



Überprüfung des Tragwiderstands von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkung

Technische Anwendungshilfe für Bauingenieur_innen zur detaillierten
Überprüfung von bestehenden Gebäuden der Bau- und Liegen-
schaftsorgane des Bundes



April 2021/Revisionsfassung

Impressum

Auftraggeber	Bundesamt für Umwelt BAFU Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge CH – 3003 Bern Friederike Braune
Dokument	BAFU_Anwendungshilfe_OOP_de_2021 April 2021/Revisionsfassung
Verfasser	Dr. Navid Jamali (Risk&Safety AG) Ehrfried Kölz (Risk&Safety AG)
Revision	Dr. Bastian Wilding (Basler & Hofmann AG) Yves Mondet (Basler & Hofmann AG)
Begleitung BAFU	Friederike Braune
Arbeitsgruppe der Erstfassung	Dr. Rudolf Vogt (ACS Partner AG) Angelo Berweger (Rhätische Bahn) Eric Lattion (Lattion Bruchez ingénieurs) Dr. Pierino Lestuzzi (Kurmann et Cretton SA) Xavier Mittaz (sd ingénierie) Fabrizio D’Urso (Bundesamt für Strassen ASTRA) Yves Mondet und Sebastian Villiger (Basler & Hofmann AG) Benjamin Wäfler (Stiftung Zürcher Kinder- und Jugendheime)
Lektorat	Prof. Dr. Katrin Beyer (EPFL)
Hinweis	Diese Anwendungshilfe wurde im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) verfasst. Für den Inhalt ist allein der Auftragnehmer verantwortlich. Für die fachgerechte Umsetzung der Inhalte dieses Dokuments und deren Plausibilisierung im Rahmen einer Überprüfung eines bestehenden Gebäudes sind die Anwender_innen verantwortlich.

Zusammenfassung

Typische Schäden aus vergangenen Erdbeben, die immer wieder an Gebäuden mit unbewehrtem Mauerwerk beobachtet wurden, sind der Einsturz von Brüstungen und Giebelwänden und das Versagen von Fassadenwänden aus Mauerwerk bei Beanspruchung quer zur Wandebene. Das Versagen von querbeanspruchten Mauerwerkswänden und deren Einsturz kann einen teilweisen oder kompletten Einsturz des Gebäudes zur Folge haben. Damit spielt das Verhalten querbeanspruchter Wände eine Schlüsselrolle im Erdbebenverhalten unbewehrter Mauerwerksgebäude.

Die vorliegende technische Anwendungshilfe wurde im Auftrag der Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Umwelt (BAFU) erarbeitet. Diese Dokumentation kommt zwingend bei der detaillierten Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Gebäuden der Bau- und Liegenschaftsorgane des Bundes (BLO) zur Anwendung (siehe auch Instrument #2 des BAFU Instrumentariums «Erdbebenschutz bei Bauvorhaben des Bundes» [36]). Sie dient als technische Anwendungshilfe für die mit der detaillierten Überprüfung beauftragten Bauingenieurinnen und Bauingenieure. Bei mangelnder Kenntnis in der Thematik ist eine spezialisierte Fachperson beizuziehen.

Die Anwendungshilfe ermöglicht es, eine vertiefte rechnerische Untersuchung des Tragwiderstands von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkung gemäss der Norm SIA 269/8 durchzuführen. Eine ausgewählte, vertiefte Nachweismethode wird theoretisch eingeführt. In Ergänzung zur Theorie wird die Nachweismethode an drei Beispielen angewendet. Anschliessend werden die Resultate der Beispiele kritisch beurteilt. Basierend auf dem Vorgehen bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit gemäss Ziffer 2.1 der Norm SIA 269/8 werden abschliessend Hinweise zur den Arbeitsschritten «Zustandserfassung», «Untersuchung der konzeptionellen Gestaltung und konstruktiven Durchbildung des Bauwerks» sowie «Beurteilung der Erdbebensicherheit» und «Massnahmenempfehlung» abgegeben, die sich spezifisch auf die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene beziehen.

Der Fachwelt dient diese Dokumentation als Empfehlung.

Inhalt

1	Einleitung.....	4
1.1	Ausgangslage	4
1.2	Entstehungsgeschichte	4
1.3	Revision	4
1.4	Zielsetzung	4
2	Phänomen des Versagens bei Beanspruchung quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkungen	6
3	Nachweismethoden	8
3.1	Nachweis gemäss Norm SIA 266	8
3.2	Nachweis gemäss Norm SIA 269/8 für bestehende Bauten	8
3.3	Nachweis gemäss Methode Paulay/Priestley	9
3.4	Nachweis gemäss Methode Griffith	9
3.5	Dynamische Analysen	10
3.6	Empfohlene Nachweismethode	10
4	Rechnerische Untersuchung unter Anwendung der Methode Griffith.....	11
4.1	Allgemeines	11
4.2	Vorgehen	13
4.3	Partialfaktoren für die Nachweisführung quer zur Wandebene	14
4.4	Verhaltensbeiwert q beim kraftbasierten Verfahren	15
4.5	Freistehende, tragende Mauerwerkswand	15
4.6	Tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten	22
4.7	Sekundäre Mauerwerkswand	26
5	Anwendungsbeispiele	27
5.1	Beispiel 1: Tragende, freistehende Mauerwerkswand	27
5.2	Beispiel 2: Tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten	33
5.3	Beispiel 3: Freistehende, sekundäre Mauerwerkswand	40
6	Spezifische Hinweise zu weiteren Arbeitsschritten	45
6.1	Zustandserfassung	45
6.2	Rechnerische Untersuchung und Beurteilung der Erdbebensicherheit	47
6.3	Massnahmenempfehlung und Beurteilung der Verhältnismässigkeit	48
6.4	Massnahmen	48
7	Literatur.....	54
8	Weiterführende Literatur.....	56
	Bezeichnungen	57

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Typische Schäden aus vergangenen Erdbeben, die immer wieder an Gebäuden mit unbewehrtem Mauerwerk beobachtet wurden, sind der Einsturz von Brüstungen und Giebelwänden und das Versagen von Fassadenwänden aus Mauerwerk bei Beanspruchung quer zur Wandebene. Das Versagen von querbeanspruchten Mauerwerkswänden und deren Einsturz kann einen teilweisen oder kompletten Einsturz des Gebäudes zur Folge haben. Damit spielt das Verhalten querbeanspruchter Wände eine Schlüsselrolle im Erdbebenverhalten unbewehrter Mauerwerksgebäude. Dieser Bruchmechanismus ist bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit eines Gebäudes zu berücksichtigen.

Umkippende sekundäre Mauerwerkswände können Personen gefährden sowie das Tragwerk beschädigen oder eine bedeutende Infrastrukturfunktion beeinträchtigen, besonders wertvolle Einrichtungen beschädigen gefährden. Daher ist auch das Versagen querbeanspruchter sekundärer Mauerwerkswände bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Gebäudes zu berücksichtigen.

1.2 Entstehungsgeschichte

2009 wurde im Rahmen des Inventars der Erdbebensicherheit der wichtigen Gebäude der Bau- und Liegenschaftsorgane des Bundes (BLO) mit der vertieften rechnerischen Untersuchung potentiell risikobehafteter Objekte begonnen. Unter den beauftragten Experten traten vermehrt technische Fragestellungen auf, wie mit der Überprüfung der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkung umgegangen werden soll.

Im Rahmen einer Fachstudie beauftragten armasuisse Immobilien und die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des BAFU eine Expertenrunde (siehe Impressum) zur Klärung der Fragestellungen beizutragen.

2018 wurden die Erkenntnisse in die technische Anwendungshilfe «Überprüfung des Tragwiderstands von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkung gemäss der Norm SIA 269/8» überführt, die für Bauvorhaben des Bundes erarbeitet wurde.

1.3 Revision

Neue Forschungserkenntnisse im Zusammenhang mit den vorgeschlagenen Nachweisverfahren, die im Rahmen der Fachtagung «Basler Erdbebenkurse - Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung von Natursteinmauerwerksgebäuden» am 12. September 2019 vorgestellt wurden sowie die Entscheidung, die Anwendungshilfe auf der BAFU Webseite einer breiten Anwendung zugänglich zu machen, verlangten eine Überarbeitung der Anwendungshilfe.

Weiterhin wurden spezifische Hinweise zu den Arbeitsschritten «Zustandserfassung», «Untersuchung der konzeptionellen Gestaltung und konstruktiven Durchbildung des Bauwerks», «Beurteilung der Erdbebensicherheit» sowie «Massnahmenempfehlung» gemäss der Norm SIA 269/8 «Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben» [3] hinzugefügt.

1.4 Zielsetzung

Mit der vorliegenden Anwendungshilfe soll eine einheitliche, dem aktuellen Stand der Technik entsprechende detaillierte Überprüfung der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkung ermöglicht werden. In der geltenden Norm SIA 269/8

wird auf mögliche Nachweismethoden für eine detaillierte Überprüfung nicht näher eingegangen. Diese Anwendungshilfe soll die geltende Norm SIA 269/8 dahingehend ergänzen, dass sie eine nach Expertenmeinung ausgewählte, vertiefte Nachweismethode zur Anwendung ausführlich vorstellt, beispielhaft anwendet und die Resultate kritisch beurteilt.

2 Phänomen des Versagens bei Beanspruchung quer zur Wandebene unter Erdbebeneinwirkungen

Bauten aus unbewehrtem Mauerwerk verhalten sich unter Erdbebeneinwirkung sehr verletzlich. Neben der, im Vergleich zu anderen Baustoffen, begrenzten Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden bei einer Beanspruchung in der Wandebene, ist das Verhalten der Mauerwerkswände bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene kritisch (Abbildung 1). Zudem reduziert die Rissbildung in der Mauerwerkswand aufgrund einer Beanspruchung in der Wandebene auch den Tragwiderstand der Wand quer zur Wandebene.

Mauerwerkswände können Bestandteil des Tragsystems sein ("tragende Mauerwerkswand") oder für das Tragsystem vernachlässigbar ("sekundäre Mauerwerkswand").

Bei einer **tragenden Mauerwerkswand** ist die Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene in zweierlei Hinsicht relevant. Zum einen wird für eine in der Ebene tragende Mauerwerkswand vorausgesetzt, dass sie nicht vorzeitig aus der Ebene versagt. Zum anderen übernehmen Mauerwerkswände bei weichen Decken (typischerweise in eine Richtung tragende Holzbalkendecken) durch ihre Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene eine wichtige, das Gebäude mitstabilisierende Tragfunktion. Das Versagen bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene von tragenden Mauerwerkswänden kann damit zum teilweisen oder vollständigen Einsturz von Gebäuden führen. Bei einer **sekundären Mauerwerkswand**, die (gemäss Norm SIA 261 [1]) nicht Bestandteil des Tragwerks ist, stehen, die möglichen Personenschäden im unmittelbaren Bereich der einstürzenden Mauerwerkswand im Vordergrund.

Bei der Untersuchung von tragenden Mauerwerkswänden bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene ist zwischen den zwei folgenden Fällen zu unterscheiden:

- Das Tragwerk verfügt über keine planmässige horizontale Aussteifung in der Richtung, in der die Mauerwerkswände quer zur Wandebene beansprucht werden oder die Decken bieten keine ausreichende Verbindung zwischen den aus der Ebene beanspruchten Mauerwerkswänden mit den aussteifenden Elementen in Querrichtung (Abbildung 2a).
- Das Tragwerk verfügt über eine horizontale Aussteifung in der untersuchten Richtung, z.B. es bestehen Wände, die in dieser Richtung in ihrer Ebene beansprucht werden und die Decken bieten eine ausreichende Verbindung zwischen den aus ihrer Ebene beanspruchten Mauerwerkswänden mit den aussteifenden Elementen in Querrichtung (Abbildung 2b).

Ein Versagen der Mauerwerkswände bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene ist im ersten Fall deutlich kritischer: Da das Tragwerk in einer Richtung über keine horizontale Aussteifung verfügt, ist beim lokalen Versagen der Mauerwerkswände quer zur Wandebene die Gesamtstabilität des Gebäudes gefährdet. Im zweiten Fall weisen die tragenden Mauerwerkswände einen deutlich grösseren Tragwiderstand quer zur Wandebene auf, da diese Wände durch die Normalkraft aus der Decke stabilisiert werden und mögliche treibende Horizontalkräfte aus der Decke von der horizontalen Aussteifung aufgenommen werden.

Das Versagen bei Beanspruchung quer zur Wandebene von sekundären Mauerwerkswänden ist immer kritisch und muss überprüft werden.

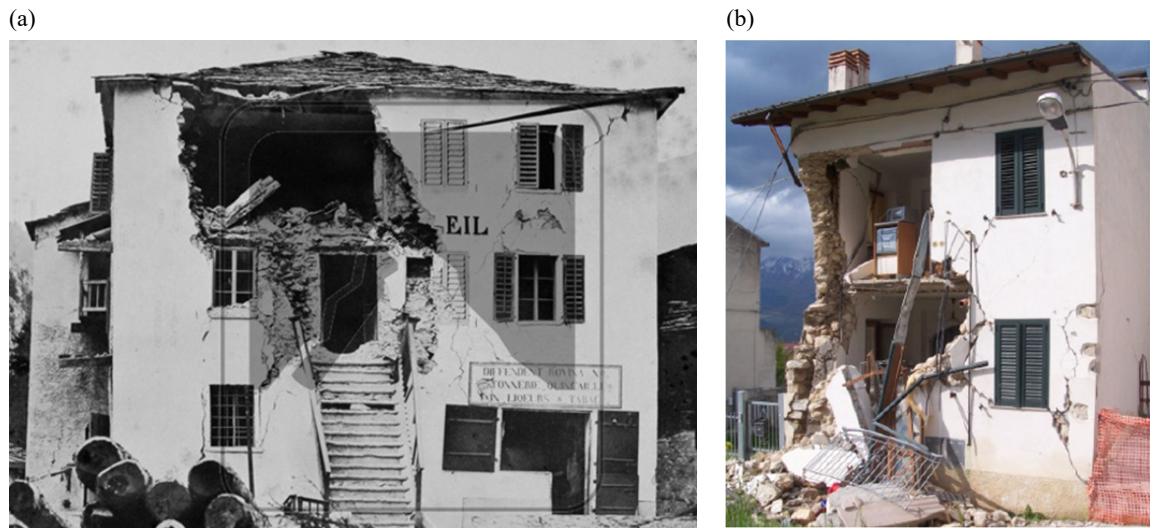


Abbildung 1: Schadenbilder (a) Visp 1855 (© crealp.ch) und (b) L'Aquila 2009 [19]

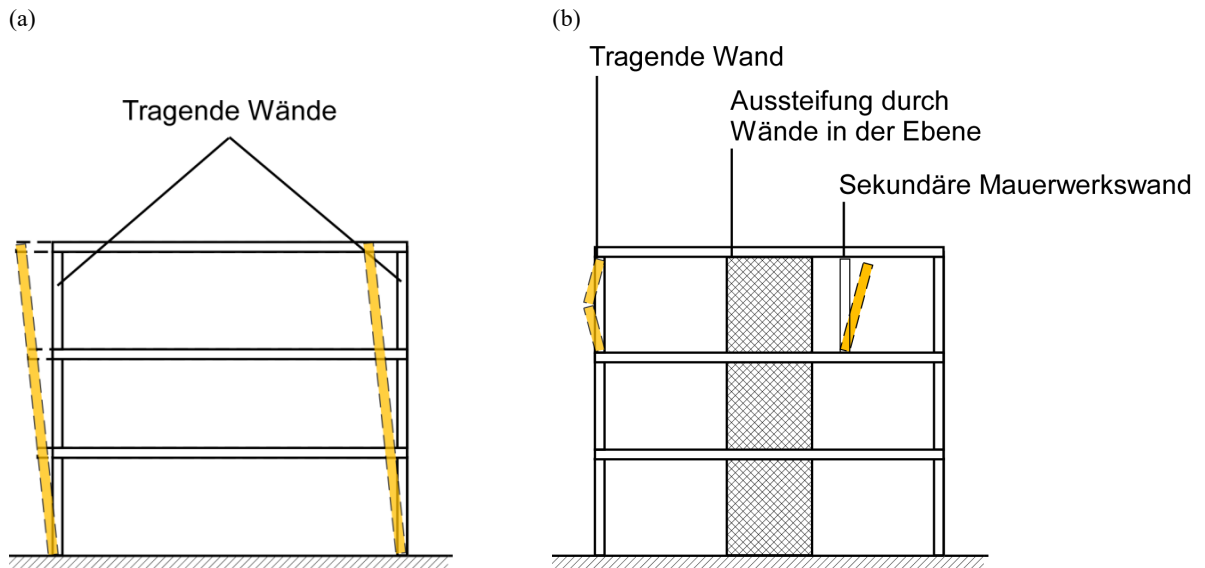


Abbildung 2: Schematische Darstellung – Unterscheidung zwischen dem Fall (a): Tragwerk ohne planmässige, horizontale Aussteifung in beide Richtungen und dem Fall (b): Tragwerk mit einer planmässigen, horizontalen Aussteifung in beide Richtungen

3 Nachweismethoden

3.1 Nachweis gemäss Norm SIA 266

Für tragende Mauerwerkswände in **Neubauten** kann ein genügendes Tragverhalten bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene erreicht werden, wenn die minimal erforderlichen Wanddicken und die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung gemäss Norm SIA 266 [6] eingehalten werden. Für sekundäre Mauerwerkswände in Neubauten liefert die Norm SIA 261 unter Ziffer 16.7 die aufzubringende Horizontalkraft, die in der Bemessungssituation Erdbeben sowohl für das Bauteil selbst als auch für dessen Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen anzusetzen ist.

Gemäss Ziffer 4.7.1.2. der Norm SIA 266 [6] sind Mauerwerkswände in Neubauten auf Beanspruchungen in ihrer Ebene und quer zur Wandebene nachzuweisen. Wände, die nicht für den Nachweis der Bemessungssituation Erdbeben herangezogen werden, sind auf die Normalkraft unter maximaler Stockwerkschiefstellung in ihrer Ebene und quer zur Wandebene nachzuweisen.

Der kraftbasierte Nachweis für tragende Mauerwerkswände in Neubauten ist gemäss Ziffer 4.3.4.2 über eine Druckbogenbetrachtung zu führen, wobei nicht näher auf die zu verwendende Einwirkung eingegangen wird.

Gemäss Ziffer 4.7.1.6 darf ein verformungsbasiertes Verfahren angewendet werden. Weiterführende Informationen zur verformungsbasierten Tragwerksanalyse finden sich in Anhang B der Norm, auf die Nachweismethode wird jedoch nicht näher eingegangen.

Gemäss Ziffer 5.1.3.1 muss die Dicke tragender Wände mindestens 1/28 der Stockwerkshöhe betragen, jedoch nicht weniger als 115 mm. Für Schubwände beträgt die Mindestdicke 150 mm. Die Tragsicherheit von freistehendem Mauerwerk ist gemäss Ziffer 5.1.3.5 sicherzustellen, nötigenfalls durch Bewehrung oder mit konstruktiven Massnahmen.

Die Ziffer 6.5.2 der SIA 269/8 [3] verweist für den kraftbasierten Nachweis der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene bei Erdbeben auf die SIA 266.

In der SIA Dokumentation D0257 ('Mauerwerk Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266') [14] wird neben dem kraftbasierten Nachweis gemäss SIA 266 auch auf die Möglichkeit eines verformungsbasierten Nachweises nach Paulay und Priestley [17] hingewiesen (siehe Kap. 3.3) und dessen Anwendung vorgestellt.

3.2 Nachweis gemäss Norm SIA 269/8 für bestehende Bauten

Mauerwerkswände in **bestehenden Bauten**, sowohl tragende als auch sekundäre, genügen den Kriterien an Neubauten in vielen Fällen nicht. Für den Nachweis einer genügenden Tragsicherheit bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene fehlen für solche bestehenden Elemente, sowohl in den Schweizer Baunormen, als auch im Eurocode, adäquate Bestimmungen.

Gemäss Ziffer 6.1.2 der Norm SIA 269/8 [3] sind tragende Mauerwerkswände und sekundäre Mauerwerkswände in bestehenden Bauten auf Auswirkungen sowohl in ihrer Ebene als auch quer zu Wandebene zu überprüfen. Die Tragsicherheit für die Erdbebeneinwirkung quer zur Wandebene ist entweder nach einem kraftbasierten oder einem verformungsbasierten Verfahren zu überprüfen.

