

KALKSANDSTEIN

Erdbebensicheres Bauen

KALKSANDSTEIN
Erdbebensicheres Bauen

Stand: September 2008

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris,
Dr.-Ing. Christoph Butenweg und
Dipl.-Ing. Christoph Gellert,
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik,
RWTH Aachen

Redaktion:

Dipl.-Ing. K. Brechner, Rodgau
Dipl.-Ing. B. Diestelmeier, Dorsten
Dipl.-Ing. G. Meyer, Hannover
Dipl.-Ing. W. Raab, Röthenbach
Dipl.-Ing. D. Rudolph, Durmersheim
D. Scherer, Duisburg
Dipl.-Ing. H. Schulze, Buxtehude
Dipl.-Ing. H. Schwieger, Hannover

Herausgeber:

Bundesverband Kalksandsteinindustrie eV, Hannover

BV-9061-08/09

Alle Angaben erfolgen nach bestem Wissen
und Gewissen, jedoch ohne Gewähr.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit
schriftlicher Genehmigung.

Schutzgebühr € 5,-

Gesamtproduktion und
© by Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf

1. Einleitung	4
2. Anwendungsbereich und Zielsetzung der DIN 4149	4
3. Normative Grundlagen für Entwurf und Berechnung	4
3.1 Erdbebengerechter Entwurf	4
3.1.1 Grundrissgestaltung	4
3.1.2 Aufrissgestaltung	5
3.1.3 Erdbebengerechte konstruktive Ausbildung	6
3.2 Erdbebeneinwirkung	7
3.3 Tragwerksberechnung	9
3.3.1 Berechnungsverfahren	9
3.3.2 Berechnungsmodelle	9
3.3.3 Torsionswirkungen	9
3.4 Nachweisverfahren	11
3.4.1 Anforderungen an Mauerwerksbaustoffe und Konstruktionsregeln	11
3.4.2 Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit	12
3.4.3 Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln	12
3.4.4 Rechnerischer Nachweis	13
4. Modellbildung	14
4.1 Abschätzung der ersten Eigenfrequenz	14
4.2 Rechenmodelle	14
5. Ablaufschema: Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten	14
5.1 Reihenhaushaus – Vereinfachter Nachweis	14
5.2 Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis	17
5.2.1 Ersatzsystem für die Ermittlung der Beanspruchungsgrößen	17
5.2.2 Verteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Wandscheiben	20
5.2.3 Standsicherheitsnachweise nach DIN 1053-100	21
5.3 Nachweisführung mit geeigneter Software	26
Literatur	26

1. EINLEITUNG

Die seit 1981 gültige deutsche Erdbebenorm DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ [1] ist nach einer vollständigen Überarbeitung durch den NABau-Arbeitsausschuss „Erdbeben; Sonderfragen“ des Deutschen Instituts für Normung e.V. (DIN) im April 2005 in einer Neufassung [2] erschienen. Die wesentlichen Änderungen gegenüber der alten Fassung liegen in der Definition neuer Erdbebenzonen mit untergrundabhängigen Antwortspektren, der Einführung eines materialspezifischen Verhaltensbeiwerts q zur Berücksichtigung der Tragwerksduktilitäten und – nicht zuletzt – im Übergang zum modernen semi-probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Zusätzlich werden in der Neufassung Aspekte des erdbebengerechten Entwurfs von Bauwerken stärker berücksichtigt. Im Folgenden werden die für den Nachweis von Mauerwerksbauten aus Kalksandstein in deutschen Erdbebengebieten relevanten Inhalte vorgestellt. Die Anwendung wird an zwei typischen Grundrissen aus dem Bereich des Wohnungsbaus demonstriert.

2. ANWENDUNGSBEREICH UND ZIELSETZUNG DER DIN 4149

DIN 4149 [2] gilt für den Entwurf, die Bemessung und die Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten. Hauptziel ist der Schutz von Menschenleben durch die Sicherstellung der Standsicherheit der Bauwerke im Falle eines Erdbebens. Da es sich bei einem Erdbeben um einen Extremlastfall handelt, zielt die Bemessungsphilosophie nicht darauf ab, bei dem schwersten am Standort zu erwartenden Erdbeben einen vollständig schadensfreien Zustand des Bauwerks zu garantieren. Zielsetzung ist es vielmehr, Menschenleben zu schützen und sicherzustellen, dass für die öffentliche Sicherheit und Infrastruktur wichtige bauliche Anlagen funktionstüchtig bleiben. Übertragen auf Mauerwerksbauten bedeutet dies, dass es bei dem „Bemessungserdbeben“ durchaus zu Rissen kommen darf, diese Risse jedoch nicht die Standsicherheit des Gebäudes in Gefahr bringen dürfen. Bei erhöhten Sicherheitsanforderungen an die Funktion und Schadensfreiheit von Mauerwerksbauten nach einem Erdbeben sind über die Norm hinausgehende Untersuchungen notwendig, um geeignete Maßnahmen zu treffen, wie z.B. eine größere Anzahl von Schubwänden oder die Verwendung von bewehrtem Mauerwerk.

3. NORMATIVE GRUNDLAGEN FÜR ENTWURF UND BERECHNUNG

Grundlage für den Nachweis von Mauerwerksbauten aus Kalksandstein ist der Abschnitt 11 der Norm, in dem die materialspezifischen Regeln für Mauerwerk angegeben sind. Die Anwendung der dort zusammengetragenen Regeln erfordert darüber hinaus die Kenntnis und den sicheren Umgang mit dem normativen Gesamtkonzept, das in den Abschnitten 4 bis 7 der DIN 4149 festgelegt ist. Nachfolgend werden zunächst die Inhalte dieser Abschnitte mit den für Mauerwerksbauten relevanten Aspekten erläutert. Darauf aufbauend wird ein Ablaufschema für den Nachweis der Standsicherheit von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung angegeben.

3.1 Erdbebengerechter Entwurf

Bei der Planung von Mauerwerksbauten in Erdbebengebieten ist es notwendig, bestimmte Entwurfsgrundsätze zu beachten, um die aus zurückliegenden Erdbeben bekannten Schäden zu vermeiden. Die Beachtung dieser Grundsätze ist von großer Wichtigkeit, da ein nicht erdbebengerechter Entwurf nur mit hohem Mehraufwand in den rechnerischen Nachweisen und in der Ausführung kompensiert werden kann.

3.1.1 Grundrissgestaltung

Die Grundrissgestaltung von Mauerwerksbauten aus Kalksandstein ist von entscheidender Bedeutung für den erreichbaren Erdbebenwiderstand. Wichtigster Entwurfsgrundsatz ist die Vermeidung von Torsionswirkungen durch eine möglichst symmetrische Anordnung der Schubwände im Grundriss, so dass der Steifigkeitsmittelpunkt S und der Massenschwerpunkt M möglichst nahe beieinander liegen, Bild 1. Hierbei ist es zu empfehlen, möglichst lange Wände anstelle von mehreren kurzen Wänden auszubilden, da mit langen Wänden eine höhere Torsionssteifigkeit erreicht wird.

Bei dem in Bild 1 dargestellten Grundriss werden die Einzelwände relativ gleichmäßig in vertikaler Richtung belastet, so dass sich eine näherungsweise konstante Normalspannungsverteilung einstellt und die resultierende Vertikalkraft im Wandschwerpunkt steht. Wirkt nun die Erdbebenbelastung in horizontaler Richtung, so weist der Grundriss in beiden Belastungsrichtungen gleiche Kapazitäten auf, da keine Reserven durch eine exzentrische Belastung unter Eigengewicht aufgebraucht werden.

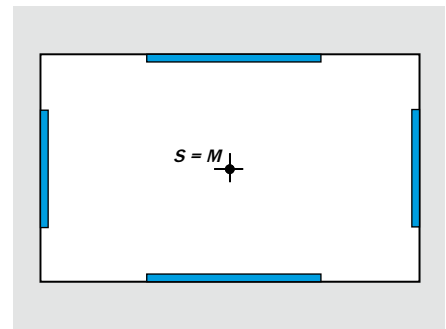


Bild 1: Symmetrische Anordnung von Schubwänden

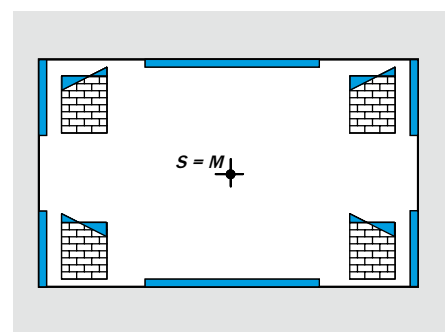


Bild 2: Symmetrische Anordnung mit exzentrisch belasteten Schubwänden

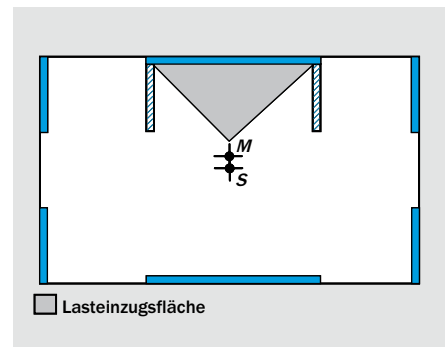


Bild 3: Symmetrische Anordnung von Schubwänden mit kurzen Innenwänden

In dem betrachteten Grundriss werden nun die langen Wände in Querrichtung durch je zwei Einzelwände ersetzt, Bild 2. In diesen stellt sich unter Eigengewicht eine lineare Spannungsverteilung durch die Exzentrizität in Wandlängsrichtung ein, so dass diese in einer Belastungsrichtung einen geringen Schubwiderstand aufweisen. In dem vorliegenden einfachen Grundriss hebt sich die Reduktion der Schubwiderstände jedoch gerade auf, da die Wände einer Seite entgegengesetzt exzentrisch belastet sind. Allgemein ist jedoch anzustreben, die Wände in Längsrichtung möglichst gleichmäßig zu belasten, um eine

