkeit K_{e1} festzulegen und die Fließverschiebung Δ_e zu bestimmen.

Die Unsicherheiten, die mit der Verschiebeduktilität $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_e$ verbunden sind, sind daher grösser als die Unsicherheiten des Verformungsvermögens Δ_u [MC97].

In der Literatur werden verschiedene Werte für das Verformungsvermögen von unbewehrten Mauerwerkswänden angegeben. Das Verformungsvermögen wird i.d.R. als maximale Stockwerksschiefstellung δ_u ("ultimate drift capacity") ausgedrückt.

Im folgenden werden die Werte, die in [MC97] und in EC8, Part 3 [CEN05] genannt werden, wiedergegeben:

1) Verformungsvermögen gemäss [MC97]:

- Schubversagen:

$$\delta_u = 0.5\% \quad (3.24)$$

- Kippen:

$$\delta_u = 1.0\% \quad (3.25)$$

Dieses Limit dient aber lediglich dazu, den Schaden an nichttragenden Bauteilen zu begrenzen; das Verformungsvermögen einer kippenden Mauerwerkswand kann deutlich grösser sein (solange kein Druckversagen am Wandfuss auftritt).

- Gleiten:

$$\delta_u = 1.0\% \quad (3.26)$$

Die Gründe für dieses Limit sind die gleichen wie beim Kippen.

2) Verformungsvermögen gemäss EC8, Part 3 [CEN05]:

In EC8, Part 3 wird nur zwischen Schubversagen und Biegeversagen (d.h. Kippen) unterschieden. Das Verformungsvermögen wird für zwei verschiedene Grenzzustände angegeben:

- Schubversagen:

“Significant damage limit state”: $\delta_u = 0.4\%$ (3.27)

“Near collapse limit state”: $\delta_u = \frac{4}{3} \cdot 0.4\% = 0.53\%$. (3.28)

- Biegeversagen:

“Significant damage limit state”: $\delta_u = 0.8\%$ (3.29)

“Near collapse limit state”: $\delta_u = \frac{4}{3} \cdot 0.8\% = 1.07\%$. (3.30)

Definition von “Significant damage limit state”:

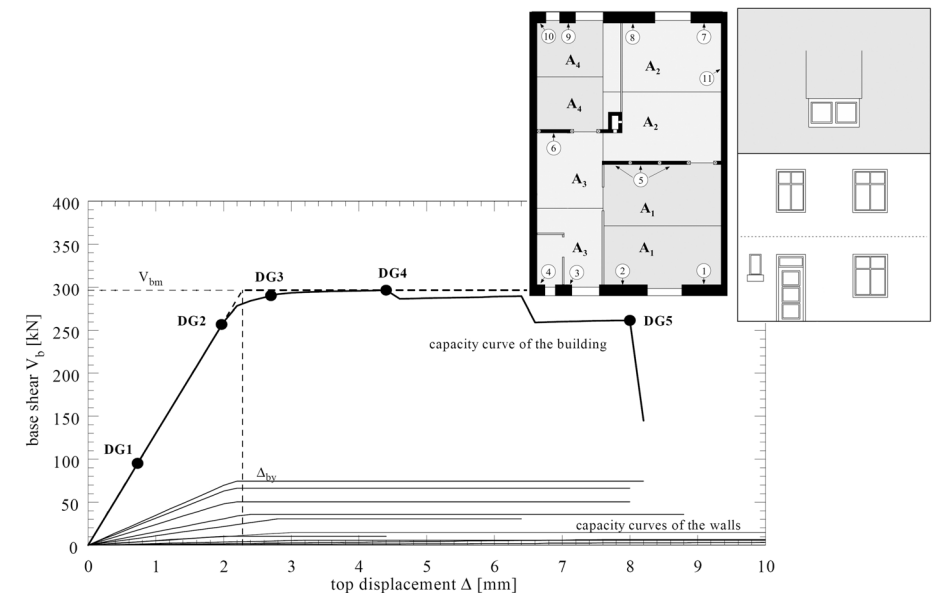
- Das Gebäude ist beschädigt, aber es besitzt noch begrenzten horizontalen Widerstand und Steifigkeit. Die vertikalen Elementen können die Schwerlasten abtragen. Nichttragende Elemente sind beschädigt, aber Trennwände und Ausfachungen haben nicht auf der Ebene versagt. Moderate, bleibende Stockwerksschiefstellungen sind vorhanden. Das Gebäude kann Nachbeben von mittlerer Intensität überstehen. In den meisten Fällen ist die Reparatur nicht mehr ökonomisch sinnvoll.