In der Norm SIA 269/8 sind empirische Grenzwerte für die Wandschlankheit h_w/t_w formuliert. Falls die Wandschlankheit die folgenden beiden Bedingungen erfüllt, darf angenommen werden, dass der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min}$ ist.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k g}{\alpha_{min} \gamma_f a_{gd} S}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \sqrt{\frac{70 g}{\gamma_f a_{gd} S}}$$

Der Beiwert k beträgt je nach Einspannverhältnissen in den Decken:

- Oben nicht gehaltene Wand: $k = 0,4$
- Unten und oben gelenkig gehaltene Wand: $k = 0,8$
- Unten eingespannte und oben gelenkig gehaltene Wand: $k = 1,3$
- Unten und oben eingespannte, durch Betondecke belastete Wand: $k = 2,0$

h_w ist die lichte Wandhöhe, t_w die Wanddicke, α_{min} der Mindesterfüllungsfaktor, γ_f der Bedeutungsbeiwert, a_{gd} der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung¹ und S der Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums. Die Formel darf nicht verwendet werden, wenn das Gebäude über kein planmässiges Aussteifungssystem verfügt und die tragenden Mauerwerkswände ausschliesslich quer zur Wandebene beansprucht werden (siehe Abbildung 2a).

Soll ein höherer Erfüllungsfaktor als der Mindesterfüllungsfaktor belegt werden oder ist eine genauere Aussage über den Erfüllungsfaktor gefordert, so ist im Rahmen einer vertieften Untersuchung ein Nachweis der Tragsicherheit quer zur Wandebene durchzuführen.

Für sekundäre Mauerwerkswände ist gemäss Ziffer 6.5.2 beim kraftbasierten Verfahren die Erdbebeneinwirkung quer zur Wandebene als Ersatzkraft auf das Bauteil gemäss Norm SIA 261 anzusetzen. Der Tragwiderstand quer zur Wandebene ist gemäss Norm SIA 266 zu bestimmen.

3.3 Nachweis gemäss Methode Paulay/Priestley

Das 2004 erschienene Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ [2] empfahl für den Fall, dass ein höherer Erfüllungsfaktor als der Mindesterfüllungsfaktor belegt respektive eine genauere Aussage über den Erfüllungsfaktor getroffen werden sollte, den Nachweis gemäss der von Paulay/Priestley publizierten Methode [17].

Die Erfahrung aus der Anwendung der Methode Paulay/Priestley in der Praxis hat gezeigt, dass die damit erzielten Ergebnisse mit grossen Unsicherheiten verbunden sind. Zum Beispiel hat die Wahl der ungerissenen elastischen Steifigkeit des Mauerwerks einen grossen Einfluss auf das Endergebnis. In der Praxis ist jedoch die Steifigkeit des Mauerwerks oft weder bekannt noch mit verhältnismässigem Aufwand messbar, so dass die Steifigkeit nur grob geschätzt werden kann.

3.4 Nachweis gemäss Methode Griffith

Die Methode Griffith [23] und [24] wurde in den 1990er Jahren in Australien entwickelt und findet in der italienischen Tragwerksnorm NTC 18 [10] Verwendung.

Die Methode Griffith basiert auf der Starrkörperbewegung von Bauteilen, die an einem Bruchmechanismus beteiligt sind. Es wird davon ausgegangen, dass die im Bruchmechanismus beteiligten Bauteile

¹ a_{gd} , der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung, ist für den Fall einer auf dem Boden stehenden Mauerwerkswand gültig. Bei der Betrachtung einer Mauerwerkswand mit Drehpunkt über dem Einspannhorizont des Gebäudes, sollte der Wert nach Ziffer 16.7.2 der SIA 261 [1] (unter Annahme von $T_2/T_1 = 0$) vergrössert werden.

ihre Form beibehalten und sich nur gegeneinander bewegen bzw. rotieren. Diese Annahme gilt für Mauerwerkswände mit hoher Normalkraft nicht mehr und dementsprechend darf diese Methode nur begrenzt angewendet werden.

Ein vertiefter rechnerischer Nachweis nach der Methode Griffith kann kraftbasiert oder verformungsbasiert umgesetzt werden. Das kraftbasierte Verfahren basiert auf einer statischen Gleichgewichtsbeurteilung am unverformten System. Das verformungsbasierte Verfahren gründet sich auf einer idealisierten trilinearen Kraft-Verformungsbeziehung und dem Vergleich der Verschiebungskapazität mit der Zielverschiebung.

3.5 Dynamische Analysen

Eine weitere Möglichkeit zur vertieften rechnerischen Untersuchung der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene stellen dynamische Analysen mit dem Zeitverlaufsverfahren unter Berücksichtigung von nichtlinearem Bauteilverhalten dar. Es gibt verschiedene Methoden, die verschieden gut für die verschiedenen Bruchmechanismen geeignet sind. Die Methoden² haben eine sehr grosse Spannweite und reichen von sehr vereinfachenden, approximativen Einmassenschwinger (EMS) Analysen bis hin zu 3D Berechnungen von „*rocking bodies*“ (schaukelnder, zum Kippen neigende Körper). Während manche Methoden einfach zu implementieren sind, ist bei anderen Methoden vertieftes Fachwissen erforderlich. Da die Methoden teilweise stark unterschiedliche Ergebnisse liefern, sind Bauingenieurinnen und Bauingenieure mit einer Bandbreite an Resultaten konfrontiert. Deshalb setzt die Anwendung dieser Methoden vertiefte Kenntnisse in der Tragwerksdynamik und insbesondere Erfahrung in der numerischen Modellierung voraus. In dieser Dokumentation werden diese Analysemethoden nicht weiter diskutiert.

3.6 Empfohlene Nachweismethode

Als praxistaugliche Anwendung empfiehlt die Expertenrunde für den Nachweis der Tragsicherheit einer Mauerwerkswand bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene die Methode Griffith. Verschiedene Studien mit Rütteltischversuchen haben die Realitätsnähe der Nachweismethode bestätigt. Diese Nachweismethode wird unter Ansatz sowohl des kraftbasierten als auch des verformungsbasierten Verfahrens in den folgenden beiden Kapiteln theoretisch hergeleitet und praktisch angewendet.

² Ungeachtet des Vereinfachungsgrades der Methode, ist dabei den verwendeten Dämpfungsmodellen besonderes Augenmerk zu schenken. Beispielsweise führen klassische "initial-stiffness" oder "mass-proportional" Rayleigh Dämpfungsmodelle i.d.R. zu einer Unterschätzung des Verformungsbedarfs bei zum Kippen neigenden Körpern.

4 Rechnerische Untersuchung unter Anwendung der Methode Griffith

4.1 Allgemeines

Das nichtlineare Verhalten einer Mauerwerkswand bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene wird vereinfacht mit einer idealisierten bilinearen Kraft-Verschiebungsbeziehung abgebildet (Abbildung 3) [23].

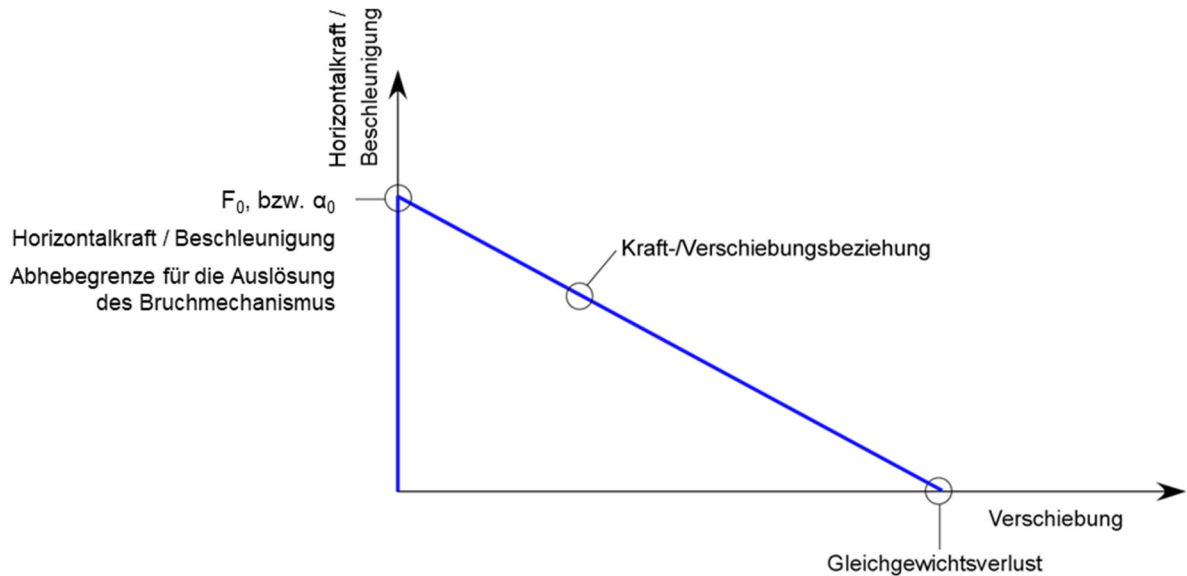


Abbildung 3: Bilineare Kraft-Verschiebungsbeziehung [23]

Die Abhebegrenze für die Auslösung des Bruchmechanismus kann mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit ermittelt werden:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n G_{v,i} d_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} G_{h,j} d_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n G_{v,i} d_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h d_{x,h} = L_{fi} \quad (1)$$

mit

- α_0 Abhebegrenze für die Auslösung des Bruchmechanismus [-],
- $G_{v,i}$ Vertikalkräfte (alles was zur Wandnormalkraft beiträgt inkl. Wandeigengewicht (G_w), stabilisierend) [N],
- $d_{x,i}$ horizontale Verschiebung am Angriffspunkt der Vertikalkraft $G_{v,i}$, infolge des betrachteten Mechanismus quer zur Wandebene [m],
- $G_{h,j}$ Gewichtskräfte in Horizontalrichtung (destabilisierend) [N],
- $d_{x,j}$ horizontale Verschiebung am Angriffspunkt der destabilisierenden Kraft $G_{h,j}$ [m],
- $d_{y,i}$ vertikale Verschiebung am Angriffspunkt der Kraft $G_{v,i}$ [m],
- F_h externe Kraft (falls vorhanden, wie z.B. Verankerung der Bauteile) [N],
- $d_{x,h}$ horizontale Verschiebung am Angriffspunkt der Kraft F_h [m],
- L_{fi} steht für die Arbeit der inneren Kräfte (falls vorhanden, wie z.B. Reibung zwischen Bauteilen)

Die Methode kann sowohl für tragende Mauerwerkswände als auch für sekundäre Mauerwerkswände angewendet werden. Für tragende Mauerwerkswände wird von der Expertenrunde empfohlen, die Anwendung der Methode auf Mauerwerkswände mit einer Normalkraft von maximal 30% der Bruchnormalkraft zu begrenzen. Bei zu hoher Normalkraft ist die Grundannahme für die Verwendung der Methode – die Starrkörperbewegung der am Bruchmechanismus beteiligten Bauteile – nicht mehr garantiert, da die Bauteile sich unter der vorhandenen Normalkraft verformen.

Die Methode berücksichtigt folgende einfache Bruchmechanismen:

- Beispiel 1: Freistehende, tragende Mauerwerkswand
- Beispiel 2: Tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten
- Beispiel 3: Sekundäre Mauerwerkswand

Als Erstes bildet sich der Bruchmechanismus mit der kleinsten Abhebegrenze α_0 aus.

Nebst den im Folgenden beschriebenen (idealisierten) Bruchmechanismen bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene „Kragarm“ (Fälle A, E, I und L in Abbildung 4) und „einfacher Balken“ (Fall F in Abbildung 4) sind weitere Bruchmechanismen bei der Beurteilung zu berücksichtigen, darunter das Mitwirken von Querwänden (Fälle B1 und B2), das Aufreißen der Mauerwerkswände in den Eckbereichen (Fall D) und Eckmechanismen (Fall C) sowie kombinierte Mechanismen (z.B. Fall G).

Welcher Bruchmechanismus bei einem Bauwerk massgebend ist, d.h. wo das Gelenk bzw. die Gelenke sich bilden und welche Bauteile miteinbezogen sind, ist vorab nicht bekannt. Bei der Bestimmung des Erfüllungsfaktors sind daher alle wahrscheinlichen Bruchmechanismen zu untersuchen, um die relevanten resp. massgebenden Mechanismen zu finden. Für die Nachweisführung sind die Randbedingungen, wie z.B. die Lagerbedingungen, einwirkende und rückhaltende Kräfte und die realistische Erfassung der Geometrie und der Masse der Bauteile von besonderer Bedeutung. Die Methode Griffith kann sinngemäss für einen beliebigen Mechanismus angewendet werden (für mehr Details siehe [26] und [27]).

A	B1	B2	C	D	E	F
VERTICAL OVERTURNING	OVERTURNING WITH 1 SIDE WING	OVERTURNING WITH 2 SIDE WINGS	CORNER FAILURE	PARTIAL OVERTURNING	VERTICAL STRIP OVERTURNING	VERTICAL ARCH
			FURTHER PARTIAL FAILURES		ASSOCIATED FAILURES	
G	H	I	L	ROOF/FLOORS COLLAPSE	MASONRY FAILURE	
HORIZONTAL ARCH	IN PLANE FAILURE	VERTICAL ADDITION	GABLE OVERTURNING			

Abbildung 4: Häufige Versagensmechanismen von Mauerwerk [13], Versagensmodus H und 'Associated Failures' werden in diesem Dokument nicht betrachtet.

Die in diesem Dokument im Weiteren untersuchten Bruchmechanismen sind Spezialfälle, die sich aufgrund ihrer Einfachheit und Nachvollziehbarkeit für die Demonstration der Methode eignen. Je nach gegebenen Randbedingungen, wie z.B. die Abmessungen und der Aufbau der Mauerwerkswände oder deren Auflagerbedingungen, können andere Mechanismen massgebend sein.

4.2 Vorgehen

Das Vorgehen für die Ermittlung des Erfüllungsfaktors mit dem kraftbasierten Verfahren ist wie folgt:

- Auswahl eines Bruchmechanismus
- Bestimmung der Abhebegrenze für die Auslösung des Bruchmechanismus (α_0)
- Bestimmung des äquivalenten Einmassenschwingers (EMS)
- Bestimmung der Einwirkung
- Ermittlung des Erfüllungsfaktors

Das Vorgehen für die Ermittlung des Erfüllungsfaktors mit dem verformungsbasierten Verfahren ist wie folgt:

- Auswahl eines Bruchmechanismus
- Bestimmung der Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve)
- Bestimmung der Zielverschiebung
- Ermittlung des Erfüllungsfaktors

Empfehlungen, welches der Nachweisverfahren (kraft- oder verformungsbasiert) in welchen Fällen vorzuziehen ist, sind in Tabelle 1 für tragende Mauerwerkswände und in Tabelle 2 für sekundäre Mauerwerkswände gegeben.

*Tabelle 1: Empfehlung zur Wahl des Nachweisverfahrens für **tragende** Mauerwerkswände*

Verbandsart	Höhe des Wandfuss-Drehpunktes ¹⁾	
	auf Einbindungshorizont	über Einbindungshorizont
C,D,E (gemäss SIA 266/2 ²⁾)	verformungsbasiert	kraftbasiert (verformungsbasiert) ²⁾
A,B (gemäss SIA 266/2 ²⁾)	kraftbasiert	kraftbasiert

¹⁾ Die Einteilung der Verbandsarten A bis E stammt aus der Norm SIA 266/2 (Natursteinmauerwerk) [7]. Für Mauerwerk aus künstlichen Steinen wird i.d.R. Verbandsart D oder E verwendet. Es wird hier sinngemäss eingeschlossen.

²⁾ Verformungsbasiert nur, falls der Verformungsbedarf der Wand aus dynamischen Analysen bekannt ist.

*Tabelle 2: Empfehlung zur Wahl des Nachweisverfahrens für **sekundäre** Mauerwerkswände*

Verbandsart	bekannt	Kenntnis T ₁	
		unbekannt	
		Höhe des Wandfuss-Drehpunktes	
		auf Einbindungshorizont	über Einbindungshorizont
C,D,E (gemäss SIA 266/2 ²⁾)	verformungsbasiert	verformungsbasiert	kraftbasiert
A,B (gemäss SIA 266/2 ²⁾)	kraftbasiert	kraftbasiert	kraftbasiert

In Tabelle 1 und Tabelle 2 basiert die Entscheidung, welches Nachweisverfahren vorzuziehen ist, auf bis zu drei Kriterien:

1. der Verbandsart gemäss SIA 266/2 [7],
2. der Höhe des Drehpunkts des betrachteten Bruchmechanismus über dem Einbindungshorizont des Tragwerks und
3. der Kenntnis der ersten Eigenperiode des Tragwerks T₁.

Die Möglichkeit der Ausbildung eines stabilen Starrkörpermechanismus aus der Ebene, wie beim verformungsbasierten Nachweis vorausgesetzt, hängt u.a. von der Mauerwerksverbandsart ab. Während bei den unregelmässigen Verbandsarten A und B die stabile Ausbildung dieses Bruchmechanismus ohne sofortiges Stabilitätsversagen unwahrscheinlich ist, sollten die regelmässigeren Verbandsarten C, D und E eine solche Ausbildung zulassen.

Bei Mauerwerkswänden, deren Drehpunkthöhe über dem Einbindungshorizont des Tragwerks liegt, ist unter der Verwendung des verformungsbasierten Verfahrens die Ermittlung eines Amplifikationsfaktors zur Anpassung des Verschiebungsbedarfs nötig. Dieser Amplifikationsfaktor ist u.a. vom Verhältnis der Eigenperioden der Wand (T_s) und des Tragwerks (T_1) abhängig. Bei tragenden Mauerwerkswänden ist dieses Verhältnis schwer bestimmbar, weswegen das kraftbasierte Verfahren empfohlen wird. Bei sekundären Mauerwerkswänden kann das Verhältnis der Perioden (T_s/T_1) gut bestimmt werden, wenn T_1 zuverlässig bekannt ist. Ist T_1 unbekannt, wird auch hier das kraftbasierte Verfahren empfohlen. Beim kraftbasierten Verfahren kann das Verhältnis der Perioden (T_s/T_1) bei der Ermittlung des Beschleunigungsbedarfs sowohl bei tragenden als auch bei sekundären Mauerwerkswänden im Allgemeinen als gegen 0 gehend angenommen werden, da die unverformte Wand in der Regel als Starrkörper approximiert werden kann.

4.3 Partialfaktoren für die Nachweisführung quer zur Wandebene

Die wichtigsten Unsicherheitsquellen für den Tragwiderstand von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene und Ansätze, wie mit ihnen umgegangen werden kann, sind nachfolgend aufgelistet:

- Unsicherheit bezüglich der Geometrie des Bruchmechanismus und der Randbedingungen, wie z.B. Verbindung mit den Querwänden und Lagerung der Holzbalken. Dies kann durch Grenzwertanalysen von verschiedenen möglichen Mechanismen berücksichtigt werden.
- Unsicherheit bezüglich des Aufbaus der Mauerwerkswand (Querverband / Schaligkeit). Diesem Unsicherheitsfaktor ist über Partialfaktoren approximativ Rechnung zu tragen (siehe Tabelle 3). Somit kann mit der effektiv vorhandenen Wanddicke gerechnet werden.
- Unsicherheit bezüglich der Materialeigenschaften, wie z.B. Druckfestigkeit des Mauerwerks für die Bestimmung der Druckzone. Hier hat die Bestimmung der Druckzone mit dem Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{kd} zu erfolgen (gemäss SIA 266 [6] und SIA 266/2 [7]).

Auch die Einwirkungsseite ist Unsicherheiten unterworfen:

- Die Bestimmung des Amplifikationsfaktors infolge der Interaktion zwischen der Tragstruktur und den im Bruchmechanismus beteiligten Bauteilen hängt stark vom Verhältnis der Eigenperioden der Mauerwerkswand und des Tragwerks ab. Letztere kann oft nicht zuverlässig bestimmt werden. Dieser Unsicherheitsquelle wird bei der Empfehlung des zu verwendenden Nachweisverfahrens (kraft- oder verformungsbasiert) gemäss Kap. 4.2 Rechnung getragen.
- Aspekte, die bei der Nachweisführung nicht direkt berücksichtigt werden, wie z.B. die Dauer des Erdbebens resp. die Anzahl der Belastungszyklen.

In Tabelle 3 sind die auf den Erfüllungsfaktor anzuwendenden Partialfaktoren zusammengefasst. Da die meisten Unsicherheitsquellen im Nachweisverfahren berücksichtigt werden können, sind die untenstehenden Faktoren nur zur Berücksichtigung der Unsicherheit im Zusammenhang mit der Mehrschaligkeit im Mauerwerk nötig.

