

Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten

Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann
Dr. Kerstin Lang

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

Zürich
März 2002

Vorwort

In der Schweiz wird ein grosser Teil der Wohn- und Gewerbebauten mit tragendem Mauerwerk ausgeführt. Mauerwerk ist in bauphysikalischer Hinsicht – Wärmedämmung und –speicherung, Feuchtigkeitshaushalt – ein sehr geeigneter und bewährter Baustoff. Bauten mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Backsteinen, Kalksandsteinen oder Zementsteinen sind jedoch durch Erdbeben sehr verletzlich. Die Wände ziehen mit ihrer Steifigkeit die Erdbebenkräfte geradezu an und sind relativ spröde; sie verhalten sich deshalb im Vergleich zu anderen Bauweisen verhältnismässig ungünstig. Dies wird bei jedem Erdbeben erneut bestätigt.

Mit dem Bemessungsverfahren für Mauerwerksbauten gemäss der Empfehlung SIA V177 gelingt es auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung meist nicht, ein genügendes Verhalten nachzuweisen, d.h. der Erdbebennachweis ist nicht möglich. Eine wirklichkeitsnahe Betrachtung zeigt jedoch, dass es Trag- und Verformungsreserven gibt, die gewissermassen zusätzlich genutzt werden können – dies trotz des vergleichsweise ungünstigen Erdbebenverhaltens von Mauerwerksbauten. Deshalb wurde im Anschluss an die grundlegende, von Frau K. Lang ausgearbeitete Dissertation "Seismic vulnerability of existing buildings", welche die Evaluation bestehender Bauten behandelt, der Versuch unternommen, wesentliche dort gewonnene Erkenntnisse auch für den Entwurf und die Bemessung von neu zu errichtenden Mauerwerksbauten zu nutzen.

Der vorliegende Bericht enthält zwei Aufsätze, die in stark gekürzter Form andernorts publiziert werden. Der erste Aufsatz bezieht sich auf in Grund- und Aufriss regelmässig gestaltete "reine" Mauerwerksbauten. Es wird gezeigt, dass in bestimmten Fällen, d.h. je nach Anzahl der Stockwerke, der Konfiguration der Mauerwerkswände usw., und bei eher geringer Stärke der seismischen Einwirkung, der Erdbebennachweis erbracht werden kann. Wo dies nicht gelingt, sind bauliche Massnahmen erforderlich. Eine effiziente mögliche Lösung ist die Aussteifung der Mauerwerksbauten durch einzelne schlanke Stahlbetontragwände. Dies ist das Thema des zweiten Aufsatzes.

Die Verfasser hoffen, hiermit einen substanziellen Beitrag zu der in Wissenschaft und Praxis laufenden Diskussion über die Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten zu leisten.

Zürich, März 2002

Prof. Hugo Bachmann

Inhaltsverzeichnis

Teil 1 - Entwurf und Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung

Einleitung	1
Neues Verfahren	3
Vorgehen und Übersicht.....	3
Regeln für den Entwurf	4
Begriffe und Tragwerksmodell.....	4
Kapazität eines Gebäudes.....	7
Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand	9
Kapazitätsbedarf eines Gebäudes	14
Vorgehen in Schritten.....	16
Beispiel 4-stöckiges Wohngebäude.....	17
Forschungsbedarf	26
Folgerungen.....	26
Literatur	28

Teil 2 - Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten durch Stahlbetontragwände

Einleitung	29
Neues Verfahren	30
Vorgehen und Übersicht.....	30
Regeln für den Entwurf	31
Begriffe und Tragwerksmodell.....	32
Kapazität eines Gebäudes.....	33
Kapazitätskurve einer Stahlbetonwand	35
Kapazitätsbedarf eines Gebäudes	39
Vorgehen in Schritten.....	40
Beispiel 4-stöckiges Wohngebäude.....	40
Stärkere Erdbebeneinwirkungen	48
Forschungsbedarf	49
Folgerungen.....	49
Literatur	50

Zusammenfassung.....	51
-----------------------------	-----------

Summary	52
----------------------	-----------

Teil 1

Entwurf und Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung

Mauerwerksbauten sind durch Erdbeben sehr verletzbar. Der Nachweis einer genügenden Erdbebensicherheit anhand der gültigen Mauerwerksnormen ist auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung meist nicht möglich. Hier wird ein neues Verfahren vorgeschlagen, das bisher vernachlässigte Trag- und Verformungsreserven nutzt. Damit gelingt es in bestimmten Fällen, den Erdbebennachweis zu erbringen. Andernfalls sind bauliche Massnahmen unerlässlich.

Einleitung

Traditionsgemäss werden in der Schweiz Wohnhäuser und auch kleinere Gewerbebauten oft mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Backsteinen, Kalksandsteinen oder Zementsteinen ausgeführt. Es gibt solche Mauerwerksbauten mit bis zu 16 Stockwerken. Mauerwerk ist ein in bauphysikalischer Hinsicht – vor allem bezüglich Wärmedämmung und –speicherung sowie Behaglichkeit – sehr geeigneter und bewährter Baustoff. Auch vertikale Kräfte vor allem aus Schwerelasten können relativ gut abgetragen werden. Für die vorwiegend horizontale und zyklische Erdbebeneinwirkung hingegen sind Mauerwerksbauten wenig geeignet. Einerseits sind sie recht steif, sie haben meist eine hohe Eigenfrequenz – im Plateaubereich des Bemessungsantwortspektrums der Beschleunigung gemäss SIA 160 [1] –, und sie erfahren entsprechend grosse Erdbebenkräfte. Andererseits sind unbewehrte Mauerwerkswände ziemlich spröde und zeigen eine verhältnismässig geringe Energiedissipation. Deshalb sind Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung im Allgemeinen sehr verletzbar (Bild 1).

In der Schweiz gilt für tragendes Mauerwerk die Empfehlung SIA V177 [2]. Sie enthält ein einfaches Verfahren für die Bemessung von Mauerwerkswänden für die statische Einwirkung von vertikalen Lasten und horizontalen Kräften (Windkräfte, Erdbebenersatzkräfte). Die verwendeten Modelle basieren auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (Gleichgewichtssatz), und die Bruchkriterien wurden an entsprechenden Versuchen kalibriert [7].



Bild 1: Eingestürztes Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk

Erfahrungen haben gezeigt, dass es auf der Grundlage der Empfehlung SIA V177 auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung - z.B. gemäss dem Bemessungsantwortspektrum Zone 1 der Norm SIA 160 - meist nicht möglich ist, ein genügendes Erdbebenverhalten nachzuweisen. Beispielsweise ist in [4] die numerische Berechnung und Bemessung eines 4-stöckigen Wohngebäudes dargestellt. Während für die massgebende Wand der Nachweis für Wind problemlos gelingt, ist dies für Erdbeben nicht der Fall, da selbst für das Bemessungsantwortspektrum Zone 1 die Erdbebenkräfte sehr viel grösser sind als die Windkräfte; die Nachweiskriterien gegen Gleiten und gegen Materialversagen können – bei weitem – nicht erfüllt werden. Bild 2 zeigt ein ähnliches Gebäude, bei dem dies ebenfalls zutreffen dürfte.



Bild 2: Mauerwerksbau mit problematischem Erdbebennachweis

Neues Verfahren

Es ist jedoch offensichtlich, dass das einfache und für vertikale Lasten und für Windkräfte zweckmässige Verfahren nach SIA V177 wesentliche Trag- und Verformungsreserven für horizontale Einwirkungen vernachlässigt, die für den Erdbebennachweis genutzt werden können. Dies wird im Folgenden versucht. Es wird ein Verfahren vorgeschlagen, das auf einer möglichst wirklichkeitsnahen Erfassung des Erdbebenverhaltens von Mauerwerksbauten beruht. Insbesondere wird gewissermassen als Ergänzung der in SIA V177 verwendeten Modelle die Koppelung der einzelnen Mauerwerkswände durch Decken und Fassadenriegel erfasst, die einen beträchtlichen Einfluss auf das Verhalten der Gebäude unter Erdbebeneinwirkung haben kann. Zudem wird von der Möglichkeit einer Überlagerung von Spannungsfeldern Gebrauch gemacht. Das Verfahren beruht in wesentlichen Zügen auf einer Methode, die zur Evaluation des Erdbebenverhaltens bestehender Bauten in der Dissertation [9] bzw. im Aufsatz [10] entwickelt und dargestellt worden ist. Das neue Verfahren gilt nur für Mauerwerksbauten, die eine regelmässige Gestaltung im Grund- und Aufriss aufweisen.

Mit dem neuen Verfahren gelingt es in bestimmten Fällen, d.h. je nach der Anzahl Stockwerke, der Konfiguration der Mauerwerkswände usw. und bei eher geringer Stärke der Erdbebeneinwirkung (gemäss dem Bemessungsantwortspektrum für Zone 1 nach SIA 160), von regelmässigen Bauten den Erdbebennachweis zu erbringen. In anderen Fällen, wo dies nicht möglich ist, sind bauliche Massnahmen – z.B. eine Aussteifung durch Stahlbetontragwände oder die Anordnung einer vertikalen und horizontalen Bewehrung, oder eine vertikale Vorspannung [3] – unerlässlich.

Vorgehen und Übersicht

Das vorgeschlagene Verfahren zur Bemessung von Mauerwerksgebäuden basiert auf dem Vergleich des Kapazitätsbedarfs mit der Kapazität des provisorisch entworfenen Gebäudes. Übersteigt der Kapazitätsbedarf die Kapazität, so verhält sich das Gebäude ungenügend. Ausgehend von einem ersten Entwurf des Gebäudes, bei dem wichtige Regeln beachtet werden müssen, wird die Kapazität des Gebäudes ermittelt. Die Kapazitätskurve eines Gebäudes wird durch Überlagerung der Kapazitätskurven der einzelnen Wände erhalten. Die Kapazität von Mauerwerkswänden wird auf einfache Weise ermittelt. Dabei wird angenommen, dass im Allgemeinen das Erdgeschoss für die Berechnung des Schubwiderstandes einer Wand kritisch ist. Im obersten Geschoss muss jedoch auch das Gleitkriterium beachtet werden. Dann wird der Kapazitätsbedarf entsprechend dem massgebenden Bemessungsantwortspektrum ermittelt und mit der Kapazität des Gebäudes verglichen. Das Vorgehen wird in einem schrittweisen Verfahren zusammengefasst und abschliessend auf das Beispielgebäude aus [4] angewandt.

Regeln für den Entwurf

Die Erfahrungen mit dem erdbebensicheren Entwurf von Mauerwerksgebäuden reichen nicht aus, um detaillierte Anweisungen für den konzeptionellen Entwurf zu geben. Auf jeden Fall sollen jedoch die folgenden grundsätzlichen Regeln beachtet werden:

- Durchgehende Wände über die ganze Gebäudehöhe:
Die tragenden Wände sollen grundsätzlich über die ganze Gebäudehöhe laufen und im unteren Bereich des Gebäudes keine Aussparungen aufweisen.
- Symmetrische Anordnung der Tragwände im Grundriss:
Um wesentliche Torsionseffekte zu vermeiden sollen die Wände im Grundriss einigermassen symmetrisch zu den Hauptachsen angeordnet werden. Vorteilhaft ist eine Anordnung der Wände an der Peripherie des Grundrisses, um Torsionseffekten wirksam begegnen zu können.
- Fundamentkasten für die Wände:
Die tragenden Wände sollen auf einem steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) stehen.

Diese Regeln können durch einen regelmässigen Entwurf im Grund- und Aufriss eingehalten werden. Nur wenn diese Voraussetzung erfüllt ist, kann das vorgeschlagene Verfahren zur Bemessung von Mauerwerksgebäuden angewendet werden.

Begriffe und Tragwerksmodell

Folgende Begriffe werden definiert (Bild 3):

- Eine Wand ist definiert als ein tragendes Bauteil eines Gebäudes mit der Länge l_w und der Höhe gleich der Gebäudehöhe H_{tot} (dargestellt durch die schraffierte Fläche).
- Ein Wandelement ist ein Teil einer Wand mit der Länge l_w und einer beliebigen Höhe h .
- Ein Pfeiler ist ein Wandelement mit der Länge l_w und der Höhe h_p gleich der Höhe der angrenzenden Öffnung (dargestellt durch die hell schattierten Flächen).
- Die Riegel sind diejenigen Teile des Gebäudes, die in vertikaler Richtung zwischen zwei Öffnungen liegen und die Wände in einer Ebene verbinden (dargestellt durch die dunkel schattierten Flächen).
- Alle durch Decken und Riegel verbundenen Wände in einer Ebene bilden eine Wandkombination. Somit ist die Fassade eines Gebäudes eine Wandkombination. Ebenso bilden die im Innern eines Gebäudes in einer Ebene liegenden Wände eine Wandkombination.

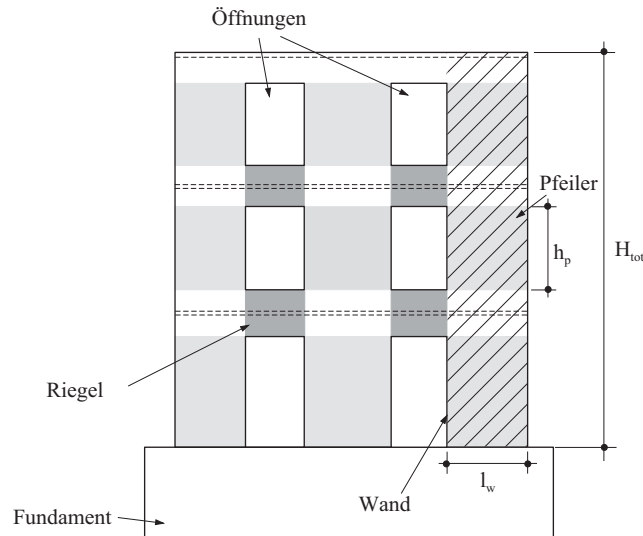


Bild 3: Terminologie

Ganz allgemein kann jede Wandkombination als ein System gekoppelter Wände betrachtet werden, wobei der Fall der zusammenwirkenden Wände ein Grenzfall ist, bei dem die Steifigkeit der Riegel gegenüber der Steifigkeit der Pfeiler vernachlässigbar wird und die Koppelung daher gegen Null geht.

Bild 4 zeigt den Biegemomentenverlauf für drei Fälle unterschiedlich gekoppelter Wände. In Bild 4 a) sind die Wände nur durch die Decken verbunden; die Koppelung geht daher gegen Null und das totale, durch die angreifenden horizontalen Kräfte hervorgerufene Moment wird allein durch die Wände abgetragen (zusammenwirkende Wände). In Bild 4 c) sind die Wände durch hohe Riegel verbunden; die Koppelung ist daher sehr stark und ein Teil des totalen Momentes wird durch Normalkräfte, die aus den vertikalen Querkräften in den Riegeln resultieren, abgetragen. Bild 4 b) zeigt einen intermediären Fall.

Für regelmässige Rahmen kann das Ausmass der Koppelung approximativ durch einen einzelnen Parameter, die Höhe des Momentennullpunktes h_0 , erfasst werden. Je kleiner h_0 , desto grösser die Koppelung. Für unendlich steife Riegel liegt der Grenzwert bei $h_0 = 0.5 \cdot h_{st}$. Mit kleiner werdender Koppelung wächst h_0 , wobei es auch grösser als h_{st} werden kann. In Bild 5 rechts ist der Verlauf von h_0 / h_{st} in Funktion der Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler $(EI_R / l_o) / (EI_p / h_{st})$ für den 3x3-Rahmen aus Bild 4 (wobei die erste Zahl der Anzahl Wände und die zweite Zahl der Anzahl Stockwerke entspricht) mit jeweils $l_o = h_{st}$ dargestellt. Bild 5 links zeigt den Verlauf für andere Rahmen mit unterschiedlicher Anzahl Wände und Anzahl Stockwerke.