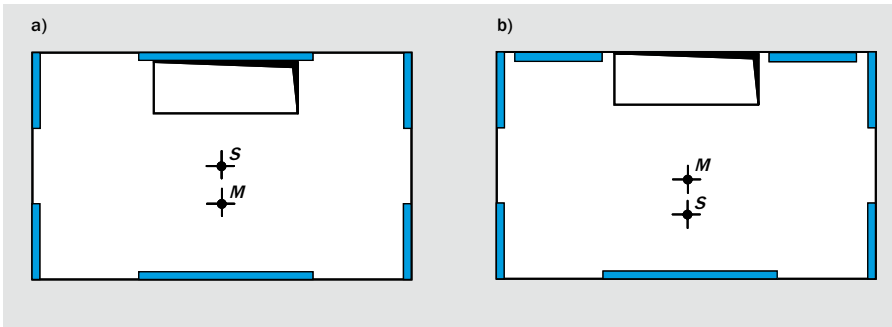


Bild 4: Symmetrische Anordnung von Schubwänden mit exzentrischer Aussparung

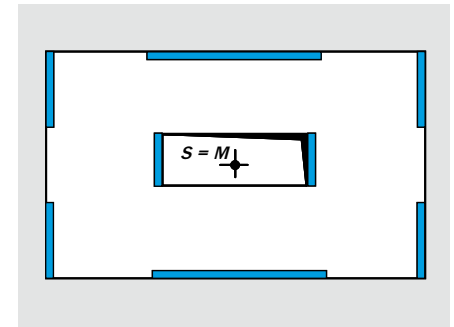


Bild 5: Symmetrische Anordnung von Schubwänden mit zentrischer Aussparung

Reduktion der Schubwiderstände in einer Richtung zu vermeiden.

Weiterhin ist bei dem Grundrissentwurf zu beachten, dass die Schubtragfähigkeit wesentlich von der vertikalen Auflast der Wände abhängig ist. Deshalb ist bei der Anordnung von nicht aussteifenden Innenwänden darauf zu achten, dass diese keine Vertikallasten von den Schubwänden abziehen und so die Schubtragfähigkeit reduzieren. Beispielhaft ist in Bild 3 die stark verringerte Lasteinzugsfläche der aussteifenden langen Wand in Längsrichtung durch die Anordnung von zwei tragenden kurzen Wänden in Querrichtung dargestellt. Hier ist es sinnvoller, die Innenwände nicht tragend auszuführen, zumal die Querrichtung durch die Außenwände bereits ausreichend aussteift ist.

Die gleiche Konsequenz ergibt sich bei einer ungünstigen Anordnung von Aussparungen. Wird in dem betrachteten Grundriss entlang der Schubwand in Längsrichtung eine Aussparung angeordnet, so wird auch hier die Schubtragfähigkeit der Wand durch das verringerte Auflastniveau herabgesetzt, Bild 4a.

Eine Verbesserung hinsichtlich des vertikalen Auflastniveaus kann herbeigeführt werden, wenn die lange Schubwand in zwei halb so lange Schubwände aufgelöst wird und die Aussparung zwischen diesen angeordnet wird, Bild 4b. Allerdings ist bei einer derartigen Anordnung der Aussparung zu beachten, dass es im Bereich der hier vorliegenden einspringenden Ecken im Erdbebenfall zu lokalen Überbeanspruchungen und damit zu plastischen Verformungen der Deckenscheiben kommen kann. Günstiger ist eine kompakte Form der Deckenscheibe, damit die Decken ihre Form und Steifigkeit bei einem Erdbeben beibehalten und es zu keinen Relativverschiebungen zwischen den Schubwänden kommt. Erdbebenrechter wäre es im vorliegenden

Fall, die Aussparung in der Deckenmitte anzuordnen und gegebenenfalls in Querrichtung noch zwei weitere Wände um die Aussparung anzuordnen, Bild 5.

Diese einfachen Beispiele verdeutlichen, dass es unter Berücksichtigung architektonischer Ansprüche nicht immer einfach ist, einen erdbebengerechten Entwurf zu erzielen. Insbesondere bei komplizierten Grundrissen ist eine Vorhersage des Verhaltens nicht trivial. Durch Einhalten der Entwurfsgrundsätze ist es aber möglich, grundlegende Fehler zu vermeiden.

Entwurfsgrundsätze für den Grundriss

- Torsionswirkungen sind durch eine möglichst symmetrische Anordnung der Schubwände im Grundriss zu vermeiden.
- Lange Wände sind mehreren kurzen Wänden vorzuziehen, um eine höhere Torsionssteifigkeit zu erzielen.
- Die Schubwände sind so anzuordnen, dass sich ein möglichst hohes Vertikallastniveau unter Eigengewicht einstellt.
- Große Exzentrizitäten in Wandlängsrichtung sind möglichst zu vermeiden.
- Aussparungen sind so anzuordnen, dass die Grundrissform ihre Kompaktheit nicht verliert.

3.1.2 Aufrissgestaltung

Der wichtigste Grundsatz bei der Aufrissgestaltung von Mauerwerksbauten ist die Durchgängigkeit der Schubwände über alle Stockwerke, um die auftretenden Horizontalbeanspruchungen ohne Umwege in die Fundamente abzuleiten. Deshalb sind die Öffnungen für Fenster und Türen

so anzuordnen, dass sich durchgehende Schubwände ergeben. Bild 6a zeigt ein Negativbeispiel der Anordnung von Schubwänden im Aufriss. Zum einen sind die Schubwände nicht durchgängig und zum anderen besitzt das unterste Geschoss aufgrund der vorhandenen Öffnungen die geringste Steifigkeit. Das Erdgeschoss ist somit ein typisches „weiches Geschoss“, das aufgrund des Steifigkeitssprungs bei gleichzeitig höchster Belastung im Erdbebenfall zuerst versagen wird. Wesentlich günstiger ist die in Bild 6b dargestellte durchgängige Anordnung der Schubwände. In diesem Fall ist die Steifigkeitsverteilung über die Höhe konstant und die Erdbebenkräfte werden direkt über die drei durchgehenden Schubwände in die Fundamente abgeführt.

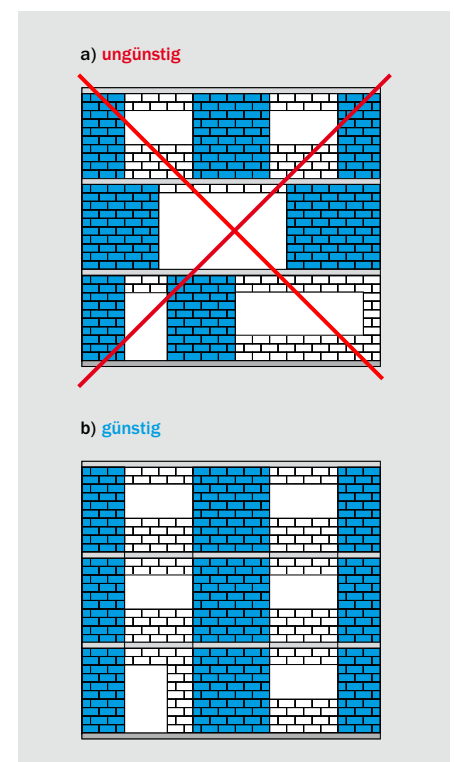


Bild 6: Anordnung von Schubwänden im Aufriss

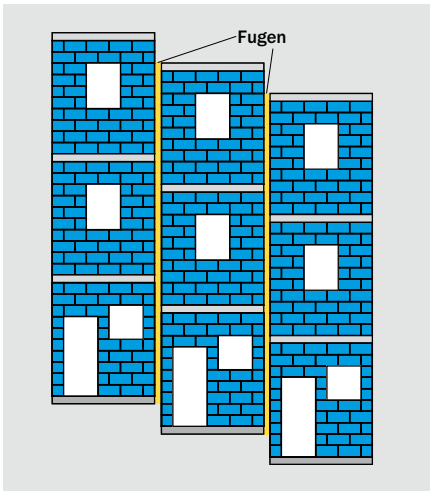


Bild 7: Fugenanordnung bei Versatz von Geschossdecken für das Bauen in Hanglagen

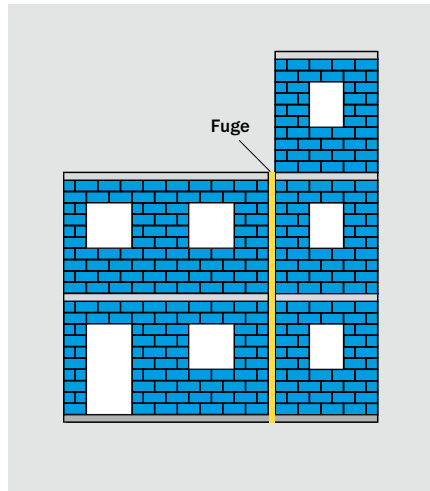


Bild 8: Fugenanordnung bei Gebäuden mit Höhenversatz

- Entwurfsgrundsätze für die Aufrissgestaltung**
- Die aussteifenden Schubwände sind über die gesamte Gebäudehöhe zu führen.
 - Bei einem Versatz von Geschossdecken in verschiedenen Gebäudeteilen sind erdbebengerechte Fugen anzuordnen.
 - Bei Gebäuden mit Höhenversatz sind Fugen in ausreichender Breite anzuordnen.

Kritisch zu betrachten sind aneinander grenzende Wohneinheiten (z.B. Reihenhäuser) mit versetzten Geschossdecken – wie es sich vor allem bei Hanglage ergibt, Bild 7. Bei einem derartigen Versatz ist es notwendig, zwischen den einzelnen Gebäudeteilen Trennfugen anzuordnen. Dadurch wird ein Gegeneinanderschlagen auf Höhe der Geschossebenen verhindert, das zu hohen Schubbeanspruchungen und Schäden in den Aussteifungselementen führen würde.

Bei Gebäuden mit Höhenversatz, Bild 8, sollten aufgrund des unterschiedlichen Schwingungsverhaltens der Gebäudeteile ebenfalls Fugen angeordnet werden. Dadurch werden ungewollte Interaktionseffekte vermieden, die bei einem gegenläufigen Schwingungsverhalten zu großen Beanspruchungen und damit zu einer Gefährdung der Standsicherheit führen könnten.