Tabelle 3: Empfehlung für den Partialfaktor für die Nachweisführung quer zur Wandebene zur Reduktion des Erfüllungsfaktors α_{eff}

	Kraftbasiert	Verformungsbasiert
Mauerwerk einschalig	1,0	1,0
Mauerwerk mehrschalig	1,5	1,5

Die Begriffe *einschaliges* oder *mehrschaliges* Mauerwerk beziehen sich hier auf die Wirkung des Querverbands zwischen den Schalen. Mehrschalig aufgebaute Mauerwerkswände mit nachweislich gutem Querverband – beispielsweise durch eine genügende Anzahl an Verbindungssteinen/-blöcken zwischen den Schalen, um ein einschaliges Verhalten zu erzeugen – können im Nachweis wie einschalig aufgebautes Mauerwerk behandelt werden. Im Zweifelsfall ist die Verbandswirkung durch Sondierungen zu untersuchen, siehe auch Kap. 6.1.2. Weitere Information zur Mehrschaligkeit im Mauerwerk und die Wirkung des Querverbands finden sich in De Felice [28].

4.4 Verhaltensbeiwert q beim kraftbasierten Verfahren

Neue Untersuchungen, u.a. Godio et al. 2018 [29], haben gezeigt, dass eine Annahme von $q = 2,0$ für den Bruchmechanismus aus der Ebene beim kraftbasierten Verfahren oft zu optimistischen Resultaten führt. Daher wird empfohlen für die Nachweisführung $q = 1,5$ anzusetzen.

In Ausnahmefällen, wie z.B. beim Verhältnis $O/W > 1$ ($O = \text{«overburden»}$: Normalkraft der Wand aus der Decke, $W = \text{«weight»}$: Normalkraft aus Eigengewicht der Wand), sollte für die Nachweisführung des Bruchmechanismus von elastischem Verhalten ausgegangen werden und daher $q = 1,0$ angesetzt werden [29].

Des Weiteren sollte generell für Mauerwerkswände der Verbandsart A und B (Bruch- und Bollensteinmauerwerk) $q = 1,0$ angenommen werden, da diese Mauerwerksarten die Ausbildung eines Starrkörpermechanismus ohne frühzeitiges Stabilitätsversagen nicht zulassen (siehe Kap. 4.3). Die Empfehlungen für die Wahl des Verhaltensbeiwerts q sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Tabelle 4: Empfehlung zur Wahl des Verhaltensbeiwerts q beim kraftbasierten Verfahren

$O/W^{1)} < 1,0$ UND Verbandsart C, D, E	$O/W^{1)} \geq 1,0$ ODER Verbandsart A, B
$q = 1,5$	$q = 1,0$

¹⁾ $O =$ Auflast auf Wand, $W =$ Eigengewicht der Wand, O/W ist geschossweise zu evaluieren

4.5 Freistehende, tragende Mauerwerkswand

Die Anwendung der Methode Griffith basiert im Falle einer freistehenden, tragenden Mauerwerkswand (Kragarm) auf den folgenden Annahmen:

- Die Wand ist über die Höhe nicht durch die Decken gehalten.
- Die Wandnormalkraft ist nicht zu hoch (hinsichtlich der Annahme einer Starrkörperbewegung der Wand), d.h. die Bauteile verformen sich unter der Normalkraft nicht und bleiben intakt.
- Im Drehgelenkspunkt stellt sich nur eine Rotation aber kein Gleiten ein.
- Die Deckenkräfte greifen in der Wandachse auf der jeweiligen Deckenhöhe an (keine Exzentrizität).
- Die Wanddicke ist über die Höhe konstant und die Wand ist einschalig (siehe auch [26] und [27]).
- Am Wandkopf greift eine rückhaltende stabilisierende Kraft an.

Die letzten drei Annahmen werden zu Demonstrationszwecken getroffen. Die Methode Griffith kann analog für beliebige Annahmen verwendet werden, um sie den vorherrschenden Randbedingungen anzupassen. Der letzte Punkt, d.h. eine rückhaltende stabilisierende Kraft, hat einen grossen Einfluss auf das Ergebnis.

4.5.1 Kraftbasiertes Verfahren

Die Erdbebenüberprüfung der Mauerwerkswand unter Beanspruchung quer zur Wandebene mit dem kraftbasierten Verfahren erfolgt in fünf Arbeitsgängen.

Auswahl eines Bruchmechanismus

Für die folgende Demonstration wird eine im Aufriss regelmässige, tragende Fassadenwand, d.h. u.a. konstante Wanddicke und Deckenlast über die Höhe, untersucht. Es wird angenommen, dass der Bruchmechanismus über die ganze Höhe massgebend ist (Abbildung 5b), d.h., dass sich die Risse und damit das Gelenk am Wandfuss bilden.

Bestimmung der Abhebegrenze für die Auslösung des Bruchmechanismus α_0

Die Berechnung des Faktors α_0 erfolgt hier nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit, kann aber auch äquivalent über ein Momentengleichgewicht am unverformten System erfolgen.

$$\alpha_0 \left(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} \right) = G_w d_y + \sum_{i=1}^n G_{v,i} d_y + \sum_{j=1}^m F_{h,j} d_{x,j} \quad (2)$$

Wobei (siehe Abbildung 5)

$$d_{x,i} = \theta z_i \text{ für } i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

$$d_{x,0} = \theta \frac{H_w}{2} \quad (4)$$

$$d_y = \theta \frac{t_w}{2} \quad (5)$$

n ist die Anzahl der Geschosse und H_w ist die Wandhöhe. Die anderen Variablen wurden bereits vorgestellt. Es wird unterschieden zwischen der Deckenlast, die zur Normalkraft in der Wand führt (G_v), und der Deckenlast, die in Horizontalrichtung stabilisiert werden muss (G_h).

Es wird empfohlen die Verlagerung des Rotationspunktes der Wand um $a_w/2$ infolge der Druckzone bei den im Folgenden (Kap. 4.5 und Kap. 4.6) gezeigten Nachweisen zu berücksichtigen. Diese Verlagerung berücksichtigt im Fall des Kragarm die endliche Ausdehnung des Drehgelenks am Wandfuss. Der Rotationspunkt wird von der Kante der Wand zur Mitte der Druckzone verschoben (Abbildung 5b):

$$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd} l_w} \quad (6)$$

a_w ist die Breite der Druckzone, $G_{v,tot}$ ist die maximale Wandnormalkraft aus dem Wandeigengewicht und aus Deckenlast, f_{xd} ist der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen und l_w ist die Wandlänge am Rotationspunkt.

Aus den Gleichungen (2) bis (6) ergibt sich:

$$\alpha_0 = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{H_w}{2} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} z_i} \quad (7)$$

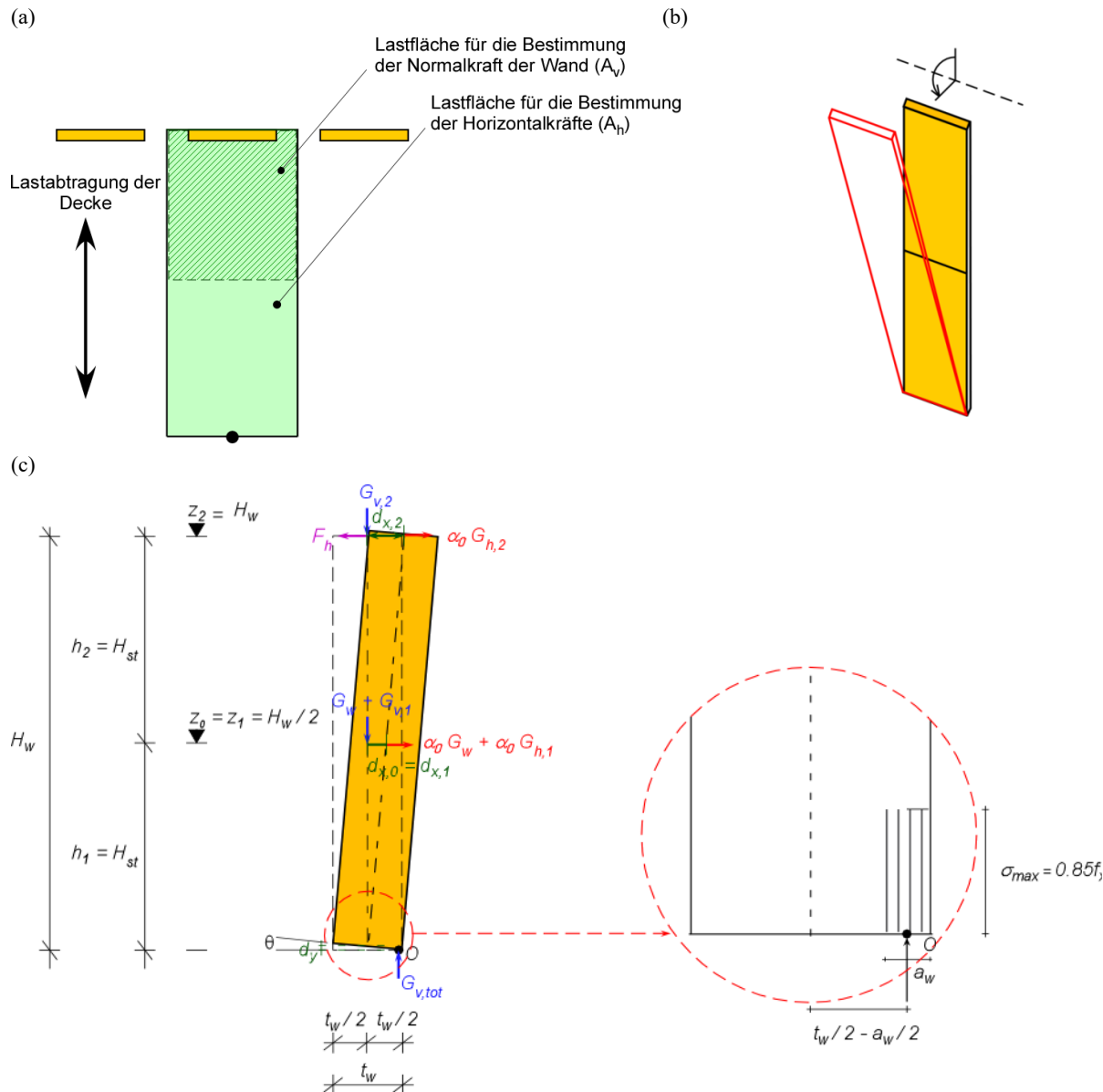


Abbildung 5: (a) Teil des Grundrisses, (b) Aufriss und (c) Bezeichnungen und Verformungsfigur für den Kragarm

In Abbildung 5a wird angenommen, dass im gegebenen Fall horizontale beschleunigte Massen aus der Decke auf die untersuchte Wand mobilisiert werden, die aus der doppelten Deckenfläche wie die auf die Wand wirkenden Vertikallasten stammen. Dies ist ein oberer Grenzfall der i.A. überkonservativ ist.

Bemerkung: Aus Schadensbildern bei Erdbeben zeigt sich, dass hinsichtlich Versagen aus der Ebene v.a. Mauerwerkswände in oberen Geschossen massgebend sind, die parallel zur Deckenspannungsrichtung verlaufen und mit den Decken schlecht oder nicht verbunden sind. Die rechnerische Untersuchung hat

diesen Umstand zu berücksichtigen. Bei Mauerwerkswänden, die eine vergleichsweise gute Einbindung der Deckenbalken aufweisen, sollte daher eine entsprechend höhere Erdbebensicherheit (als für solche mit schlechter oder fehlender Deckenverbindung) resultieren. Denn auch weiche Holzbalkendecken stabilisieren die Wände am Wandkopf durch Vertikallast und weisen i.d.R. eine gewisse Steifigkeit in ihrer Ebene auf was die Grösse der effektiv horizontal treibend auf die Wände wirkende Masse beschränkt. Diese Effekte können in der Methode Griffith über horizontal wirkende rückhaltende Kräfte (wie z.B. F_h in Abbildung 5) sowie eine Reduktion der horizontal beschleunigten und zu stabilisierenden Massen aus der (den) Decke(n) (z.B. $G_{h,1}$ und $G_{h,2}$ in Abbildung 5) berücksichtigt werden.

Bemerkung: In den Herleitungen und gezeigten Beispielen wird das Eigengewicht der betrachteten Starrkörper im jeweiligen Schwerpunkt angesetzt (z.B. Abbildung 5c oder Abbildung 7c). Durch eine feinere Aufteilung der Mauerwerkswand in Teilstücke und die Berücksichtigung des Eigengewichts der Teilstücke im jeweiligen Schwerpunkt des Teilstücks ergeben sich leicht abweichende Werte für die Masse des Einmassenschwingers und daraus folgend leicht höhere Erfüllungsfaktoren, sowohl beim kraftbasierten Verfahren als auch beim verformungsbasierten Verfahren.

Bestimmung des äquivalenten Einmassenschwingers (EMS)

Der Kontrollpunkt wird auf dem Wandkopf gewählt:

$$z_k = z_2 = H_w \quad (8)$$

Mit der Annahme, dass die Verschiebung am Wandkopf $d_{x,2} = 1$ und aus der Geometrie folgt die modale Masse:

$$M^* = \frac{(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i})^2}{g(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2)} \quad (9)$$

e^* (Verhältnis der modalen Masse zur effektiven Masse):

$$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} \quad (10)$$

Die Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus des Einmassenschwingers (EMS) ergibt sich zu:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (11)$$

Bestimmung der Einwirkung

Die Einwirkung wird auf der Höhe des Drehpunktes der Wand z_a bestimmt:

$$\begin{cases} z_a = 0, & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} \\ z_a > 0, & a_d \text{ wird aus dem Stockwerkantwortspektrum ermittelt} \end{cases} \quad (12)$$

Gemäss Norm SIA 261 ist a_{gd} der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, S der Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums, γ_f der Bedeutungsbeiwert und q der Verhaltensbeiwert, siehe Kap. 4.4. Die viskose Dämpfung beträgt 5%. Sollte kein Stockwerkantwortspektrum vorliegen, kann die Beschleunigungseinwirkung für $z_a > 0$ gemäss Ziffer 16.7.2 der SIA 261 [1] unter Annahme von $T_s/T_1 = 0$ und q nach Kap. 4.4 bestimmt werden (mehr dazu in Kap. 4.7). Dabei wird die ungerisene Mauerwerkswand als Starrkörper angenähert, was in den meisten Fällen ausreichend genau ist, siehe Kap. 4.2.

Ermittlung des Erfüllungsfaktors

$$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_o^*}{\gamma_m \alpha_d} \quad (13)$$

γ_m ist der Partialsicherheitsfaktor, siehe Kap. 4.3.

4.5.2 Verformungsbasiertes Verfahren

Auswahl eines Bruchmechanismus

Identisch mit dem kraftbasierten Verfahren.

Bestimmung der Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve)

Basierend auf der Annahme, dass die Wandnormalkraft nicht zu hoch ist, kann die Kraft-Verformungsbeziehung der Wand mit einem bilinearen Modell abgebildet werden. Die Linien werden mit den folgenden Eckpunkten charakterisiert (Abbildung 6):

- Nullpunkt
- Der Punkt mit der maximalen Beschleunigung (α_0^* Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus für den äquivalente EMS)
- Der Punkt mit der maximalen Verschiebung ($d_{k,0}^*$ maxiale Verschiebung am Kontrollpunkt für das äquivalente EMS)

Die maximale Verschiebung am Kontrollpunkt kann mit einem Momentengleichgewicht am verformten System unter $\alpha = 0$ ermittelt werden:

$$G_{v,1} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,1} \right) + G_{v,2} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,2} \right) + \dots + G_w \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,0} \right) + F_h H_w = 0 \quad (14)$$

$$d_{x,2} = d_{k,0} \quad (15)$$

$$d_{x,i} = d_{k,0} \frac{z_i}{z_2} \quad (16)$$

$$d_{k,0} = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{z_0}{z_2} + \sum_{i=1}^n G_{v,i} \frac{z_i}{z_2}} \quad (17)$$

Mit dem modalen Partizipationsfaktor Γ kann die äquivalente Verschiebung für den EMS gerechnet werden (Annahme $d_{x,2} = 1$):

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} + G_w d_{x,0}}{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 + G_w d_{x,0}^2} \quad (18)$$

$$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} \quad (19)$$

Versuche haben gezeigt, dass das Verschiebungsvermögen der Wand ca. 40% der maximalen Verschiebung am Kontrollpunkt beträgt:

$$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* \quad (20)$$

Bei der Ermittlung des Verschiebungsvermögens sind die anderen Randbedingungen, u.a. die vorhandene Auflagerbereite, zu berücksichtigen.

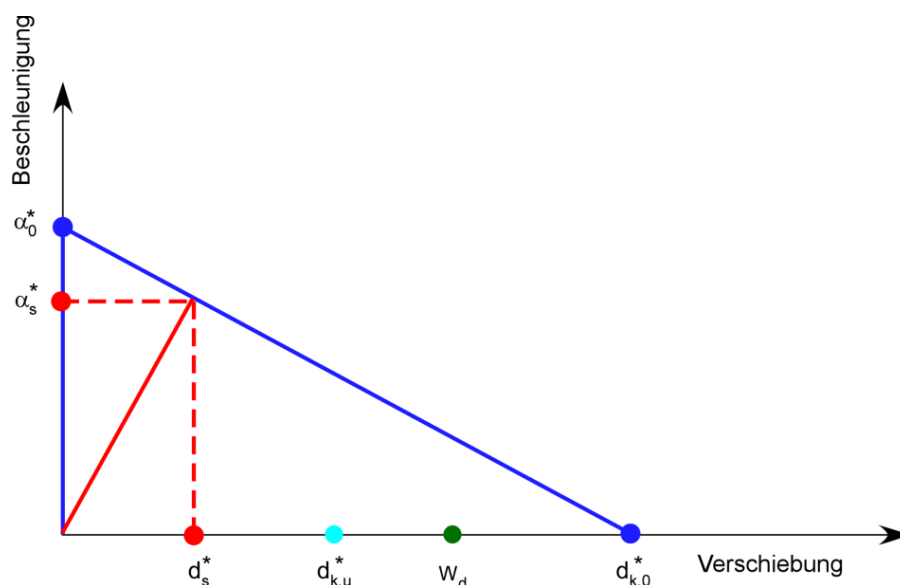


Abbildung 6: Idealisierte Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve) einer Mauerwerkswand bei Beanspruchung quer zur Wandebene

Bestimmung der Zielverschiebung

Die Schwingzeit der Wand ergibt sich aus:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (21)$$

wobei

$$\alpha_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*}\right) \quad (22)$$

$$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* \quad (23)$$

Die Spektralverschiebung bei der Eigenperiode der Wand $S_{ud}(T_s)$ sollte mit dem elastischen Antwortspektrum der horizontalen Verschiebungen gemäss der Norm SIA 269/8 ermittelt werden. Die Ermittlung des Amplifikationsfaktors der Einwirkung basierend auf dem Verhältnis zwischen der Eigenperiode der Mauerwerkswand (T_s) und der des Tragwerks (T_1) sowie der Höhe des Drehpunktes der Wand und der Anzahl der Stockwerke des Gebäudes geschieht hier nach Ziffer C8.A.4.2.3 der Italienischen Norm NTC 08 [11]:

$$\begin{cases} z_a = 0 & w_d = S_{ud}(T_s) \\ z_a > 0 & w_d = \max[S_{ud}(T_1) \psi(z_a) \gamma \lambda_{res}; S_{ud}(T_s)] \end{cases} \text{ oder alternativ aus dem Stockwerkantwortspektrum} \quad (24)$$

$$\psi = \frac{z_a}{H_w} \quad (25)$$

$$\gamma = \frac{3n}{2n+1} \quad (26)$$

$$\lambda_{res} = \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \left(\frac{T_s}{T_1}\right)}} \quad (27)$$

wobei $\psi(z_a)$ der Höhenfaktor in Abhängigkeit der Höhe des Rotationspunktes der Wand z_a , H_w die Gebäudehöhe, γ der Faktor zur Berücksichtigung der Anzahl Geschosse (n), und λ_{res} der Resonanzfaktor sind.

Ermittlung des Erfüllungsfaktors

$$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m W_d} \quad (28)$$

γ_m ist der Partialsicherheitsfaktor, siehe Kap. 4.3.