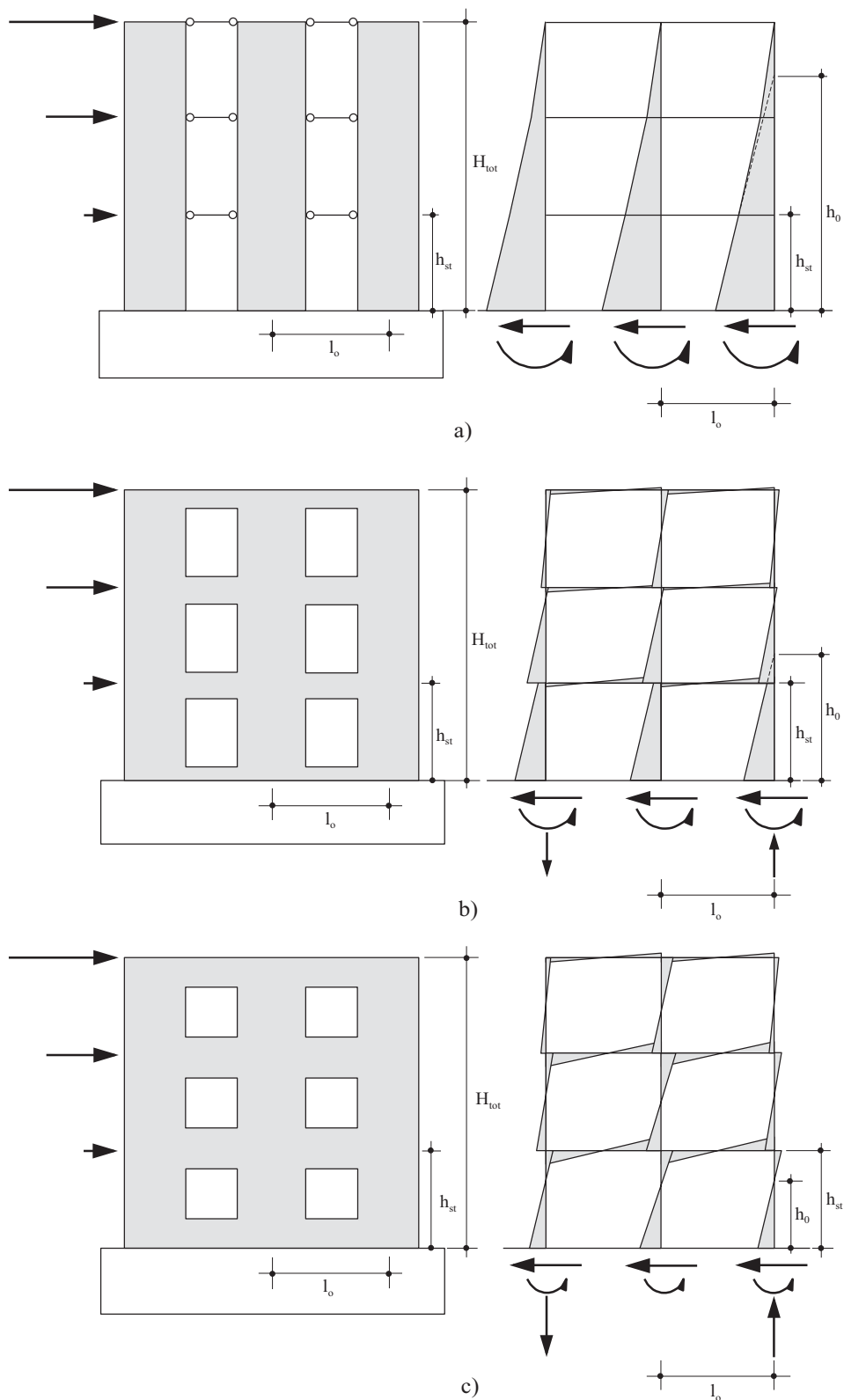


Bild 4: Biegemomentenverlauf für drei Fälle unterschiedlich gekoppelter Wände

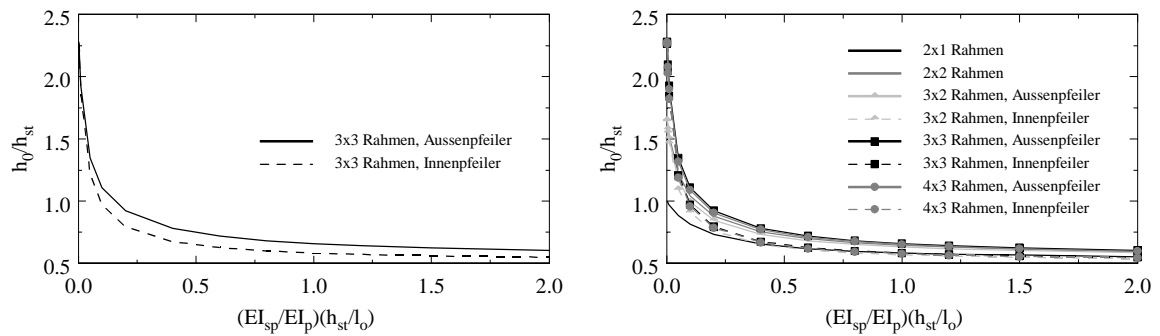


Bild 5: Verlauf von h_0 / h_{st} in Funktion der relativen Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler

Vergleiche mit Resultaten von Versuchen an Modellgebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk [5] [11] zeigen, dass die Vernachlässigung der Koppelung zu einer Unterschätzung der Kapazität führen kann [9].

Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass nur die Koppelung in einer Wandkombination berücksichtigt wird. Die Koppelung paralleler Wandkombinationen durch die Decken wird vernachlässigt. Dies erscheint eine zweckmässige Vereinfachung im Rahmen des vorgeschlagenen Verfahrens, da eine vollständige Betrachtung dieser Problematik nur mit einem 3-D Modell erfolgen könnte. Der dadurch begangene Fehler ist akzeptabel im Rahmen der hier gerechtfertigten Genauigkeiten.

Unter Anwendung eines ebenen Tragwerksmodells müssen die Gebäude in zwei orthogonalen Richtungen (entsprechend der Gebäudeachsen) untersucht werden. Allfällige geringe Torsionseffekte sowie die Flanschwirkung sich kreuzender Wände werden hierbei vernachlässigt.

Kapazität eines Gebäudes

Es wird angenommen, dass eine Wand Querkräfte nur in Richtung ihrer Ebene abtragen kann; die Querkräfte, die quer zur Ebene abgetragen werden, werden vernachlässigt. Die Decken werden als in ihrer Ebene starr, senkrecht dazu jedoch vollkommen biegeweich angenommen. Daher kann die Kapazitätskurve des Gebäudes in einer Richtung durch Überlagerung der Kapazitätskurven der in dieser Richtung tragenden Wände bestimmt werden:

$$V_b = \sum_j V_j(\Delta) \quad (1)$$

j ist der Index der Wände, $j = 1, 2, \dots, m$, wobei m der Anzahl der in einer Richtung tragenden Wände entspricht. Dies ist erlaubt, solange die Geometrie des Gebäudes regelmässig ist und Torsionseffekte vernachlässigt werden können.

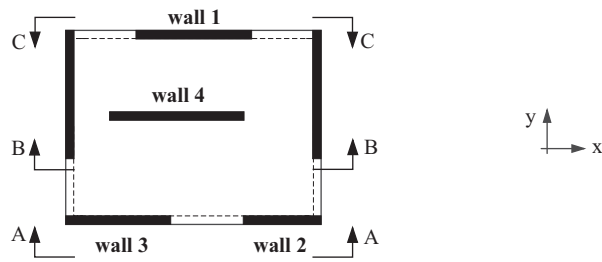


Bild 6: Fiktives Beispielgebäude

Bild 6 zeigt den Grundriss eines einfachen, fiktiven Beispielgebäudes. In x-Richtung gibt es vier tragende Wände. Die Kapazitätskurve des Gebäudes in x-Richtung ist in Bild 7 gezeigt.

Die Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich entspricht der Summe der effektiven Steifigkeiten der Wände:

$$k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} = \sum_j k_{effj} \quad (2)$$

Hierbei sind V_{bm} der horizontale Widerstand und Δ_{by} die nominelle Fließverschiebung des Gebäudes (Bild 7).

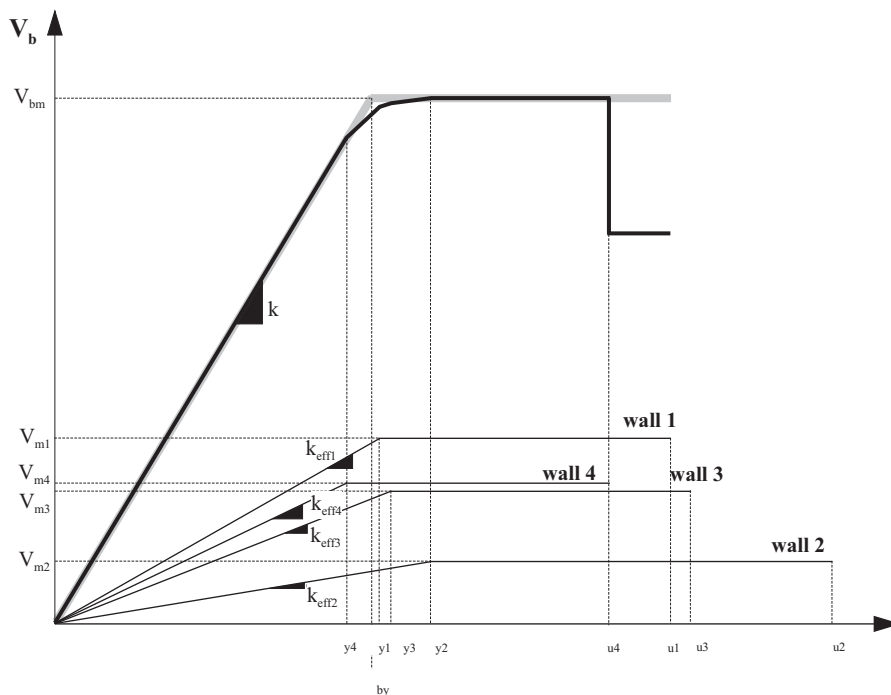


Bild 7: Kapazitätskurve des fiktiven Beispielgebäudes

Anders als im „klassischen“ Vorgehen gemäss Elastizitätstheorie (z.B. in [4]), wonach die Ersatzkraft explizit auf die einzelnen Wände entsprechend ihrem Trägheitsmoment verteilt wird, wird im hier vorgeschlagenen Verfahren die Ersatzkraft implizit auf die einzelnen Wände verteilt durch Überlagerung der Tragwiderstände für eine gegebene Verschiebung. Solange alle Wände im elastischen Bereich sind entspricht dies einer Verteilung der Ersatzkraft auf die einzelnen Wände entsprechend ihrer Steifigkeit. Die Steifigkeit ist aber nicht nur eine Funktion des Trägheitsmomentes, sondern hängt auch vom Koppelungseffekt ab. D.h. die Steifigkeit einer Wand ist nicht unbedingt proportional zum Trägheitsmoment.

Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand

Um die Kapazitätskurve eines Gebäudes zu bestimmen, müssen zuerst die Kapazitätskurven der einzelnen Wände berechnet werden. Diese werden als auf einem steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) stehend angenommen.

Die Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand wird bilinear mit einem linear elastischen Bereich bis zum Erreichen des horizontalen Widerstands der Wand V_m und einem anschließenden ideal plastischen Bereich modelliert (Bild 8). Sie ist somit durch drei Parameter bestimmt: Der horizontale Widerstand V_m , die nominelle Fließverschiebung am Wandkopf Δ_y und die nominelle Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u . Der Begriff „Fließen“ wird hier unabhängig vom Material für den Übergang vom linear elastischen in den ideal plastischen Bereich benutzt.

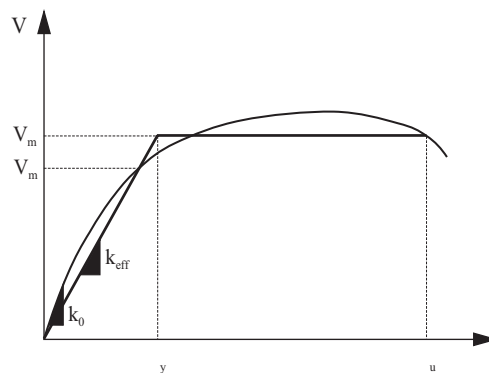


Bild 8: Kapazitätskurve einer Wand

In Wirklichkeit ist das Verhalten von Mauerwerk stark nichtlinear: Mit zunehmender Rissebildung nimmt die Steifigkeit immer mehr ab. Trotzdem wird das Verhalten einer Mauerwerkswand oft bilinear idealisiert. Eine Möglichkeit, die effektive Steifigkeit des linear elastischen Bereichs zu bestimmen, besteht darin, eine Sekantensteifigkeit zu benutzen, welche die Versuchskurve bei αV_m schneidet, wobei α einen Wert zwischen 0.6 und 0.75 annimmt und V_m so bestimmt wird, dass die bilineare Approximation mit der Versuchskurve im energetischen Sinne übereinstimmt. Vergleiche mit Versuchsre-

sultaten aus [8] haben gezeigt, dass unter dieser Annahme ein Steifigkeitsreduktionsfaktor von 0.5 bis 0.7 angemessen ist:

$$k_{eff} = (0.5 \div 0.7) \cdot k_0 \quad (3)$$

k_0 ist die ungerissene Steifigkeit der Wand (Bild 8).

Eine Wand enthält über ihre Höhe mehrere Pfeiler (ein Pfeiler pro Stockwerk), die durch steife Knoten voneinander getrennt sind. Die Kapazität einer Wand wird durch denjenigen Pfeiler bestimmt, der als Erstes versagt. Die Knoten und Riegel werden nicht betrachtet; es wird angenommen, dass diese die Schnittkräfte, die für das Gleichgewicht erforderlich sind, aufnehmen können. Die Riegel werden allerdings die Schnittkräfte, bei denen Versagen im ersten Pfeiler auftritt, nicht unbeschädigt aufnehmen können, sondern werden bereits gerissen sein. Dieser Effekt kann durch eine Reduzierung der Steifigkeit der Riegel in Betracht gezogen werden [9].

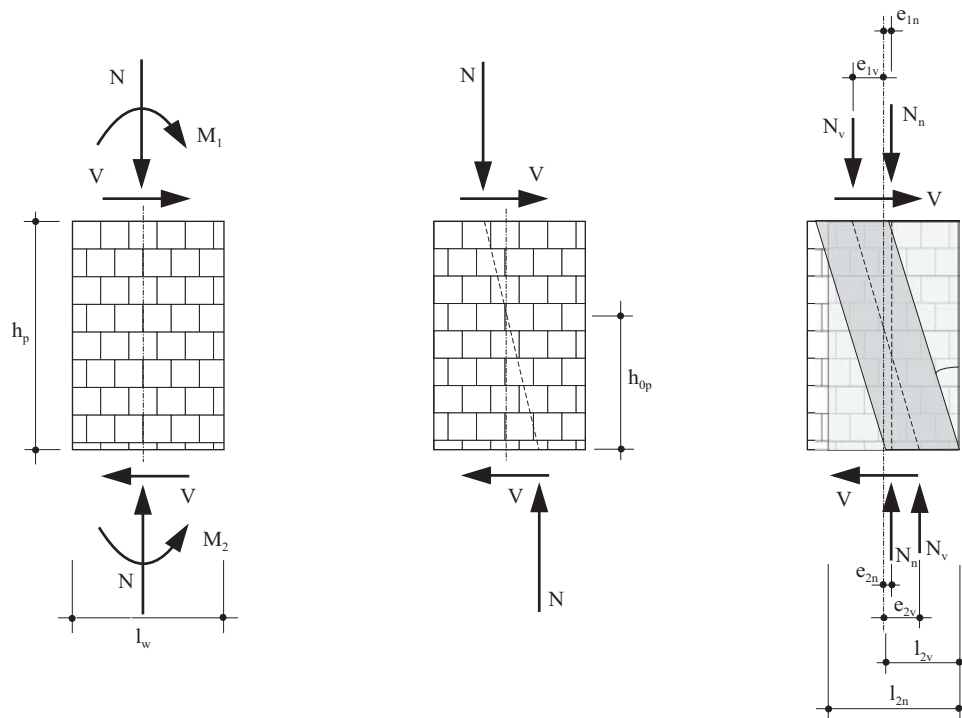


Bild 9: Geometrie der Pfeiler und angreifende Kräfte

Betrachtet wird ein Pfeiler der Höhe h_p (Bild 9). Im Folgenden wird angenommen, dass sich die rel. Höhe des Momentennullpunktes, gemessen vom Fuss des Pfeilers, zur Höhe des Pfeilers, h_{0p} / h_p , gleich wie h_0 / h_{st} verhält, und so können die Werte direkt aus Bild 5 übernommen werden. Der Fehler, der durch diese Annahme entsteht wird mit zunehmender Ausdehnung der Knoten sowie mit kleiner werdender Rahmenwirkung grösser. Da jedoch eine zunehmende Ausdehnung der Knoten (und damit auch eine zu-

nehmende Höhe der Riegel) mit einer zunehmenden Rahmenwirkung gekoppelt ist, bleibt der Fehler relativ klein und wird im weiteren vernachlässigt.

Im Falle des in Bild 9 gezeigten Pfeilers ist die Höhe des Momentennullpunktes h_{0p} kleiner als die Höhe des Pfeilers h_p , was auf eine starke Koppelung hinweist. Bei niedrigen Riegeln ist die Koppelung eher gering; in diesem Fall kann h_{0p} auch grösser werden als h_p .

Für ein bekanntes h_{0p} können M_1 und M_2 in Abhängigkeit von V formuliert werden:

$$M_1 = V \cdot (h_{0p} - h_p) \quad (4)$$

$$M_2 = V \cdot h_{0p} \quad (5)$$

Für $h_{0p} < h_p$ ändert das Biegemoment im Pfeiler sein Vorzeichen, wie aus Bild 9 ersichtlich. Für $h_{0p} > h_p$ ändert das Biegemoment sein Vorzeichen nicht.

Die maximale Querkraft, die ein Pfeiler aufnehmen kann, wird gemäss der Empfehlung SIA V177 [2] bestimmt unter Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie mit einer vertikalen und einer geneigten Druckstrebe [12] entsprechend Bild 9 links.