3.1.3 Erdbebengerechte konstruktive Ausbildung

Neben den Entwurfsgrundsätzen ist für ein erdbebengerechtes Verhalten auch eine entsprechende konstruktive Ausbildung für Mauerwerksbauten aus Kalksandstein von Bedeutung. Besonders wichtig ist eine korrekte konstruktive Ausführung der nicht tragenden Innenwände, die planmäßig weder am vertikalen noch am horizontalen Lastabtrag beteiligt sind. Die Innenwände sind an Decken und Last abtragende Schubwände mit gleitenden Verbindungstechniken so anzuschließen, dass ausreichende Verformungsmöglichkeiten bestehen. Dadurch können Spannungsüberschreitungen durch unplanmäßige Lasteinleitungen verhindert werden. Hierbei ist bei dreiseitig gehaltenen Wänden ein Deckenanschluss ohne obere Halterung (freier Rand) ausreichend.

Eine typische Ausführung zeigt Bild 9a, in dem aus Gründen des Brandschutzes die Fuge am Wandkopf mit Mineralwolle (Schmelzpunkt $\geq 1.000\text{ °C}$ und Rohdichte $\geq 30\text{ kg/m}^3$) ausgestopft und nach außen hin mit Dichtstoff verschlossen wird [3]. Bei Wänden mit seitlichem freien Rand ist der Wandkopf (z.B. durch Stahlwinkel entsprechend DIN 4102-4) statisch zu halten, um ein seitliches Ausweichen im Erdbebenfall zu vermeiden, Bild 9b.

Der Anschluss nicht tragender Trennwände an aussteifende Wände aus Mauerwerk oder Beton sollte ebenfalls verschieblich ausgeführt werden, um eine Beteiligung der Trennwände am Lastabtrag auszuschließen. Eine Möglichkeit stellt der Anschluss über Ankerschienen mit horizontal und vertikal verschieblichen Ankern dar, Bild 10.

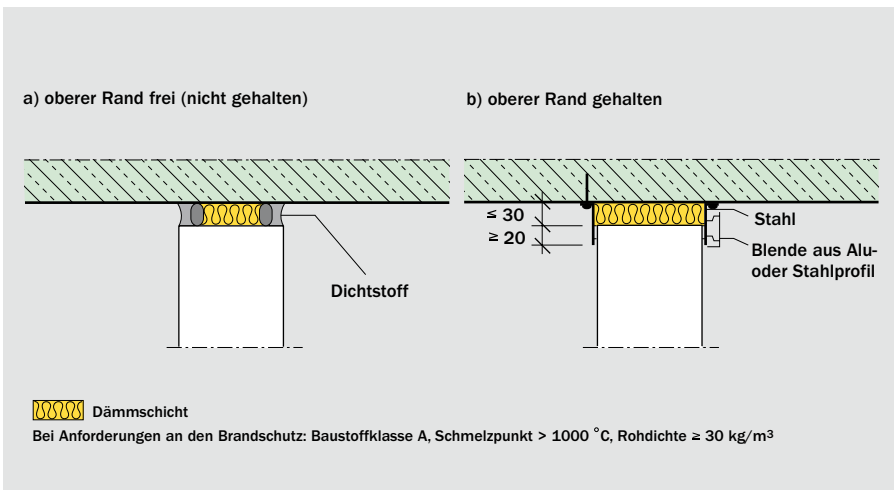


Bild 9: Gleitende Deckenanschlüsse nicht tragender Trennwände

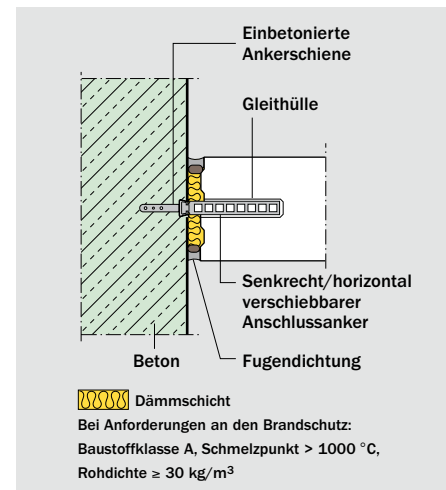


Bild 10: Gleitende Anschlüsse nicht tragender Trennwände an Aussteifungswände

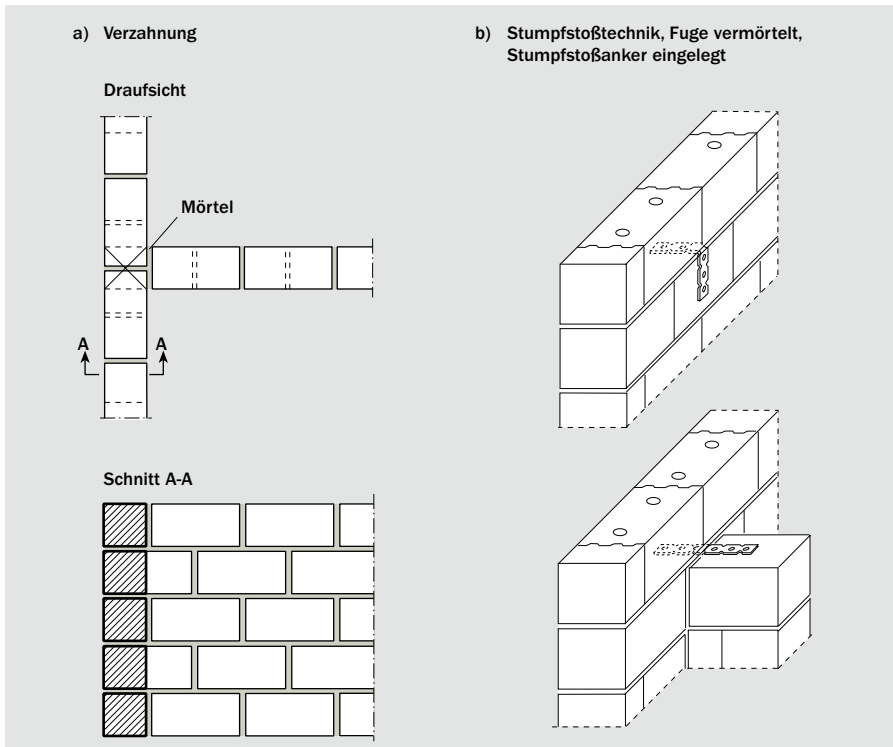


Bild 11: Starrer Anschluss

Zur Vermeidung des Versagens der nicht tragenden Trennwände senkrecht zu ihrer Ebene ist zusätzlich zu den bereits geschilderten Maßnahmen die Anordnung von Querwänden zu empfehlen. Diese sind zur Erzielung einer aussteifenden Wirkung mit Verzahnung, Bild 11a, oder mittels Stumpfstoßtechnik, Bild 11b, starr auszubilden.

Einen negativen Einfluss auf die Erdbebensicherheit haben auch Lastexzentrizitäten in Wandquerrichtung infolge der sich einstellenden Deckendurchbiegungen unter Eigengewicht, Bild 12.

Die Deckenverdrehung im Auflagerbereich kann durch eine Vorspannung der Decken auf ein Minimum reduziert werden. Alternativ besteht die Möglichkeit, die Verdrehung durch eine Zentrierung der Deckenauflegerkräfte zu minimieren (Bilder 13 a und b).

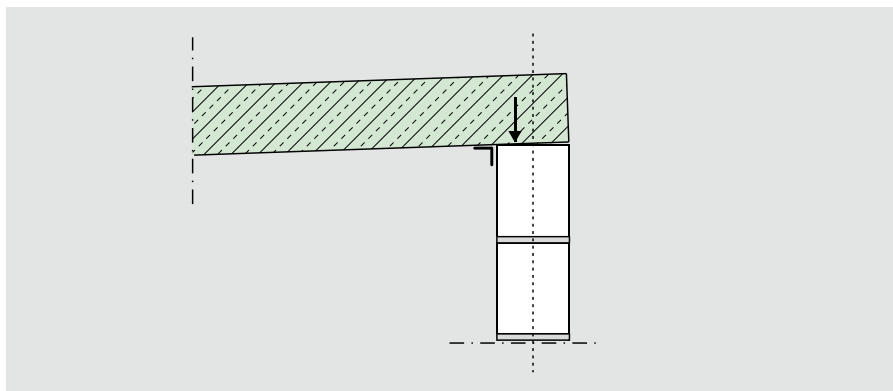


Bild 12: Exzentrische Beanspruchung von Außenwänden infolge Deckendurchbiegung

Empfehlungen für die konstruktive Ausbildung

- Nicht tragende Innenwände sollten mit verschieblichen Anschlüssen an Decken und tragende Wände angeschlossen werden.
- Ein Versagen nicht tragender Innenwände senkrecht zu ihrer Ebene ist durch eine konstruktive Halterung im Deckenbereich oder starr angeschlossene Querwände zu vermeiden.
- Exzentrizitäten in Wandquerrichtung können durch eine Zentrierung der Deckenauflegerkräfte vermieden werden.

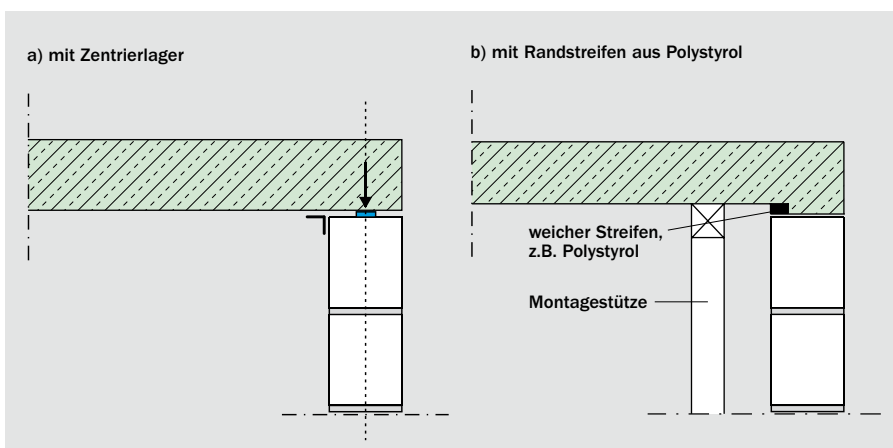


Bild 13: Zentrierung der Decke am Wandkopf

3.2 Erdbebeneinwirkung

Die seismische Einwirkung wird durch ein Bemessungsspektrum beschrieben, das auf der Grundlage einer neuen Erdbebenzonierung (Zonen 0 bis 3), der am Standort vorliegenden geologischen Untergrundklasse (Klassen R, S, T) und der Baugrundklasse (A, B, C) aufgestellt wird, Bild 14.