4.6 Tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten

Die Anwendung der Methode Griffith basiert im gezeigten Fall auf den folgenden Annahmen:

- Die Wand ist durch die Dachkonstruktion gehalten.
- Die Wandnormalkraft ist nicht zu hoch (in Zusammenhang mit der Annahme der Starrkörperbewegung der Wand), d.h. die Bauteile verformen sich unter der Normalkraft nicht und sie bleiben intakt.
- In den Drehgelenkspunkten stellen sich nur Rotationen aber kein Gleiten ein
- Das Gelenk am Wandfuss bildet sich i.d.R. in der Druckzone an der Wandaussenkante in Richtung des Bruchmechanismus (siehe Abbildung 7c).
- Die Risse (das Gelenk) bilden sich auf halber Wandhöhe.
- Die Deckenkräfte greifen in Wandachse auf der jeweiligen Deckenhöhe an (keine Exzentrizität).
- Die Geschosshöhen sind gleich und die Wanddicke ändert sich über die Höhe nicht.
- Es greift eine rückhaltende stabilisierende Kraft (z.B. Verankerung) auf halber Wandhöhe an.

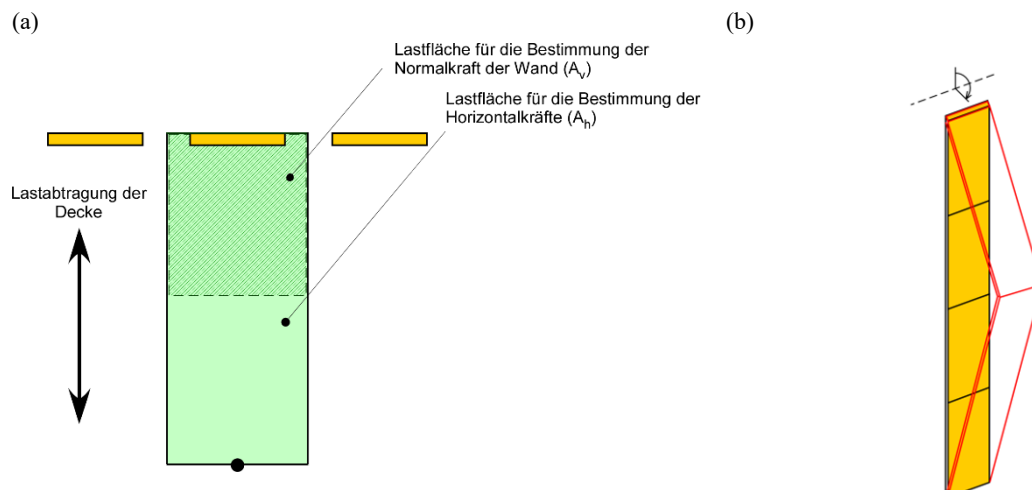
Die letzten fünf Annahmen werden für Demonstrationszwecke getroffen. Die Methode Griffith kann analog für beliebige Annahmen in diesen Punkten verwendet werden, um sie den vorherrschenden Randbedingungen anzupassen. Eine rückhaltende stabilisierende Kraft hat einen grossen Einfluss auf das Ergebnis.

4.6.1 Kraftbasiertes Verfahren

Die Erdbebenüberprüfung der Mauerwerkswand unter Beanspruchung quer zur Wandebene mit dem kraftbasierten Verfahren erfolgt in fünf Arbeitsschritten.

Auswahl eines Bruchmechanismus

Für die im folgende Demonstration wird eine im Aufriss regelmässige, tragende Fassadenwand, mit gleichbleibender Wanddicke und Deckenlast über die Höhe, untersucht. Es wird angenommen, dass sich das Gelenk auf halber Wandhöhe bildet (Abbildung 7b).



(c)

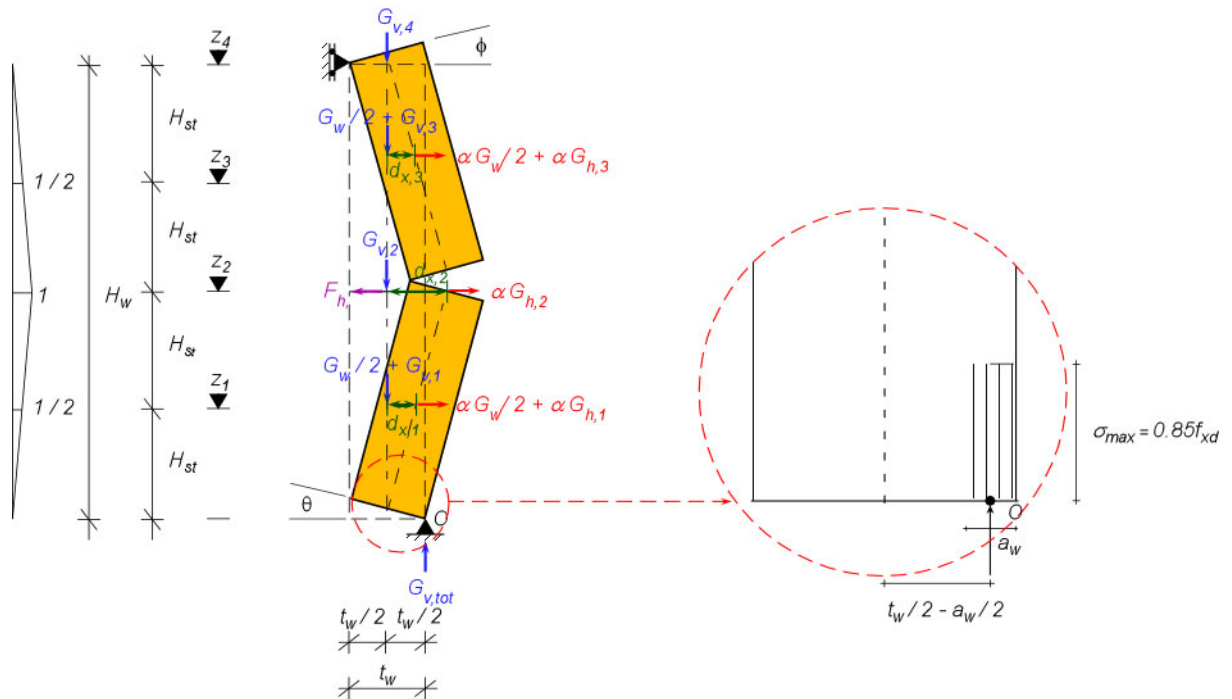


Abbildung 7: (a) Teil des Grundrisses, (b) Aufriss, (c) Bezeichnungen und Verformungsfigur für den einfachen Balken

Bestimmung der Abhebegrenze für die Auslösung des Bruchmechanismus α_0

Im Falle des einfachen Balkens wird empfohlen den Einfluss der Druckzonen in zwei Drehgelenken zu berücksichtigen: eines im Kontrollpunkt (auf Höhe z_2 , siehe Abbildung 7c), das andere am Wandfuss. Die Druckzonenlänge am Wandfuss errechnet sich analog zu derjenigen beim Kragarm:

$$a_{w,1} = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd} l_w} \tag{29}$$

während sich jene im Kontrollpunkt wie folgt ermitteln lässt:

$$a_{w,2} = \frac{\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4}}{0,85 f_{xd} l_w} \tag{30}$$

Die Berechnung des Faktors α_0 erfolgt hier nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit, kann aber auch äquivalent über ein Momentengleichgewicht am unverformten System erfolgen:

$$\phi = \frac{z_2}{z_4 - z_2} \theta = \theta \tag{31}$$

$$z_4 = 2z_2$$

$$\begin{aligned}
 & \alpha_0 \left(\frac{G_w H_w}{2} \frac{H_w}{4} + G_{h,1} \frac{H_w}{4} + G_{h,2} \frac{H_w}{2} + \frac{G_w H_w}{2} \frac{H_w}{4} + G_{h,3} \frac{H_w}{4} \right) = \\
 & \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,1} + G_{v,2} \right) + \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \\
 & \left(t_w - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2} \\
 & \alpha_0 \\
 & = \frac{t_w \left(G_w + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} \right) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_w + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) - a_{w,2} \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{\frac{H_w}{4} (G_w + G_{h,1} + 2G_{h,2} + G_{h,3})} \quad (32)
 \end{aligned}$$

In Abbildung 7a wird angenommen, dass im gegebenen Fall horizontale beschleunigte Massen aus der Decke auf die untersuchte Wand mobilisiert werden, die aus der doppelten Deckenfläche wie die auf die Wand wirkenden Vertikallasten stammen. Dies ist ein oberer Grenzfall der i.A. überkonservativ ist, siehe dazu die Bemerkung in Kap. 4.5.1.

Bestimmung des äquivalenten EMS

Der Kontrollpunkt wird in der Höhe des Gelenkes gewählt:

$$z_k = H_w/2 \quad (33)$$

Mit der Annahme, dass $d_{x,k} = d_{x,2} = 1$ und aus der Geometrie folgt:

$$M^* = \frac{\left(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} \right)^2}{g \left(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 \right)} = \frac{\left(\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2} \right)^2}{g \left(\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4} \right)} \quad (34)$$

e^* (Verhältnis der modalen Masse zur effektiven Masse):

$$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} \quad (35)$$

Die Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus des EMS ergibt sich zu:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (36)$$

Bestimmung der Einwirkung

Die Bestimmung der Einwirkung erfolgt analog zum Fall „tragende, freistehende Wand (Kragarm)“ (Kap. 4.5.2).

Ermittlung des Erfüllungsfaktors

Die Ermittlung des Erfüllungsfaktors erfolgt analog zum Fall „tragende, freistehende Wand Kragarm)“ (Kap. 4.5.2).

4.6.2 Verformungsbasiertes Verfahren

Auswahl eines Bruchmechanismus

Identisch mit dem kraftbasierten Verfahren.

Bestimmung der Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve)

Die Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve) der Wand kann mit einem idealisierten bilinearen Modell abgebildet werden. Die Kurve wird mit den folgenden Eckpunkten charakterisiert (Abbildung 4):

- Nullpunkt
- Der Punkt mit der maximalen Beschleunigung (α_0^* Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus für den äquivalente EMS)
- Der Punkt mit der maximalen Verschiebung ($d_{k,0}^*$ maxiale Verschiebung am Kontrollpunkt für das äquivalente EMS)

Die maximale Verschiebung am Kontrollpunkt kann mittels Momentengleichgewichten am verformten System unter $\alpha = 0$ ermittelt werden:

$$G_W \left(t_w - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} - d_{x,2} \right) + G_{v,1} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{d_{x,2}}{2} \right) + G_{v,2} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - d_{x,2} \right) + \quad (37)$$

$$G_{v,3} \left(\frac{3t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - a_{w,2} - \frac{3d_{x,2}}{2} \right) + G_{v,4} \left(\frac{3t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - a_{w,2} - 2d_{x,2} \right) + \frac{F_h H_w}{2} = 0$$

mit:

$$d_{k,0} = d_{x,2} \quad (38)$$

kann daraus ein Ausdruck für $d_{k,0}$ bestimmt werden.

$$d_{k,0} = \frac{t_w \left(G_W + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} \right) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_W + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) - a_{w,2} \left(\frac{G_W}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{\left(G_W + \frac{G_{v,1}}{2} + G_{v,2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + 2G_{v,4} \right)} \quad (39)$$

Mit dem modalen Partizipationsfaktor Γ kann die äquivalente Verschiebung für den EMS gerechnet werden (Annahme $d_{x,2} = 1$):

$$\Gamma = \frac{\frac{G_W}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2}}{\frac{G_W}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4}} \quad (40)$$

$$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} \quad (41)$$

Versuche haben gezeigt, dass das Verschiebungsvermögen der Wand ca. 40% der maximalen Verschiebung am Kontrollpunkt beträgt:

$$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* \quad (42)$$

Bestimmung der Zielverschiebung

Die Bestimmung der Zielverschiebung erfolgt wie im Fall „tragende, freistehende Wand (Kragarm)“ (Kap. 4.5.2).

Ermittlung des Erfüllungsfaktors

Die Ermittlung des Erfüllungsfaktors erfolgt wie im Fall „tragende, freistehende Wand (Kragarm)“ (Kap. 4.5.2).

4.7 Sekundäre Mauerwerkswand

Falls die sekundäre Mauerwerkswand am Wandkopf horizontal ungehalten ist (Fuge zwischen Wandkopf und Decke und keine angebrachten Befestigungen zur horizontalen Wandkopfstabilisierung) erfolgt die Untersuchung analog zum Fall „tragende, freistehende Mauerwerkswand“, siehe Kap. 4.5.

Falls die sekundäre Mauerwerkswand am Wandkopf horizontal gehalten ist, erfolgt die Untersuchung analog zum Fall der „tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten (einfacher Balken)“, siehe Kap. 4.6.

Für die Ermittlung der Einwirkung mit dem kraftbasierten Verfahren werden die folgenden Beziehungen gemäss SIA 261 [1] empfohlen (falls kein Stockwerkantwortspektrum für Fälle mit Höhen des Drehpunkts $z_a > 0$ vorhanden ist):

$$\begin{cases} z_a = 0 & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \\ z_a > 0 & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{H_w}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \end{cases} \quad (\text{Ziffer 16.7.2, SIA 261, 2020}) \quad (43)$$

a_{gd} ist der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, S der Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums, γ_f der Bedeutungsbeiwert, q_a der Verhaltensbeiwert für sekundäre Bauteile (i.d.R 1,5 und nicht 1,0 wie in SIA 261 [1] vorgegeben, siehe hierzu auch Kap. 4.4), H_w die Gebäudehöhe, T_s die Schwingzeit des sekundären Bauteils und T_1 die Schwingzeit des Gebäudes. Im Allgemeinen ist es ausreichend die ungerissene sekundäre Mauerwerkswand als Starrkörper anzunähern und daher $T_s/T_1 = 0$ zu verwenden, siehe auch Kap. 4.2.

Die Bestimmung der Zielverschiebung mit dem verformungsbasierten Verfahren erfolgt gemäss NTC 08 [11] wie im Kap. 4.5.2 vorgestellt.

5 Anwendungsbeispiele

	Tragende / Sekundäre Mauerwerkswand	Lagerbedingung	Methode / Verfahren
Beispiel 1	Tragende Mauerwerkswand	Freistehend (Kragarm)	Griffith / kraft- und verformungsbasiert
Beispiel 2	Tragende Mauerwerkswand	Unten und oben gehalten (einfacher Balken)	Griffith / kraft- und verformungsbasiert
Beispiel 3	Sekundäre Mauerwerkswand	Freistehend (Kragarm)	Griffith / kraft- und verformungsbasiert

5.1 Beispiel 1: Tragende, freistehende Mauerwerkswand

Bei diesem Beispiel handelt es sich um ein zweigeschossiges Gebäude mit Holzbalkendecken (Abbildung 9). Die Holzbalken verlaufen in Gebäudequerrichtung. Die begrenzte Scheibenwirkung der Holzbalkendecke wird über eine im Kontrollpunkt angreifende Reibungs- bzw. Rückhaltekraft vereinfacht berücksichtigt. Bei einer Beanspruchung in Gebäudequerrichtung werden hauptsächlich die Längsfassadenwände quer zu ihrer Ebene beansprucht. Die Standsicherheit dieser Mauerwerkswände gegen Kippen wird nach der Methode Griffith überprüft. Die Angaben zu Geometrie, Materialeigenschaften und Einwirkungen sind in Tabelle 5 zusammengefasst. Die Berechnungen werden anschließend auf 1 m Wandlänge bezogen.

Tabelle 5: Angaben

Geometrie			
Gebäudehöhe	H_w	6,0	[m]
Geschosshöhe	H_{st}	3,0	[m]
Anzahl Geschosse	n	2	[-]
Gesamtwandlänge	L_w	4,0	[m]
Wanddicke	t_w	0,5	[m]
Fensterbreite	l_f	2,0	[m]
Materialeigenschaften			
Raumgewicht Mauerwerk	γ_w	15,0	[kN/m ³]
Verhaltensbeiwert	q	1,5	[-]
Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen	f_{xd}	3,5	[N/mm ²]
Reibungsbeiwert	μ	0,1	[-]
Vertikale Einwirkungen			
Eigenlast der Decke	g_k	2,0	[kN/m ²]
Auflast	$g_{a,k}$	1,0	[kN/m ²]
Abgeminderte Nutzlast	$\psi_2 q_k$	1,0	[kN/m ²]
Gesamte Deckenlast ¹	g_{Decke}	4,0	[kN/m ²]
Lastfläche zur Bestimmung der Wandnormalkraft ^{2,3}	A_v	5,0	[m ² /m]
Lastfläche zur Bestimmung der Horizontalkräfte ^{2,3}	A_h	10,0	[m ² /m]

Erdbebeneinwirkung		
Erdbebenzone	Z2	- [-]
Bauwerksklasse	BWK I	- [-]
Baugrundklasse	BGK E	- [-]
Partialfaktor	γ_m	1,0 [-]

¹ Es gilt sowohl für die Decke über EG als auch für das Dach.

² Siehe Abbildung 10.

³ Die Lastflächen sind für 1 m Wandlänge leicht abgerundet, $A_v = (6 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) / 4 \text{ m} = 5,25 \text{ m}^2$ pro 1 m Wandlänge

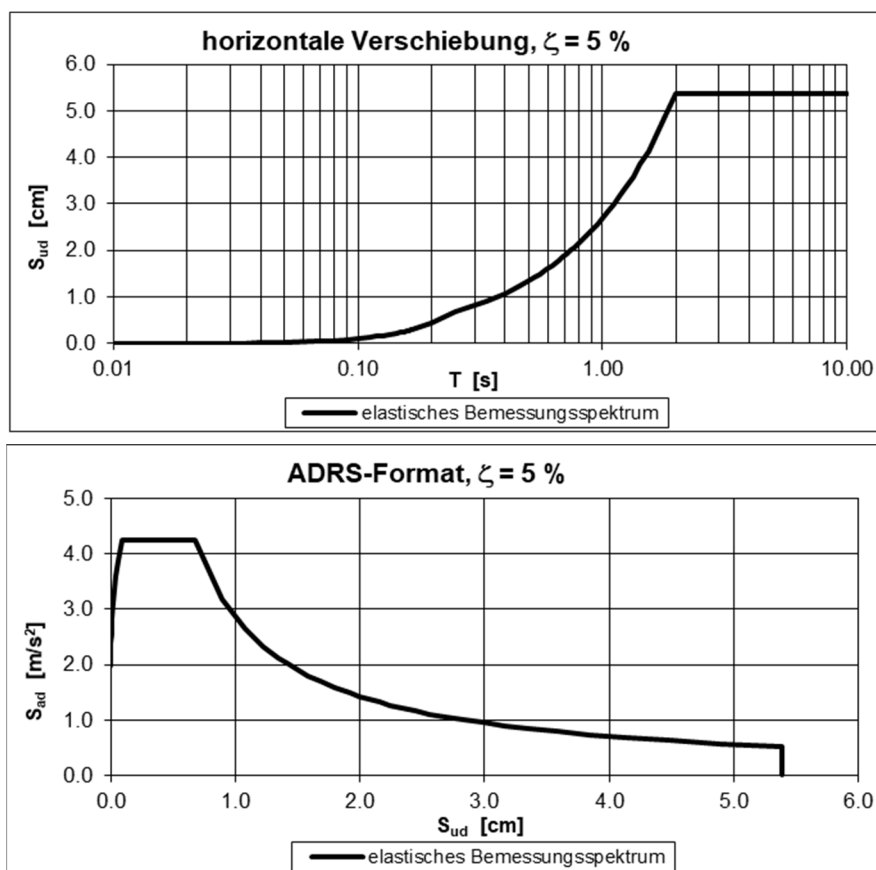


Abbildung 8: Antwortspektrum

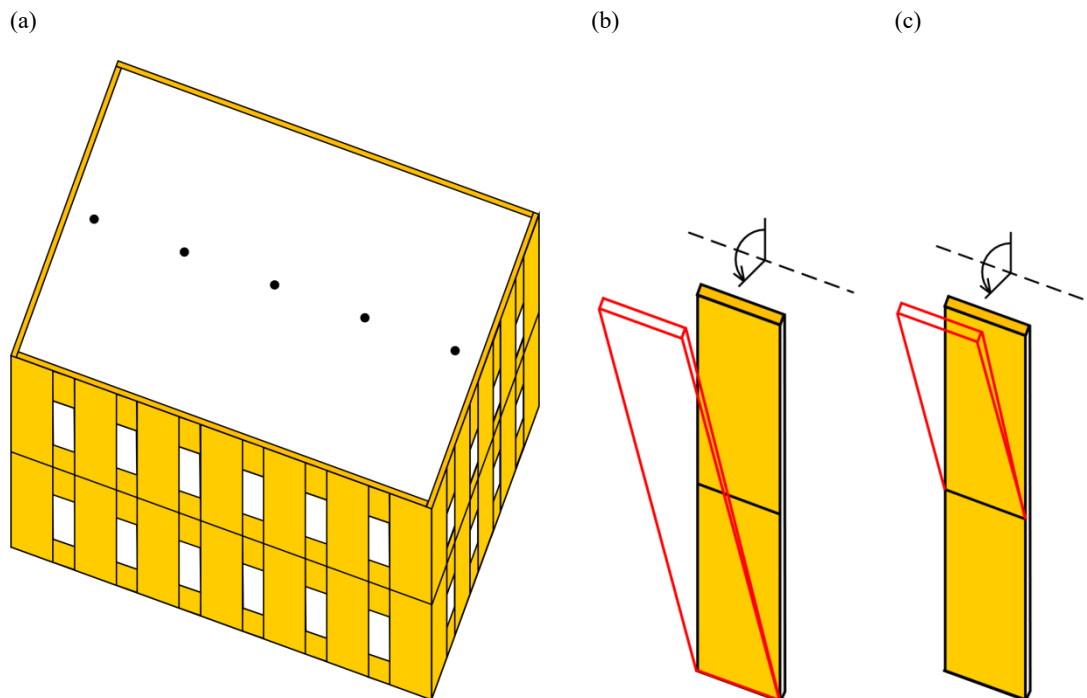


Abbildung 9: Zweigeschossiges Gebäude mit Holzbalkendecken: (a) Ansicht, (b) Bruchmechanismus über zwei Geschosse, (c) Bruchmechanismus des oberen Teils (dieser Mechanismus wird im vorliegenden Beispiel nicht untersucht)