Definition von “Near collapse limit state”:

- Das Gebäude ist stark beschädigt und hat nur noch einen geringen horizontalen Widerstand und Steifigkeit, aber die vertikalen Elemente können die Schwerlasten noch abtragen. Die meisten nichttragenden Elemente haben versagt. Grosse, bleibende Stockwerksschiefstellungen sind vorhanden. Das Gebäude ist nahe am Versagen und würde vermutlich nicht mal ein Erdbeben mittlerer Intensität überstehen.

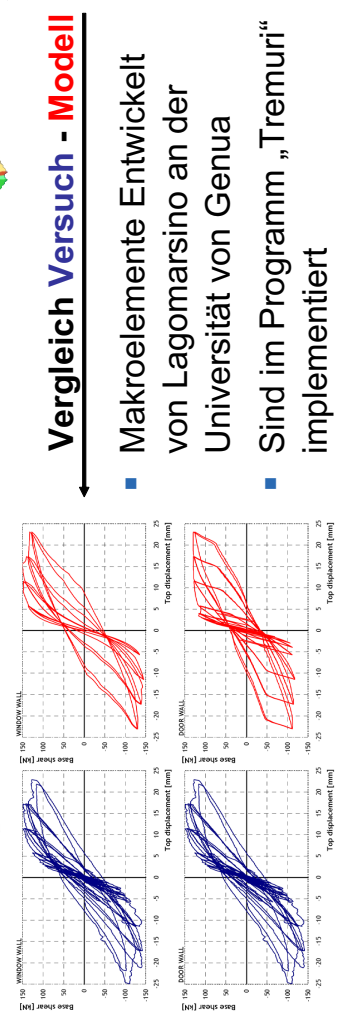
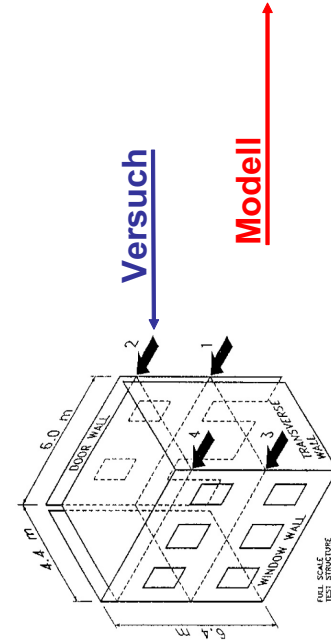
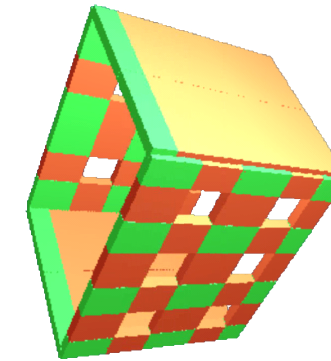
Bemerkungen zur Schätzung der Kraft-Verformungs-Beziehung

- Es besteht Unsicherheit bei der Bestimmung der Kraft-Verformungs-Beziehung. Hier wurden nur die Ansätze aus [MC97] vorgestellt; andere Autoren schlagen andere Ansätze vor (z.B. [Tom99]).
- In einigen Bemessungsansätzen findet nur der Widerstand V_u Verwendung (z.B. EC6); das Verformungsvermögen Δ_u fließt nicht mit ein.
- In anderen, verformungsbasierten Ansätzen wird die Kraft-Verformungsbeziehung explizit berücksichtigt: Die globale Kraft-Verformungs-Beziehung des Gebäudes wird als Summe der Kraft-Verformungsbeziehungen der einzelnen Wände bestimmt. Das gesamte Gebäude wird dann als äquivalenter EMS modelliert, für den der Verformungsbedarf bestimmt werden kann (z.B. [Tom99], [Lan02]).