Dem Spektrum liegt eine Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren zugrunde. Dies entspricht einer Wahrscheinlichkeit des Auftretens oder Überschreitens von 10 % innerhalb von 50 Jahren. Der Verlauf des Bemessungsspektrums, Bild 15, wird durch vier Bereiche definiert:

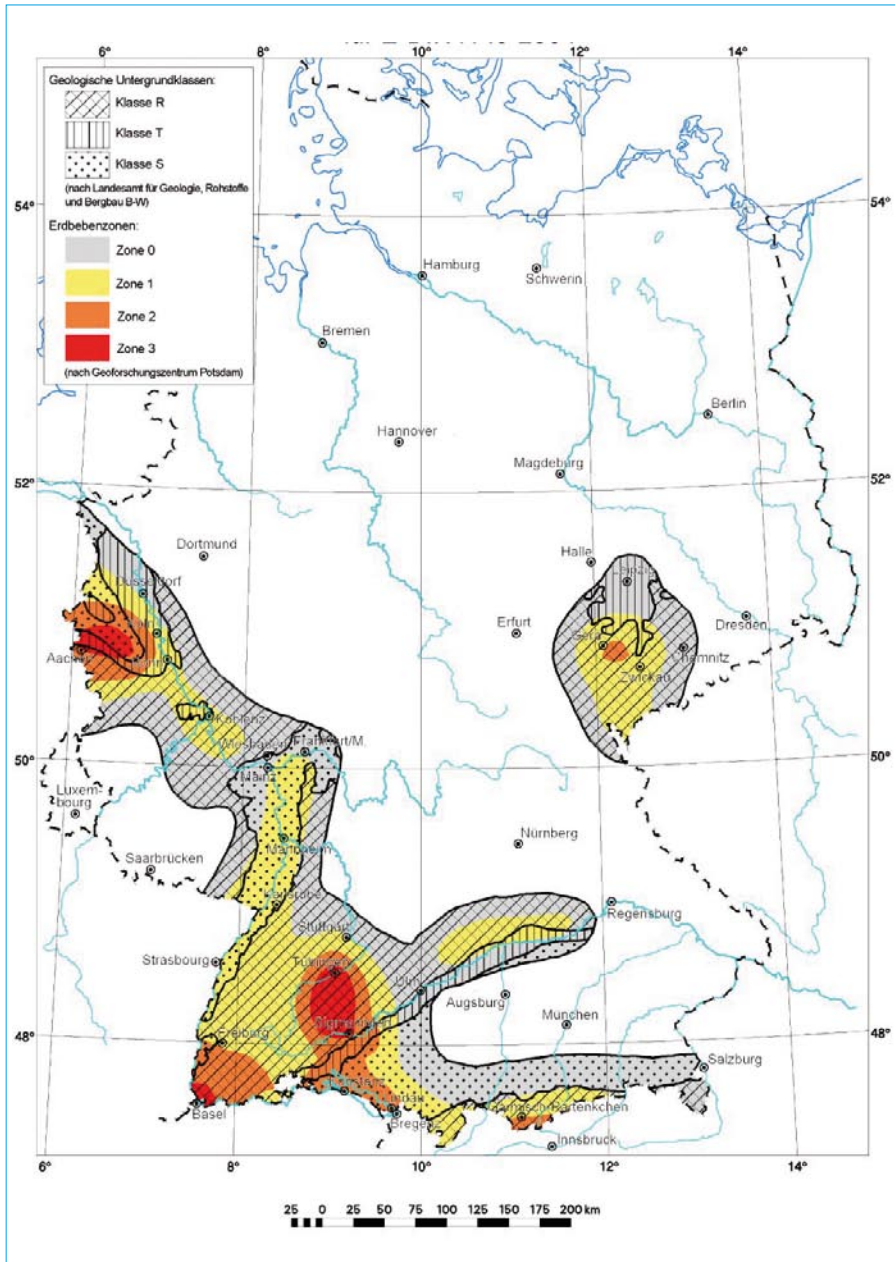


Bild 14: Erdbebenzonen und geologische Untergrundklassen [4]

Bereich I: $T_A \leq T \leq T_B$

$$S_d(T) = a_g \cdot \gamma_i \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} \cdot 1 \right) \right]$$

Bereich II: $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_d(T) = a_g \cdot \gamma_i \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$$

Bereich III: $T_C \leq T \leq T_D$

$$S_d(T) = a_g \cdot \gamma_i \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

Bereich IV: $T \leq T_D$

$$S_d(T) = a_g \cdot \gamma_i \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

mit:

$S_d(T)$ Ordinate des Bemessungsspektrums in Abhängigkeit von der Periode T

a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (Zone 0: 0 m/s², Zone 1: 0,4 m/s², Zone 2: 0,6 m/s², Zone 3: 0,8 m/s²)

γ_i Bedeutungsbeiwert (Kategorie I: 0,8, Kategorie II: 1,0, Kategorie III: 1,2, Kategorie IV: 1,4)

β_0 Verstärkungsfaktor der Spektralbeschleunigung (2,5 für 5 % Dämpfung)

q Verhaltensbeiwert

T_i Kontrollperioden des Antwortspektrums ($i = A, B, C, D$)

S Untergrundparameter in Abhängigkeit von der Untergrund- und Baugrundklasse

Bei der in Abhängigkeit von der Erdbebenzone definierten Bodenbeschleunigung a_g handelt es sich um eine effektive Bodenbeschleunigung, die einen nominellen Wert zur Charakterisierung der Auswirkung eines Erdbebens in Bezug auf die üblichen Bauwerksfrequenzen darstellt. Effektive Bodenbeschleunigungen sind im Regelfall kleiner als maximale Bodenbeschleunigungen und eine direkte Umrechnung dieser Werte ist nur näherungsweise möglich [5].

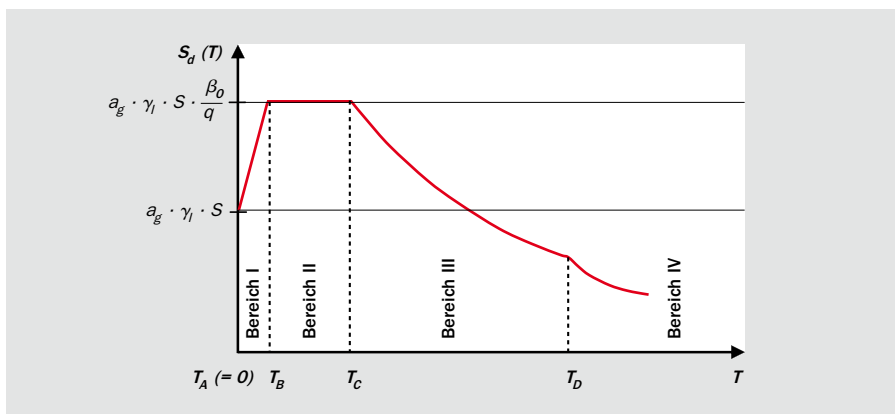


Bild 15: Bemessungsspektrum

Die Bedeutung eines Bauwerks wird durch die Zuordnung zu einer der Bedeutungskategorien I bis IV berücksichtigt. Jeder Kategorie ist ein Bedeutungsbeiwert γ_i zugeordnet, mit dem das Spektrum linear skaliert wird. Damit erfolgt die seismische Bemessung für Bauwerke höherer Bedeutung mit erhöhten Erdbebenlasten.

Mit dem Verstärkungsfaktor β_0 wird die Erhöhung der Antwort des Einmassenschwingers gegenüber der Bodenbeschleunigung durch Umrechnung der Bodenbeschleuni-

gung in eine Spektralbeschleunigung berücksichtigt. Hierbei wird eine Dämpfung von 5 % angesetzt, die für Mauerwerksbauten zutreffend ist. Die Kontrollperioden T_A , T_B , T_C und T_D und der Bodenparameter S sind in DIN 4149 in Abhängigkeit der geologischen Untergrund- und Baugrundklasse tabelliert.

Nicht lineare Tragwerksreserven werden in DIN 4149 durch einen Verhaltensbeiwert q berücksichtigt, mit dem das elastische Antwortspektrum ($q = 1$) in ein inelastisches Bemessungsspektrum überführt wird. Dieser Verhaltensbeiwert berücksichtigt die Duktilität sowie das Dissipationsvermögen und erfasst auch den Einfluss einer von 5 % abweichenden Dämpfung. Diese Vorgehensweise stellt eine starke Vereinfachung dar, da die Annahme getroffen wird, dass sich aus den vorhandenen lokalen dissipativen Reserven einzelner Wände eine gleichmäßige globale Duktilität des Gebäudes ergibt.

Weiterhin ist die Verwendung der inelastischen Spektren für die in DIN 4149 zugelassenen linearen Berechnungsverfahren mit anschließender Überlagerung der Ergebnisgrößen streng genommen nicht korrekt, da das Superpositionsprinzip nicht mehr gilt. Trotzdem hat sich der pragmatische Ansatz eines Verhaltensbeiwerts für den Einsatz in der Baupraxis bewährt und liefert eine in den meisten Fällen ausreichend genaue Abschätzung des realen dynamischen Tragwerksverhaltens.