Tabelle 6: Ermittlung der Wandnormalkraft und Horizontalkraft aus der Deckenlast

Geschoss	Z_i	g_{Decke}	A_v^1	A_h^1	$G_{v,i}$	$G_{h,i}$
	[m]	[kN/m ²]	[m ² /m]	[m ² /m]	[kN/m]	[kN/m]
1. OG	6	4	5	10	20	40
EG	3	4	5	10	20	40
Summe					40	80

¹ Siehe Fusszeile 3 Tabelle 5

Tabelle 7: Zusammenstellung der Kräfte

Horizontal- und Vertikalkräfte pro Meter Wandlänge			
Eigengewicht der Wand	G_w	45 ¹	[kN/m]
Max. Wandnormalkraft	$G_{v,tot}$	85	[kN/m]
Gewichtskraft in Horizontalrichtung inkl. Wandeigengewicht	$G_{h,tot}$	125	[kN/m]

¹ Zur Vereinfachung wurde das Gewicht der Fensterstürze und Brüstungen vernachlässigt

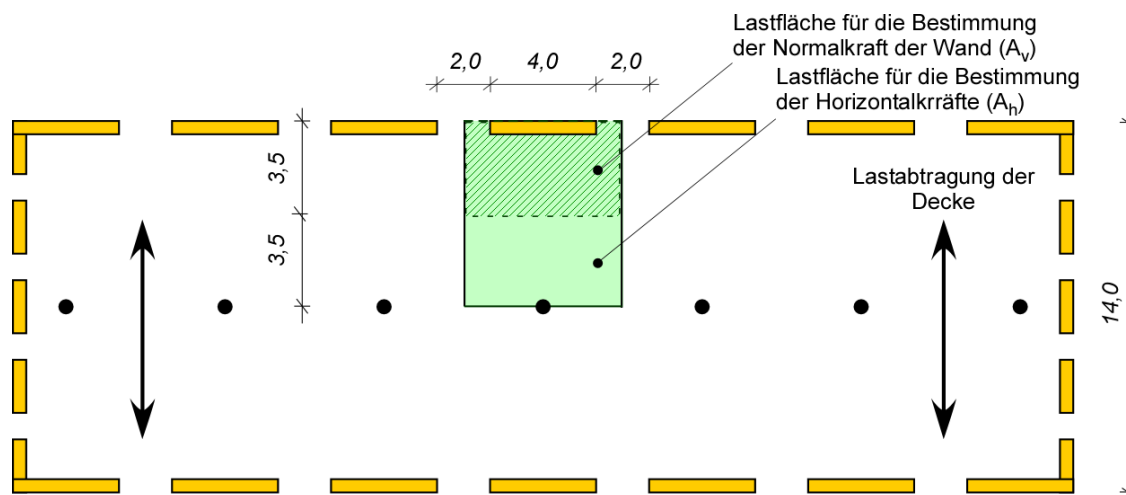


Abbildung 10: Grundriss

Es wird angenommen, dass die Decke voll auf der Wand aufliegt und die Normalkraft mittig auf der Wand wirkt. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks wird vernachlässigt.

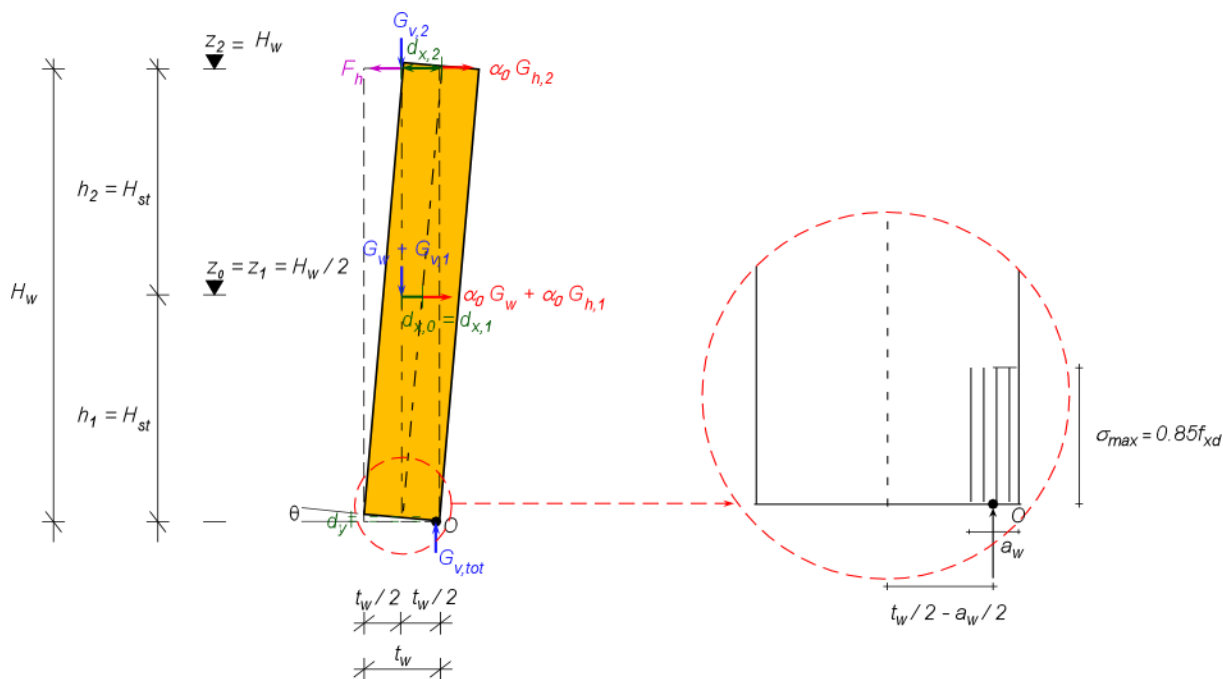


Abbildung 11: Bezeichnungen und statisches System mit Drehpunkt in der Druckzone an der Wandfussaußenkante

Die Ermittlung des Erfüllungsfaktors mit dem kraftbasierten Verfahren nach der Methode Griffith (vgl. Kapitel 4.2) ist in Tabelle 8 und mit dem verformungsbasierten Verfahren in Tabelle 9 zusammengefasst.

Tabelle 8: Überprüfung mit dem kraftbasierten Verfahren

Widerstand		
Breite der Druckzone ¹	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,029 [m]
Reibungskraft	$F_h = \mu G_{v,2} =$	2,0 [kN/m]
Abhebegrenze für die Auslösung des Mechanismus	$\alpha_0 = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{H_w}{2} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} z_i} =$	0,065 [-]
Modale Masse ²	$M^* = \frac{(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i})^2}{g(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2)} =$	11,3 [t]
Verhältnis modale Masse zur horizontal beschleunigten Masse	$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} =$	0,89 [-]
Grenzbeschleunigung des äquivalenten EMS ²	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	0,71 [m/s ²]
Einwirkung		
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung	$a_{gd} =$	1,0 [m/s ²]
Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums	$S =$	1,7 [-]
Bedeutungsbeiwert	$\gamma_f =$	1,0 [-]
Zielbeschleunigung	$a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} =$	1,13 [m/s ²]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor	$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_0^*}{\gamma_m a_d} =$	0,63 [-]

¹Die Wandlänge wird zu einer Einheitsbreite von 1 m bezogen

²Der Kontrollpunkt wurde in Höhe z₂ (Dachhöhe) gewählt und die Verschiebung dort auf 1 normiert.

Tabelle 9: Überprüfung mit dem verformungsbasierten Verfahren

Widerstand		
Max. Verschiebung am Kontrollpunkt ¹	$d_{k,0} = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{z_0}{z_2} + \sum_{i=1}^n G_{v,i} \frac{z_i}{z_2}} =$	0,61 [m]
Partizipationsfaktor	$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} + G_w d_{x,0}}{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 + G_w d_{x,0}^2}$	1,35 [-]
Äquivalente Verschiebung EMS	$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} =$	0,45 [m]
Verschiebungsvermögen	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,18 [m]
Einwirkung		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,072 [m]
	$a_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*} \right) =$	0,6 [m/s ²]
Schwingzeit	$T = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} =$	2,18 [s]
Zielverschiebung ²	$w_d = S_{ud}(T) =$	0,054 [m]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor ³	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	3,37 [-]

¹ Der Kontrollpunkt wurde in Höhe z_2 (Dachhöhe) gewählt und die Verschiebung dort auf 1 normiert.

² Siehe Antwortspektrum Abbildung 8

³ Im vorliegenden Beispiel wird das Eigengewicht der Wand im Schwerpunkt der gesamten Wand angesetzt. Eine feinere Aufteilung der Wand in Teilstücke und die Berücksichtigung des Eigengewichts der Teilstücke im jeweiligen Schwerpunkt des Teilstücks können leicht abweichende Werte für die Masse des äquivalenten Einmassenschwingers (10,7 t) und daraus folgend leicht höhere Erfüllungsfaktoren erreicht werden (kraftbasiert $\alpha_{eff} = 0,67$ und verformungsbasiert $\alpha_{eff} = 3,57$).

5.2 Beispiel 2: Tragende Mauerwerkswand, unten und oben gehalten

Bei diesem Beispiel handelt es sich um ein viergeschossiges Gebäude mit Holzbalkendecken. Die Holzbalken verlaufen in Gebäudequerrichtung. Die Fassadenwände verlaufen stetig über alle Geschosse. Am Wandkopf sind die Fassadenwände durch ein steifes Dach gehalten, welches durch Querwände ausreichend stabilisiert ist (Abbildung 15). Die begrenzte Scheibenwirkung der Holzbalkendecken in den darunterliegenden Obergeschossen wird über eine im Kontrollpunkt angreifende Reibungskraft vereinfacht berücksichtigt.

Bei diesem Beispiel wird angenommen, dass die Relativverschiebung zwischen Wandkopf und Wandfuss klein ist. Diese Annahme ist dann korrekt, wenn es sich um ein steifes Bauwerk handelt, das sich unter Erdbebeneinwirkungen als Ganzes verschiebt. Bei weichen Bauwerken kann der Wandkopf nicht mehr als horizontaler Fixpunkt angenommen werden. In diesem Fall sind andere Versagensmechanismen zu suchen, z.B. als Kragarm, der im Vergleich deutlich ungünstiger ist.

Die Angaben zu Geometrie, Materialeigenschaften und Einwirkungen sind in Tabelle 10 zusammengefasst. Die Berechnungen werden anschliessend auf 1 m Wandlänge bezogen.

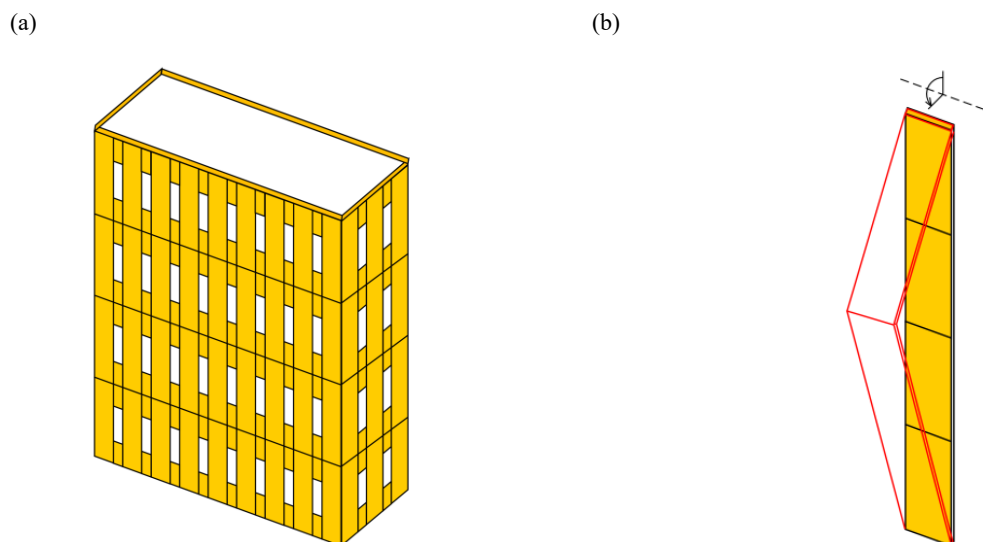


Abbildung 12: Viergeschossiges Gebäude mit Holzbalkendecken: (a) Ansicht, (b) untersuchter Bruchmechanismus

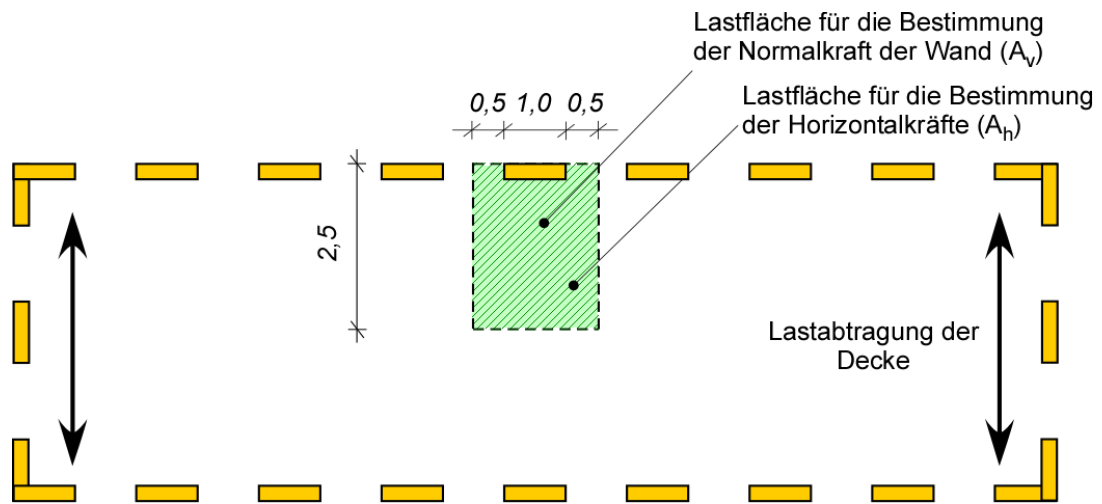


Abbildung 13: Grundriss

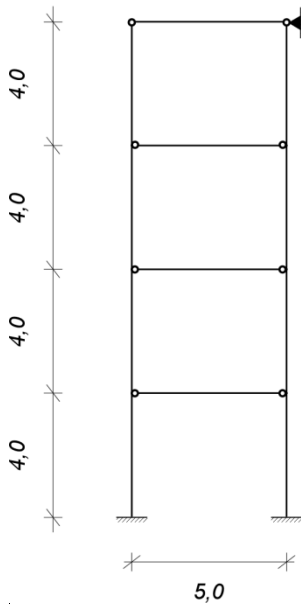


Abbildung 14: Statisches System

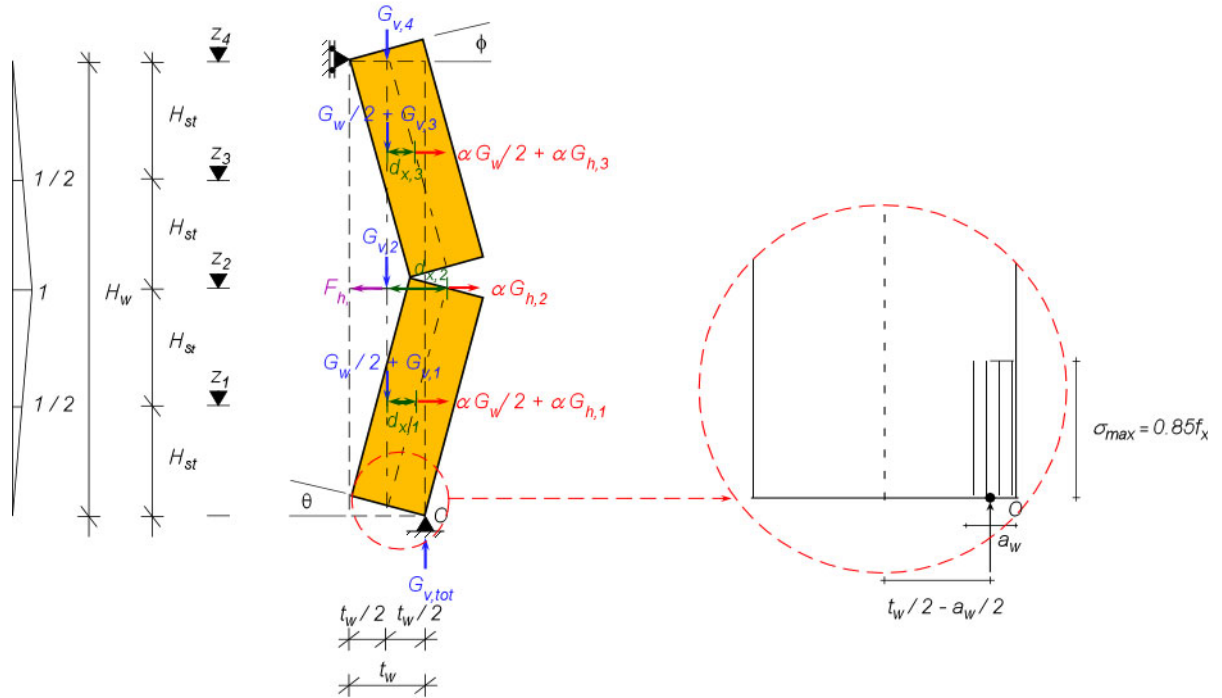


Abbildung 15: Bezeichnungen und statisches System mit Drehpunkt in der Druckzone an der Wandfussaußenkante

Tabelle 10: Angaben

Geometrie			
Gebäudehöhe	H_w	16,0	[m]
Geschosshöhe	H_{st}	4,0	[m]
Anzahl Geschosse	n	4	[-]
Gesamtwandlänge	L_w	1,0	[m]
Wanddicke	t_w	0,5	[m]
Fensterbreite	l_f	1,0	[m]
Materialeigenschaften			
Raumgewicht Mauerwerk	γ_w	24,0	[kN/m ³]
Verhaltensbeiwert	q	1,5	[-]
Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen	f_{kd}	3,5	[N/mm ²]
Reibungsbeiwert	μ	0,1	[-]
Vertikale Einwirkungen			
Eigenlast der Decke	g_k	2,0	[kN/m ²]
Auflast	$g_{a,k}$	1,0	[kN/m ²]
Abgeminderte Nutzlast	$\psi_2 q_k$	1,0	[kN/m ²]
Gesamte Deckenlast	g_{Decke}	4,0	[kN/m ²]
Lastfläche zur Bestimmung der Wandnormalkraft ^{1,2}	A_v	5,0	[m ² /m]
Lastfläche zur Bestimmung der Horizontalkräfte ^{1,2}	A_h	5,0	[m ² /m]
Erdbebeneinwirkung			
Erdbebenzone	Z3a	-	[-]
Bauwerksklasse	BWK II	-	[-]
Baugrundklasse	BGK C	-	[-]
Partialfaktor	γ_m	1,0	[-]