Die Neigung der schrägen Druckstrebe ist bestimmt durch:

$$\tan \alpha = \frac{V}{N_v} \quad (6)$$

Bild 10 zeigt den vereinfachten Verlauf der Druckfestigkeit des Mauerwerks in Funktion der Lagerfugenneigung unter einachsigen Druck wie er auch in der SIA V177 [2] verwendet wird.

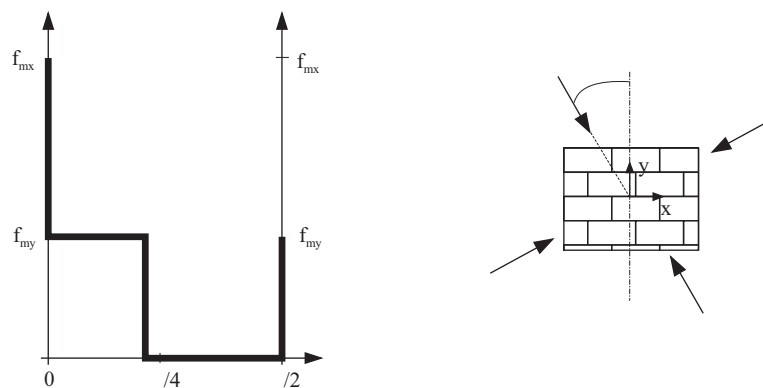


Bild 10: Verlauf der Druckfestigkeit des Mauerwerks in Funktion der Lagerfugenneigung unter einachsigen Druck nach SIA V177 [2]

Die Spannungen, die unter den gegebenen Schnittkräften in der schrägen und vertikalen Druckstrebe entstehen, σ_v und σ_n , dürfen die Druckfestigkeit des Mauerwerks entsprechend Bild 10 nicht übersteigen:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{l_2 \cdot t \cdot \cos^2 \alpha} \leq f_{my} \quad (7)$$

$$\sigma_n = \frac{N_n}{l_2 \cdot t} \leq f_{mx} - f_{my} \quad (8)$$

Zudem muss geprüft werden, ob Gleiten in der Lagerfuge möglich ist:

$$\tan \alpha \leq \tan \phi \quad (9)$$

Hierbei wurden folgende Annahmen getroffen:

- Die Abmessungen der schrägen und der vertikalen Druckstrebe am Fuss des Pfeilers sind gleich: $l_{2v} = l_{2n} = l_2$;
- Die Decken sind zentrisch auf den Wänden gelagert. Somit wirkt die volle Dicke der Wand zur Abtragung der Kräfte mit. Für andersweitig gelagerte Decken muss evtl. eine reduzierte effektive Dicke der Wand in Betracht gezogen werden.

Die maximale Schubkraft, die keine der drei Bedingungen, (7), (8) und (9), verletzt, bestimmt den Schubwiderstand des Pfeilers. Der Pfeiler, der als Erster unter der gegebenen Querkraftverteilung einer Wand versagt, bestimmt die Kapazität der Wand. In den meisten Fällen ist dies der Pfeiler im Erdgeschoss. Wenn jedoch die Steifigkeit und die Masse über die Gebäudehöhe stark variieren, kann unter Umständen auch ein Pfeiler in einem oberen Stockwerk zuerst versagen.

Die elastische Steifigkeit einer Wand, bzw. einer Wandkombination kann mit Hilfe kommerzieller FE Programme ermittelt werden. Unter Berücksichtigung der Rissebildung erhält man die effektive Steifigkeit einer Wand, bzw. einer Wandkombination k_{eff} . Daraus kann die nominelle Fließverschiebung am Kopf der Wand bestimmt werden:

$$\Delta_y = \frac{V_m}{k_{eff}} \quad (10)$$

Alternativ kann ein vereinfachtes Verfahren benutzt werden, das vorwiegend bei der Bestimmung der Verletzbarkeit bestehender Gebäude angewandt wird [9]. Hierbei wird angenommen, dass die Stockwerkschiefstellung δ über die Gebäudehöhe H_{tot} konstant ist. Somit ist die elastische Verschiebung am Wandkopf Δ bestimmt zu:

$$\Delta = \delta \cdot H_{tot} \quad (11)$$

Weiter wird angenommen, dass die Stockwerkschiefstellung δ gleich der Schiefstellung desjenigen Pfeilers ist, der zuerst versagt. Die Schiefstellung eines Pfeilers kann mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit berechnet werden, und so erhält man die nominelle Fließverschiebung am Kopf der Wand:

$$\Delta_y = V_m \cdot H_{tot} \cdot \left[\frac{h_p \cdot (3h_{0p} - h_p)}{6 \cdot EI_{eff}} + \frac{\kappa}{GA_{eff}} \right] \quad (12)$$

wobei für einen rechteckigen Querschnitt $\kappa = 6/5$. Die Annahme einer konstanten Stockwerksschiefstellung führt jedoch mitunter zu einer Überschätzung der Steifigkeit, besonders bei kleiner Rahmenwirkung.

Das plastische Verformungsvermögen einer Mauerwerkswand ist schwieriger vorherzusagen. Meist wird davon ausgegangen, dass sich Mauerwerk spröde verhält. Jedoch haben Versuchsergebnisse gezeigt, dass Mauerwerksscheiben grosse Verformungen unter gleichbleibender horizontaler Kraft aufnehmen können. Mit Hilfe von Versuchen an Wandelementen aus unbewehrtem Mauerwerk [8] kann die Stockwerkschiefstellung bei Versagen in Funktion der vorhandenen Normalspannung hergeleitet werden:

$$\delta_u = \alpha \cdot (0.8 - 0.25 \cdot \sigma_n) \quad (13)$$

Hierbei ist die Normalspannung σ_n in MPa gegeben und die resultierende Stockwerkschiefstellung bei Versagen δ_u in Prozent. Da diese empirische Beziehung auf einer einzigen Versuchsreihe beruht, und daher mit grossen Unsicherheiten behaftet ist, wird ein Abminderungsfaktor α eingeführt, der für Bemessungszwecke zwischen 0.5 und 0.7 liegen sollte. Diese grobe Abschätzung des Verformungsvermögens verdeutlicht den Forschungsbedarf in diesem Bereich.

Die Verschiebeduktilität eines Wandelements μ_{WE} ist damit bestimmt zu:

$$\mu_{WE} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (14)$$

Unter der Annahme einer linearen elastischen Verformungsfigur ist die Bruchverschiebung einer Wand dann wie folgt gegeben:

$$\Delta_u = \left\{ 1 + \frac{h_p}{H_{tot}} \cdot (\mu_{WE} - 1) \right\} \cdot \Delta_y \quad (15)$$

Somit ist die Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand und, mit Hilfe von Gleichung (1), die Kapazitätskurve des Gebäudes bestimmt. Diese wird im folgenden bilinear approximiert, wobei die Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich der Summe der effektiven Steifigkeiten der Wände entspricht und damit die nominelle Fließverschiebung Δ_{by} mit Hilfe von Gleichung (2) bestimmt werden kann. Die maximal zulässige Verschiebung des Gebäudes, Δ_{bu} , ist definiert durch das Versagen der ersten

Wand. An diesem Punkt fällt der theoretische Schubwiderstand des Gebäudes ab und die Abtragung der Schwerelasten ist unter Umständen nicht mehr gewährleistet (vgl. graue Kurve in Bild 7). Die maximal zulässige Verschiebeduktilität des Gebäudes ist dann:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{bu}}{\Delta_{by}} \quad (16)$$

Kapazitätsbedarf eines Gebäudes

Der Kapazitätsbedarf wird durch ein Verschiebungsantwortspektrum bestimmt. Das Verschiebungsantwortspektrum gibt die maximale Verschiebung eines Einmassenschwingers (EMS) in Funktion der Frequenz wieder.

Als Beispiel zeigt Bild 11 links das elastische Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung (Mittelwerte für 5% Dämpfung) für mittelsteife Böden der Norm SIA 160 [1] für Zone 1. Bild 11 rechts zeigt das zugehörige Verschiebungsantwortspektrum, das mit Hilfe der bekannten Beziehung

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \quad (17)$$

ermittelt wurde. S_a und S_d bezeichnen die spektrale Beschleunigung beziehungsweise die spektrale Verschiebung und ω die zugehörige Kreisfrequenz $\omega = 2\pi \cdot f$ (f = Frequenz in Hz).

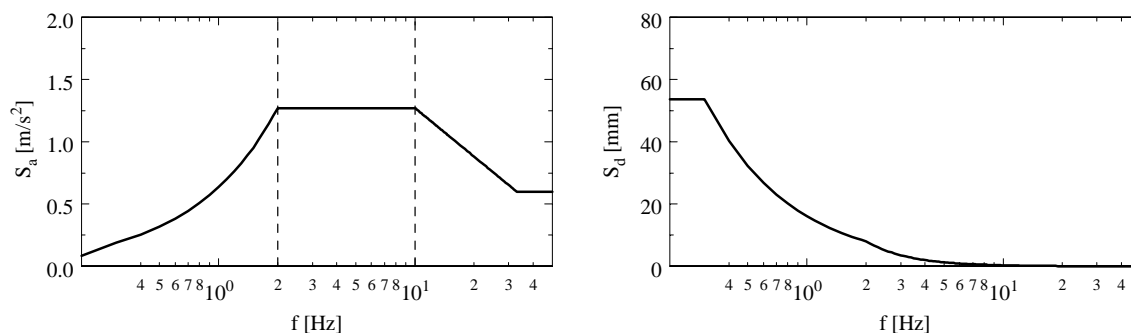


Bild 11: Elastisches Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung (Mittelwerte für 5 % Dämpfung) für mittelsteife Böden der Norm SIA160 [1] für Zone 1 (rechts) und dazugehöriges Verschiebungsantwortspektrum (links)

Die Benutzung eines Antwortspektrums setzt voraus, dass ein als Mehrmassenschwinger (MMS) modelliertes Gebäude, mit auf Höhe der Geschossdecken konzentrierten Stockwerksmassen (Bild 12), durch einen Einmassenschwinger (EMS) ersetzt werden kann, der durch eine äquivalente Masse m_E und eine äquivalente Steifigkeit k_E bestimmt ist, und dessen Frequenz mit der Grundfrequenz des Gebäudes übereinstimmt:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} \quad (18)$$

Wird die äquivalente Steifigkeit k_E des EMS mit der Steifigkeit k des Gebäudes aus der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve (Gleichung (2)) gleichgesetzt

$$k_E = k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} \quad (19)$$

ist die äquivalente Masse

$$m_E = \sum m_i \phi_i \quad (20)$$

bestimmt. Hierbei ist m_i die konzentrierte Masse und ϕ_i die Verschiebung der ersten Eigenform auf der Höhe der i -ten Geschossdecke. Letztere ist so normiert, dass $\phi_n = 1$.

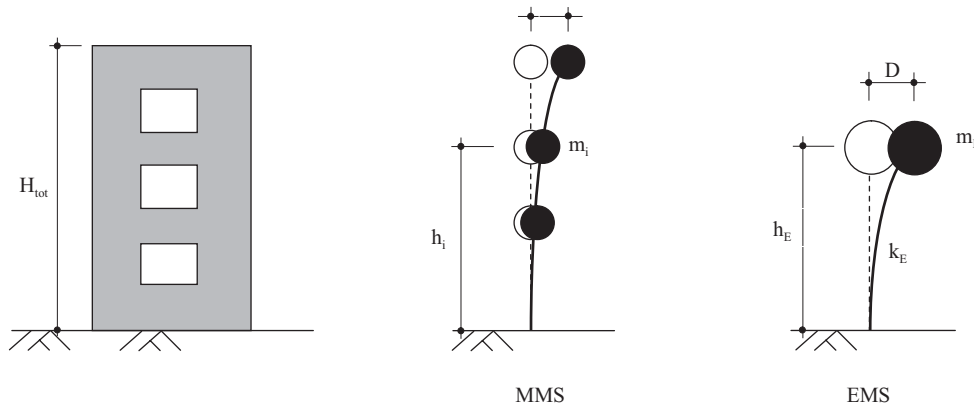


Bild 12: Äquivalenter EMS

Daraus folgt der Verschiebebedarf der obersten Geschossdecke Δ_D (=n-tes Geschoss):

$$\Delta_D = c \cdot \Gamma \cdot \phi_n \cdot S_d \quad (21)$$

Γ ist der modale Partizipationsfaktor, definiert zu

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (22)$$

c ist ein Koeffizient, der das nichtlineare Verhalten berücksichtigt. Unter Annahme eines linear elastischen – ideal plastischen Systems und eines äquivalenten linear elastischen Systems wie es in Bild 13 dargestellt ist, ist c bestimmt zu:

$$c = \frac{\mu_D}{R} \quad (23)$$

wobei

$$R = \frac{V_{be}}{V_{bm}} \quad \text{und} \quad \mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_{by}} \quad (24)$$

Hierbei ist V_{be} der horizontale Widerstand des äquivalenten linear elastischen Systems und V_{bm} der horizontale Widerstand des linear elastischen – ideal plastischen Systems.

Unter Benutzung des Prinzips der gleichen Verschiebung und des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit erhält man folgende $R - \mu_D - f_1$ Beziehungen:

$$R = \begin{cases} \mu_D & f_1 < 1.4 \text{ Hz} \\ \sqrt{2\mu_D - 1} & f_1 > 2 \text{ Hz} \end{cases} \quad (25)$$

Für Frequenzen zwischen 1.4 und 2 Hz wird zwischen den beiden Prinzipien interpoliert.

Vergleicht man nun den Verschiebebedarf an das Gebäude Δ_D mit der maximal zulässigen Verschiebung des Gebäudes Δ_{bu} , so gilt der Erdbebennachweis als erfüllt, solange $\Delta_D < \Delta_{bu}$.

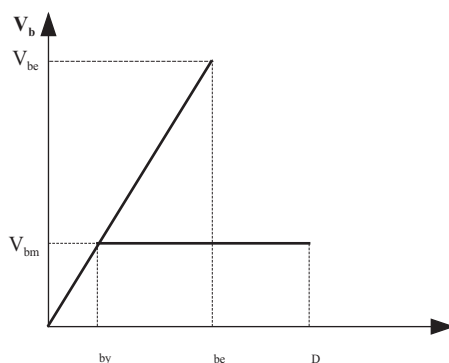


Bild 13: Verhalten eines linear elastischen – ideal plastischen Systems und eines äquivalenten linear elastischen Systems

Vorgehen in Schritten

- Schritt 1 Eingabedaten
- Schritt 2 Identifikation der Tragwände
- Schritt 3 Berechnung der Normalkräfte und Stockwerksmassen
- Schritt 4 Kapazitätskurven der Wände
- Schritt 5 Kapazitätskurve des Gebäudes
- Schritt 6 Äquivalenter EMS

Schritt 7 Kapazitätsbedarf

Schritt 8 Nachweis

Beispiel 4-stöckiges Wohngebäude

Im folgenden wird das vorgeschlagene Bemessungsverfahren auf das Beispielgebäude aus [4] angewandt. Der Entwurf dieses Gebäudes entspricht den am Anfang gegebenen Regeln. Bild 14 zeigt einen Grundriss und eine Ansicht des Gebäudes. Es handelt sich um einen vierstöckigen Wohnbau mit Stahlbetondecken und Flachdach. Gezeigt ist nur eine Hälfte des Gebäudes, die andere Hälfte ist symmetrisch dazu. Die beiden Hälften sind durch eine Zweischalen-Mauerwerkswand (Wände 11) getrennt, die Stahlbetondecken sind jedoch durchgehend und weisen keine Fuge auf. Es wird angenommen, dass die Wände durch einen steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) fundiert sind. Im Folgenden wird der Erdbebennachweis des Gebäudes in x-Richtung angestrebt. Der Erdbebennachweis des Gebäudes in y-Richtung ist in analoger Weise zu betrachten.