Die Verhaltensbeiwerte q für Mauerwerk sind in Abhängigkeit von der Mauerwerksart und dem Geometrieverhältnis h/ℓ in Tafel 1 zusammengestellt. Bei der Berechnung des h/ℓ -Verhältnisses ist h die Geschosshöhe und ℓ die zugehörige Wandlänge. Bei Werten von h/ℓ zwischen 1 und 2 darf linear interpoliert werden. Maßgebend ist in jeder Richtung die längste Wand in der betrachteten Gebäuderichtung. Bei Bauwerken mit unregelmäßigem Aufriss

ist der q -Beiwert um 20 % abzumindern, wobei eine Abminderung auf Werte kleiner als 1,5 nicht erforderlich ist. Mit dieser sehr vereinfachten Klassifizierung, ohne Abhängigkeit vom Mauerwerksmaterial, verwendet die Norm einen auf der sicheren Seite liegenden Ansatz. Dieser Ansatz und die neue Erdbebenzonierung liefern im Vergleich zur alten Norm höhere seismische Beanspruchungen, so dass die Anforderungen an Mauerwerksbauten durch die Neufassung deutlich angestiegen sind.

3.3 Tragwerksberechnung

3.3.1 Berechnungsverfahren

Das Standard-Rechenverfahren in der DIN 4149 ist das multimodale Antwortspektrenverfahren, bei dem alle durch das Erdbeben angeregten wesentlichen Bauwerksfrequenzen zur Berechnung der Kraft- und Verformungsgrößen des Tragwerks berücksichtigt werden [5]. Wird das Schwingungsverhalten nur unwesentlich von höheren Schwingungsformen beeinflusst, kann alternativ das vereinfachte Antwortspektrenverfahren angewendet werden, bei dem nur die erste Grundschwingform Berücksichtigung findet. Diese Bedingung kann als erfüllt betrachtet werden, wenn eine der folgenden Bedingungen nach Abschnitt 6.2.2.1 der DIN 4149 eingehalten wird:

- Grundriss und Aufriss erfüllen die Regelmäßigkeitskriterien der DIN 4149, Abschnitt 4.3.2 und 4.3.3

oder

- die Regelmäßigkeit für den Aufriss nach DIN 4149, Abschnitt 4.3.3 ist erfüllt und es liegt eine symmetrische Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse vor

und die Grundschwingzeit T_1 ist höchstens gleich $4 \cdot T_c$, wobei T_c eine Kontrollperiode des Antwortspektrums ist.

Bei Einhaltung einer dieser Bedingungen kann die Untersuchung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren an zwei ebenen Modellen in den Hauptrichtungen des Bauwerks erfolgen. Es liegt nahe, dass der Aufwand für den Berechnungsingenieur aufgrund des einfachen dynamischen Verhaltens bei Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien deutlich geringer ist. Deshalb sollten nach Möglichkeit schon in der Planungsphase durch den Architekten die Kriterien eines erdbebengerechten Entwurfs Berücksichtigung finden.

3.3.2 Berechnungsmodelle

Als Berechnungsmodelle können ebene oder räumliche Modelle verwendet werden. Räumliche Modelle sind allgemein anwendbar und bieten den Vorteil, das Schwingungsverhalten realitätsnah abzubilden. Nachteilig sind jedoch die aufwändige Modellierung und die zum Teil schwer kontrollierbaren Ergebnisse.

In den Berechnungen mit räumlichen Modellen werden die planmäßigen Torsionswirkungen bereits durch die dreidimensionale Modellierung erfasst. Die unplanmäßigen Torsionswirkungen infolge wechselnder Masseverteilung und räumlicher Veränderlichkeit der Erdbebenbewegungen sind durch zusätzliche Exzentrizitäten zu berücksichtigen.

In ebenen Modellen können die planmäßigen und unplanmäßigen Torsionswirkungen durch die vereinfachte Modellierung nur näherungsweise berücksichtigt werden. Hier bietet die DIN 4149 verschiedene Möglichkeiten. Da diese mit zahlreichen Bedingungen verknüpft sind, wird im folgenden Abschnitt ein Gesamtüberblick für die Berücksichtigung der Torsionswirkungen in Abhängigkeit von dem gewählten Berechnungsmodell gegeben.

3.3.3 Torsionswirkungen

3.3.3.1 Tragwerke mit symmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse

Bei Tragwerken mit symmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse können die nicht planmäßigen Torsionseffekte durch eine Erhöhung der ermittelten Schnittgrößen in den Last abtragenden Bauteilen mit einem Faktor δ berücksichtigt werden:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \tag{3-1}$$

Dabei ist x der Abstand des betrachteten Bauteils zum Massenmittelpunkt des Bauwerks, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung, und L_e ist der Abstand zwischen den zwei äußersten horizontal Last abtragenden Bauteilen, ebenfalls senkrecht zur Richtung der betrachteten Komponente des Bebens gemessen.

3.3.3.2 Tragwerke mit unsymmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse

Bei Tragwerken mit unsymmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse, die mit einem dreidimensionalen Tragwerksmodell untersucht werden, ist nur die

Tafel 1: Verhaltensbeiwerte q für Mauerwerk

Mauerwerksart	q	
	$h/\ell \leq 1$	$h/\ell \geq 2$
unbewehrtes Mauerwerk	1,5	2,0
eingefasstes Mauerwerk	2,0	
bewehrtes Mauerwerk	2,5	

unplanmäßige Torsion durch eine in jedem Geschoss anzusetzende zufällige Exzentrizität in den maßgebenden Untersuchungsrichtungen zu berücksichtigen:

$$e_i = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3-2)$$

Hierbei ist L_i die Abmessung des Bauwerksgeschosses i senkrecht zur Erdbebenrichtung. Die zufällige Exzentrizität e_i kann im Rechenmodell durch das Aufbringen von zusätzlichen Torsionsmomenten je Geschoss berücksichtigt werden. Dabei sind die Torsionsmomente mit wechselndem, aber für alle Geschosse gleichem, Vorzeichen aufzubringen.

Alternativ können Tragwerke mit unsymmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse mit zwei ebenen Systemen in die Tragwerkshauptrichtungen untersucht werden, wenn folgende Anforderungen nach DIN 4149, Abschnitt 6.2.2.4 erfüllt sind:

- a) Die Bauwerkshöhe überschreitet 10 m nicht und das Bauwerk weist gut verteilte steife Außen- und Innenwände auf.
- b) Die Deckenscheiben sind starr ausgebildet.
- c) Die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte liegen näherungsweise auf einer vertikalen Geraden und es wird in jeder der beiden Berechnungsrichtungen folgende Bedingung eingehalten: $r^2 > \ell_s^2 + e_0^2$

In der Berechnungsformel ist ℓ_s^2 das Quadrat des „Trägheitsradius“, das dem Quotienten aus dem Massenträgheitsmoment des Geschosses für Drehungen um die vertikale Achse durch seinen Massenschwerpunkt und der Geschossmasse entspricht. Bei gleichmäßig verteilter Masse ergibt sich für einen Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen L und B der Trägheitsradius gerade zu:

$$\ell_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (3-3)$$

Mit r^2 wird das Quadrat des „Torsionsradius“ bezeichnet, das dem Verhältnis zwischen der Torsions- und der Horizontalsteifigkeit des Geschosses in der betrachteten Berechnungsrichtung entspricht:

$$r^2 = \frac{k_T}{k} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{\ell} k_j \cdot r_j^2}{k = \sum_{i=1}^n k_i} \quad (3-4)$$

mit:

k_T Torsionssteifigkeit des betrachteten Geschosses

$$k_T = \sum_{i=1}^n k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{\ell} k_j \cdot r_j^2$$

k Translationssteifigkeit in Erdbebenrichtung, $k = \sum_{i=1}^n k_i$

k_i, k_j Steifigkeiten der Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung

n, ℓ Anzahl der Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung

r_i, r_j Abstände der Aussteifungselemente zum Steifigkeitsmittelpunkt

Für die gewählten ebenen Systeme bietet die Norm in Abhängigkeit vom Erfüllungsgrad der Bedingungen a), b) und c) verschiedene Möglichkeiten der Berücksichtigung von Torsionswirkungen an.

Werden die vorgenannten Bedingungen vollständig erfüllt, so können die Torsionswirkungen vereinfachend durch eine Erhöhung der linear elastisch ermittelten Schnittgrößen in den Last abtragenden Bauteilen mit einem Faktor

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e} \quad (3-5)$$

oder durch den Ansatz einer um den Faktor 2 vergrößerten zufälligen Exzentrizität

$$e_i = \pm 0,1 \cdot L_i \quad (3-6)$$

berücksichtigt werden. Alternativ dazu kann ein genauerer rechnerischer Ansatz angewendet werden, bei dem die Torsionswirkung in jeder Richtung unter Berücksichtigung der tatsächlichen Exzentrizität e_0 , der zusätzlichen Exzentrizität e_2 (dyna-

mische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen) und der zufälligen Exzentrizität e_1 angesetzt wird. Hierbei ergibt sich die zusätzliche Exzentrizität e_2 als Minimum aus den folgenden Berechnungsformeln:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0,1 \cdot (L + B)$$

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} \left[\ell_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(\ell_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right] \quad (3-7)$$

Mit den Exzentrizitäten e_0, e_1 und e_2 sind je Geschoss die Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} zu bestimmen, Bild 16:

$$e_{max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{min} = 0,5 e_0 - e_1 \quad (3-8)$$