Berechnung der Pushover Kurve eines Gebäudes gemäss [Lan02]. Bild aus [Lan02]

- Verwendung der inelastischen Kraft-Verformungs-Beziehung bei Computerprogrammen mit Makroelementen zur Berechnung von Pushover Kurven.
 - Siehe Beispiele auf Seiten 200 bis 202.
- Programm "TreMuri"
 - Entwickelt von der Forschungsgruppe von Professor Sergio Lagomarsino an der Universität Genua.
 - Informationen zur kommerziellen Version des Programmes sind auf der folgenden Webseite erhältlich:
 - http://www.stadata.com/Vedi.asp?table=TreMuri_Introduzione
- Programm "SAM"
 - Entwickelt von der Forschungsgruppe von Professor Guido Magenes an der Universität Pavia.
 - Die kommerzielle Version des Programms heisst "ANDILWall"; Informationen auf:
 - <http://www.crsoft.it/andilwall/>



(Galasco A., et al.: Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures. Proceedings 13 WCEE, 2004)

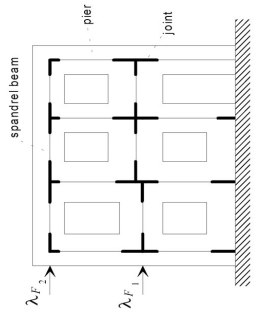


Figure 1. Equivalent frame idealization of a spandrel element failing in shear.

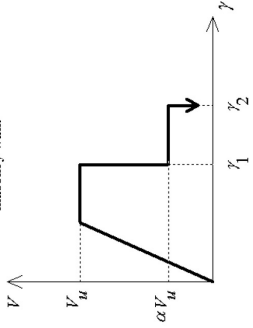


Figure 4. Idealized nonlinear behaviour of a spandrel element failing in shear.

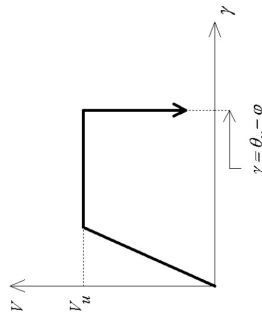


Figure 2. Idealized nonlinear behaviour of a pier element failing in shear.

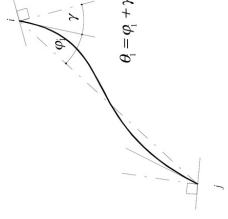


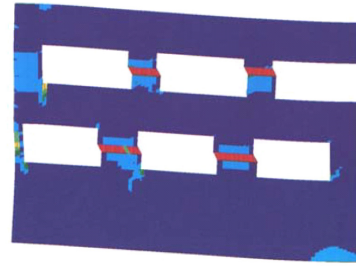
Figure 3. Chord rotation in a beam-column element.

■ Makroelemente (SAM) entwickelt von Magenes an der Universität von Pavia

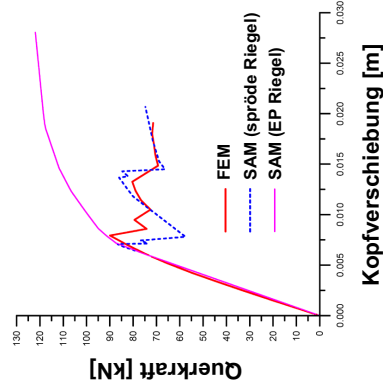
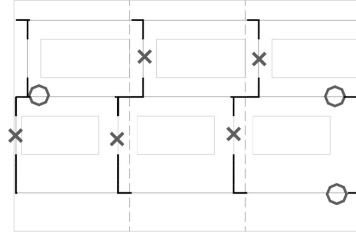
(Magenes G.: A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings. Proceedings 12 WCEE, 2000)

Makroelemente zur Berechnung von Pushover Kurven [Mag00]

FE Modellierung



Modellierung mit Makroelementen (SAM)



- = Biegeversagen oder Kippen
- × = Schubversagen mit Kreuzrissen
- ▭ = Gleiten

Berechnung der Pushover Kurve einer unbewehrten Mauerwerkswand anhand von Makroelementen [Mag00]

3.2.3 Traglast von Mauerwerkswänden anhand der Plastizitätstheorie

In der Forschungsgruppe von Professor Bruno Thürliman wurde an der ETH Zürich in den 80er Jahren das Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden intensiv untersucht.