¹ Siehe Abbildung 13

² Die Lastflächen sind für 1 m Wandlänge berechnet, $A_v=A_h=(2 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) / 1 \text{ m} = 5 \text{ m}^2$ pro 1 m Wandlänge

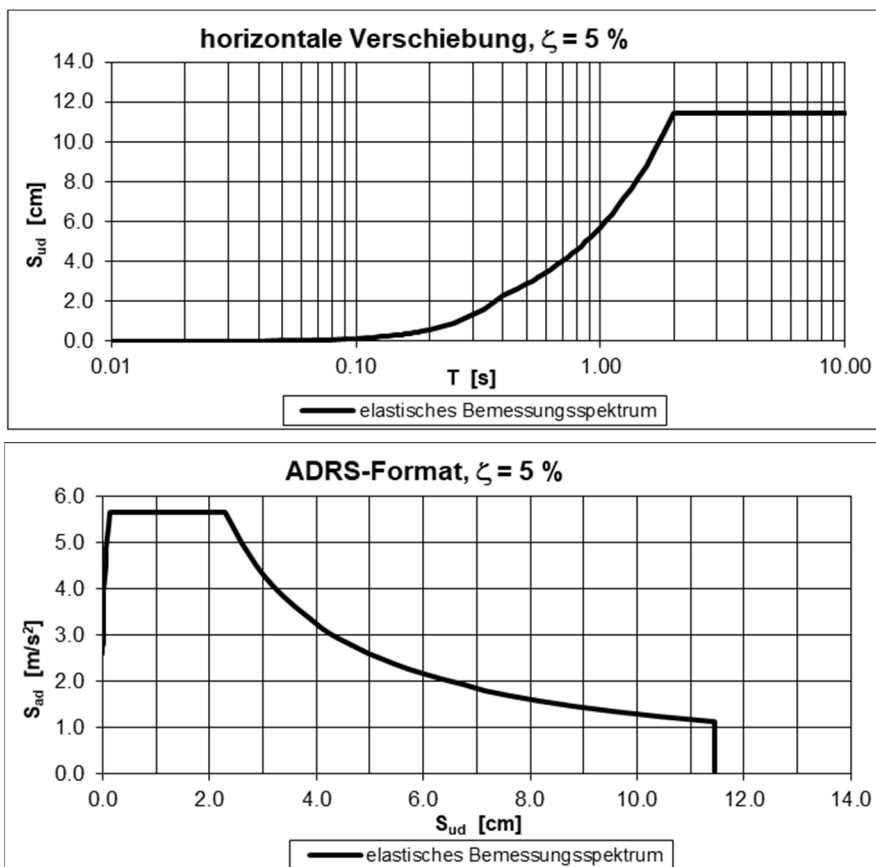


Abbildung 16: Antwortspektrum

Tabelle 11: Ermittlung der Wandnormalkraft und Horizontalkraft aus der Deckenlast

Geschoss	Z_i	g_{Decke}	A_v	A_h	$G_{v,i}$	$G_{h,i}$
	[m]	[kN/m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]
3. OG	16	4,0	5	5	20	- ¹
2. OG	12	4,0	5	5	20	20
1. OG	8	4,0	5	5	20	20
EG	4	4,0	5	5	20	20
Summe					80	60

¹ Mit der Annahme, dass die Masse des 3.OG horizontal durch das Dach und die Wände in Querrichtung gehalten wird

Tabelle 12: Zusammenstellung der Kräfte

Horizontal- und Vertikalkräfte berechnet für Wandeinheitlänge			
Eigengewicht der Wand	G_w	192	[kN/m]
Max. Wandnormalkraft	$G_{v,tot}$	272	[kN/m]
Gewichtskraft in Horizontalrichtung inkl. Wandeigengewicht	$G_{h,tot}$	252	[kN/m]

Die Ermittlung des Erfüllungsfaktors mit dem kraftbasierten Verfahren nach der Methode Griffith (vgl. Kapitel 4.4) ist in Tabelle 13 und mit dem verformungsbasierten Verfahren in Tabelle 14 zusammengefasst.

Tabelle 13: Überprüfung mit dem kraftbasierten Verfahren

Widerstand		
Breite der Druckzone, Wandfuss	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,091 [m]
Breite der Druckzone, Wandmitte	$a_{w,2} = \frac{\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4}}{0,85 f_{xd}} =$	0,046 [m]
Reibungskraft	$F_h = \mu G_{v,2} =$	2,0 [kN/m]
Abhebegrenze für die Auslösung des Mechanismus	$\alpha_0 = \frac{t_w \left(G_w + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{\frac{H_w}{4} (G_w + G_{h,1} + 2G_{h,2} + G_{h,3}) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_w + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) + a_{w,2} \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right)}$	0,123 [-]
Modale Masse	$M^* = \frac{\left(\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2} \right)^2}{g \left(\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4} \right)}$	24,2 [t/m]
Verhältnis modale Masse zur horizontal beschleunigten Masse	$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} =$	0,94 [-]
Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus des äquivalenten EMS	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	1,28 [m/s ²]
Einwirkung		
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung	$a_{gd} =$	1,30 [m/s ²]
Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums	$S =$	1,45 [-]
Bedeutungsbeiwert	$\gamma_f =$	1,2 [-]
Zielbeschleunigung	$a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} =$	1,51 [m/s ²]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor	$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_0^*}{\gamma_m a_d} =$	0,85 [-]

Tabelle 14: Überprüfung mit dem verformungsbasierten Verfahren

Widerstand		
Max. Verschiebung am Kontrollpunkt ¹	$d_{k,0} = \frac{\left(G_w + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2}\right) t_w}{\left(G_w + \frac{G_{v,1}}{2} + G_{v,2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + 2G_{v,4}\right)} =$	0,457 [m]
Partizipationsfaktor	$\Gamma = \frac{\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2}}{\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4}}$	1,74 [-]
Äquivalente Verschiebung EMS	$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma}$	0,262 [m]
Verschiebungsvermögen	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,105 [m]
Einwirkung		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,042 [m]
	$\alpha_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*}\right) =$	1,07 [m/s ²]
Schwingzeit	$T = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{\alpha_s^*}} =$	1,24 [s]
Zielverschiebung ²	$w_d = S_{ud}(T) =$	0,071 [m]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	1,47 [-]

¹ Der Kontrollpunkt wurde in Höhe z_2 gewählt und die Verschiebung dort auf 1 normiert.

² Siehe Antwortspektrum (Abbildung 16).

Im vorliegenden Beispiel wird das Eigengewicht der Wand im Schwerpunkt der jeweiligen Starrkörper der Wand angesetzt. Durch eine feinere Aufteilung der Wand in Teilstücke und die Berücksichtigung des Eigengewichts der Teilstücke im jeweiligen Schwerpunkt des Teilstücks können leicht abweichende Werte für die Masse des Einmassenschwingers (20,1 t) und daraus folgend leicht höhere Erfüllungsfaktoren erreicht werden (kraftbasiert $\alpha_{eff} = 1,0$ und verformungsbasiert $\alpha_{eff} = 1,77$).

5.3 Beispiel 3: Freistehende, sekundäre Mauerwerkswand

Bei diesem Beispiel handelt es sich um die Untersuchung einer sekundären Mauerwerkswand in einem viergeschossigen Gebäude (Abbildung 17). Die Wand ist am Wandkopf nicht gehalten. Es wird angenommen, dass die Wand sich bei einer horizontalen Belastung quer zur Wandebene wie ein Kragarm verhält. Es werden zwei Fälle untersucht:

- Fall a: das Gebäude hat eine Schwingzeit von 0,3 s
- Fall b: das Gebäude hat eine Schwingzeit von 1,2 s.

Der Erfüllungsfaktor wird nach der Methode Griffith mit den kraftbasierten sowie verformungsbasierten Verfahren ermittelt. Durch eine Vergleichsrechnung mit einem Kippnachweis gemäss SIA 261 wird die Nachweisführung ergänzt.

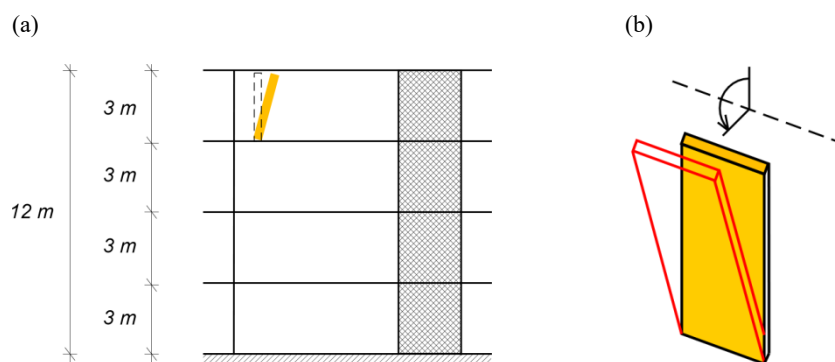


Abbildung 17: Sekundäres Bauteil aus Mauerwerk: (a) Situation und (b) Bruchmechanismus

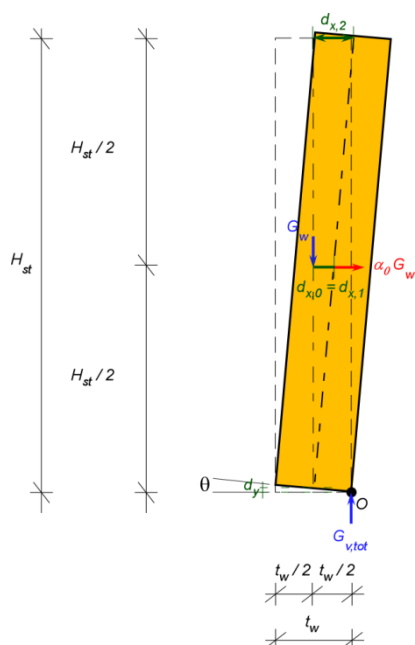


Abbildung 18: Bezeichnungen und statisches System mit Drehpunkt in der Druckzone an der Wandfussaußenseite

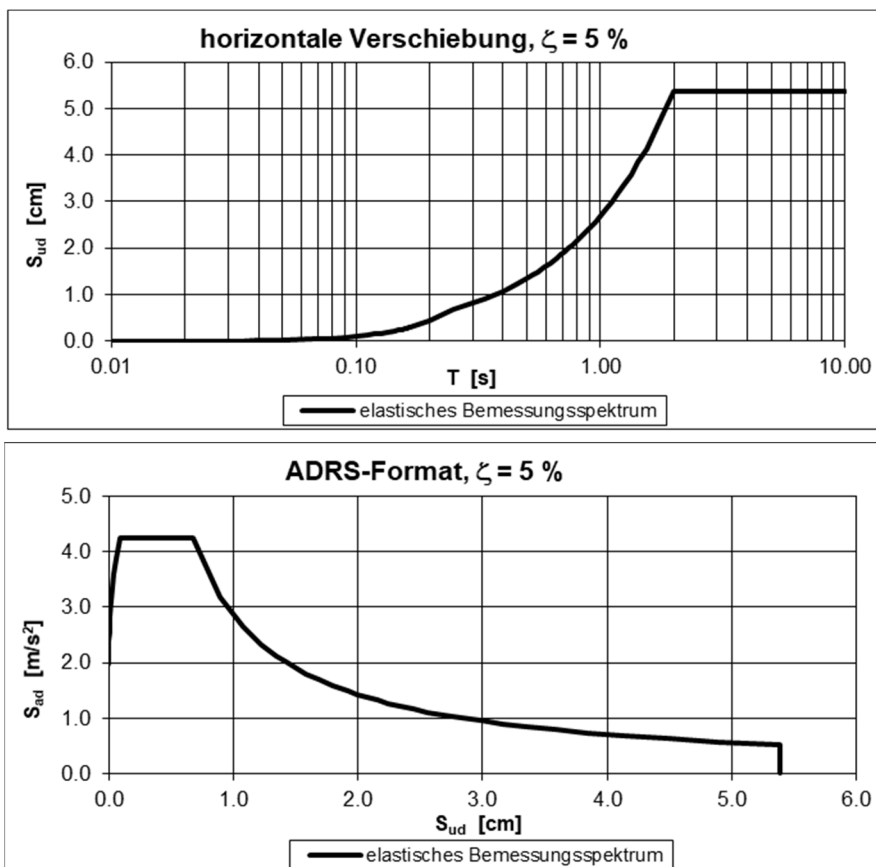


Abbildung 19: Antwortspektrum

Die Angaben zu Geometrie, Materialeigenschaften und Einwirkungen sind in Tabelle 15 zusammengefasst.

Tabelle 15: Angaben

Geometrie			
Gebäudehöhe	H_w	12,0	[m]
Geschosshöhe	H_{st}	3,0	[m]
Anzahl Geschosse	n	4	[-]
Gesamtwandlänge	L_w	3,0	[m]
Wanddicke	t_w	0,15	[m]
Wandhöhe	h_w	3.0	[m]
Materialeigenschaften			
Raumgewicht Mauerwerk	γ_w	18,0	[kN/m ³]
Verhaltensbeiwert ¹	q_a	1,5	[-]
Erdbeneinwirkung			
Erdbebenzone	Z2	-	[-]
Bauwerksklasse	BWK I	-	[-]
Baugrundklasse	BGK E	-	[-]
Partialfaktor	γ_m	1,0	[-]

Die Ermittlung des Erfüllungsfaktors mit dem kraftbasierten Verfahren nach der Methode Griffith ist in Tabelle 16 und mit dem verformungsbasierten Verfahren in Tabelle 17 zusammengefasst.

Tabelle 16: Überprüfung mit dem kraftbasierten Verfahren

Widerstand		
Breite der Druckzone, Wandfuss	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,003 ¹ [m]
Abhebegrenze für die Auslösung des Mechanismus ¹	$\alpha_0 = \frac{(G_w) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right)}{G_w \frac{H_w}{2}}$	0,04 [-]
Modale Masse	$M^* = \frac{(G_w d_{x,0})^2}{g(G_w d_{x,0}^2)} =$	0,83 [t/m]
Verhältnis modale Masse zur horizontal beschleunigten Masse	$e^* = \frac{g M^*}{G_w} =$	1,0 [-]
Grenzbeschleunigung des äquivalenten EMS	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	0,48 [m/s ²]
Einwirkung		
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung	$a_{gd} =$	1,0 [m/s ²]
Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums	$S =$	1,7 [-]
Bedeutungsbeiwert	$\gamma_f =$	1,0 [-]
Amplifikationsfaktor (aus Gleichung (49) SIA 261) Fall a ($T_1 = 0,3$ s, $T_s/T_1 \approx 0$ s) ²	$MAX \left\{ \frac{3 \left(1 + \frac{Z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5, 1 \right\} =$	2,13 [-]
Amplifikationsfaktor (aus Gleichung (49) SIA 261) Fall b ($T_1 = 1,2$ s $T_s/T_1 \approx 0$ s) ²	$MAX \left\{ \frac{3 \left(1 + \frac{Z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5, 1 \right\} =$	2,13 [-]
Zielbeschleunigung mit der Gleichung (49) SIA 261 für den Fall a und b	$a_d = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right] =$	2,41 [m/s ²]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor mit der Beschleunigung nach Gleichung (49) SIA 261 für den Fall a und b	$\alpha_{eff} =$	0,20 [-]

¹ für die sekundären Mauerwerkswände ist der Einfluss der Druckzone vernachlässigbar klein.

² beim kraftbasierten Verfahren kann die ungerissene Wand als Starrkörper approximiert werden, siehe Kap. 4.2.

Tabelle 17: Überprüfung mit dem verformungsbasierten Verfahren

Widerstand		
Max. Verschiebung am Kontrollpunkt ¹	$d_{k,0} = \frac{(G_w) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right)}{G_w \frac{z_0}{z_2}} = t_w - a_w$	0,147 [m]
Äquivalente Verschiebung EMS	$d_{k,0}^* =$	0,074 [m]
Verschiebungsvermögen	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,030 [m]
Einwirkung		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,012 [m]
	$a_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*} \right) =$	0,40 [m/s ²]
Schwingzeit	$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} =$	1,08 [s]
Spektralwert der horizontalen Verschiebung Fall a (T ₁ = 0,3 s)	$S_{ud}(T_1) =$	0,008 [m]
Spektralwert der horizontalen Verschiebung Fall b (T ₁ = 1,2 s)	$S_{ud}(T_1) =$	0,032 [m]
Resonanzfaktor (NTC 08) Fall a (T ₁ = 0,3 s)	$\lambda_{res} = \frac{\left(\frac{T_s}{T_1} \right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2 + 0,02 \left(\frac{T_s}{T_1} \right)}} =$	5,0 [-]
Resonanzfaktor (NTC 08) Fall b (T ₁ = 1,2 s)	$\lambda_{res} =$	4,8 [-]
Zielverschiebung Fall a (NTC 08)	$w_d = S_{ud}(T_1) \psi(z) \gamma \lambda_{res} =$	0,04 [m]
Zielverschiebung Fall b (NTC 08)	$w_d =$	0,151 [m]
Ergebnis		
Erfüllungsfaktor Fall a (Griffith)	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	0,74 [-]
Erfüllungsfaktor Fall b (Griffith)	$\alpha_{eff} =$	0,20 [-]

¹ Für die sekundären Mauerwerkswände ist der Einfluss der Druckzone vernachlässigbar klein.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 18 zusammengefasst.

Tabelle 18: Vergleich der Ergebnisse (α_{eff})

Nachweismethode	Griffith	Griffith
Ansatz	verformungsbasiert	kraftbasiert
Amplifikationsfaktor	NTC 08 Gl. C8A.4.12	SIA 261 Gl. (49)
α_{eff} Fall a ($T_1 = 0.3\text{s}$)	0,74	0,20
α_{eff} Fall b ($T_1 = 1.2\text{s}$)	0,20	0,20

Die wichtigsten Anmerkungen zum Beispiel sind:

- Beim verformungsbasierten Nachweis unterscheiden sich die Erfüllungsfaktoren abhängig von der Eigenschwingzeit des Gebäudes (T_1) deutlich. Dies unterstreicht, dass es wichtig ist bei der Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens bei Mauerwerkswänden, deren Drehpunkt über dem Einbindungshorizont des Gebäudes liegt, T_1 möglichst zuverlässig zu kennen. Siehe hierzu auch die Empfehlungen in Kap. 4.2.
- Das kraftbasierte Verfahren liefert in beiden Fällen die gleichen Erfüllungsfaktoren. Dies liegt daran, dass unter Annahme eines T_s/T_1 Verhältnisses von 0, die Einwirkung nicht mehr von T_1 abhängig ist. Das Verfahren ist daher in Fällen, in denen T_1 nicht bekannt oder mit grossen Unsicherheiten behaftet ist, robuster und daher vorzuziehen. In Fällen, in denen T_1 bekannt ist, sollte hingegen das verformungsbasierte Verfahren verwendet werden, wie in Kap. 4.2 erklärt.

In den vorliegenden Beispielen wird das Eigengewicht der Wand im Schwerpunkt der gesamten Wand angesetzt. Durch eine feinere Aufteilung der Wand in Teilstücke und die Berücksichtigung des Eigengewichts der Teilstücke im jeweiligen Schwerpunkt des Teilstücks können höhere Erfüllungsfaktoren erreicht werden, wie in Tabelle 19 zu sehen.

Tabelle 19: Vergleich der Ergebnisse für eine feinere Aufteilung der Wand in Teilstücke (α_{eff})

Nachweismethode	Griffith	Griffith
Ansatz	verformungsbasiert	kraftbasiert
Resonanzfaktor	NTC 08 Gl. C8A.4.12	SIA 261 Gl. 49
α_{eff} Fall a	1,0	0,27
α_{eff} Fall b	0,26	0,27

6 Spezifische Hinweise zu weiteren Arbeitsschritten

6.1 Zustandserfassung

Der rechnerischen Untersuchung der Erdbebensicherheit von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene geht, gemäss Ziffer 2.1 der Norm SIA 269/8 [3], die Zustandserfassung voraus. Zeitgleich mit oder im Anschluss an die Zustandserfassung erfolgt die Untersuchung der konzeptionellen Gestaltung und konstruktiven Durchbildung der relevanten Bauteile des Bauwerks. In der Regel erfolgt zunächst eine generelle und, falls erforderlich im Anschluss, eine detaillierte Zustandserfassung und Untersuchung der konzeptionellen Gestaltung und konstruktiven Durchbildung.

Grundlegende Hinweise zu diesen Arbeitsschritten gibt die Norm SIA 269 «Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken» [5]. Spezifische Hinweise für Baudenkmäler finden sich in der BAFU Publikation «Erdbebensicherheit von Baudenkmälern» (in Vorbereitung). Hinweise für sekundäre Bauteile gibt die BAFU Publikation «Erdbebensicherheit sekundärer Bauteile und weiterer Installationen und Einrichtungen» [15].