Mit den Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} können für ein Tragwerk mit in Erdbebenrichtung liegenden Aussteifungselementen (Index i) und senkrecht dazu liegenden Aussteifungselementen (Index j) die resultierenden Wandkräfte bestimmt werden. Dazu wird für jedes Aussteifungselement eines Geschosses eine Verteilungszahl bestimmt, die einen prozentualen Anteil der insgesamt vom Geschoss aufzunehmenden horizontalen Erdbebenersatzlast F_G darstellt. Die Verteilungszahlen für die Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Belastungsrichtung ergeben sich zu:

$$s_i = \frac{k_i}{k} \left(1 \pm \frac{k \cdot r_i \cdot e}{k_T} \right)$$

$$s_j = \frac{k_j \cdot r_j \cdot e}{k_T} \quad (3-9)$$

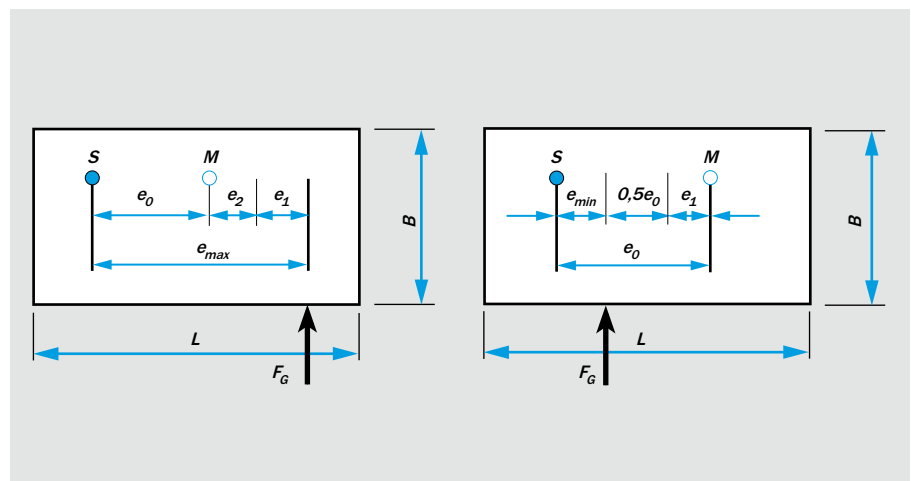


Bild 16: Ansätze der Exzentrizitäten in ebenen Modellen

Das Vorzeichen in dem Klammerausdruck ist positiv anzusetzen, wenn r_i und e auf der gleichen Seite des Steifigkeitsmittelpunktes liegen. Im anderen Fall ist das negative Vorzeichen zu wählen. Für die Variable e sind e_{max} oder e_{min} so einzusetzen, dass sich für jedes Aussteifungselement die maßgebenden Verteilungszahlen ergeben. Vorteilhaft ist, dass dieser genauere Ansatz, im Gegensatz zum vereinfachten Ansatz, auch angewendet werden kann, wenn nur die Bedingungen b) und c) erfüllt sind. Der genauere Ansatz ist wegen des hohen Rechenaufwands jedoch nur für eine automatisierte Nachweisführung mittels geeigneter Programme zu empfehlen. Da der Ansatz kleinere Beanspruchungsgrößen liefert und damit wirtschaftlicher ist, sollte dieser bei zur Verfügung stehenden Programmen verwendet werden.

Sind nur die Bedingungen a) und b) erfüllt, so kann die Berechnung mit dem vereinfachten oder dem genaueren Torsionsansatz durchgeführt werden, jedoch sind in diesem Falle alle Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkung mit 1,25 zu multiplizieren. Ist keine der Bedingungen a), b) und c) erfüllt, so ist eine dreidimensionale Berechnung durchzuführen. Bild 17 zeigt die verschiedenen Ansätze der Torsionswirkung im Gesamtüberblick.

3.4 Nachweisverfahren

In Abschnitt 11 der DIN 4149 werden die besonderen Regeln für Mauerwerk erläutert. Diese beinhalten zusätzliche Anforderungen an Mauerwerksbaustoffe sowie spezielle konstruktive Regeln und legen die Bedingungen für den rechnerischen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit fest.

3.4.1 Anforderungen an Mauerwerksbaustoffe und Konstruktionsregeln

Als Mauerwerksbaustoffe dürfen in deutschen Erdbebengebieten generell alle in DIN 1053 angesprochenen Mauersteine und Mauermörtel verwendet werden. Dies schließt Kalksandsteine nach DIN V 106 [6] sowie KS XL und KS-Wärmedämmsteine nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) ein.

Aufgrund der hohen und zyklischen Schubbeanspruchung von Mauerwerkswänden im Erdbebenfall dürfen jedoch nach DIN 4149, Abschnitt 11.2 in den Erdbebenzonen 2 und 3 Mauersteine ohne durchlaufende Innenstege in Wandlängsrichtung nur verwendet werden, wenn sie eine mittlere Steindruckfestigkeit von mindestens 2,5 N/mm² in Wandlängsrichtung aufweisen.

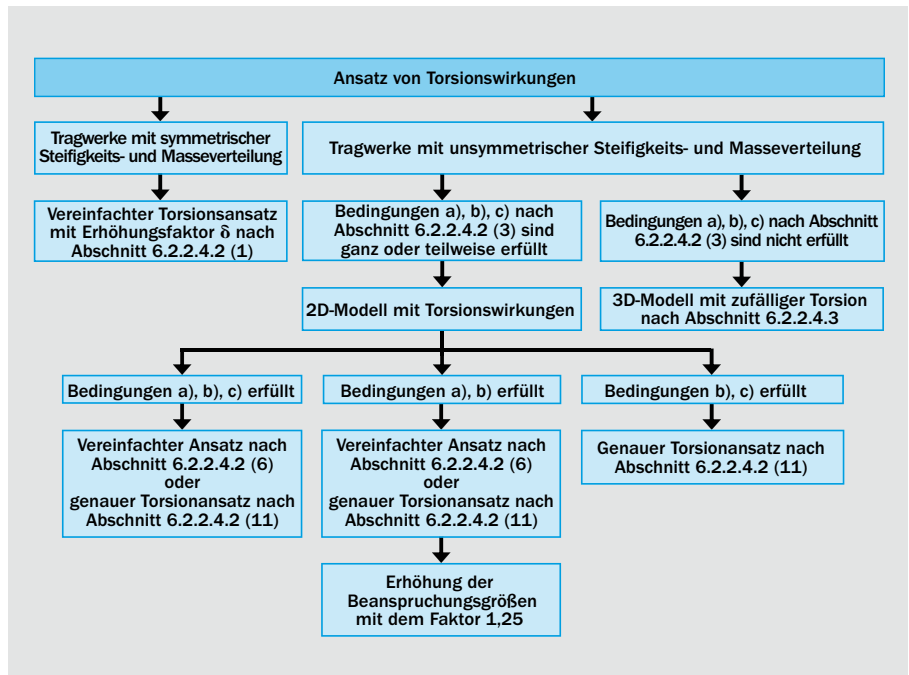


Bild 17: Ansatz von Torsionswirkungen nach DIN 4149

Kalksandsteine mit den in der Praxis angebotenen Steindruckfestigkeitsklassen (SFk ≥ 10) erfüllen stets die Anforderung an die mittlere Steindruckfestigkeit in Wandlängsrichtung von ≥ 2,5 N/mm².

Wichtigste allgemeine Konstruktionsregel sind die verschärften Anforderungen an Schlankheit, Wanddicke und Länge der aussteifenden Schubwände gegenüber der DIN 1053-1 [7] bzw. der DIN 1053-100 [8] (Tafel 2). Durch diese Anforderungen soll sichergestellt werden, dass die aussteifenden Wände infolge von Querbeschleunigungen nicht senkrecht zu ihrer Ebene versagen. Zusätzlich sind in allen Vollgeschossen die Decken als starre Scheiben auszubilden.

Neben den allgemeinen Konstruktionsregeln gibt DIN 4149 in Abschnitt 11.4 zusätzliche Konstruktionsregeln für eingefasstes Mauerwerk vor. Bei diesem handelt es sich um Stahl- oder Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk. Da die Ausfachungen gegenüber der Rahmenstruktur anfänglich sehr steif sind, tragen diese zu Beginn des Bebens den Hauptanteil der Erdbebenkräfte durch Bildung von Druckdiagonalen ab. Gleichzeitig sind die Mauerwerksausfachungen vertikal nur gering belastet, so dass es wegen der damit verbundenen geringen Schubfestigkeit zu einem Versagen in den Lagerfugen kommt. In der Folge erfahren die Rahmenstützen enorme Zusatzbelastungen. Weiterhin besteht für die Ausfachungen die Gefahr des Herausfallens infolge von Querbeschleunigungen. Diese Effekte sollen durch die

Tafel 2: Mindestanforderungen an aussteifende Schubwände

Erdbebenzone	h_k/t	t [mm]	l [mm]
1	nach DIN 1053-1 (1996)		≥ 740
2	≤ 18	≥ 150 ¹⁾	≥ 980
3	≤ 15	≥ 175	≥ 980

h_k : Knicklänge, t : Wanddicke, l : Wandlänge
¹⁾ Wände der Wanddicke ≥ 115 mm dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn $h_k/t ≤ 15$ ist.

Tafel 3: Bedingungen zur Durchführung eines rechnerischen Nachweises

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert y_i	maximale Anzahl von Vollgeschossen in der Erdbebenzone		
			1	2	3
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8	4	3	2
II	Gewöhnliche Bauten, die nicht zu den anderen Kategorien gehören, z.B. Wohngebäude	1,0			
III	Bauwerke, deren Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen wichtig ist, z.B. große Wohnanlagen, Verwaltungsgebäude, Schulen, Versammlungshallen, kulturelle Einrichtungen, Kaufhäuser etc.	1,2		kein Verzicht auf den rechnerischen Nachweis möglich	
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit im Erdbebenfall von Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist, z.B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes und der Sicherheitskräfte, Feuerwehrhäuser usw.	1,4			

sichtigen, wenn es als steifer Kasten und auf einheitlichem Niveau gegründet ist. Hierbei ist die Bedingung für einen steifen Kasten erfüllt, wenn in jeder Richtung die Gesamtsteifigkeit des Geschosses (Biege- und Schubsteifigkeit) 5-mal größer ist als die Steifigkeit des darüber liegenden Geschosses.

Dachgeschosse sind ebenfalls nicht als Vollgeschoss zu zählen, sofern die Masse des Dachgeschosses maximal 50 % der Masse des darunter liegenden Geschosses beträgt.

3.4.3 Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln

Auf einen rechnerischen Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten kann verzichtet werden, wenn zusätzlich zu den Anforderungen der Abschnitte 11.1 bis 11.3 die konstruktiven Regeln nach Abschnitt 11.6 der DIN 4149 eingehalten werden.

Einhaltung von Konstruktionsregeln vermieden werden.

Abschnitt 11.5 der DIN 4149 beinhaltet weitere Konstruktionsregeln für bewehrtes Mauerwerk, die Art, Umfang und Führung der Bewehrung festlegen. Der – bei Einhaltung der Konstruktionsregeln – größeren Duktilität von bewehrtem Mauerwerk wird durch einen ansetzbaren Verhaltensbeiwert von $q = 2,5$ Rechnung getragen.