Anstatt die Traglast V_u von unbewehrten Mauerwerkswänden anhand von den Ansätzen aus Abschnitt 3.2.2 zu berechnen, wurde dabei vorgeschlagen V_u anhand der Plastizitätstheorie zu berechnen.

Die Berechnung der Traglast basiert hierbei auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (statischer Grenzwertsatz):

“Jede Belastung, zu der sich ein stabiler, statisch zulässiger Spannungszustand angeben lässt, liegt nicht höher als die Traglast”

Damit dieser untere Grenzwert der Traglast erreicht werden kann, ist ein gewisses Verformungsvermögen von Nöten, damit eine Spannungsumlagerung vom elastischen zum plastischen Zustand möglich ist.

Da Mauerwerk generell als nicht-duktiler Baumaterial gilt, muss nachgewiesen werden, dass sein Verformungsvermögen ausreicht, um die Traglast zu erreichen.

Zu diesem Zweck führten Ganz und Thürlimann ([GT84]) Versuche an Mauerwerkswänden durch, die mit einer konstanten Normalkraft und kontinuierlich gesteigerten Schubkraft belastet waren.

Diese Versuche werden in der Folge kurz dargestellt.

Die Versuche von Ganz und Thürlimann

Die Versuche sind im Bericht [GT84] ausführlich beschrieben, hier wird nur ein kurzer Überblick gegeben.

• Versuchsparameter

- Normalkraft:
Zwei verschiedene Normalkraftniveaus wurden untersucht. Die kleinere entspricht der Normalkraft im Untergeschoss eines typischen 4-stöckigen Gebäudes, die grössere der Normalkraft im Untergeschoss eines typischen 10-stöckigen Gebäudes.
- Exzentrizität der Normalkraft in der Wandebene:
Neben einer zentrischen Normalkraft wurde der Einfluss eines Biegemoments auf die Schubtragfähigkeit untersucht.
- Bewehrung:
In 2 Versuchen wurde Lagerfugenbewehrung eingelegt.
- Zyklische vs. monotone Belastung:
Zwei Versuche wurden zyklisch belastet, alle übrigen monoton.

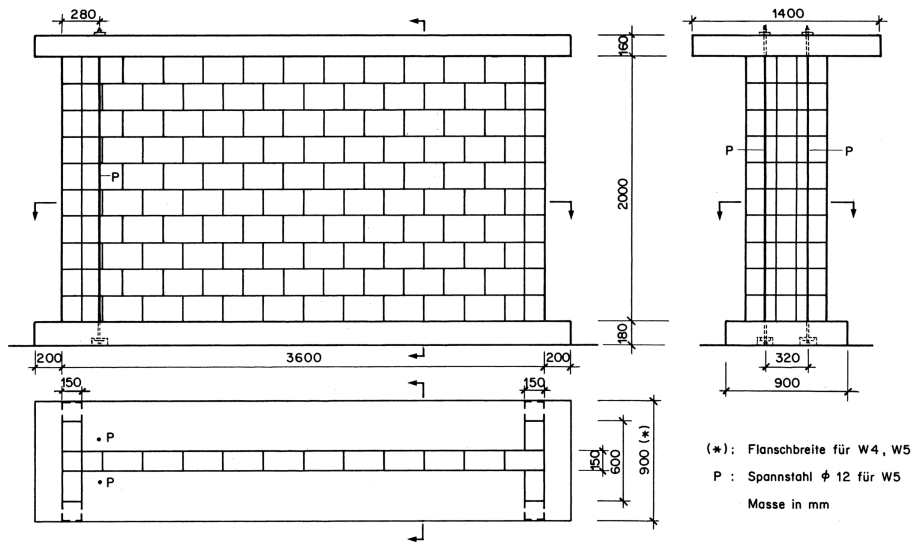
• Versuchskörper

Die wichtigsten Eigenschaften der Versuchskörper sind in der Folge angegeben und in der Tabelle auf Seite 205 zusammengefasst:

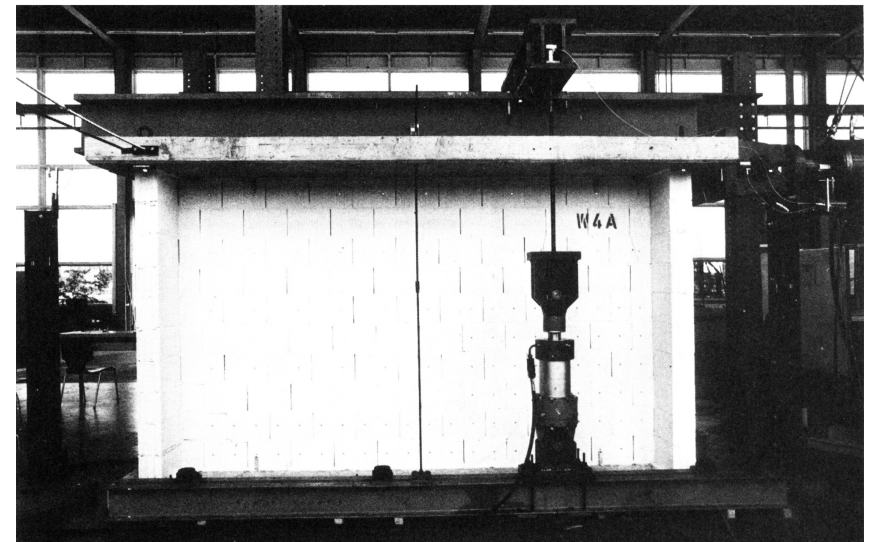
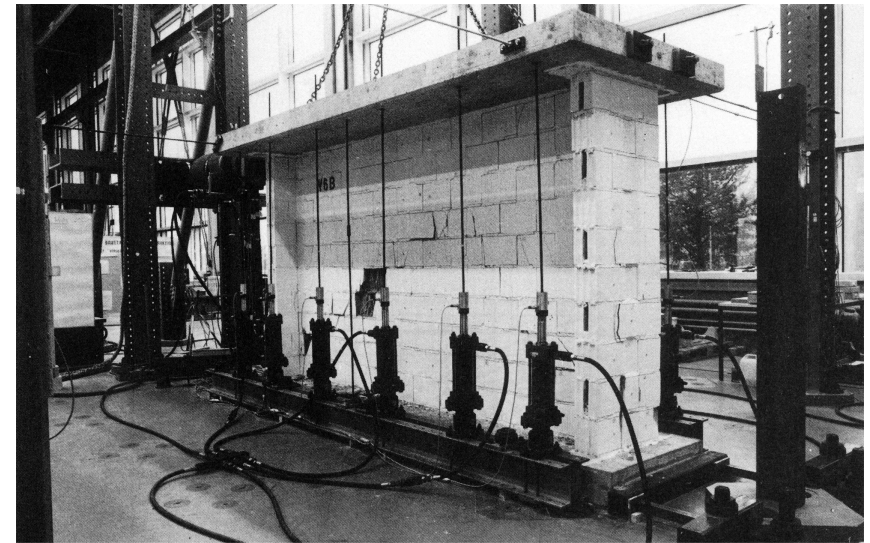
- Massstab: ungefähr 1:1.25 (Steine wurden unverändert gelassen).
- Abmessungen: $l_w \times h_w \times t_w = 3.6 \times 2.0 \times 0.15$ m, $l_w/h_w = 1.8$ ($h_w/l_w = 0.56$)
- Wände hatten Flansche an den Enden zur seitlichen Stabilisierung
- Lagerfugen hatten eine mittlere Dicke von 10 mm und waren vollflächig vermörtelt.
- Stossfugen: Mörtel nur als verdeckter Spatz in den Steinnuten.
- W3 und W5: Mit Lagerfugenbewehrung (2 Stäbe $\varnothing 5$ mm pro Fuge; mit Stahlplatten verankert). W5 war ausserdem vertikal vorgespannt.