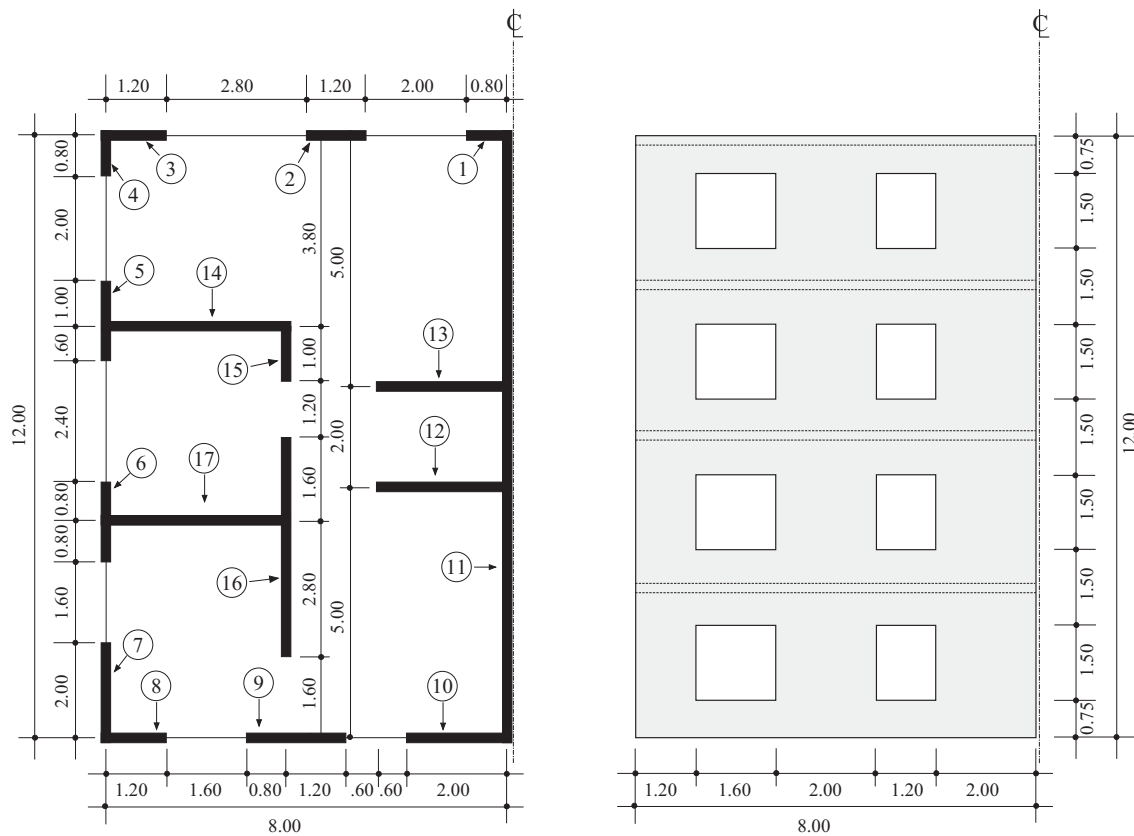


Bild 14: Grundriss und Ansicht des vierstöckigen Beispielgebäudes, Abmessungen in m

Schritt 1 Eingabedaten

Geometrie

Die Geometrie im Grundriss ist der Publikation [4] entnommen. Die Fensterhöhe in den Fassaden wird einheitlich zu 1.5 m angenommen. Des Weiteren wird angenommen, dass die Wände im Innern des Gebäudes nur durch die Decken verbunden sind.

Fläche des Grundrisses	$A_{tot} = 2 \cdot 8.00 \cdot 12.00 = 192.00 \text{ m}^2$
Gebäudehöhe	$H_{tot} = 12.00 \text{ m}$
Geschosshöhe	$h_{st} = 3.00 \text{ m}$
Fensterhöhe	$h_p = 1.50 \text{ m}$

Materialparameter

Die Materialparameter sind aus [4] entnommen und entsprechen einem Mauerwerk MB nach SIA 177 [2]. Der Widerstandsbeiwert der Druckfestigkeiten wird gemäss SIA 177 mit 2 angesetzt. Ebenso entspricht der Widerstandsbeiwert des Gleitwinkels dem in der SIA 177 vorgeschlagenen Wert von 1.2. Der Elastizitätsmodul wird hingegen nicht abgemindert, da dies nicht unbedingt auf der sicheren Seite liegt.

Druckfestigkeit orthogonal zur Lagerfuge	$f_{xd} = f_{mx} / 2 = 4.0 \text{ N} / \text{mm}^2$
Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge	$f_{yd} = f_{my} / 2 = 1.2 \text{ N} / \text{mm}^2$
Gleitwinkel	$\tan \phi_d = \tan \phi / 1.2 = 0.60$
Elastizitätsmodul	$E_{xd} = E_x = 4500 \text{ N} / \text{mm}^2$
Schubmodul	$G = 1400 \text{ N} / \text{mm}^2$
Spezifisches Gewicht	$\gamma_m = 11 \text{ kN} / \text{m}^3$
Steifigkeitsreduktionsfaktor	$k_{eff} / k_0 = 0.5$
Spezifisches Gewicht von Stahlbeton	$\gamma_B = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$

Vertikale Einwirkungen

Die vertikalen Einwirkungen werden entsprechend [4] angenommen.

Eigenlast Decke	$g_{mD} = d \cdot \gamma_B = 0.22 \cdot 25 = 5.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
Eigenlast Wand	$g_{mW} = t \cdot \gamma_m = 0.20 \cdot 11 = 2.2 \text{ kN} / \text{m}^2$
Auflast Decke	$q_{rA,De} = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ (Boden, Zwischenwände)
Auflast Dach	$q_{rA,Da} = 2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ (begehbarer Dachbelag)
Auflast Wand	$q_{rA,W} = 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$ (Putz und Wärmedämmung)

Die Nutzlast des begehbaren Flachdachs wird gleich angesetzt wie jene der Geschossdecken:

$$\text{Nutzlast für Tragsicherheit} \quad q_{rN} = 2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Die Sicherheitsfaktoren entsprechen der SIA 160 [1]:

$$\text{Eigenlasten} \quad \gamma_G = 1.0$$

$$\text{Erdbeben als aussergewöhnliche Leiteinwirkung} \quad 1.0$$

$$\text{Auflast als Begleiteinwirkung} \quad \psi_{accA} = 1.0$$

$$\text{Nutzlast als Begleiteinwirkung} \quad \psi_{accA} = 0.3$$

Erdbebeneinwirkung

Nach SIA 160 [1]: Bemessungsantwortspektrum Zone 1, BWK I, mittelsteife Böden

Schritt 2: Identifikation der tragenden Wände

In x-Richtung gibt es 20 tragende Wände, je zweimal die Wände 1, 2, 3, 8, 9, 10, 12, 13, 14 und 17. Alle Wände haben eine einheitliche Wanddicke von $t = 0.2 \text{ m}$. Die Länge l_w sowie die Pfeilerhöhe h_p der Wände sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Wand	1	2	3	8	9	10	12	13	14	17
Länge l_w [m]	0.8	1.2	1.2	1.2	2.0	2.0	2.6	2.6	3.6	3.6
Pfeilerhöhe h_p [m]	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	3.0	3.0	3.0	3.0

Tabelle 1: Länge der Wände in x-Richtung und entsprechende Pfeilerhöhe

Schritt 3: Berechnung der Normalkräfte und Stockwerksmassen

Die Berechnung der Normalkräfte wird aus [4] übernommen. Tabelle 2 gibt eine Zusammenfassung. Die Summe der Normalkräfte in der untersten Zeile entspricht der Summe der Normalkräfte aus den Stockwerken 1 bis 4.

Die letzte Spalte gibt die Summe der Normalkräfte pro Stockwerk wieder, in der die Normalkräfte der Wände in y-Richtung auch inbegriffen sind. Aus diesen können die Stockwerksmassen berechnet werden:

$$m_4 = \frac{1956}{10} = 20 \text{ t} \quad \text{und} \quad m_3 = m_2 = m_1 = 22 \text{ t}$$

Stockwerk	N_1	N_2	N_3	N_8	N_9	N_{10}	N_{12}	N_{13}	N_{14}	N_{17}	N_{tot}
4	29	57	42	21	59	32	64	64	90	67	1956
3	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	2179
2	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	2179
1	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	2179
0	5	10	8	6	13	9	10	10	14	14	414
Summe	122	238	177	98	254	149	266	266	375	292	8907

Tabelle 2: Normalkräfte, in kN

Schritt 4: Kapazitätskurven der Wände

Die Berechnung der Kapazitätskurven der Wände folgt dem oben beschriebenen Vorgehen. Es wird hier als Beispiel für die Wand 17 durchgeführt.

Zuerst wird die relative Höhe des Momentennullpunktes im Pfeiler des Erdgeschosses, h_{op} / h_p , in Funktion des Verhältnisses der Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler mit Hilfe von Bild 5 bestimmt. Da es sich jedoch bei der Wand 17 um eine Wand im Innern des Gebäude handelt ist der Koppelungseffekt vernachlässigbar, so dass unter einer dreiecksförmigen Verteilung der Stockwerkskräfte:

$$h_{op} = 3 \cdot h_p = 3 \cdot h_{st} = 3 \cdot 3.0 \text{ m} = 9.0 \text{ m}$$

Im nächsten Schritt werden die Bedingungen (7) bis (9) unter Benutzung der Gleichungen (4) bis (6) für den horizontalen Widerstand gelöst. Aus den Bedingungen (7) und (9) erhält man:

$$V_m = \frac{f_{yd} \cdot l_w \cdot t \cdot N \cdot \tan \phi_d}{N + N \cdot \tan^2 \phi_d + 2 \cdot f_{yd} \cdot t \cdot h_{op} \cdot \tan \phi} \quad (26)$$

Für die Wand 17 ergibt sich daraus:

$$V_m = \frac{1.2 \cdot 10^3 \cdot 3.6 \cdot 0.2 \cdot 292 \cdot 0.6}{292 + 292 \cdot 0.6^2 + 2 \cdot 1.2 \cdot 10^3 \cdot 0.2 \cdot 9 \cdot 0.6} = 51 \text{ kN}$$

Aus den Gleichungen (4) und (5) kann man daraus die Biegemomente am Kopf und am Fuss des Pfeilers im Erdgeschoss berechnen (Bild 9):

$$M_1 = V \cdot (h_{op} - h_p) = 51 \cdot (9.0 - 3.0) = 304 \text{ kNm}$$

$$M_2 = V \cdot h_{op} = 51 \cdot 9.0 = 455 \text{ kNm}$$

Die Abmessung der schrägen und vertikalen Druckstrebe am Fuss des Pfeilers ergibt sich dann zu (vgl. Bild 9):

$$l_{2v} = l_{2n} = l_2 = l_w - 2 \cdot e_2 = l_w - 2 \cdot \frac{M_2}{N} = 3.6 - 2 \cdot \frac{455}{292} = 0.48 \text{ m}$$

Bei schlanken Pfeilern ist es möglich, dass der Neigungswinkel der schrägen Druckstrebe α durch die Geometrie beschränkt ist:

$$\tan \alpha_{\max} \leq \frac{l_w - l_2}{h_p} = \frac{3.6 - 0.48}{3.0} = 1.04$$

Da jedoch bei der Wand 17 $\tan \alpha_{\max} \geq \tan \phi_d = 0.6$, ist die Geometrie in diesem Falle nicht kritisch.

Die Normalkraft, die durch die schräge Druckstrebe übertragen wird folgt aus Gleichung (6):

$$N_v = \frac{V_m}{\tan \phi_d} = \frac{51}{0.6} = 84 \text{ kN}$$

und aus Gleichgewicht folgt:

$$N_n = N - N_v = 292 - 84 = 208 \text{ kN}$$

Damit kann die Spannung in der vertikalen Druckstrebe gemäss Bedingung (8) überprüft werden:

$$\sigma_n = \frac{N_n}{l_2 \cdot t} = \frac{208}{0.48 \cdot 0.2 \cdot 10^3} = 2.17 \text{ N/mm}^2 < 2.8 \text{ N/mm}^2 = f_{xd} - f_{yd} \quad \text{O.K.}$$

Abschliessend muss das Gleitkriterium im obersten Stock, wo die Normalkräfte am kleinsten sind, überprüft werden. Unter der Annahme einer dreiecksförmigen Verteilung der Kräfte über die Höhe des Gebäudes ist die Schubkraft im obersten Stockwerk:

$$V_{OG} = \frac{4}{10} \cdot V_m = 20 \text{ kN}$$

Der Neigungswinkel der schrägen Druckstrebe kann dann bestimmt werden zu:

$$\tan \alpha = \frac{V_{OG}}{N_{OG}} = \frac{20}{67} = 0.3 < 0.6 = \tan \phi_d \quad \text{O.K.}$$

In diesem Fall ist das Gleitkriterium nicht kritisch. Bei längeren Wänden mit kleiner Normalkraft ist der Gleitwinkel jedoch schnell erreicht. In solchen Fällen erscheint es sinnvoll, solange keine Biegerisse aufgetreten sind, die Kohäsion zu berücksichtigen, um das Verhalten der Wand möglichst realistisch zu beschreiben.

Damit ist der horizontale Widerstand V_m der Wand 17 bestimmt.

Die effektive Steifigkeit der Wand unter einer dreiecksförmigen Kräfteverteilung über die Höhe des Gebäudes wird mit Hilfe des FE Programms CEDRUS-3PLUS [6] berechnet. Daraus ergibt sich für die Wand 17 unter Berücksichtigung der gerissenen Steifigkeit $k_{eff} = 0.5 \cdot k_0$:

$$k_{eff} = 4239 \text{ kN / m}$$

Die Fliessverschiebung am Kopf der Wand ist dadurch bestimmt zu:

$$\Delta_y = \frac{V_m}{k_{eff}} = \frac{51 \cdot 10^3}{4239} = 11.9 \text{ mm}$$

Abschliessend wird das plastische Verformungsvermögen der Wand ermittelt. Die Stockwerksschiefstellung des Pfeilers im Erdgeschoss bei Versagen wird mit Hilfe der Beziehung (13) abgeschätzt, wobei der Abminderungsfaktor α zu 0.6 gesetzt wird:

$$\delta_u = \alpha \cdot (0.8 - 0.25 \cdot \sigma_n) = 0.6 \cdot \left(0.8 - 0.25 \cdot \frac{292}{3.6 \cdot 0.2 \cdot 10^3} \right) = 0.42 \%$$

Daraus folgt die Verschiebeduktilität des Pfeilers im Erdgeschoss (Gleichung (14)):

$$\mu_{WE} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.42}{11.9 \cdot 10^{-3} / 12 \cdot 100} = 4.2$$

aus der die Bruchverschiebung der Wand mit Hilfe von Gleichung (15) berechnet werden kann:

$$\Delta_u = \left\{ 1 + \frac{h_p}{H_{tot}} \cdot (\mu_{WE} - 1) \right\} \cdot \Delta_y = \left\{ 1 + \frac{3}{12} \cdot (4.2 - 1) \right\} \cdot 11.9 = 21.5 \text{ mm}$$

Damit ist die Kapazitätskurve der Wand 17 vollständig bestimmt. In analoger Weise können die Kapazitätskurven der anderen Wände bestimmt werden. Tabelle 3 gibt eine Zusammenfassung. Die Steifigkeit einer Wandkombination wird proportional zu der Steifigkeit der Pfeiler im Erdgeschoss auf die einzelnen Wände verteilt.

Wand	1	2	3	8	9	10	12	13	14	17
h_{op} / h_p	0.7	0.8	0.9	0.8	1.2	1.2	3.0	3.0	3.0	3.0
V_m [kN]	24	51	46	32	85	49	34	34	63	51
Wandkombination	1+2+3			8+9+10			12	13	14	17
k_{eff} [kN/m]	10417			16667			1652	1652	4239	4239
k_{eff} [kN/m]	2047	4429	3942	3255	6706	6706	1652	1652	4239	4239
k_{eff} / k	0.03	0.06	0.05	0.04	0.09	0.09	0.02	0.02	0.06	0.06
Δ_y [mm]	11.6	11.4	11.6	9.7	12.6	7.2	20.4	20.4	14.8	11.9
Δ_u [mm]	15.7	14.9	15.7	14.8	16.8	12.7	27.4	27.4	23.2	21.5

Tabelle 3: Eckdaten der Kapazitätskurven der Wände

Schritt 5: Kapazitätskurve des Gebäudes

Die Kapazitätskurve in x-Richtung des Gebäudes erhält man nun durch Überlagerung der Kapazitätskurven der einzelnen Wände (Bild 15).

Die bilineare Approximation der Kapazitätskurve des Gebäudes ist in grau eingezeichnet. Dabei entspricht die Steifigkeit des linear elastischen Bereichs der Summe der effektiven Steifigkeiten der Wände:

$$k = \sum_j k_{effj} = 77748 \text{ kN/m}$$

und aus Gleichung (2) folgt die nominelle Fließverschiebung des Gebäudes:

$$\Delta_{by} = \frac{V_{bm}}{k} = \frac{861 \cdot 10^3}{77748} = 11.1 \text{ mm}$$

Die maximal zulässige Verschiebung des Gebäudes ist durch das Versagen der ersten Wand definiert; in diesem Fall durch das Versagen der Wand 10 bei $\Delta = 12.7 \text{ mm}$. Die maximal zulässige Verschiebeduktilität des Gebäudes ist somit:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{bu}}{\Delta_{by}} = \frac{12.7}{11.1} = 1.14$$

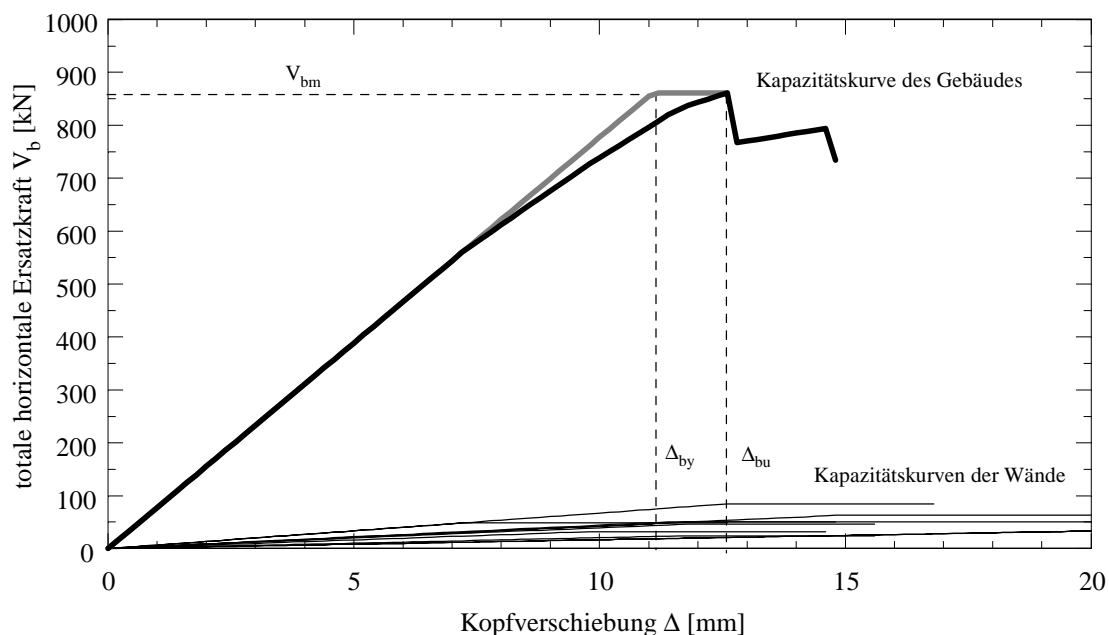


Bild 15: Kapazitätskurve des Beispielgebäudes in x-Richtung

Schritt 6: Äquivalenter EMS

Der äquivalente EMS wird aus dem MMS bestimmt, wobei eine lineare Verformungsfigur angenommen wird. Die wichtigsten Parameter sind in Tabelle 4 gegeben.