6.1.1 Generelle Zustandserfassung

Nach der generellen Zustandserfassung bestehend aus Grundlagenbeschaffung, Grundlagenstudium sowie einer Begehung des Bauwerks mit visuellen Kontrollen und einfachen, i.d.R. zerstörungsfreien Untersuchungen bestehen häufig Wissenslücken und grundlegende Unsicherheiten. Die wesentlichsten Unsicherheiten und deren Einfluss auf das Verhalten von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene werden im Folgenden erläutert:

Aufbau und Qualität des Mauerwerks

Generell hängt das Verhalten bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene stark vom Aufbau des Mauerwerks (Mauersteine, Mörtel, Verbandsart und Querverband / Schaligkeit) und von dessen Qualität (Material- und Verarbeitungsqualität) ab.

Die Methode Griffith basiert auf der Annahme einer Starrkörperbewegung der Wandbauteile. Für Mauerwerkswände mit geringer Materialqualität, mit geringem Verband und mit hoher Normalkraftausnutzung (siehe Kapitel 4.4) gilt diese Annahme nicht und die Methode Griffith darf nicht angewendet werden.

Tragende Mauerwerkswände von robustem Aufbau und guter Qualität (z. B. Verbandsart C, D, E gemäss Norm SIA 266/2 mit guter Materialqualität), können ein wiederholtes Abheben, d.h. mehrere Zyklen nahezu unbeschadet überstehen. Hier ist es zulässig den mit dem verformungsbasierten Verfahren ermittelten Erfüllungsfaktor als massgebend anzusetzen (siehe auch Kap. 4.2).

Tragende Mauerwerkswände mit grosser Wanddicke sind oft mehrschalig aufgebaut. Mehrschaliges Mauerwerk von bestehenden Bauten wird in der Norm SIA 269/6-1 [4] und beispielsweise in De Felice [28] thematisiert. Qualität und Grad des Schalenverbunds können stark variieren. Eine einschalige oder vollständig im Verband gemauerte Mauerwerkswand verhält sich bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene anders als eine mehrschalige Mauerwerkswand. Deshalb ist es wichtig, den genauen Aufbau der Wand zu kennen (Abbildung 20) und bei Bedarf im Rahmen der detaillierten Zustandserfassung vertiefte Bauwerksuntersuchungen durchzuführen. Wie mehrschalige Mauerwerkswänden bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene rechnerisch untersucht werden, wird in Kap. 4.3 behandelt.

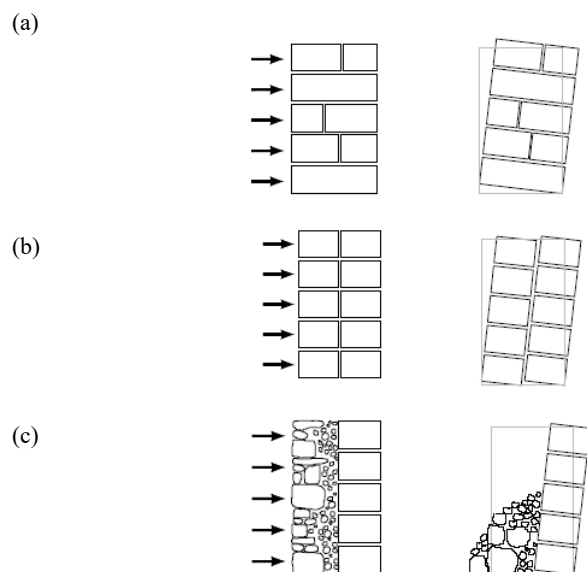


Abbildung 20: Querschnitte von Mauerwerkswänden [25] (a) Homogene, einschalige oder vollständig im Verband gemauerte Konstruktion, (b) zweischalige Konstruktion (beide Wandschalen tragend) und (c) zweischalige Konstruktion, nur äussere Wandschale (rechts) tragend, die innere Wandschale (links) hat keine tragende Funktion.

Lagerungsbedingungen der Mauerwerkswand

Die Halterung von Fassadenwänden aus Mauerwerk durch die Decken spielt bei der Nachweisführung eine wesentliche Rolle. Wesentlich ist beispielsweise, ob und wie die Holzbalken einer Holzbalkendecke in oder auf den Fassaden- und Innenwänden gelagert sind und wie steif die Holzbalkendecken in ihrer Ebene sind. Wird die Fassadenwand nicht durch die Decken gehalten (freistehende Wand, z. B. bei parallel zur Wand verlaufenden Holzbalken der Decken), ist der Erfüllungsfaktor in der Regel um einen Faktor 2 bis 3 kleiner, als wenn die Wand durch die Decken oben und unten gehalten ist (Abbildung 21). Deshalb ist es wichtig, die genaue Durchbildung der Verbindung von Decke und Wand sowie die genaue Ausbildung der Decke (mit Fokus auf ihre Steifigkeit in der Ebene) zu kennen und bei Bedarf im Rahmen der detaillierten Zustandserfassung vertiefte Bauwerksuntersuchungen durchzuführen. Dasselbe gilt für Giebelwände in Bezug auf die Verbindung mit der Dachkonstruktion, siehe hierzu auch Kap. 4.3.

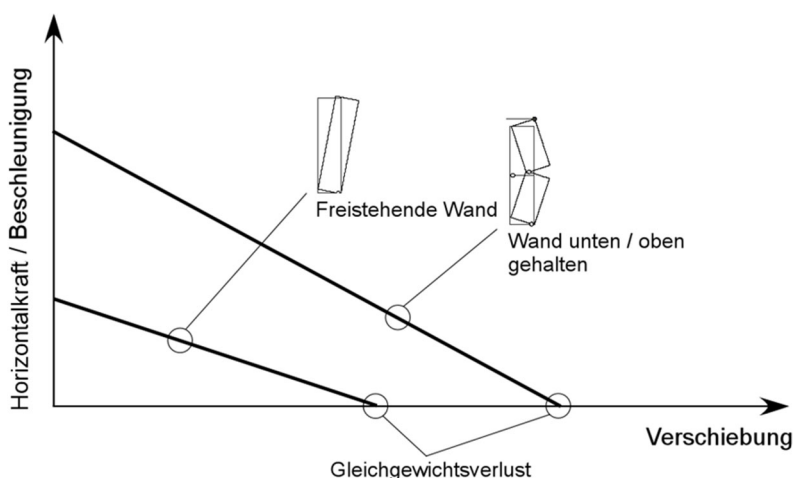


Abbildung 21: Idealierte Kraft-Verformungsbeziehung (Kapazitätskurve) der Mauerwerkswände bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene [20] (die Skizze ist nicht skaliert)

6.1.2 Detaillierte Zustandserfassung

Die nach der generellen Zustandserfassung bestehenden Unsicherheiten und Wissenslücken sind im Rahmen einer detaillierten Zustandserfassung und Untersuchung der konzeptionellen Gestaltung und konstruktiven Durchbildung durch vertiefte Bauwerksuntersuchungen auszuräumen oder zumindest zu verringern. Untersuchungsbereiche, bei denen ein Informationsgewinn massgebend für die Beurteilung des Tragwiderstands bei Beanspruchung quer zur Wandebene ist, sind zu identifizieren. Daher wird empfohlen, nach der generellen Zustandserfassung Grenzwertbetrachtungen durchzuführen, um die im Rahmen der detaillierten Zustandserfassung erforderlichen vertieften Bauwerksuntersuchungen zu eruieren.

Grenzwertbetrachtungen bieten sich insbesondere zur Beurteilung der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene an. Da ein lokaler Bruchmechanismus anhand eines mechanischen Modells untersucht wird, kann durch die kurze Berechnungszeit eine grosse Anzahl von Berechnungen mit geringem Aufwand durchgeführt werden. Dabei werden der Bruchmechanismus und weitere Eingabeparameter (Wanddicke, Wandaufbau und Qualität, Einbindetiefe der Deckenbalken, Rückhaltewirkung der Decke, usw.) variiert und deren Einfluss und Relevanz auf die Tragsicherheit der Mauerwerkswand untersucht.

Gewisse Versagensmechanismen können somit als massgebend identifiziert und andere als unwahrscheinlich ausgeschlossen werden. Ausserdem können die Eingabeparameter nach ihrem Einfluss und damit nach ihrer Relevanz priorisiert werden, was eine Eingrenzung der tatsächlich notwendigen vertieften Bauwerksuntersuchungen ermöglicht.

Die vertieften Bauwerksuntersuchungen können invasiv und nicht invasiv sein. Nicht invasive Bauwerksuntersuchungen umfassen unter anderem Georadar, Schall- und Ultraschalltomographie. Beispiele für invasive Bauwerksuntersuchungen sind das Entfernen von Putz, um das Mauerwerk dahinter visuell zu beurteilen oder Kernbohrungen um Rückschlüsse auf den Mauerwerksaufbau über die Wanddicke zu ziehen.

6.2 Rechnerische Untersuchung und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Die Ergebnisse der detaillierten Zustandserfassung ermöglichen die vertiefte rechnerische Untersuchung des Tragwiderstands der Mauerwerkswände bei Beanspruchung quer zu Wandebene. Die vertiefte rechnerische Untersuchung ergibt die rechnerischen Erfüllungsfaktoren α_{eff} der einzelnen Bauteile bei Beanspruchung quer zur Wandebene, siehe 4.5.1 und 4.5.2 In der Regel werden daraus die massgebenden Erfüllungsfaktoren in der Form einer verbleibenden Bandbreite (z.B. $\alpha_{\text{eff}} = 0.4$ bis 0.6) oder eines Grenzwerts (z.B. $\alpha_{\text{eff}} \geq 0.6$) abgeleitet. Meist werden auch mit den Ergebnissen der detaillierten Zustandserfassung nicht alle Unsicherheiten vollständig beseitigt werden können und die resultierenden massgebenden Erfüllungsfaktoren haben die Konservativität des Nachweisverfahrens sowie die qualitative Berücksichtigung von Aspekten der konzeptionellen Gestaltung und konstruktive Durchbildung zu berücksichtigen.

Es ist jedoch für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von zentraler Bedeutung, belastbar zu ermitteln, ob die massgebenden Erfüllungsfaktoren über oder unterhalb des Mindest Erfüllungsfaktors α_{min} liegen. Zum Beispiel führt ein Ergebnis von $\alpha_{\text{eff}} = 0.2$ bis 0.3 bei $\alpha_{\text{min}} = 0.25$ zu einer unklaren Situation im Rahmen der Beurteilung der Erdbebensicherheit. In diesem Fall müsste geklärt werden, ob der Erfüllungsfaktor über/gleich oder unter dem Mindest Erfüllungsfaktor liegt. Dabei kann neben der Konservativität des Nachweisverfahrens auch die qualitative Berücksichtigung von Aspekten der konzeptionellen Gestaltung und konstruktive Durchbildung entscheidend sein.

6.3 Massnahmenempfehlung und Beurteilung der Verhältnismässigkeit

Die Massnahmenempfehlung ist abhängig vom Erfüllungsfaktor α_{eff} der Überprüfung im Ist-Zustand und vom Mindesterfüllungsfaktor α_{min} in Abhängigkeit von der Bauwerksklasse (siehe Kap. 9 und Figur 6 in der SIA 269/8 [3]). Ein Vorgehen zur Bestimmung der umzusetzenden Massnahmen ist beispielsweise in Abbildung 1 von [16] grafisch dargestellt. Es sind unabhängig von der Beurteilung der Verhältnismässigkeit die erforderlichen Massnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit aufzuzeigen. Damit kennt der Bauherr den Umfang der Massnahmen und kann darüber entscheiden diese ohne Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit nach Norm SIA 269/8 umsetzen. Die Beurteilung der Verhältnismässigkeit erfolgt erst nach der Erarbeitung von Massnahmen. Eine Auswahl an gängigen Massnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit bei Beanspruchung quer zur Wandebene ist in Kapitel 6.4 aufgezeigt.

Bei der Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Massnahmen ist zwischen Massnahmen an Bauteilen mit globalen und lokalen Versagensmechanismen zu unterscheiden. Globale Versagensmechanismen haben nach dem Versagen des Bauteils den (Teil-)Einsturz des Tragwerks zur Folge, zum Beispiel als Konsequenz des Versagens einer Fassadenwand, die gleichzeitig als Auflager für Geschossdecken wirkt. Lokale Versagensmechanismen führen demgegenüber nur zum Einsturz des Bauteils selbst, beispielsweise das Versagen einer sekundären Mauerwerkswand oder das Herausfallen einer Giebelwand ohne relevante Tragwirkung für das Dach. Diese Unterscheidung ist im Rahmen der Beurteilung der Verhältnismässigkeit bei den betroffenen Schutzgütern (Personen PB, Bauwerk, Sachen, usw.) entsprechend zu berücksichtigen.

6.4 Massnahmen

Im Folgenden werden Lösungsansätze für Massnahmen aufgezeigt, die das Verhalten und den Tragwiderstands von Mauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene erhöhen und die häufigsten Schwachstellen beheben. Damit einher geht jeweils eine Berechnung der Erdbebensicherheit des verbesserten Zustands, also die Ermittlung des Erfüllungsfaktors nach Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit (Intervention) α_{int} .

Dabei ist neben der Betrachtung der Veränderung des lokalen Tragverhaltens der Mauerwerkswände auch der Einfluss der Massnahmen auf das globale Verhalten des Gebäudes zu berücksichtigen und zu untersuchen. Wird z.B. im Rahmen der Aussteifung der Decken zu viel neue Deckenmasse eingebracht, kann dies auf das globale Verhalten des Gesamttragwerks einen negativen Einfluss haben, da die nach der Massnahme stärkere Beanspruchung der Wände in ihrer Ebene zu einer Verringerung der Erdbebensicherheit führen könnte.

6.4.1 Verbesserung der Scheibenwirkung der Decken

Decken ohne bzw. mit begrenzter Scheibenwirkung (z.B. Holzbalkendecken mit begrenzter Vernagelung der Lattung) sind nicht oder nur sehr begrenzt in der Lage die Erdbebenkräfte aufzunehmen und an die aussteifenden Tragelemente weiterzugeben. Für die Verbesserung der Scheibenwirkung der Decken gibt es verschiedene Möglichkeiten (Abbildung 22):

- Versteifung der Decke mit Betonüberzug
- Versteifung der Decke mit zusätzlicher Beplankung und entsprechender Vernagelung
- Versteifung der Decke mit Stahl- resp. CFK-Lamellen
- Versteifung der Decke mit einer Fachwerkkonstruktion

Allerdings ist eine reine Aussteifung der Decke nur in den seltensten Fällen ausreichend, um die Erdbebensicherheit signifikant zu erhöhen. Die Massnahme ist weitaus effektiver, wenn sie mit einer gleichzeitigen Verbesserung der Wand-Deckenverbindung, siehe hierfür Kap. 6.4.2, kombiniert wird.

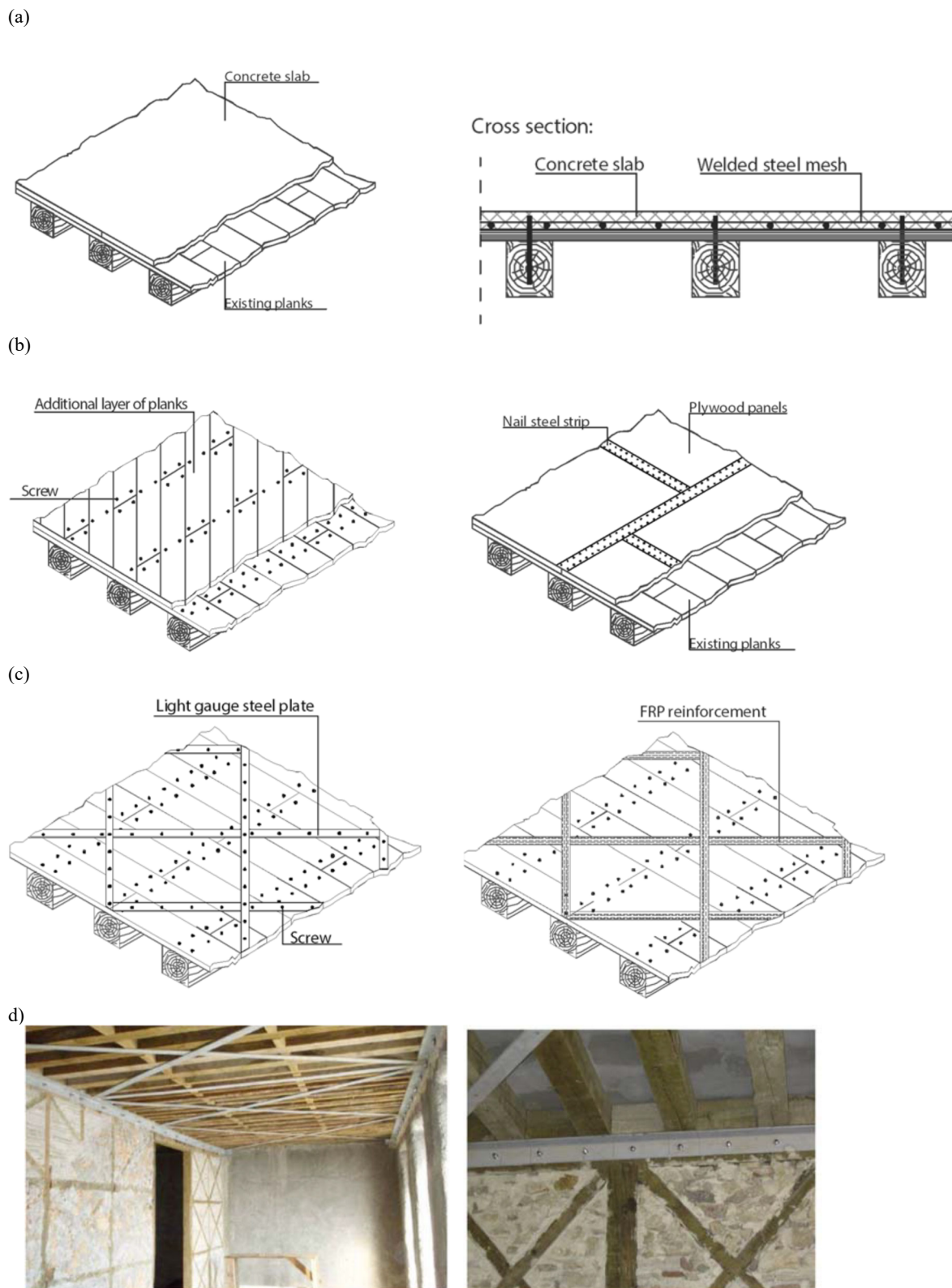


Abbildung 22: Verbesserung der Scheibenwirkung durch Versteifung der Decke mit (a) Betonüberzug [30], (b) zusätzlicher Beplankung [30], (c) Stahl- resp. CFK-Lamellen [30] oder (d) einer Fachwerk-konstruktion [31].

6.4.2 Verbesserung der Verbindung zwischen Wand und Decke

Die Verbindung der Fassaden- und Innenwände mit der Decke stellt den Kraftfluss zwischen diesen Elementen sicher. Somit wird das Herunterfallen der Decken bei ungenügender Wandeinbindung oder das Ablösen und Weg-/Umkippen der Wand bei fehlender Halterung durch die Decke verhindert. Möglichkeiten die Verbindung zu verbessern und damit den Kraftfluss sicherzustellen sind in Abbildung 23 skizziert.

Die Verbesserung der Verbindung zwischen Wand und Decke / Dach stellt häufig eine sehr wirkungsvolle Massnahme dar. Diese Massnahme ermöglicht mindestens die Aktivierung der begrenzten Scheibenwirkung der Decke / des Dachs (die i.d.R. vorhanden ist). Dadurch können die Mauerwerkswände aus ihrer Ebene stabilisiert bzw. gehalten und die Erdbebenkräfte mindestens bis zu einem gewissen Grad zu den aussteifenden Elementen (z.B. Wände mit Steifigkeit und Widerstand in ihrer Ebene) geleitet werden.

Meist stellt demnach die Verbesserung der Verbindung der Wände mit den Decken und des Dachs die primäre und die Verbesserung der Scheibenwirkung der Decke die sekundäre Massnahme dar. Deshalb werden diese beiden Massnahmen häufig in Kombination angewandt.