3.4.2 Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Allgemein kann auf einen Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für Bauwerke der Bedeutungskategorien I bis III verzichtet werden, wenn gemäß DIN 4149, Abschnitt 7.1 folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Die mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,0$ ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die Horizontalkraft, die sich aus anderen ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen ergibt (z.B. Wind in Kombination mit ständigen Lasten und Verkehrslasten)

- die Kriterien des erdbebengerechten Entwurfs sind erfüllt.

Darüber hinaus kann nach DIN 4149, Abschnitt 7.1 auf einen rechnerischen Nachweis für Mauerwerksbauten im GZT verzichtet werden, wenn folgende Anforderungen erfüllt sind:

- Die Konstruktionsmerkmale nach DIN 4149, Abschnitt 4.2 und in den Erdbebenzonen 2 und 3 darüber hinaus die Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss nach DIN 4149, Abschnitt 4.3 sind eingehalten.
- Die Geschosshöhe beträgt maximal 3,50 m.
- Die konstruktiven Regeln nach DIN 4149, Abschnitt 11.6 sind eingehalten.
- Die Anzahl der Vollgeschosse in Abhängigkeit von der Bedeutungsklasse und der Erdbebenzone übersteigt nicht die in Tafel 3 angegebenen maximalen Werte.

Bei der Ermittlung der Geschossanzahl ist das Kellergeschoss bzw. das Geschoss über der Gründungsebene nicht zu berücksichtigen.

Einhaltung konstruktiver Regeln nach DIN 4149, Abschnitt 11.6

- Kompakter Grundriss mit Längenverhältnis von $b/l \geq 0,25$
- Maximale Anzahl der Vollgeschosse \leq Grenzwert nach Tafel 3 bzw. Tabelle 8 der Norm
- Maximale Geschosshöhe $\leq 3,50$ m
- Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt liegen nahe beieinander
- Ausreichende Torsionssteifigkeit muss sichergestellt sein
- Aussteifende Wände müssen über alle Geschosse durchgehen
- Aussteifende Wände müssen den überwiegenden Teil der Vertikallasten tragen
- Vertikallast muss auf die Wände in beiden Gebäuderichtungen verteilt sein
- Je Gebäuderichtung mindestens zwei Wände mit $l \geq 1,99$ m
- Einhaltung der Mindestwerte für die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Schubwandquerschnittsfläche je Gebäuderichtung, Tafel 4

und

Tafel 4: Mindestanforderung an die auf die Grundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden je Richtung

Anzahl der Vollgeschosse	$a_g \cdot S \cdot \gamma_I$								
	$\leq 0,06 \cdot g \cdot k^{2)}$			$\leq 0,09 \cdot g \cdot k^{2)}$			$\leq 0,12 \cdot g \cdot k^{2)}$		
	Steinfestigkeitsklasse nach DIN 1053-1 (1996) ^{2),3)}								
	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12
1	0,02	0,02	0,02	0,03	0,025	0,02	0,04	0,03	0,02
2	0,035	0,03	0,02	0,055	0,045	0,03	0,08	0,05	0,04
3	0,065	0,04	0,03	0,08	0,065	0,05	Kein vereinfachter Nachweis zulässig (KvNz)		
4	KvNz	0,05	0,04	KvNz					

¹⁾ Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände in einer Richtung länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert $k = 1 + (l_{\text{av}} - 2)/4 \leq 2$. Dabei ist l_{av} die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt $k = 1$. Der Wert γ_I wird nach Abschnitt 5.3 der Norm bestimmt.
²⁾ Bei Verwendung unterschiedlicher Steinfestigkeitsklassen, z.B. für Innen- und Außenwände, sind die Anforderungswerte im Verhältnis der Flächenanteile der jeweiligen Steinfestigkeitsklasse zu wichten.
³⁾ Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Die prozentuale Bestimmung der Mindestquerschnittsflächen der Schubwände je Gebäuderichtung ist von der Anzahl der Vollgeschosse, der Steindruckfestigkeitsklasse, dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , dem Untergrundparameter S sowie dem Bedeutungsbeiwert γ_I abhängig, Tafel 4. Die Einhaltung der konstruktiven Regeln ist einfach durchzuführen und sollte daher, wenn möglich, dem rechnerischen Nachweis vorgezogen werden.

Es ist zu ergänzen, dass dieser vereinfachte Nachweis auf Erfahrungswerten basiert und deshalb in vielen Fällen erbracht werden kann, in denen ein linearer rechnerischer Nachweis aufgrund der konservativen Annahmen u. a. für den Verhaltensbeiwert q nicht mehr gelingt.

3.4.4 Rechnerischer Nachweis

Der rechnerische Nachweis kann mit dem vereinfachten oder dem genaueren Verfahren nach DIN 1053-1 oder DIN 1053-100 geführt werden. Der hierfür anzusetzende Bemessungswert der Beanspruchungen E_{dAE} ergibt sich entsprechend der Kombinationsregeln nach DIN 1055-100 [9] zu:

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum G_{kj} \oplus P_k \oplus \gamma_I A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \right\} \quad (3-10)$$

- mit:
- \oplus „zu kombinieren mit“
 - G_{kj} Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j
 - P_k Vorspannung
 - γ_I Wichtungsfaktor für Erdbeben nach DIN 1055-100 ($\gamma_I = 1,0$)
 - A_{Ed} Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung
 - Ψ_{2i} Kombinationsbeiwert nach DIN 1055-100 für die veränderliche Einwirkung i
 - Q_{ki} Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i

Der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} ist hierbei unter Berücksichtigung der Lasten aus Eigengewicht zuzüglich anteilig wirkender Nutzlasten der einzelnen Geschosse zu berechnen:

$$A_{Ed} = A \left\{ \sum G_{kj} \oplus \sum \Psi_{Ei} Q_{ki} \right\} = A \left\{ \sum G_{kj} \oplus \sum \varphi \Psi_{2i} Q_{ki} \right\} \quad (3-11)$$

- mit:
- φ Beiwert nach Tabelle 6, DIN 4149

Bei der noch nicht auf Teilsicherheiten umgestellten Sicherheitsphilosophie der DIN 1053-1 erfolgt der Nachweis bei dem vereinfachten Verfahren über zulässige Spannungen, die wegen der kurzen Einwirkungsdauer der Erdbebenkräfte um 50 % angehoben werden dürfen. Für den

genaueren Nachweis nach DIN 1053-1 ist ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,33$ anzusetzen. Bei dem Nachweis nach der zukünftigen Mauerwerksnorm DIN 1053-100 werden entsprechend dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept für die Bemessungssituation Erdbeben auf der Materialseite Teilsicherheitsbeiwerte von 1,2 für Mauerwerk und von 1,0 für den Betonstahl von bewehrtem Mauerwerk angesetzt.

Maßgebender Schnitt für den Nachweis ist in der Regel die Einspannung am Wandfuß, wo das maximale Moment auftritt. Die Spannungsverteilung darf nach DIN 1053-1 sowie DIN 1053-100 linear angenommen werden. Es gilt die Bernoulli-Hypothese und die Annahme einer linearen Spannungs-Dehnungskurve. Zugspannungen dürfen nicht in Ansatz gebracht werden und Schubspannungen können nur im überdrückten Querschnittsbereich übertragen werden. Die für statische Belastungen von DIN 1053-1 sowie DIN 1053-100 geforderte Begrenzung des Klaffens der Querschnitte bis maximal zum Schwerpunkt und die Einhaltung von Randdehnungen sind für die Erdbebenbemessung nach DIN 4149 aufgrund der kurzen Einwirkungszeiten der seismischen Kräfte nicht zu berücksichtigen. Das Tragwerk kann somit für die außergewöhnliche seismische Einwirkung bis an die Grenzen seiner Verformungsfähigkeit beansprucht werden.

4. MODELLBILDUNG

Für den rechnerischen Nachweis wird für Mauerwerksbauten in der Regel das vereinfachte Antwortspektrenverfahren angewendet. Dafür sind die Eigenfrequenzen des Tragwerks in den Gebäudehaupttrichtungen zu berechnen und geeignete Ersatzsysteme zu wählen.

4.1 Abschätzung der ersten Eigenfrequenz
Basierend auf dem Ersatzstabverfahren von Rayleigh kann die erste Eigenfrequenz vereinfacht wie folgt abgeschätzt werden [10]:

$$T_1 = 1,5 \cdot \sqrt{\left(\frac{h}{3EI} + \frac{1}{C_{kF}} \right) \cdot \sum_{j=1}^n (G_j + P_j) \cdot z_j^2} \quad (4-1)$$

mit:

- h Bauwerkshöhe [m]
- E Elastizitätsmodul des Bauwerks [MN/m²]
- I Flächenträgheitsmoment des Ersatzstabs [m⁴]
- C_k = $\frac{E_{s\,dyn}}{0,25\sqrt{A}}$ Dynamischer Kippbettungsmodul [MN/m³]
- A Fläche der Fundamentsohle [m²]
- E_{s_{dyn}} Dynamischer Steifemodul des Baugrunds [MN/m²]
- I_F Flächenträgheitsmoment der Fundamentsohle [m⁴]
- G_j Eigengewicht auf Geschossebene j [MN]
- P_j Anteilige Verkehrslasten auf Geschossebene j [MN]
- z_j Höhe der Geschossebene j [m]

4.2 Rechenmodelle

Für die Berechnung nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren sind die horizontal Last abtragenden Schubwände auf einen Ersatzstab zurückzuführen. Hierbei lassen sich die Schubwände mit Fenster- und Türöffnungen als Rahmentragwerke mit Stiel- und Riegelbereichen abbilden, Bild 18.

Die Wirkung als Rahmentragwerk wird hierbei entscheidend von den Riegelsteifigkeiten beeinflusst. Als ein Grenzfall können die Riegel als biegeweich betrachtet werden, so dass die durchgehenden Schubwände als Kragarme mit gelenkiger Kopplung durch die starren Deckenscheiben wirken. Der andere Grenzfall ist die Annahme unendlich steifer Riegel, bei der die Stiele in Höhe der Geschossdecken starr eingespannt sind. In diesem Fall liegen die Momentennullpunkte jeweils in der Wandmitte. In der Realität wird sich

eine Momentenverteilung zwischen diesen Grenzfällen einstellen.