Stockwerk	m_i [kg]	ϕ_i	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$
4	195552	1.00	195552	195552
3	217928	0.75	163446	122584
2	217928	0.50	108964	54482
1	217928	0.25	54482	13620
Summe	-	-	522444	386239

Tabelle 4: Parameter des MMS

Die äquivalente Steifigkeit des EMS wird gleich der Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich (Gleichung (19)) angenommen:

$$k_E = k = 77748 \text{ kN} / \text{m}$$

Dadurch ist die äquivalente Masse bestimmt (Gleichung (20)):

$$m_E = \sum m_i \phi_i = 522444 \text{ kg}$$

Somit kann die Frequenz des Gebäudes in x-Richtung berechnet werden (Gleichung (18)):

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{77748 \cdot 10^3}{522444}} = 1.94 \text{ Hz}$$

Abschliessend ist der modale Partizipationsfaktor zu bestimmen (Gleichung (22)):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{522444}{386239} = 1.35$$

Schritt 7: Kapazitätsbedarf

Als Beispiel wird der Kapazitätsbedarf durch das Bemessungsantwortspektrum für mittelsteife Böden und 5% Dämpfung der Norm SIA 160 [1] für Zone 1 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 0.6 \text{ m/s}^2$ ausgedrückt. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass in konkreten praktischen Fällen der Kapazitätsbedarf durch das standortspezifische Spektrum bestimmt ist, welches unter Umständen sehr verschieden vom Bemessungsantwortspektrum der betreffenden Zone sein kann.

Die spektrale Beschleunigung bei der Grundfrequenz des Gebäudes ist (Bild 11):

$$S_a(f_1 = 1.94 \text{ Hz}) = 1.23 \text{ m/s}^2$$

Mit Gleichung (17) kann die entsprechende spektrale Verschiebung bestimmt werden:

$$S_d(f_1 = 1.94 \text{ Hz}) = \frac{S_a(f_1)}{\omega^2} = \frac{1.23 \cdot 10^3}{(2\pi \cdot 1.94)^2} = 8.3 \text{ mm}$$

Der elastische Verschiebebedarf am Kopf des Gebäudes und die zugehörige elastische Ersatzkraft sind somit:

$$\Delta_{be} = \Gamma \cdot S_d(f_1) = 1.35 \cdot 8.3 = 11.2 \text{ mm}$$

$$V_{be} = k \cdot \Delta_{be} = 77748 \cdot 11.2 \cdot 10^{-3} = 870 \text{ kN}$$

Da $V_{be} = 870 \text{ kN} > 861 \text{ kN} = V_{bm}$ befindet sich unter dem Bemessungsantwortspektrum das Gebäude im plastischen Bereich. Der Abminderungsfaktor R ist daher:

$$R = \frac{V_{be}}{V_{bm}} = \frac{870}{861} = 1.01$$

Durch Interpolation zwischen dem Prinzip der gleichen Verschiebung und dem Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit erhält man den Verschiebeduktilitätsbedarf des Gebäudes (Gleichung (25)):

$$\mu_D = 1.01$$

Schritt 8: Nachweis

Vergleicht man den Verschiebeduktilitätsbedarf mit der maximal zulässigen Verschiebeduktilität des Gebäudes μ_Δ so sieht man, dass $\mu_D = 1.01 < 1.14 = \mu_\Delta$, der Erdbebennachweis in x-Richtung ist somit erbracht.

Forschungsbedarf

Die vorstehenden Darlegungen basieren auf dem heutigen Stand der Kenntnisse über das Erdbebenverhalten von unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden. Dieser Stand ist noch beschränkt, es gibt wichtige offene Fragen. Vor allem bestehen Wissenslücken beim Verformungsvermögen von einzelnen Mauerwerkswänden und von Wandkombinationen (gekoppelte Wände) unter zyklischer Einwirkung. Entsprechende Forschungsprojekte sind dringend und im Hinblick auf die stark verbreitete Mauerwerksbauweise von grosser wirtschaftlicher Bedeutung.

Folgerungen

Anders als mit dem klassischen Verfahren gemäss SIA 160 und SIA V177 ist es mit dem hier vorgeschlagenen Verfahren zur Bemessung von Mauerwerksgebäuden möglich, den Erdbebennachweis für das Beispielgebäude aus [4] in x-Richtung für Zone 1 zu erbringen. Die Hauptgründe hierfür sind:

- Im klassischen Verfahren gemäss Elastizitätstheorie wird die totale horizontale Ersatzkraft auf die Wände proportional zu deren Trägheitsmoment verteilt. Dabei werden nur die längeren Wände im Innern des Gebäudes berücksichtigt, während die kürzeren Fassadenwände vernachlässigt werden. Z.B. muss die Wand 17 des Beispielgebäudes 21% der totalen Ersatzkraft abtragen [4]. Da jedoch die Fassadenwände durch die Riegel gekoppelt sind, ist ihre Steifigkeit nicht vernachlässigbar, wie man aus Tabelle 3 entnehmen kann. Der Anteil an der Ersatzkraft, der von Wand 17 getragen werden muss, reduziert sich daher auf 6%.
- Im Gegensatz zum Verfahren nach SIA 160 wird der Einspannhorizont des Gebäudes nicht auf der Bodenebene des ersten Untergeschosses angenommen, sondern auf der Bodenebene des Erdgeschosses, d.h. dort, wo die Wände in die Foundation münden. Das Gebäude wird also als n-Massenschwinger betrachtet, mit $n = \text{Anzahl Stockwerke}$, was der Wirklichkeit im Allgemeinen näher kommt. Dadurch ist die totale Gebäudemasse kleiner als im Verfahren nach SIA 160.
- Desweiteren wird der Kapazitätsbedarf an das Gebäude nicht wie im Verfahren nach SIA 160 mit der totalen Masse berechnet, sondern mit der modalen Masse, was dy-

namisch betrachtet richtiger ist. Dadurch wird der Kapazitätsbedarf auf 62% reduziert.

Doch auch mit dem hier vorgeschlagenen Verfahren ist es im Allgemeinen nicht möglich, den Erdbebennachweis für das Beispielgebäude für eine etwas stärkere Erdbebeneinwirkung zu erbringen. In solchen Fällen sind bauliche Massnahmen – z.B. eine Aussteifung durch Stahlbetontragwände – unerlässlich. Diese Möglichkeit wird im zweiten Teil des vorliegenden Berichts behandelt.

Literatur

- [1] SIA 160 (Norm): "Einwirkung auf Tragwerke". Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.
- [2] SIA V177 (Empfehlung): "Mauerwerk". Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1995.
- [3] Bachmann H.: "Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden". Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Biel, 2002.
- [4] Bachmann H.: "Hochbau für Ingenieure". vdf-Hochschulverlag Zürich und Teubner Verlag Stuttgart, 1997.
- [5] Benedetti D., Pezzoli P.: „Shaking table tests on masonry buildings – Results and comments“. ISMES, Seriate Bergamo Italien, 1996.
- [6] CEDRUS-3plus Benutzeranleitung, Cubus Software, Zürich, 1996
- [7] Ganz H.R.: "Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub". Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 148, Birkhäuser Verlag, Basel, 1985.
- [8] Ganz H.R., Thürlimann B.: "Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub". Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-4, Birkhäuser Verlag, Basel, 1984.
- [9] Lang K.: " Seismic Vulnerability of Existing Buildings". Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 273, vdf-Hochschulverlag Zürich, 2002.
- [10] Lang K., Bachmann H.: "Erdbebenverletzbarkeit bestehender Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk". SGEB-Tagung 7./8.09.2000 "Erdbebenvorsorge in der Schweiz – Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken". SIA-Dokumentation D0162, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2000.
- [11] Magenes G., Kingsley G.R., Calvi G.M.: „Static testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response“. Università degli Studi di Pavia, 1995.
- [12] Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G.: "Mauerwerk – Bemessung und Konstruktion". Birkhäuser Verlag Basel, 1999.

Teil 2

Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten durch Stahlbetontragwände

Was lässt sich tun, wenn bei üblichen Bauten mit tragenden Mauerwerkswänden kein Nachweis einer genügenden Erdbebensicherheit gelingt? Eine effiziente mögliche Lösung ist die Aussteifung durch einzelne schlanke Stahlbetontragwände. Beispielsweise werden in beiden Hauptrichtungen je zwei Mauerwerkswände durch Stahlbetontragwände ersetzt. Solche Wände können durch Anpassung des Bewehrungsgehaltes wesentlich steifer als analoge Mauerwerkswände gestaltet werden, eine duktile Ausbildung ist aber im Allgemeinen nicht erforderlich. Der Widerstand der Mauerwerkswände leistet jedoch ebenfalls einen wesentlichen Beitrag an die Erdbebensicherung.

Einleitung

Bauten mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Backsteinen, Kalksandsteinen oder Zementsteinen sind im Allgemeinen durch Erdbeben sehr verletzlich (Bild 1). Auf der Grundlage der Empfehlung SIA V177 [1] ist es auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung – z.B. gemäss dem Bemessungsantwortspektrum Zone 1 für steife und mittelsteife Böden der Norm SIA 160 [2] – meist nicht möglich, ein genügendes Erdbebenverhalten nachzuweisen. Im ersten Teil des vorliegenden Berichts (Teil 1) wurde ein Verfahren vorgeschlagen, das auf einer möglichst wirklichkeitsnahen Erfassung des Erdbebenverhaltens von Mauerwerksbauten beruht. Damit können gewissermassen als Ergänzung der in SIA V177 verwendeten Modelle wesentliche, bisher nicht berücksichtigte Trag- und Verformungsreserven genutzt werden. Das neue Verfahren gilt nur für Mauerwerksbauten, die eine regelmässige Gestaltung im Grund- und Aufriss aufweisen. In solchen Fällen kann es gelingen – wie in Teil 1 am Beispiel eines 4-stöckigen Wohngebäudes gezeigt – eine genügende Erdbebensicherheit für die Einwirkung gemäss dem erwähnten Bemessungsantwortspektrum nachzuweisen. Ist die Erdbebeneinwirkung jedoch stärker – z.B. gemäss den Bemessungsantwortspektren Zone 2 oder Zone 3 der Norm SIA 160 – oder liegt eine unregelmässige Gestaltung vor, ist es kaum mehr möglich, den Erdbebennachweis zu erbringen, und es sind bauliche Massnahmen unerlässlich. Eine effiziente Möglichkeit ist die im Folgenden behandelte Aussteifung der Mau-

erwerksbauten durch einzelne schlanke, über die ganze Bauwerkshöhe laufende Stahlbetontragwände, kurz Stahlbetonwände genannt.



Bild 1: Zerstörtes Wohnhaus aus unbewehrtem Mauerwerk

Neues Verfahren

Gemäss dem in Teil 1 vorgeschlagenen Verfahren wird als Ergänzung der in SIA V177 verwendeten Modelle die Koppelung der einzelnen Mauerwerkswände durch Decken und Fassadenriegel erfasst, die einen beträchtlichen Einfluss auf das Verhalten der Gebäude haben kann. Zudem wird von der Möglichkeit einer Überlagerung von Spannungsfeldern Gebrauch gemacht. Dieses Verfahren beruht in wesentlichen Zügen auf einer Methode, die zur Evaluation des Erdbebenverhaltens bestehender Bauten in der Dissertation [5] entwickelt und dargestellt worden ist.

Doch trotz einer möglichst wirklichkeitsnahen Erfassung des Erdbebenverhaltens der Mauerwerksbauten ist es nicht immer möglich, den Erdbebennachweis zu erbringen. Um den Einfluss zusätzlicher Stahlbetonwände zu erfassen, werden moderne Modelle für Stahlbetonwände dem vorgeschlagenen Verfahren angepasst. Auch hier wird Gebrauch gemacht von der Methode, die zur Evaluation des Erdbebenverhaltens bestehender Bauten in der Dissertation [5] entwickelt und dargestellt worden ist.

Vorgehen und Übersicht

Das hier vorgeschlagene Verfahren zur Aussteifung von Mauerwerksbauten durch Stahlbetonwände basiert auf dem Vergleich des Kapazitätsbedarfs mit der Kapazität des

provisorisch entworfenen Gebäudes. Ausgehend von einem ersten Entwurf, bei dem wichtige Regeln beachtet werden müssen, wird die Kapazitätskurve des Gebäudes durch Überlagerung der Kapazitätskurven der einzelnen Mauerwerkswände und der allenfalls bereits vorgesehenen Stahlbetonwände ermittelt. Die Kapazität der Mauerwerkswände wird gemäss Teil 1 und diejenige der Stahlbetonwände gemäss der nachfolgenden Darstellung errechnet. Dann wird der Kapazitätsbedarf entsprechend dem massgebenden Bemessungsantwortspektrum ermittelt und mit der Kapazität verglichen. Übersteigt der Kapazitätsbedarf die Kapazität, so verhält sich das Gebäude ungenügend, und es müssen (weitere) Massnahmen getroffen werden. Dabei kommen vor allem die Erhöhung des Bewehrungsgehaltes in den Stahlbetonwänden sowie der Ersatz von Mauerwerkswänden durch (weitere) Stahlbetonwände in Frage. Das Vorgehen wird in einem schrittweisen Verfahren zusammengefasst und auf das bereits in Teil 1 behandelte 4-stöckige Beispielgebäude angewendet.

Regeln für den Entwurf

Für den Entwurf der Mauerwerkswände und der Stahlbetonwände, d.h. für die Konfiguration von sämtlichen tragenden Wänden, gelten die in Teil 1 festgehaltenen Regeln:

- Durchgehende Wände über die ganze Gebäudehöhe:
Die tragenden Wände sollen grundsätzlich über die ganze Gebäudehöhe laufen und im unteren Bereich des Gebäudes keine Aussparungen aufweisen.
- Symmetrische Anordnung der Tragwände im Grundriss:
Um wesentliche Torsionseffekte zu vermeiden sollen die Wände im Grundriss einigermassen symmetrisch zu den Hauptachsen und im Hinblick auf eine gute Torsionssteifigkeit angeordnet werden.
- Fundamentkasten für die Wände:
Die tragenden Wände sollen auf einem steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) stehen (Mauerwerkswände) bzw. in diesem eingespannt sein (Stahlbetonwände).

Diese Regeln können durch einen regelmässigen Entwurf im Grund- und Aufriss eingehalten werden. Nur wenn diese Voraussetzung erfüllt ist, kann das vorgeschlagene Verfahren angewendet werden.

Für die Stahlbetonwände gelten zusätzlich die folgenden Regeln:

- Im Allgemeinen sind Wände mit einfachem Rechteckquerschnitt zweckmässig. Ihre Dicke soll aus konstruktiven Gründen mindestens 22 cm betragen, damit die Bewehrung einigermassen zweckmässig angeordnet und normal eingebaut werden kann.
- Der totale Gehalt an Vertikalbewehrung kann bis etwa 2% betragen. Dieser hohe Bewehrungsgehalt ist erlaubt, da, wie im Beispiel gezeigt wird, die Stahlbetonwände unter den betrachteten Erdbebeneinwirkungen nicht plastifizieren sondern praktisch immer im elastischen Bereich bleiben.

- Es ist im Allgemeinen zweckmässig, die Stahlbetonwände im Innern des Gebäudes anzuordnen, um die Kontinuität der Fassadenmauern zu erhalten.
- Die Stahlbetonwände sollen unter sich symmetrisch angeordnet werden, um Torsionseffekte zu vermeiden.

Bild 2 zeigt als Beispiel das Erdgeschoss eines 4-stöckigen Mauerwerksbaus, der durch schlanke Stahlbetonwände ausgesteift wird.