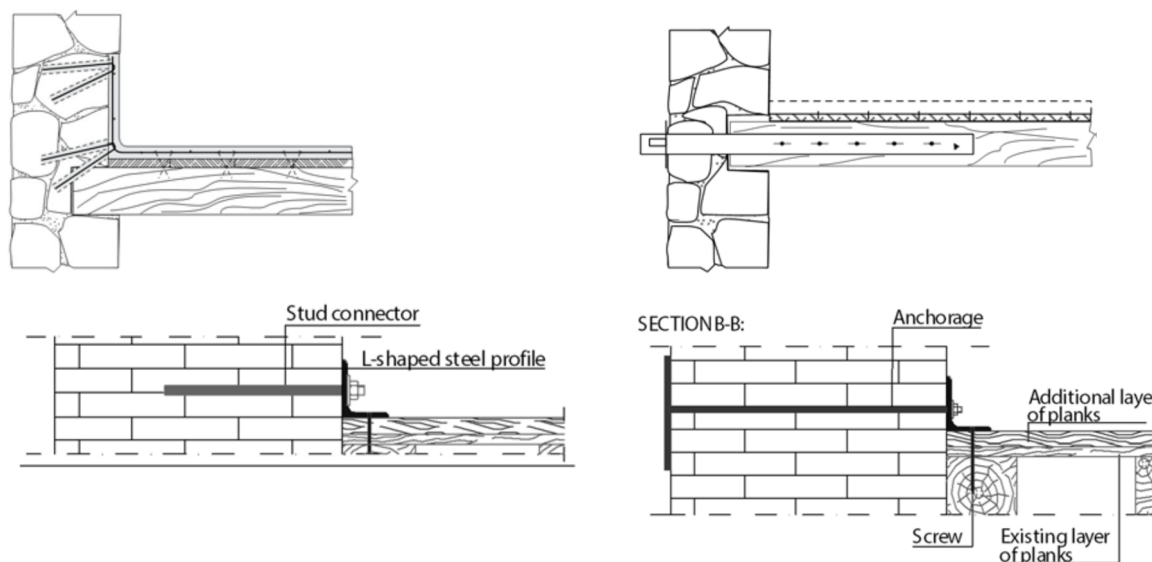


Abbildung 23: Verschiedene Varianten für die Verbindung von Fassadenwand und Decke [30] und [32]

6.4.3 Verbesserung der Verbindung zwischen Wand und Dachkonstruktion

Die Verbindung der Fassaden- und Innenwände mit der Dachkonstruktion verbessert den Kraftfluss zwischen Dachsystem und Wänden. Somit wird das Ablösen und Weg-/Umkippen der Fassade wegen fehlender Halterung durch die Dachkonstruktion verhindert.

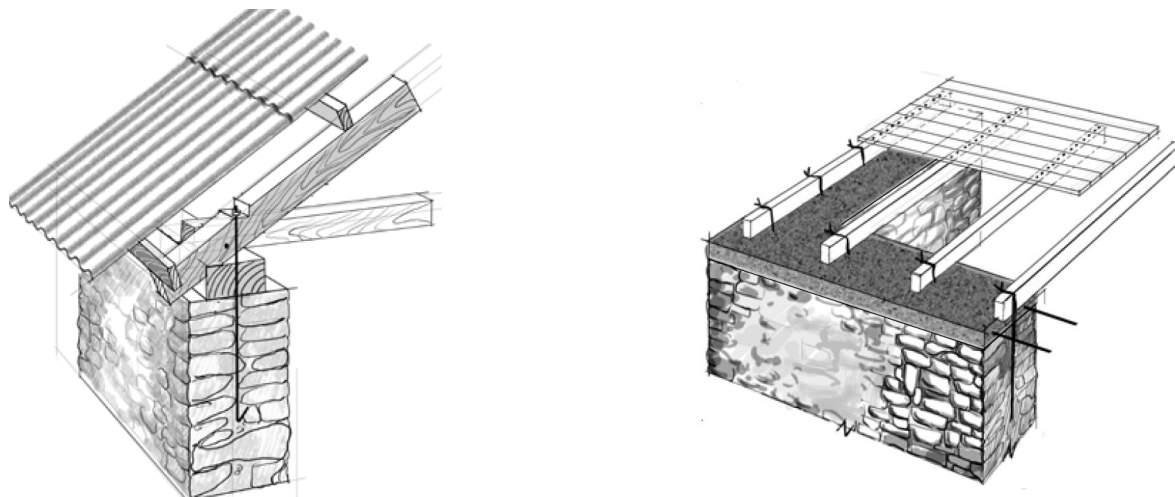


Abbildung 24: Verbindung der Fassade mit der Dachkonstruktion [33]

6.4.4 Verstärkung der Wand gegen Kippen aus der Ebene

Für die Verstärkung der Wand, um ein Kippen aus der Ebene zu verhindern, gibt es verschiedene Möglichkeiten:

- Anbringung von Netzen, z.B. Textilfaser oder Bewehrungsnetze oder Aufkleben von Lamellen
- Sicherung der äusseren Schale, z.B. durch Mörtelinjektionen
- Ersatz beschädigter Mauerwerksteile
- Verbindung von mehreren Schalen und Verbesserung des Verbands durch eingemörtelte Anker (cross ties, etc.)

Wobei die letzten drei Punkte vor allem darauf abzielen ein einschaliges Verhalten einer mehrschaligen Mauerwerkswand sicherzustellen.

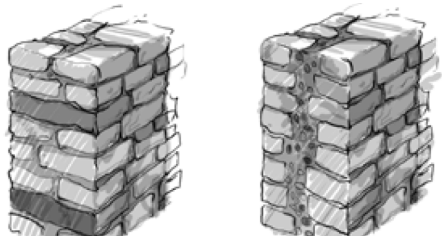
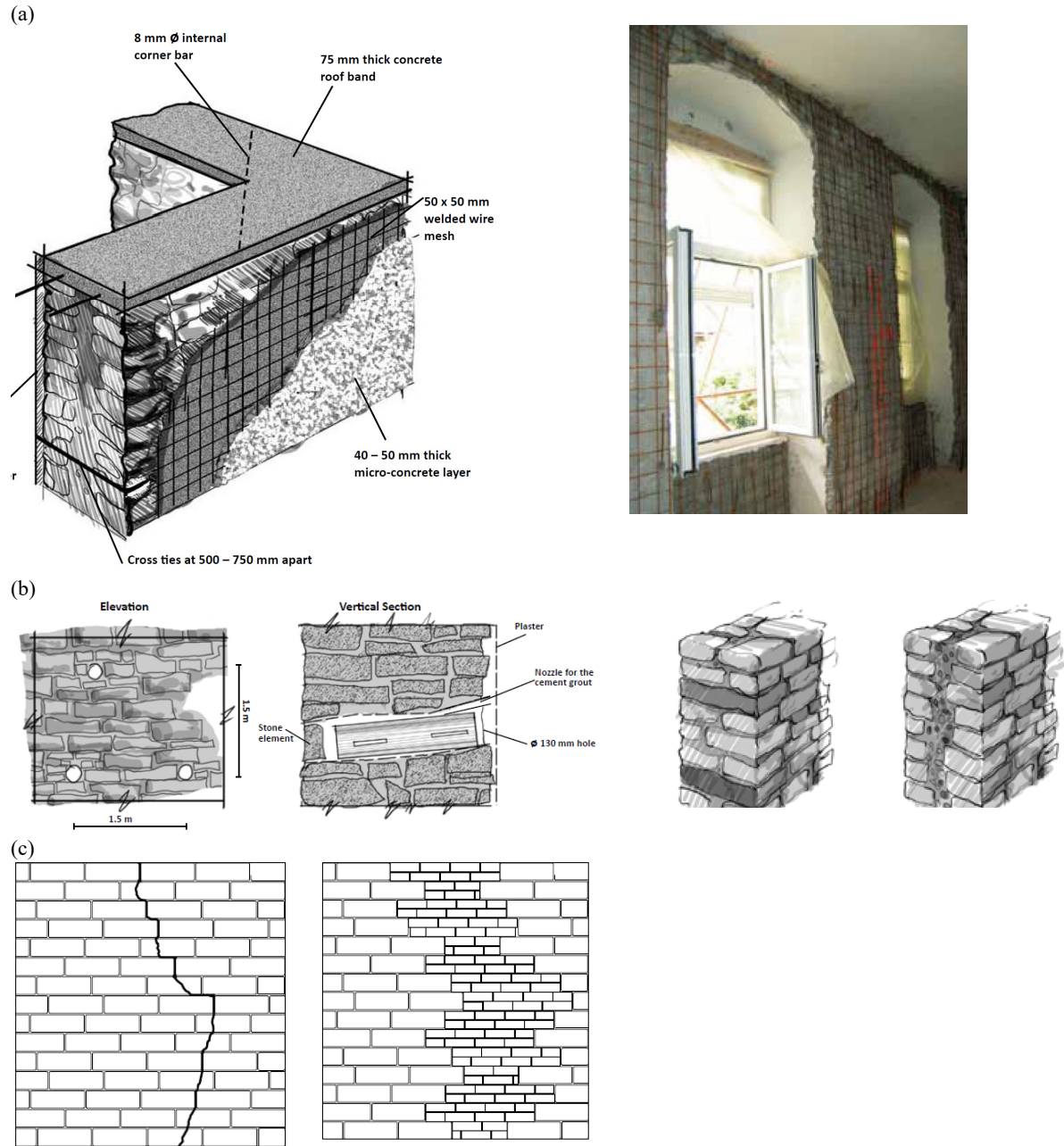


Abbildung 25: Verstärkung der Wand gegen Kippen aus der Ebene durch: (a) Applikation Netze, (b) Sicherung der äusseren Schale und (c) Ersatz beschädigter Mauerwerksteile [33]

6.4.5 Halterung sekundärer Mauerwerkswände gegen Aus-/Umkippen

Bei einer Beanspruchung quer zur Wandebene können die sekundären Mauerwerkswände bei un-
verfüllten, nicht ausreichend (satt) verfüllten oder bei aufgehenden Fugen am Wandkopf umkippen. Dies
kann mit der Halterung des Wandkopfs und der Querseiten, z.B. mit Stahlwinkeln verhindert werden,
siehe Abbildung 26.

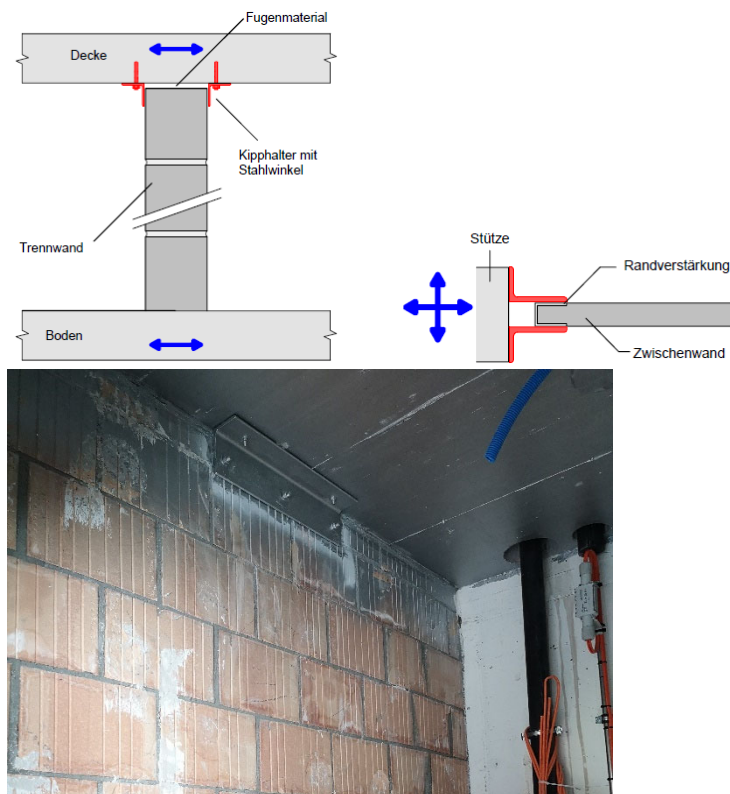


Abbildung 26: Halterung sekundärer Mauerwerkswände gegen Aus-/Umkippen

7 Literatur

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke, 2020.
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Merkblatt SIA 2018, Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, 2004.
- [3] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 269/8, Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben, Dezember 2017.
- [4] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 269/6-1, Erhaltung von Tragwerken - Mauerwerksbau, Teil 1: Natursteinmauerwerk, 2011.
- [5] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 269, Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken, 2011.
- [6] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 266, Mauerwerk, 2015.
- [7] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Norm SIA 266/2, Natursteinmauerwerk, 2015.
- [8] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (SIA 260.801), 2005.
- [9] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäude (SIA 260.803), 2005.
- [10] Norme Tecniche per le Costruzioni NTC, D.M. 17.01.2018, Suppl. ordinario n. 8 alla Gazzeta Ufficiale, Serie generale Nr. 42 (Italienisch), 2018.
- [11] Norme Tecniche per le Costruzioni NTC, D.M. 14.01.2008, Bul. Nr. 29 (Italienisch), 2008.
- [12] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Dokumentation SIA D0237 (2010), Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben.
- [13] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Dokumentation SIA D0255 (2015), Erdbeben und bestehende Bauten, 14. DACH-Tagung 2015.
- [14] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Dokumentation SIA D0257 (2015), Mauerwerk Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266
- [15] Bundesamt für Umwelt BAFU, Erdbebensicherheit sekundärer Bauteile und weitere Installationen und Einrichtungen, Umwelt-Wissen UW 1643-D, 2016
- [16] Richtlinie Erdbebensicherheit von Eisenbahnanlagen, Bundesamt für Verkehr BAV, Dezember 2020.
- [17] Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons, 623ff.
- [18] D’Ayala, D., Speranza, E. (2002). “An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings”, 12th European Conference on Earthquake Engineering.
- [19] Bursi, O.S., Dusatti, T., Pucinotti, R. (2009). “A reconnaissance report: the April 6, 2009, L’Aquila earthquake”, <http://www.reluis.it>.
- [20] Magenes, G., Penna, A. (2011). “Seismic Design and Assessment of Masonry Buildings in Europe: Recent Research and Code Development Issues”, 9th Australasian Masonry Conference, Queenstown, New Zealand.
- [21] Menon, A., Magenes, G. (2008). “Out-of-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry”, Definition of seismic input, Rose School, IUSS Press.

- [22] Cattari, S., Degli Abbatì, S., Lagomarsino S. (2011). "Definition of confidence factors for the safety verification", Deliverable D22, PERFORMANCE-based APPROACH TO EARTHQUAKE PROTECTION OF CULTURAL HERITAGE IN EUROPEAN AND MEDITERRANEAN COUNTRIES (PERPETUATE).
- [23] Griffith, M.C., Magenes, G., Melis, G., Picchi, L. (2003). "Evaluation of Out-of-plane Stability of Unreinforced Masonry Walls Subjected to Seismic Excitation", Journal of Earthquake Engineering, Volume 7, Supplement 001.
- [24] Doherty, K. T., Rodolico, K. T., Lam, N., Wilson, J. & Griffith, M. C. (2000). "The Modelling of Earthquake induced Collapse of Unreinforced Masonry Walls Combining Force and Displacement Principles", Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [25] Penna, A. (2013). "Seismic Assessment of Existing Masonry Structures", University of Pavia, Italy.
- [26] Repertorio Dei Meccanismi Di Danno, Delle Tecniche Di Intervento E Dei Relativi Costi Negli Edifici In Muratura, Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002.
- [27] Milano, L., Mannella, A., Morisi, C., Martinelli, A., "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi", http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf.
- [28] De Felice, G., "Out-of-plane seismic capacity of masonry depending on wall section morphology", International Journal of Architectural Heritage, 2011
- [29] Godio, M., Beyer, K., "Evaluation of force-based and displacement-based out-of-plane seismic assessment methods for unreinforced masonry walls through refined model simulations", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2018
- [30] E. Ongareto, L. Pozza, and M. Savoia, "Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings," Int. J. Qual. Res., vol. 10, no. 1, pp. 17–46, 2016.
- [31] H. Meireles and R. Bento, "Rehabilitation and strengthening of old masonry buildings. Report DTC no. 02/2013," Lisbon, 2013.
- [32] IAEE, Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction. Kanpur, 2004.
- [33] EERI, A TUTORIAL: Improving the Seismic Performance of Stone Masonry Buildings, Publication Number WHE-2011-01, 2011.
- [34] Sorrentino L., D'Ayala, D., De Felice, G., Griffith, M.C., Lagomarsino, S. & Magenes G., "Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied to Existing Masonry Buildings", International Journal of Architectural Heritage, 11:1, 2-21, 2017
- [35] Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson J., " Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:833-850, 2002
- [36] BAFU Instrumentarium "Erbebenschutz bei Bauvorhaben des Bundes», www.bafu.admin.ch/erdbeben, Bern, 2020

8 Weiterführende Literatur

Zur weiteren Vertiefung in das Thema der Überprüfung der Erdbebensicherheit von Mauerwerkswänden unter Erdbebeneinwirkung quer zur Wandebene wird auf die folgenden Literaturquellen verwiesen (Aufzählung nicht vollständig).

- Anwendung der Methode Griffith: [10], [11], [23], [35]
- Hintergrundinformationen zur Methode Griffith: [34]
- Evaluierung der Methode Griffith: [23], [29]

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben

A_v	Lastfläche zur Bestimmung der Wandnormalkraft
A_h	Lastfläche zur Bestimmung der Horizontalkräfte
BWK	Bauwerksklasse
BGK	Baugrundklasse
F_h	Rückhaltende Kraft (Verankerung, Reibung, usw.)
G_h	Gewichtskräfte in Horizontalrichtung (durch Erdbeben beschleunigtes Deckengewicht) bezogen auf 1 m Wandlänge
$G_{h,tot}$	Gewichtskräfte in Horizontalrichtung inkl. Wandeigengewicht bezogen auf 1 m Wandlänge
G_v	Wandnormalkraft aus der Deckenlast bezogen auf 1 m Wandlänge
$G_{v,tot}$	Wandnormalkraft (inkl. Eigengewicht) bezogen auf 1 m Wandlänge
G_w	Eigengewicht der Wand
H_{tot}	Gebäudehöhe
H_{st}	Geschosshöhe (h_i)
H_w	Wandhöhe
L_w	Gesamtwandlänge
M^*	Modale Masse
S	Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums
T	Schwingzeit
Z	Erdbebenezone

Lateinische Kleinbuchstaben

a_d	Zielbeschleunigung
a_{gd}	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung
a_w	Breite der Druckzone
$d_{k,0}$	Max. Verschiebung am Kontrollpunkt
$d_{k,0}^*$	Äquivalente Verschiebung des Einmassenschwingers (EMS)
$d_{k,u}^*$	Verschiebungsvermögen
$d_{x,0}$	Virtuelle horizontale Verschiebung des Wandmassenzentrums (z_0)
$d_{x,i}$	Virtuelle horizontale Verschiebung in der Deckenhöhe z_i
d_y	Vertikale Verschiebung infolge der Rotation der Wand
e^*	Verhältnis modale Masse zu horizontal beschleunigter Masse
f_{xk}	Charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
f_{xd}	Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
$g_{a,k}$	Auflast
g_{Decke}	Deckenlast (inkl. Auflast und Nutzlast)
g_k	Eigenlast der Decke
h_i	Geschosshöhe (H_{st})
h_w	Lichte Wandhöhe
l_f	Fensterbreite
n	Anzahl Geschosse
q	Verhaltensbeiwert
q_a	Verhaltensbeiwert für sekundäre Bauteile
q_k	Nutzlast, charakteristischer Wert

t_w	Wanddicke
w_d	Zielverschiebung
z_0	Höhe des Wandmassenzentrums
z_a	Höhe des Bauteils über dem Fundament
z_i	Deckenhöhe
z_k	Höhe des Kontrollpunkts

Griechische Grossbuchstaben

Γ	Modaler Partizipationsfaktor
Θ	Winkel der virtuellen Verdrehung der Wand / des unteren Wandteils bei unten und oben gehaltenen Mauerwerkswänden
Φ	Winkel der virtuellen Verdrehung des oberen Wandteils bei unten und oben gehaltenen Mauerwerkswänden

Griechische Kleinbuchstaben

α_0	Abhebgrenze für die Auslösung des Mechanismus
α_0^*	Grenzbeschleunigung beim Beginn des Bruchmechanismus des äquivalenten EMS
α_{eff}	Erfüllungsfaktor
γ	Faktor zur Berücksichtigung der Anzahl Geschosse
γ_f	Bedeutungsbeiwert
γ_m	Partialfaktor
γ_w	Raumgewicht Mauerwerk
λ_{res}	Resonanzfaktor
ψ	Höhenfaktor
ψ_2	Reduktionsbeiwert Nutzlast