Versuch	N [kN]	Exzentrizität von N [m]	Lagerfugenbewehrung	Vorspannung P_0 [kN]	Belastung
W1	-415	0	-	-	monotonisch
W2	-1287	0	-	-	monotonisch
W3	-415	0	2 Ø5 mm	-	monotonisch
W4	-423	0.84	-	-	monotonisch
W5	-434	1.72	2 Ø5 mm	277	monotonisch
W6	-418	0	-	-	zyklisch
W7	-1290	0	-	-	zyklisch

Programm der Versuche von Ganz und Thürlimann. Tabelle aus [GT84]

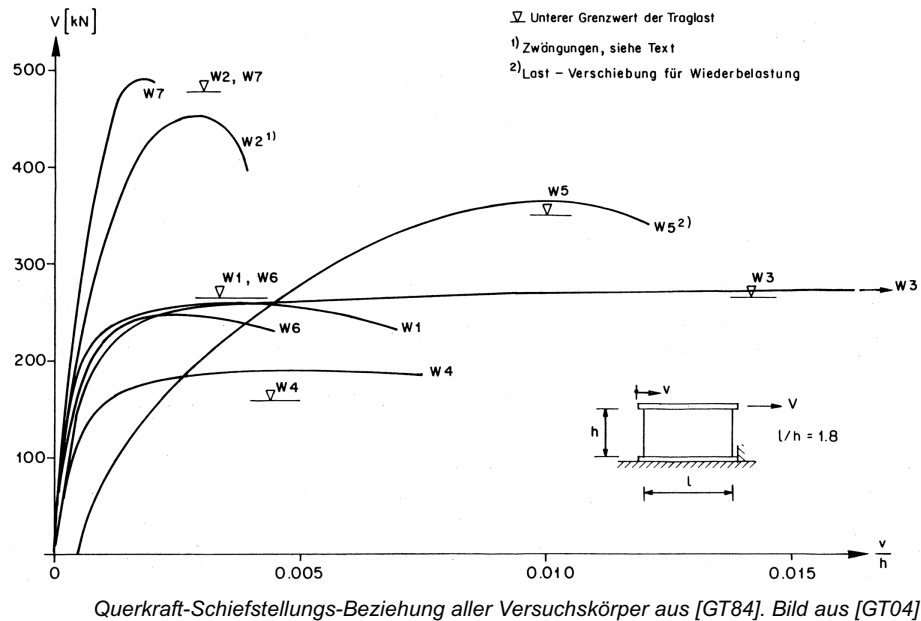


Versuchskörper bei den Versuchen von Ganz und Thürlimann. Bild aus [GT84]



Versuchsanlage für zentrische (oben) und exzentrische Normalkraft (unten) bei den Versuchen von Ganz und Thürlimann. Bilder aus [GT84]

• Zusammenfassung der Versuchsergebnisse



- Grösse der Normalkraft
 - Für kleine Normalkräfte verhalten sich die Wände recht duktil.
 - Für grössere Normalkräfte zeigen sie ein sprödes Verhalten.
- Lagerfugenbewehrung:
 - Geringe Erhöhung der Traglast (W1-W3, ohne und mit Bew.).
 - Starke Erhöhung der Verschiebekapazität (Faktor ~3), entscheidend war vermutlich die gute Verankerung der Bügel.
- Zusätzliches Biegemoment reduziert die Schubkapazität (W1-W4, ohne und mit zusätzliches Moment).
- Zyklische Belastung reduziert die Schubkapazität (~15%) und vor allem die Verschiebekapazität (vgl. W1-W6, W2-W7, monoton-zyklisch)

Bemerkungen

In seiner wegweisenden Dissertation ([Gan85]) diskutiert Ganz die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Berechnung der Traglast von unbewehrten Mauerwerkswände unter anderem wie folgt:

- Auch bei grösseren Normalkräften, die zu sprödem Verhalten führen, ist das Verformungsvermögen ausreichend, um Traglasten zu erreichen, die nach der starr-plastischen Theorie berechnet wurden.
- Dies ist der Fall, da die benötigte Umlagerung vom "elastischen" zum "plastischen" Spannungszustand gering ist. Die Lasten werden in beiden Fällen möglichst direkt ins Auflager geleitet.
- Die Versuchsergebnisse unterstreichen die Bedeutung der Normalkraft auf das Verhalten der Mauerwerkswände:
 - Zum einen ist Normalkraft notwendig, um einen Schubwiderstand aufzubauen.
 - Bei grossen Normalkräften wird die Wand aber zusehends spröde, d.h. die Energiedissipation ist reduziert und ein katastrophales Versagen der Wand während eines Erdbebens wird wahrscheinlicher.
- Generell ist Vorsicht geboten, wenn Erkenntnisse aus monotonen Versuchen auf zyklische Belastung angewendet werden. Die Versuche hier ([GT84]) zeigen, dass sowohl Kraft- als auch Verformungskapazität reduziert werden.