Bild 2: Durch Stahlbetonwände ausgesteifter Mauerwerksbau

Begriffe und Tragwerksmodell

Entsprechend Teil 1 werden folgende Begriffe definiert (Bild 3):

- Eine Wand ist definiert als ein tragendes Bauteil eines Gebäudes mit der Länge l_w und der Höhe gleich der Gebäudehöhe H_{tot} (dargestellt durch die schraffierte Fläche).
- Ein Wandelement ist ein Teil einer Wand mit der Länge l_w und einer beliebigen Höhe h .
- Ein Pfeiler ist ein Wandelement mit der Länge l_w und der Höhe h_p gleich der Höhe der angrenzenden Öffnung (dargestellt durch die hell schattierten Flächen).
- Die Riegel sind diejenigen Teile des Gebäudes, die in vertikaler Richtung zwischen zwei Öffnungen liegen und die Wände in einer Ebene verbinden (dargestellt durch die dunkel schattierten Flächen).
- Alle durch Decken und Riegel verbundenen Wände in einer Ebene bilden eine Wandkombination. Somit ist die Fassade eines Gebäudes eine Wandkombination. Ebenso bilden die im Innern eines Gebäudes in einer Ebene liegenden Wände eine Wandkombination.

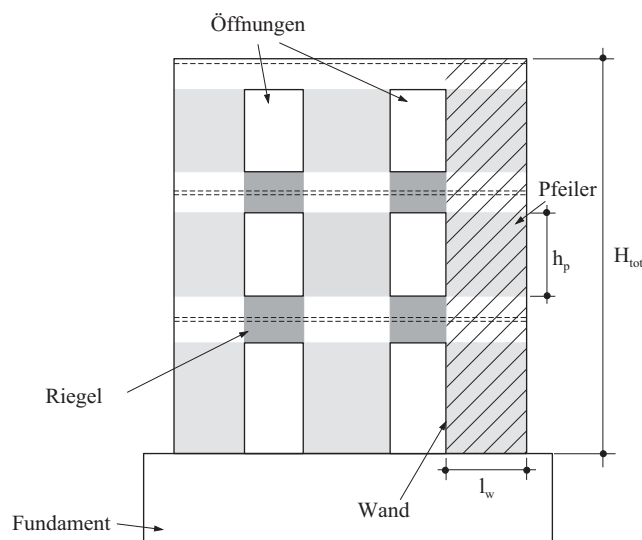


Bild 3: Terminologie

Die Koppelung der Wände durch Riegel und Decken wird durch einen einzigen Parameter, der Höhe des Momentennullpunktes h_0 , erfasst und kann als Funktion der Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler $(EI_R / l_o) / (EI_p / h_{st})$ bestimmt werden. Näheres hierzu ist in Teil 1 und [5] zu finden. Analog zu reinen Mauerwerksgebäuden wird jedoch nur die Koppelung in den Wandkombinationen betrachtet, nicht jedoch die Koppelung paralleler Wandkombinationen (Drillsteifigkeit der Decken). Diese wird vernachlässigt.

Unter Anwendung eines ebenen Tragwerksmodells müssen die Gebäude in zwei orthogonalen Richtungen (entsprechend der Gebäudeachsen) untersucht werden. Allfällige geringe Torsionseffekte sowie die Flanschwirkung sich kreuzender Wände werden hierbei vernachlässigt.

Kapazität eines Gebäudes

Analog zu reinen Mauerwerksgebäuden kann die Kapazitätskurve eines mit Stahlbetonwänden ausgesteiften Gebäudes in einer Richtung durch Überlagerung der Kapazitätskurven der in dieser Richtung tragenden Wände bestimmt werden:

$$V_b = \sum_j V_j(\Delta) \quad (1)$$

j ist der Index der Wände, $j = 1, 2, \dots, m$, wobei m der Anzahl der in einer Richtung tragenden Wände entspricht. Dies ist erlaubt, solange die Geometrie des Gebäudes regelmässig ist und Torsionseffekte vernachlässigt werden können.

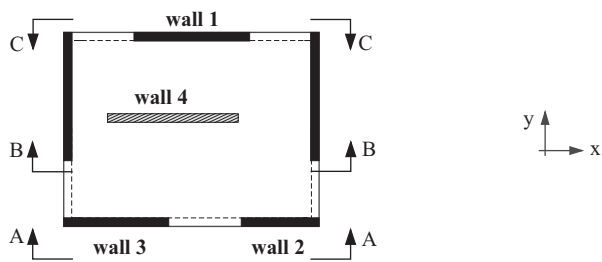


Bild 4: Fiktives, mit einer Stahlbetonwand ausgesteiftes Beispielgebäude

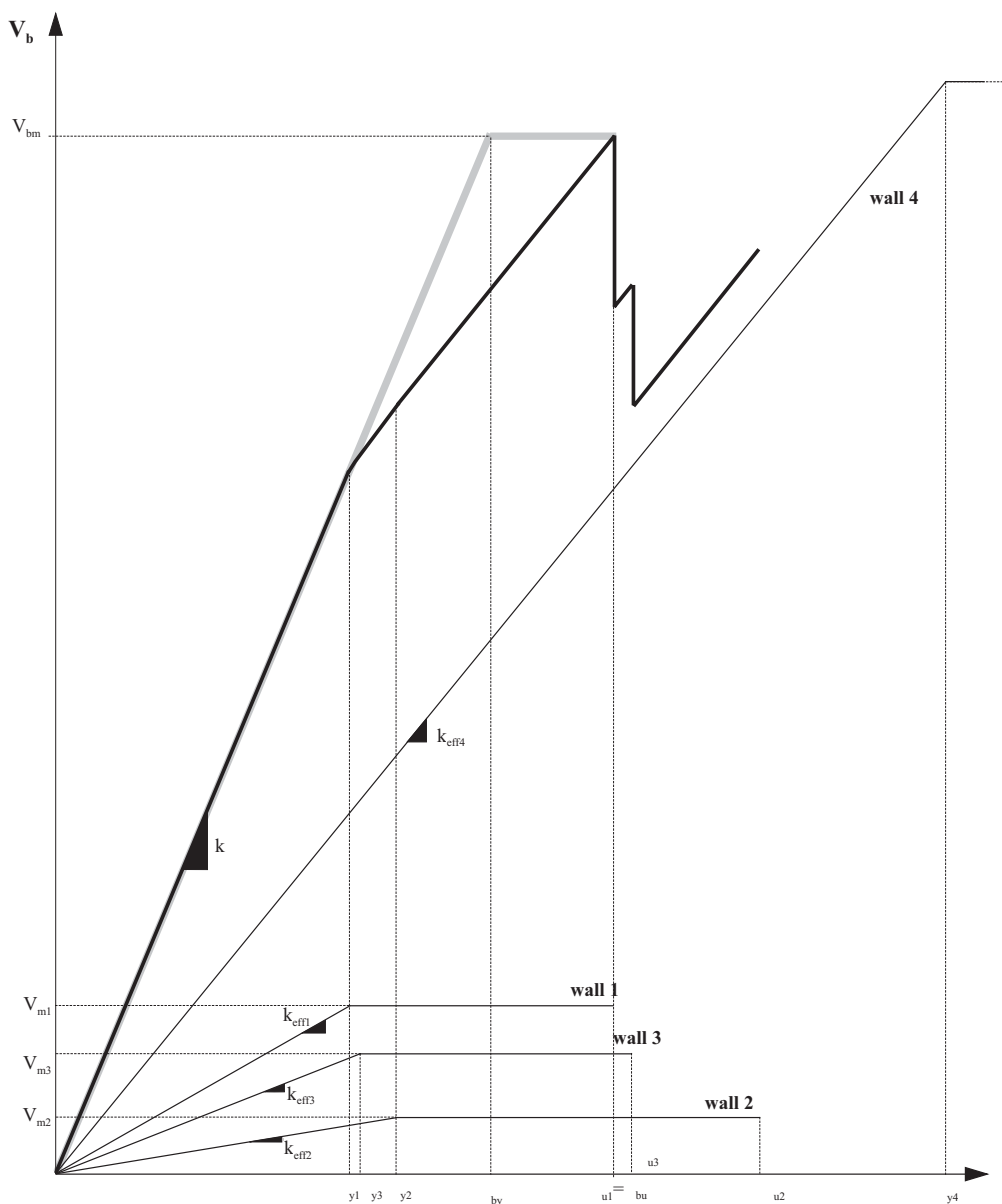


Bild 5: Kapazitätskurve des fiktiven Beispielgebäudes

Bild 4 zeigt den Grundriss des einfachen, fiktiven Beispielgebäudes, das bereits in Teil 1 eingeführt worden ist. In x-Richtung gibt es vier tragende Wände, die Wände 1, 2 und 3 sind Mauerwerkswände, während die Wand 4 im Innern des Gebäudes durch eine Stahlbetonwand ersetzt worden ist. Die Kapazitätskurve des Gebäudes in x-Richtung ist in Bild 5 gezeigt.

Die Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich entspricht wiederum der Summe der effektiven Steifigkeiten aller Wände:

$$k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} = \sum_j k_{eff} \quad (2)$$

Hierbei sind V_{bm} der maximale horizontale Widerstand und Δ_{by} die nominelle Fließverschiebung des Gebäudes (Bild 5).

Kapazitätskurve einer Stahlbetonwand

Um die Kapazitätskurve eines Gebäudes zu bestimmen, müssen zuerst die Kapazitätskurven der einzelnen Wände berechnet werden. Diese werden als in einem steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) eingespannt angenommen.

Die Bestimmung der Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand ist in Teil 1 und [5] beschrieben. Im Folgenden wird die Bestimmung der Kapazitätskurve einer Stahlbetonwand beschrieben. Diese wird analog zur Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand bilinear approximiert und ist somit durch drei Parameter bestimmt: Der horizontale Widerstand V_m , die nominelle Fließverschiebung am Wandkopf Δ_y und die nominelle Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u (Bild 6). Der Begriff „Fließen“ wird hier unabhängig vom Material für den Übergang vom linear elastischen in den ideal plastischen Bereich benutzt.

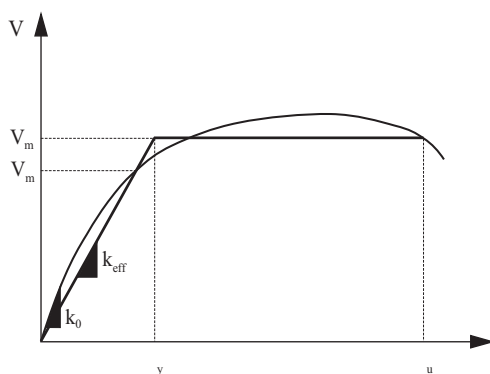


Bild 6: Kapazitätskurve einer Wand

Der horizontale Widerstand V_m ist durch den Biegesteifigkeit am Wandfuß bestimmt. Dieser ist eine Funktion des Querschnitts (Länge und Dicke der Wand und Bewehrung)

und der Normalkraft. Im folgenden wird auf ein einfaches, von Dazio hergeleitetes, Verfahren zur Berechnung des Biege widerstands zurückgegriffen [4], das es erlaubt, mit Hilfe einiger einfacher Formeln, die Lage der Neutralen Achse und den Biege widerstand von rechteckigen Wandquerschnitten, wie z.B. in Bild 7, rasch zu ermitteln. Dabei werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls ist elastisch-ideal-plastisch;
- Die Bewehrung in den „Endbereichen“ fließt auf Druck in der Druckzone und auf Zug in der Zugzone;
- Die Bewehrung im „Stegbereich“ fließt auf Zug in der Zugzone und wird vernachlässigt in der Druckzone;
- Die Druckspannungen im Beton werden mit einem äquivalenten Spannungsblock der Länge $0.85 x$ und der Spannung $0.85 \cdot f_c'$ modelliert.

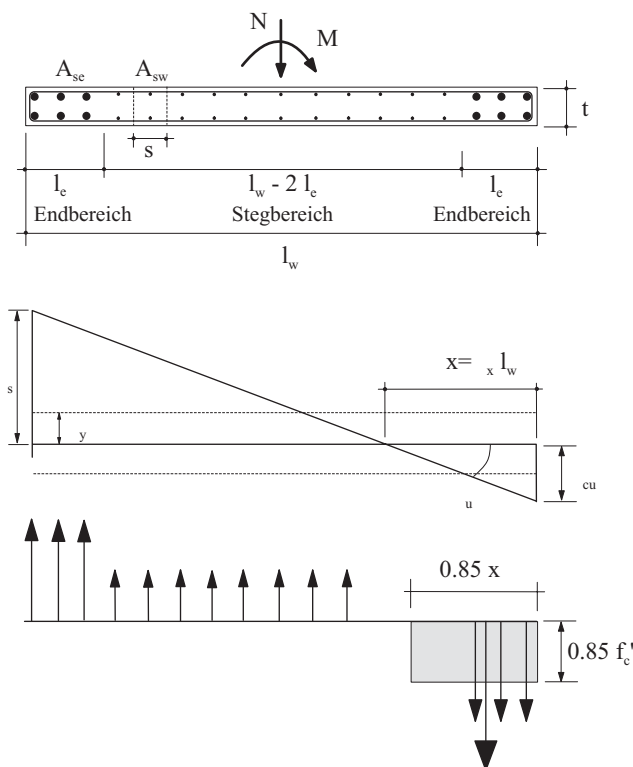


Bild 7: Wandquerschnitt mit Schnittkräften

Für das Verfahren nach Dazio werden folgende physikalische Bewehrungsgehalte ρ und mechanische Bewehrungsgehalte ω definiert:

1. Endbewehrungsgehalt:

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{l_e \cdot t} \qquad \omega_e = \rho_e \cdot \frac{f_y}{f_c'} \qquad (3)$$

2. Stegbewehrungsgehalt:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot t} \quad \omega_w = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f_c'} \quad (4)$$

3. Gesamtbewehrungsgehalt:

$$\rho_t = \frac{2 \cdot l_e}{l_w} \cdot \rho_e + \frac{l_w - 2 \cdot l_e}{l_w} \cdot \rho_w \quad \omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_y}{f_c'} \quad (5)$$

Hierbei ist f_c' die Zylinderdruckfestigkeit des Betons und f_y die Fließspannung des Stahls. Desweiteren werden die bezogene Normalkraft n und das bezogene Biegemoment m eingeführt:

$$n = \frac{N}{l_w \cdot t \cdot f_c'} \quad m = \frac{M}{l_w^2 \cdot t \cdot f_c'} \quad (6)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung folgt die Lage der neutralen Achse x :

$$\alpha_x = \frac{x}{l_w} = \frac{n + 0.90 \cdot \omega_w}{0.85^2 + \omega_w} \quad (7)$$

Der Biege widerstand kann dann mit der folgenden Beziehung abgeschätzt werden:

$$m = 0.45 \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + 0.45 \cdot (0.1 - 0.85 \cdot \alpha_x) \cdot \omega_w \quad (8)$$

Aus dem Biege widerstand folgt der entsprechende horizontale Widerstand V_m :

$$V_m = \frac{M}{h_E} \quad (9)$$

Die modale Höhe h_E wird wie folgt berechnet:

$$h_E = \frac{\sum_i h_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i} \quad (10)$$

Hierbei ist m_i die konzentrierte Masse und ϕ_i die Verschiebung der ersten Eigenform auf der Höhe der i -ten Geschossdecke h_i . Bei Mauerwerksgebäuden wurde eine lineare Verformungsfigur der ersten Eigenform angenommen (vgl. Teil 1 und [5]). Dies entspricht in etwa der Verformung eines Rahmensystems bei dem die Schubverformung vorherrscht. Unter Berücksichtigung der Koppelung der Wände durch die Riegel, vor allem in den Fassaden, ist dies zutreffend. Im Falle der Stahlbetonwände im Innern des Gebäudes, ist die Koppelung durch biege weiche Decken jedoch vernachlässigbar, und die Wände verhalten sich wie Kragarme mit Biege verformung. Bild 5 zeigt deutlich, dass im Allgemeinen das Verhalten der Stahlbetonwände das Verhalten des Gebäudes

dominiert. Für Mauerwerksgebäude, die mit Stahlbetonwänden ausgesteift sind, wird daher die Biegeverformung eines Kragarms angenommen.

Zur Berechnung der nominellen Fliessverschiebung am Wandkopf Δ_y wird ebenfalls auf ein einfaches Verfahren zurückgegriffen. Umfassende Studien haben gezeigt, dass die Fliesskrümmung ϕ_y ziemlich unempfindlich auf Änderungen der Normalkraft und der Längsbewehrung ist und fast ausschliesslich von der Fliessdehnung der Längsbewehrung ε_y und von der Wändlänge l_w abhängt [6]:

$$\phi_y = \kappa_1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (11)$$

Nach einer grundlegenden Überprüfung dieser Beziehung an Versuchsergebnissen empfiehlt Dazio [4] einen Wert von $\kappa_1 = 1.8$.

Aus der Fliesskrümmung kann mit Hilfe der Theorie des modalen Einmassenschwingers (EMS) die Fliessverschiebung Δ_y bestimmt werden:

$$\Delta_y = \kappa_2 \cdot \Gamma \cdot \frac{\phi_y \cdot h_E^2}{3} \quad (12)$$

Γ ist der modale Partizipationsfaktor des ersten Eigenmodes:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (13)$$

Γ liegt im Allgemeinen im Bereich von 1.0 (1 Stockwerk) bis 1.47 (10 Stockwerke). Der Koeffizient κ_2 berücksichtigt die Tatsache, dass die Biegesteifigkeit EI über die Wandhöhe nicht konstant ist. Typischerweise sind die Risse am Fuss der Wand sehr viel breiter als weiter oben, und dann folgt meist ein ungerissener Bereich. Dazio [4] schlägt einen Wert von κ_2 im folgenden Bereich vor:

$$\kappa_2 = 0.7K \ 1.0 \quad (14)$$

Damit ist die effektive Steifigkeit der Stahlbetonwand bestimmt:

$$k_{eff} = \frac{V_m}{\Delta_y} \quad (15)$$

Wie in Bild 5 angedeutet werden im Allgemeinen die Stahlbetonwände, die zur Aussteifung von Mauerwerksbauten benutzt werden, nicht bis zu ihrer Fliessverschiebung ausgenutzt. Dies bedeutet, dass die „gerissene“ Biegesteifigkeit der Stahlbetonwände bei der maximal zulässigen Verschiebung des Gebäudes Δ_{bu} , definiert durch das Versagen der ersten Wand (im Allgemeinen eine Mauerwerkswand), höher ist als beim Erreichen der Fliessverschiebung. Dies wird jedoch im Folgenden vernachlässigt, und es wird

weiterhin Bezug genommen auf die effektive Steifigkeit bei Fließbeginn. Desweiteren erübrigt sich durch die grosse Reserve beim Widerstand eine duktile Gestaltung der Stahlbetonwände. Auf die Berechnung der nominellen Verschiebung am Wandkopf bei Versagen der Stahlbetonwand Δ_u wird daher verzichtet.

Kapazitätsbedarf eines Gebäudes

Wie in Teil 1 beschrieben wird der Kapazitätsbedarf durch ein Verschiebungsantwortspektrum bestimmt. Dabei wird das Gebäude durch einen Einmassenschwinger (EMS) ersetzt, der durch eine äquivalente Masse m_E und eine äquivalente Steifigkeit k_E bestimmt ist, und dessen Frequenz mit der Grundfrequenz des Gebäudes übereinstimmt:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} \quad (16)$$

Analog zu „reinen“ Mauerwerksgebäuden wird die äquivalente Steifigkeit k_E des EMS mit der Steifigkeit k des Gebäudes aus der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve (Gleichung (2)) gleichgesetzt:

$$k_E = k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} \quad (17)$$

Die äquivalente Masse ist dann bestimmt durch

$$m_E = \sum_i m_i \phi_i \quad (18)$$

Hierbei ist die Verschiebung der ersten Eigenform auf der Höhe der i -ten Geschossdecke ϕ_i so normiert, dass $\phi_n = 1$. Der Verschiebebedarf der obersten Geschossdecke Δ_D ist dann bestimmt zu:

$$\Delta_D = c \cdot \Gamma \cdot \phi_n \cdot S_d \quad (19)$$

Der Koeffizient c berücksichtigt das nichtlineare Verhalten und wird analog zu reinen Mauerwerksgebäuden aus dem Prinzip der gleichen Verschiebung und dem Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit bestimmt (siehe Teil 1).

Vergleicht man nun den Verschiebebedarf an das Gebäude Δ_D mit der maximal zulässigen Verschiebung des Gebäudes Δ_{bu} , so gilt der Erdbebennachweis als erfüllt, solange $\Delta_D < \Delta_{bu}$.

Vorgehen in Schritten

- Schritt 1 Eingabedaten
- Schritt 2 Identifikation der Tragwände
- Schritt 3 Berechnung der Normalkräfte und Stockwerksmassen
- Schritt 4 Modale Parameter
- Schritt 5 Kapazitätskurven der Wände (Mauerwerks- und Stahlbetonwände)
- Schritt 6 Kapazitätskurve des Gebäudes
- Schritt 7 Äquivalenter EMS
- Schritt 8 Kapazitätsbedarf
- Schritt 9 Nachweis

Beispiel 4-stöckiges Wohngebäude

Das vorgeschlagene Verfahren zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten mit Stahlbetonwänden wird nun auf das Beispielgebäude aus [3] angewandt, das auch schon in Teil 1 betrachtet worden ist. Bild 8 zeigt den Grundriss des Gebäudes. Es handelt sich um einen vierstöckigen Wohnbau mit Stahlbetondecken und Flachdach. Die beiden Hälften sind durch eine Zweischalen-Mauerwerkswand (Wände 11) getrennt, die Stahlbetondecken sind jedoch durchlaufend und weisen keine Fuge auf. Es wird angenommen, dass die Wände durch einen steifen Stahlbetonkasten (Untergeschoss) fundiert sind. Im Folgenden soll der Erdbebennachweis des Gebäudes in x-Richtung für das Bemessungsantwortspektrums für die Zone 2 nach SIA 160 [1] angestrebt werden. Zur besseren Einschätzung der benötigten Massnahme(n) wird der fehlende Widerstand kurz abgeschätzt.

Gemäss Teil 1 ist die vorhandene Kapazität des reinen Mauerwerkgebäudes:

Horizontaler Widerstand	$V_{bm} = 861 \text{ kN}$
Nominelle Fliessverschiebung des Gebäudes	$\Delta_{by} = 11.1 \text{ mm}$
Maximal zulässige Verschiebung des Gebäudes	$\Delta_{bu} = 12.7 \text{ mm}$
Zulässige Verchiebeduktilität des Gebäudes	$\mu_{\Delta} = \Delta_{bu} / \Delta_{by} = 1.14$
Abminderungsfaktor	$R = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1} = 1.14$
Elastischer horizontaler Widerstand	$V_{be} = R \cdot V_{bm} = 1.14 \cdot 861 = 982 \text{ kN}$

Die erforderliche elastische Kapazität gemäss dem Bemessungsantwortspektrum für mittelsteife Böden und 5% Dämpfung der Norm SIA 160 [1] für Zone 2 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 1.0 \text{ m/s}^2$ unter Annahme des Plateauwertes ist:

$$V_{erf} = \Gamma \cdot m_E \cdot S_a(f_1) = 1.35 \cdot 522444 \cdot 2.12 = 1495 \text{ kN}$$

Die Werte für den modalen Partizipationsfaktor Γ und der äquivalenten Masse m_E sind aus Teil 1 entnommen. Es ist jedoch wiederum darauf hinzuweisen, dass in konkreten praktischen Fällen der Kapazitätsbedarf durch das standortspezifische Spektrum bestimmt ist, welches unter Umständen sehr verschieden vom Bemessungsantwortspektrum der betreffenden Zone sein kann.

Die fehlende elastische Kapazität ist somit:

$$\Delta V_{erf} = V_{erf} - V_{be} = 1495 - 982 = 512 \text{ kN}$$

Als Massnahme zur Erdbebensicherung des Gebäudes für das Bemessungsantwortspektrum Zone 2 wird in der einen Gebäudehälfte die Wand 14 und in der anderen Gebäudehälfte die Wand 17 durch eine Stahlbetonwand mit der Dicke $t = 0.24 \text{ m}$ ersetzt (in Bild 8 grau schraffiert). Damit können bezüglich der Stahlbetonwände eine unregelmässige Gestaltung und entsprechende Torsionseffekte vermieden werden.

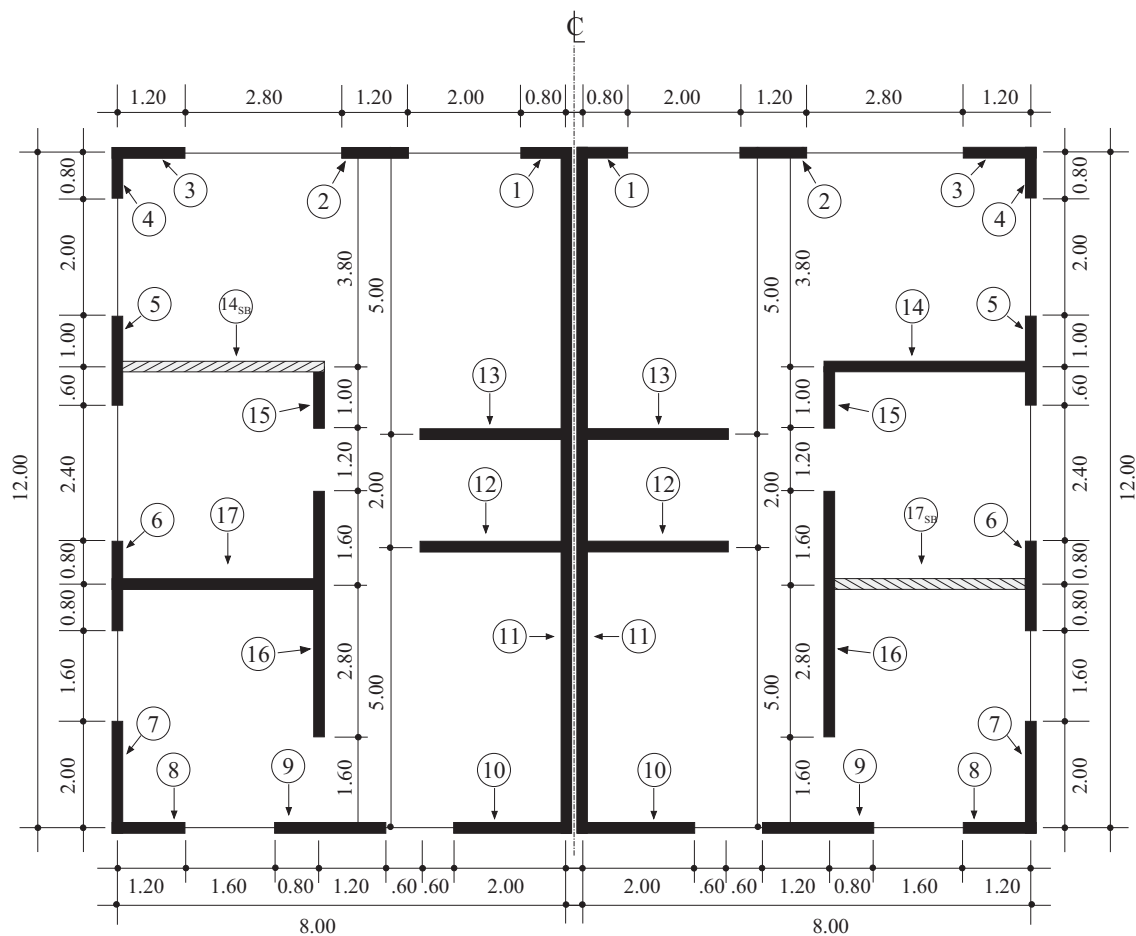


Bild 8: Grundriss des vierstöckigen Beispielgebäudes, Abmessungen in m

Schritt 1: Eingabedaten

Die Geometrie, die Materialparameter für Mauerwerk und die vertikalen Einwirkungen entsprechen den Angaben in Teil 1 und werden hier nicht wiederholt. Die Materialparameter (Rechenwerte) für Stahlbeton werden wie folgt angenommen:

Materialparameter

Beton B40/30:

$$\text{Zylinderdruckfestigkeit} \quad f_c' = 1.45 \cdot f_c = 1.45 \cdot 19.5 = 28.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spezifisches Gewicht} \quad \gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$$

Stahl S500:

$$\text{Flie遝spannung} \quad f_y = 460 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Flie遝dehnung} \quad \varepsilon_y = 0.0022$$

Erdbebeneinwirkung

Nach SIA 160 [1]: Bemessungsantwortspektrum Zone 2, BWK I, mittelsteife Böden

Schritt 2: Identifikation der tragenden Wände

Von den 20 tragenden Wänden in x-Richtung sind 18 Wände aus unbewehrtem Mauerwerk (je zweimal die Wände 1, 2, 3, 8, 9, 10, 12 und 13 und je einmal die Wände 14 und 17) mit einer einheitlichen Wanddicke von $t = 0.2 \text{ m}$. Die zwei Stahlbetonwände 14_{SB} und 17_{SB} haben eine Wanddicke von $t = 0.24 \text{ m}$. Die Länge l_w , die Dicke t sowie die Pfeilerhöhe h_p der Wände sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Wand	1	2	3	8	9	10	12	13	14	17	14_{SB}	17_{SB}
Länge l_w [m]	0.8	1.2	1.2	1.2	2.0	2.0	2.6	2.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Dicke t [m]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.24	0.24
Pfeilerhöhe h_p [m]	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0

Tabelle 1: Länge und Dicke der Wände in x-Richtung und entsprechende Pfeilerhöhe

Schritt 3: Berechnung der Normalkräfte und Stockwerksmassen

Die Berechnung der Normalkräfte wird aus Teil 1 übernommen mit Ausnahme des Eigengewichts der Stahlbetonwände. Tabelle 2 gibt eine Zusammenfassung. Die Summe der Normalkräfte in der untersten Zeile entspricht der Summe der Normalkräfte aus den Stockwerken 1 bis 4.

Die letzte Spalte gibt die Summe der Normalkräfte pro Stockwerk wieder, in der die Normalkräfte der Wände in y-Richtung auch inbegriffen sind. Diese sind infolge der beiden Stahlbetonwände höher als in Teil 1. Die Stockwerksmassen sind somit:

$$m_4 = \frac{1997}{10} = 20 \text{ t} \quad \text{und} \quad m_3 = m_2 = m_1 = 23 \text{ t}$$

Stockwerk	N_1	N_2	N_3	N_8	N_9	N_{10}	N_{12}	N_{13}	N_{14}	N_{17}	$N_{14 \text{ SB}}$	$N_{17 \text{ SB}}$	N_{tot}
4	29	57	42	21	59	32	64	64	90	67	111	87	1997
3	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	136	116	2261
2	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	136	116	2261
1	31	60	45	26	65	39	67	67	95	75	136	116	2261
0	5	10	8	6	13	9	10	10	14	14	35	35	455
Summe	122	238	177	98	254	149	266	266	375	292	519	435	8493

Tabelle 2: Normalkräfte, in kN

Schritt 4: Modale Parameter

Die Berechnung der modalen Parameter wird im Gegensatz zu reinen Mauerwerksbauten hier vorgezogen (Tabelle 3).

Stockwerk	h_i [m]	m_i [kg]	ϕ_i	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$	$m_i \phi_i h_i$
4	12	195656	1.00	199656	199656	2395875
3	9	226136	0.65	146310	94662	1316789
2	6	226136	0.33	74195	24343	445171
1	3	226136	0.09	20918	1935	62753
Summe	-	-	-	441079	320597	4220588

Tabelle 3: Parameter des Biege-4-Massenschwingers

Äquivalente Masse (Gleichung (18)): $m_E = \sum m_i \phi_i = 441079 \text{ kg}$

Modaler Partizipationsfaktor (Gleichung (13)): $\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{441079}{320597} = 1.38$

Modale Höhe (Gleichung (10)): $h_E = \frac{\sum h_i m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} = \frac{4220588}{441079} = 9.57 \text{ m}$

Schritt 5: Kapazitätskurven der Wände

Die Berechnung der Kapazitätskurven der Mauerwerkswände wird aus Teil 1 übernommen. Die Berechnung der Kapazitätskurve einer Stahlbetonwand wird im Folgenden

den im Sinne eines Beispiels anhand der Wand 14_{SB} durchgeführt. Der Wandquerschnitt ist in Bild 9 dargestellt.