Bemessungsansätze, die auf der Plastizitätstheorie basieren haben ihren Niederschlag in der heutigen Norm SIA 266 gefunden und werden auch zum Nachweis der Tragwiderstand im Erdbebenfall verwendet. Dabei ist folgendes zu bemerken:

- 1) In den Normen der SIA, wird die Einwirkung "Erdbeben" als eine Einwirkung betrachtet, die im Tragsystem Schnittkräfte erzeugt.

- 2) Wenn diese Schnittkräfte bekannt sind, erfolgt der eigentliche Nachweis der unbewehrten Mauerwerkswände gemäss der Norm SIA 266, gleich wie für allen anderen Arten von Einwirkungen.
- 3) Zur Berechnung der Schnittkräfte soll nach Norm SIA 266 ein Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ angenommen werden.
 - Dieser kleine Verhaltensbeiwert berücksichtigt praktisch nur die Überfestigkeit der Bauteile;
 - Das Verformungsvermögen der Bauteile wird zur Abminderung der Erdbebenkräften praktisch nicht berücksichtigt;
 - Ein gewisses Verformungsvermögen der Bauteile wird aber postuliert, um die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Berechnung der Traglast zu gerechtfertigen.
- 4) Die Schnittkräfte der verschiedenen Bauteile werden in der Regel berechnet, indem die Stockwerksquerkräfte proportional zur elastischen Steifigkeit der Bauteile verteilt werden.
 - Bei ungünstiger Anordnung und ungünstigem Längenverhältnis der Wände, kann eine Wand rechnerisch viel früher als eine andere versagen. Das Versagen wird hier als das Erreichen der Traglast definiert.
 - Wenn keine Kraftumlagerungen infolge inelastische Verformungen der Wände berücksichtigt werden, dann entspricht der Zeitpunkt, wenn die erste Wand ihre Traglast erreicht dem Zeitpunkt, wenn das ganze Gebäude seine Traglast erreicht.
 - Die rechnerische Traglast der Gebäude kann somit wesentlich kleiner als die Summe der Traglasten der einzelnen Wände ausfallen.
- 5) Wegen Bemerkungen 3) und 4) scheint die seismische Bemessung anhand der Norm SIA 266 eher konservativ zu sein und der rechnerische Nachweis von sowohl neuen als auch bestehenden Gebäuden ist oft nur schwer oder gar nicht anzubringen.

- 6) Aus diesem Grund sind zurzeit Forschungsprojekte im Gang, die als Ziel haben, günstigere Verfahren für den seismischen Nachweis von unbewehrtem Mauerwerk in der Schweiz vorzuschlagen. Es werden dabei grundsätzlich zwei Wege verfolgt:
 - Explizite Berücksichtigung des Verformungsvermögens der Wände im Rahmen von verformungsbasierten Verfahren;
 - Implizite Berücksichtigung des Verformungsvermögens der Wände im Rahmen einer Umlagerung der elastisch bestimmten Schnittkräfte.
- 7) In anderen Ländern (z.B. Italien, Slovenien) wird bereits seit einiger Zeit zur Quantifizierung des Verformungsvermögens von unbewehrtem Mauerwerk geforscht. Es ist jedoch grosse Vorsicht geboten, wenn die Forschungsergebnisse von diesen Ländern auf die Schweiz angewendet werden, da die Mauerwerkstypen regional sehr stark variieren. Dies gilt insbesondere, da die Mauerwerkswände in der Schweiz typischerweise viel dünner sind als die Wände in anderen Ländern.
- 8) Die detaillierte Diskussion der Nachweise nach der Norm SIA 266 ist nicht Ziel dieser Vorlesung und es wird auf die Vorlesung "Mauerwerk" von Dr. N. Mojsilovic und auf die entsprechende Literatur verwiesen. Eine ausführliche Referenzliste, die auch Hinweise zu Bemessungsbeispielen enthält, ist am Anfang dieses Kapitels angegeben.