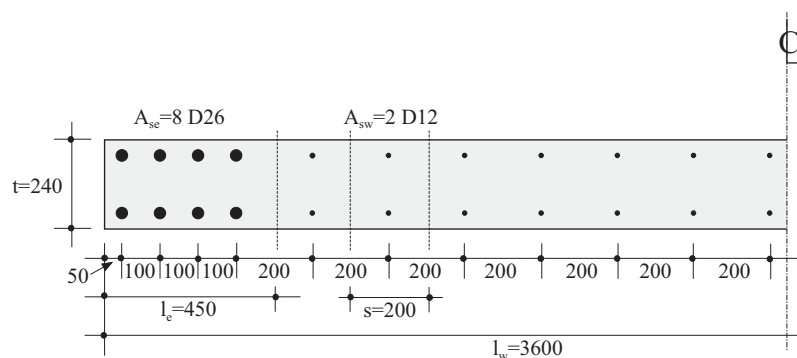


Bild 9: Wandquerschnitt der Wand 14_{SB}, Abmessungen in mm

Zur Abschätzung des Biege widerstands werden die physikalischen und mechanischen Bewehrungsgehalte gemäss den Gleichungen (3) – (5) berechnet:

1. Endbewehrungsgehalt: $A_{se} = 8 \cdot (D26) = 8 \cdot 531 = 4247 \text{ mm}^2$

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{l_e \cdot t} = \frac{4247}{450 \cdot 240} = 0.0393 = 3.93 \%$$

$$\omega_e = \rho_e \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.0393 \cdot \frac{460}{28.3} = 0.639$$

2. Stegbewehrungsgehalt: $A_{sw} = 2 \cdot (D12) = 226 \text{ mm}^2$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot t} = \frac{226}{200 \cdot 240} = 0.0047 = 0.47 \%$$

$$\omega_w = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.0047 \cdot \frac{460}{28.3} = 0.077$$

3. Gesamtbewehrungsgehalt:

$$\rho_t = \frac{2 \cdot l_e}{l_w} \cdot \rho_e + \frac{l_w - 2 \cdot l_e}{l_w} \cdot \rho_w = 2 \cdot 0.125 \cdot 3.93 + 0.75 \cdot 0.47 = 1.34 \%$$

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.0134 \cdot \frac{460}{28.3} = 0.217$$

Die bezogene Normalkraft, die auf die Wand wirkt, ist durch Gleichung (6) definiert:

$$n = \frac{N}{l_w \cdot t \cdot f_c'} = \frac{519}{3.6 \cdot 0.24 \cdot 28.3 \cdot 10^3} = 0.0212$$

Die Lage der neutralen Achse kann dann mit Gleichung (7) berechnet werden:

$$\alpha_x = \frac{x}{l_w} = \frac{n + 0.90 \cdot \omega_w}{0.85^2 + \omega_w} = \frac{0.0212 + 0.90 \cdot 0.077}{0.85^2 + 0.077} = 0.116$$

Der Biege­widerstand ergibt sich mit den Gleichungen (8) und (6):

$$\begin{aligned} m &= 0.45 \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + 0.45 \cdot (0.1 - 0.85 \cdot \alpha_x) \cdot \omega_w \\ &= 0.45 \cdot 0.217 + (0.5 - 0.425 \cdot 0.116) \cdot 0.0212 + 0.45 \cdot (0.1 - 0.85 \cdot 0.116) \cdot 0.077 \\ &= 0.109 \end{aligned}$$

$$M = m \cdot l_w^2 \cdot t \cdot f_c' = 0.109 \cdot 3.6^2 \cdot 0.24 \cdot 28.3 \cdot 10^3 = 9576 \text{ kNm}$$

Aus dem Biege­widerstand folgt der entsprechende horizontale Widerstand (Gleichung (9)):

$$V_m = \frac{M}{h_E} = \frac{9576}{9.57} = 1001 \text{ kN}$$

Die Fliessverschiebung am Wandkopf Δ_y wird mit den Gleichungen (11) und (12) berechnet:

$$\begin{aligned} \phi_y &= \kappa_1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 1.8 \cdot \frac{0.0022}{3.6} = 0.0011 \\ \Delta_y &= \kappa_2 \cdot \Gamma \cdot \frac{\phi_y \cdot h_E^2}{3} = 0.8 \cdot 1.38 \cdot \frac{0.0011 \cdot 9.57^2}{3} = 0.0368 \text{ m} = 36.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Daraus folgt die effektive Steifigkeit der Stahlbetonwand:

$$k_{eff} = \frac{V_m}{\Delta_y} = \frac{1001}{0.0368} = 27202 \text{ kN / m}$$

Da die Fliessverschiebung der Stahlbetonwand erheblich grösser ist als die Bruchverschiebungen der Mauerwerkswände, wird auf die Berechnung der nominellen Verschiebung bei Versagen der Stahlbetonwand Δ_u verzichtet. Tabelle 4 gibt eine Zusammenfassung der Eckdaten der Kapazitätskurven aller Wände.

Wand	1	2	3	8	9	10	12	13	14	17	14 _{SB}	17 _{SB}
V_m [kN]	24	51	46	32	85	49	34	34	63	51	1001	996
k_{eff} [kN/m]	2047	4429	3942	3255	6706	6706	1652	1652	4239	4239	27202	27085
Δ_y [mm]	11.6	11.4	11.6	9.7	12.6	7.2	20.4	20.4	14.8	11.9	36.8	36.8
Δ_u [mm]	15.7	14.9	15.7	14.8	16.8	12.7	27.4	27.4	23.2	21.5	-	-

Tabelle 4: Eckdaten der Kapazitätskurven der Wände

Schritt 6: Kapazitätskurve des Gebäudes

Die Kapazitätskurve in x-Richtung des Gebäudes erhält man nun durch Überlagerung der Kapazitätskurven der einzelnen Wände (Bild 10).

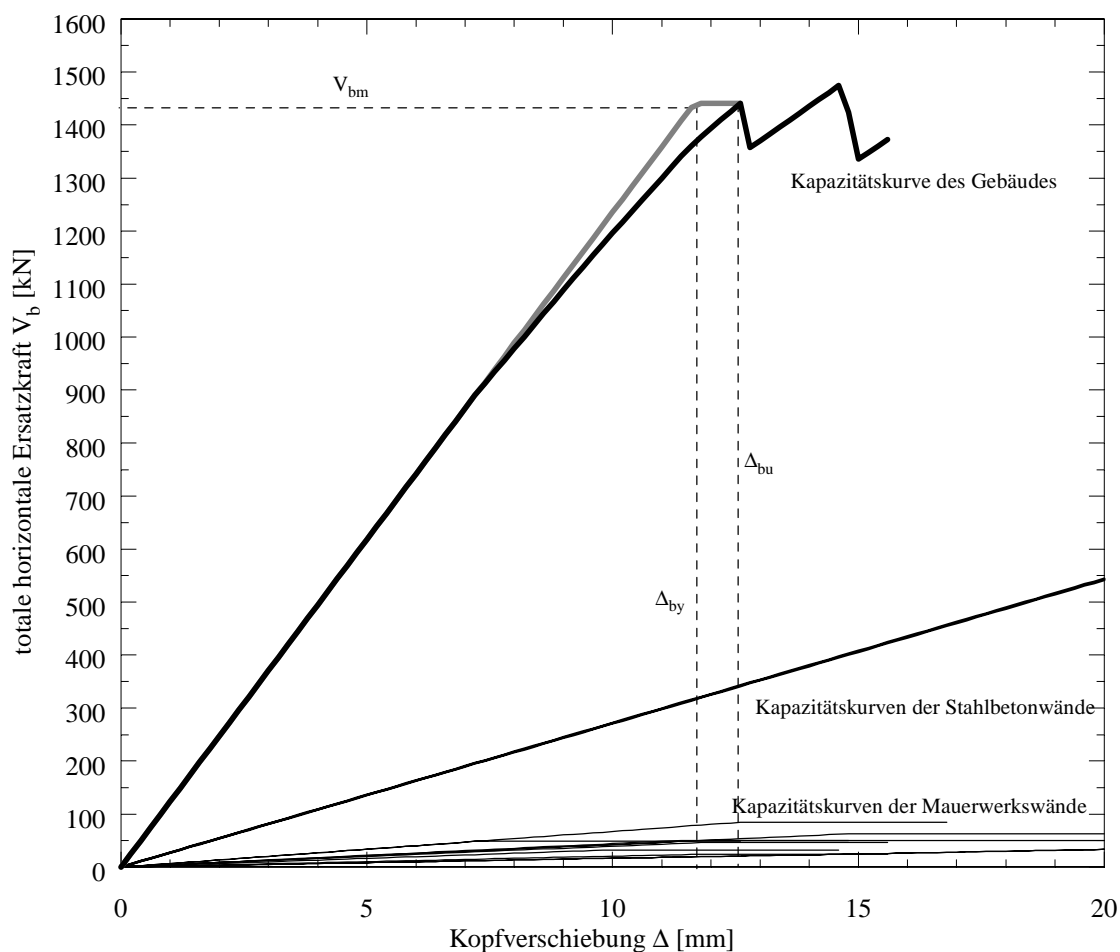


Bild 10: Kapazitätskurve des Beispielgebäudes in x-Richtung

Die bilineare Approximation der Kapazitätskurve des Gebäudes ist in grau eingezeichnet. Dabei entspricht die Steifigkeit des linear elastischen Bereichs der Summe der effektiven Steifigkeiten der Wände:

$$k = \sum_j k_{effj} = 123557 \text{ kN} / m$$

Aus Gleichung (17) folgt die nominelle Fließverschiebung des Gebäudes:

$$\Delta_{by} = \frac{V_{bm}}{k} = \frac{1441 \cdot 10^3}{123557} = 11.7 \text{ mm}$$

Die maximal zulässige Verschiebung des Gebäudes ist durch das Versagen der ersten Wand definiert; in diesem Fall wieder durch das Versagen der Wand 10 bei $\Delta = 12.7 \text{ mm}$. Die maximal zulässige Verschiebeduktilität des Gebäudes ist somit:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{bu}}{\Delta_{by}} = \frac{12.7}{11.7} = 1.09$$

Schritt 6: Äquivalenter EMS

Die äquivalente Steifigkeit des EMS wird der Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich gleichgesetzt (Gleichung (17)):

$$k_E = k = 123557 \text{ kN} / m$$

Somit kann die Frequenz des Gebäudes in x-Richtung berechnet werden (Gleichung (16)):

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{123557 \cdot 10^3}{441079}} = 2.66 \text{ Hz}$$

Schritt 7: Kapazitätsbedarf

Der Kapazitätsbedarf wird durch das Bemessungsantwortspektrum für mittelsteife Böden und 5% Dämpfung der Norm SIA 160 [1] für Zone 2 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 1.0 \text{ m} / s^2$ ausgedrückt.

Die spektrale Beschleunigung bei der Grundfrequenz des Gebäudes entspricht dem Plateauwert:

$$S_a(f_1 = 2.66 \text{ Hz}) = 2.12 \text{ m} / s^2$$

Die entsprechende spektrale Verschiebung ist dann:

$$S_d(f_1 = 2.66 \text{ Hz}) = \frac{S_a(f_1)}{\omega^2} = \frac{2.12 \cdot 10^3}{(2\pi \cdot 2.66)^2} = 7.6 \text{ mm}$$

Der elastische Verschiebebedarf am Kopf des Gebäudes und die zugehörige elastische Ersatzkraft sind somit:

$$\Delta_{be} = \Gamma \cdot S_d(f_1) = 1.38 \cdot 7.6 = 10.5 \text{ mm}$$

$$V_{be} = k \cdot \Delta_{be} = 123557 \cdot 10.5 \cdot 10^{-3} = 1294 \text{ kN}$$

Da $V_{be} = 1294 \text{ kN} < 1441 \text{ kN} = V_{bm}$ befindet sich unter dem Bemessungsspektrum das Gebäude im elastischen Bereich. Der Verschiebebedarf ist somit:

$$\Delta_D = \Delta_{be} = 10.5 \text{ mm}$$

Schritt 8: Nachweis

Vergleicht man den Verschiebebedarf Δ_D mit der maximal zulässigen Verschiebung des Gebäudes Δ_{bu} so sieht man, dass $\Delta_D = 10.5 < 12.71 = \Delta_{bu}$, der Erdbebennachweis in x-Richtung ist somit erbracht. Der Erdbebennachweis in y-Richtung ist in analoger Weise zu erbringen.

Stärkere Erdbebeneinwirkungen

Mit zunehmender Erdbebeneinwirkung sind weitere Massnahmen erforderlich. Dabei kommen vor allem die Erhöhung des Bewehrungsgehaltes in bereits vorgesehenen Stahlbetonwänden sowie der Ersatz von weiteren Mauerwerkswänden durch Stahlbetonwände in Frage.

Bemessungsantwortspektrum gemäss SIA 160 [1]	Wände in Stahlbeton	Totaler Bewehrungsgehalt ρ_t (pro Wand)
Zone 1 $a_g = 0.06 g$	-	-
Zone 2 $a_g = 0.10 g$	14 _{SB} , 17 _{SB}	1.34 %
Zone 3a $a_g = 0.13 g$	14 _{SB} , 17 _{SB}	1.68 %
Zone 3b $a_g = 0.16 g$	2 x (14 _{SB} , 17 _{SB})	1.34 %

Tabelle 5: Mögliche Massnahmen für stärkere Erdbebeneinwirkungen

Tabelle 5 zeigt mögliche Massnahmen für den Fall von stärkeren Erdbebeneinwirkungen auf das dargestellte Beispielgebäude aus [3]. Um den Erdbebennachweis für das Bemessungsantwortspektrum Zone 3a anstatt Zone 2 zu erbringen, kann die Bewehrung der Endbereiche von 8 D26 auf 8 D30 erhöht werden. Oder für das Bemessungsantwortspektrum Zone 3b können auch die beiden anderen Wände 14 und 17 aus Stahlbe-

ton ausgebildet werden, jedoch alle vier Wände mit den schwächeren Bewehrungen (wie Fall Zone 2).

Forschungsbedarf

Das zyklische Verhalten von schlanken Stahlbetonwänden ist relativ gut bekannt; für unbewehrte tragende Mauerwerkswände, für Kombinationen von solchen (gekoppelte Wände) und für das Zusammenwirken von Mauerwerkswänden und Stahlbetonwänden mit stark unterschiedlichem Verformungsverhalten trifft dies nicht zu, es bestehen wesentliche Wissenslücken. Entsprechende Forschungsprojekte sind dringend und im Hinblick auf die stark verbreitete Mauerwerksbauweise von grosser wirtschaftlicher Bedeutung.

Folgerungen

Die Aussteifung von Mauerwerksbauten durch Stahlbetonwände ist eine interessante Möglichkeit, das Erdbebenverhalten zu verbessern und den Erdbebennachweis fachgerecht zu erbringen. Bei den Stahlbetonwänden können zur Erhöhung ihrer Kapazität relativ hohe Bewehrungsgehalte gewählt werden, und die Wände müssen im Allgemeinen nicht duktil ausgebildet werden. Wegen der geringen Verformungsfähigkeit der Mauerwerkswände kann die Kapazität der Stahlbetonwände meist nicht voll ausgenutzt werden. Mit stärkerer Erdbebeneinwirkung müssen die Bewehrungsgehalte erhöht bzw. mehr Mauerwerkswände durch Stahlbetonwände ersetzt werden.

Literatur

- [1] SIA 160 (Norm): "Einwirkung auf Tragwerke". Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.
- [2] SIA V177 (Empfehlung): "Mauerwerk". Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1995.
- [3] Bachmann H.: "Hochbau für Ingenieure". vdf-Hochschulverlag Zürich und Teubner Verlag Stuttgart, 1997.
- [4] Dazio A.: "Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeeinwirkung". Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. IBK Bericht Nr. 254, ISBN 3-7643-6471. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.
- [5] Lang K.: "Seismic Vulnerability of Existing Buildings". Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht Nr. 273, vdf-Hochschulverlag Zürich 2002.
- [6] Priestley M.J.N., Kowalsky M.J.: „Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls”. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 31, No. 2, June 1998.

Zusammenfassung

Bauten mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Backsteinen, Kalksandsteinen oder Zementsteinen sind im Allgemeinen durch Erdbeben sehr verletzlich. Mauerwerkswände sind ziemlich steif, sie ziehen die Erdbebenkräfte geradezu an, aber sie sind relativ spröde, und bis zum Versagen ist nur eine sehr beschränkte Energiedissipation möglich.

Der Nachweis einer genügenden Erdbebensicherheit anhand der gültigen Mauerwerksnormen ist auch bei eher geringer Erdbebeneinwirkung meist nicht möglich. Es gibt jedoch bisher vernachlässigte Trag- und Verformungsreserven, die durch ein hier vorgeschlagenes neues Verfahren genutzt werden können. Damit gelingt es in bestimmten Fällen, den Erdbebennachweis zu erbringen.

Bei etwas stärkerer Erdbebeneinwirkung sind jedoch bauliche Massnahmen unerlässlich. Eine effiziente mögliche Lösung ist die Aussteifung der Mauerwerksbauten durch einzelne schlanke Stahlbetontragwände. Beispielsweise werden in beiden Hauptrichtungen je zwei Mauerwerkswände durch Stahlbetonwände ersetzt. Deren Bewehrungsgehalt kann in weiten Grenzen variieren, und eine duktile Ausbildung ist im Allgemeinen nicht erforderlich. Mit stärkerer Erdbebeneinwirkung müssen der Bewehrungsgehalt erhöht bzw. mehr Mauerwerkswände durch Stahlbetonwände ersetzt werden.

Der Erdbebennachweis bei Mauerwerksbauten mit dem neuen Verfahren und die Gestaltung von zusätzlich angeordneten Stahlbetonwänden für unterschiedliche Stärken der Erdbebeneinwirkung werden an einem 4-stöckigen Beispielgebäude demonstriert.

Summary

Structures with unreinforced masonry walls, using either brick, limesandstone or concrete units, are in general very vulnerable with respect to earthquakes. Masonry walls are fairly stiff, they virtually attract the earthquake forces, but they are relatively brittle and only have a limited energy dissipation capacity until failure.

The verification of the structural safety of masonry structures subjected to earthquake forces using current code procedures is usually not possible, even for very small earthquake actions. However, it exist reserves in the resistance and deformation capacity, which are neglected so far and which are taken into account in the here proposed procedure. Thereby it is possible, in certain cases, to verify the structural safety of masonry structures under earthquake forces.

For higher earthquake actions, however, structural interventions are necessary. A very efficient possible solution is to brace the masonry structure using individual slender reinforced concrete walls. For example, in both principal directions two masonry walls are replaced by reinforced concrete walls. Their reinforcement ratio can vary between extensive limits and in general no special detailing for high ductility demand is necessary. For even higher earthquake actions, the reinforcement ratio must be increased or more masonry walls replaced by reinforced concrete walls.

The verification of the structural safety of masonry structures subjected to earthquake forces using the new procedure, and the design of additional reinforced concrete walls for different intensities of the earthquake action are demonstrated by means of a 4-story example building.