Am häufigsten wird in der Praxis auf der sicheren Seite liegend die Einspannwirkung der Riegel vernachlässigt, so dass sich die Steifigkeit des Ersatzstabs aus der Summation der Kragarmsteifigkeiten ergibt. Bei der Bestimmung der Ersatzsteifigkeiten der Wände sind insbesondere bei längeren Wänden die Schubverformungen zu berücksichtigen. Vereinfacht lassen sich diese durch die Reduzierung der Wandträgheitsmomente I einbeziehen [10]:

$$I_E = \frac{I}{\left(1 + \frac{3,64 EI}{h^2 GA} \right)} \quad (4-2)$$

Werden die Riegelsteifigkeiten berücksichtigt, so ist eine Ersatzsteifigkeit für das sich einstellende Rahmensystem zu berechnen. Berechnungsansätze hierfür werden von Müller und Keintzel [10] angegeben. Die Abschätzung der Riegelsteifigkeiten ist jedoch nicht trivial, da diese im Wesentlichen von der Biegesteifigkeit der Decken, aber auch von der Ausbildung der Sturzbereiche, dem vorhandenen Auflastniveau, der Länge der Schubwände und von der Verteilung der Schubwände im Grundriss abhängig ist. Durch die starke Abhängigkeit vom Einzelbauwerk ist es nicht möglich, einen pauschalen Einspanngrad zu definieren. Weiterhin ist bei der Modellierung als Rahmensystem darauf zu achten, dass die aus der Rahmentragwirkung resultierenden Zugkräfte aufgenommen werden müssen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der für die Praxis gängige, sehr konservative Lösungsweg die Berechnung mit gekoppelten Kragarmsystemen ist. Ein realistischer Ansatz der Riegelsteifigkeiten wäre zwar wünschenswert, jedoch ist dieser derzeit nur mit einem erhöhten rechnerischen Aufwand für jedes Einzelbauwerk möglich.

5. ABLAUFSCHEMA: ERDBEBENNACHWEIS VON MAUERWERKSBAUTEN

Bild 19 gibt einen Überblick über den Ablauf des Erdbebennachweises von Mauerwerksbauten aus Kalksandstein mit den zwei Nachweiswegen

- vereinfachter Nachweis durch Einhalten der konstruktiven Regeln
- rechnerischer Nachweis

5.1 Reihenhaus – Vereinfachter Nachweis

In den Bildern 20 und 21 sind der Grundriss und der Aufriss eines typischen Reihenhauses dargestellt. Die Innenwände sowie die Außenwände des Wohnhauses sind aus Kalksandsteinen der Steindruckfestigkeitsklasse 12 ausgeführt. Das Gebäude liegt in der Erdbebenzone 1, die vorliegende Baugrundklasse ist B und die Untergrundklasse R.

Nach DIN 4149, Tabelle 3 wird das Wohnhaus in die Bedeutungskategorie II mit einem Bedeutungsfaktor γ_i von 1,0 eingeordnet. Der Keller ist als steifer Kasten ausgebildet und die Masse der Dachkonstruktion beträgt weniger als 50 % des darunter liegenden Geschosses. Damit verfügt das Haus nach DIN 4149 über zwei anrechenbare Vollgeschosse.

Der Massenschwerpunkt und der Schubmittelpunkt liegen nahe beieinander, Bild 20, und die Längswände stellen eine ausreichende Torsionssteifigkeit des Gebäudes sicher. Weiterhin tragen die zur Aussteifung angesetzten Wände sämtliche Vertikallasten des Wohnhauses ab. Das Wohnhaus erfüllt die Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss, so dass bei Einhaltung der konstruktiven Regeln nach DIN 4149, Abschnitt 11.6 auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden kann. Im Folgenden werden die konstruktiven Regeln auf das Reihenhaus angewendet.

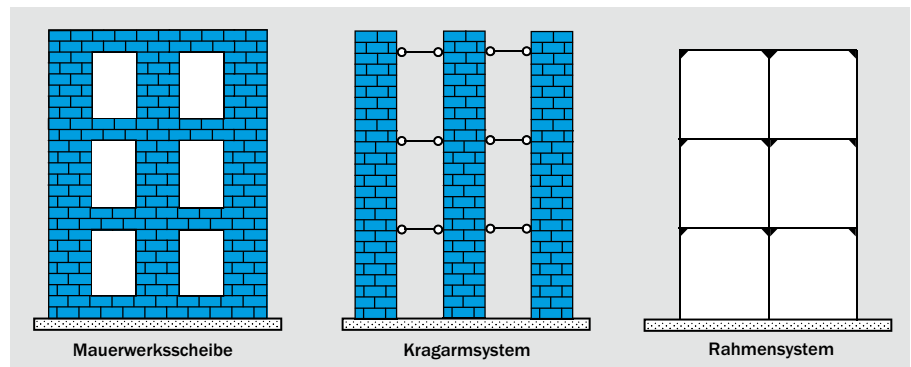


Bild 18: Gegliederte Wandscheibe mit den Ersatzsystemen als Kragarm und Rahmen

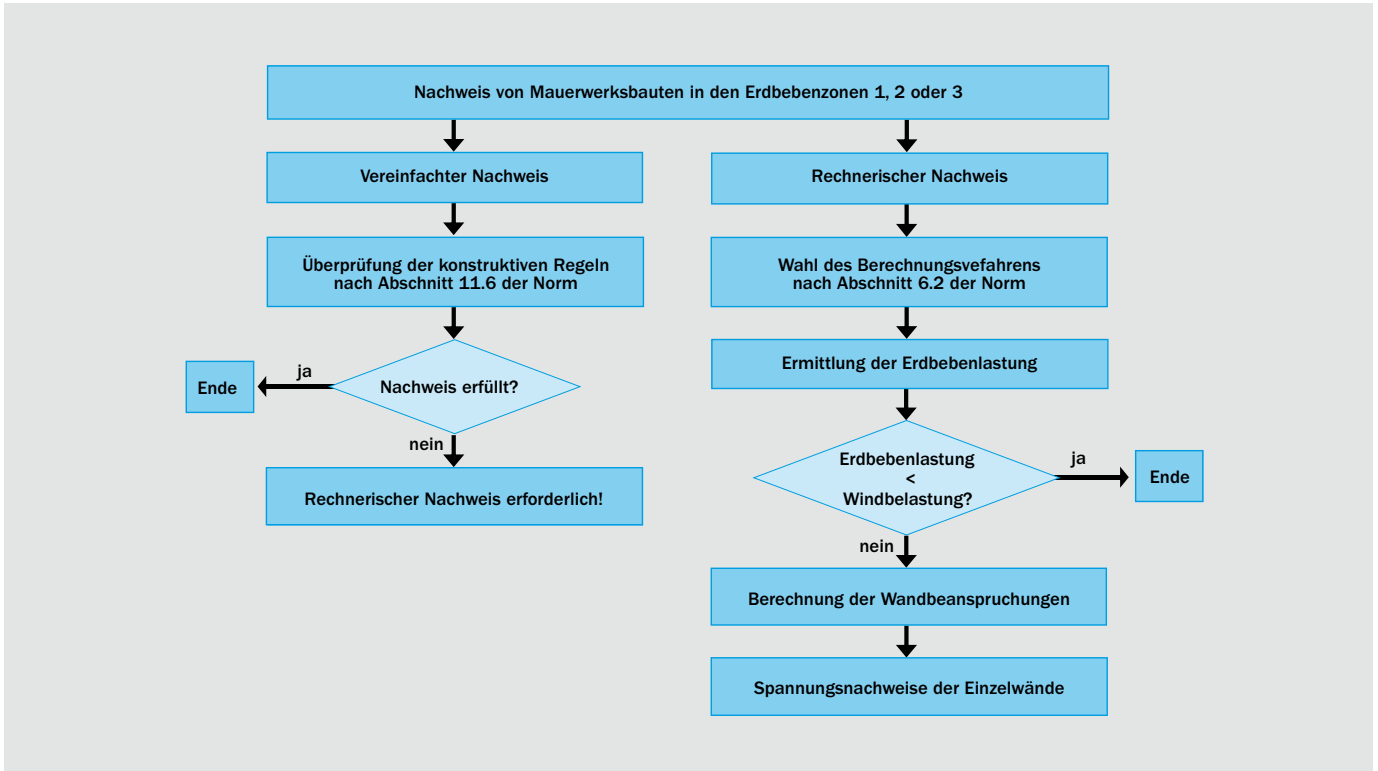


Bild 19: Schema für den Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten aus Kalksandstein

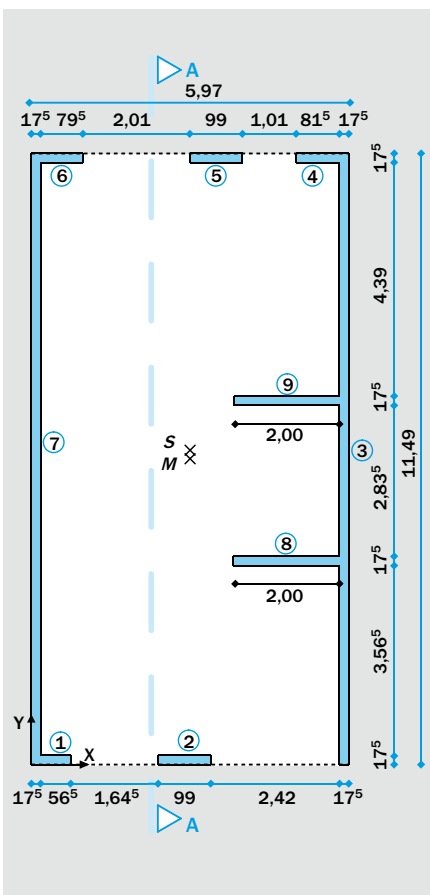


Bild 20: Grundriss des Reihenhauses

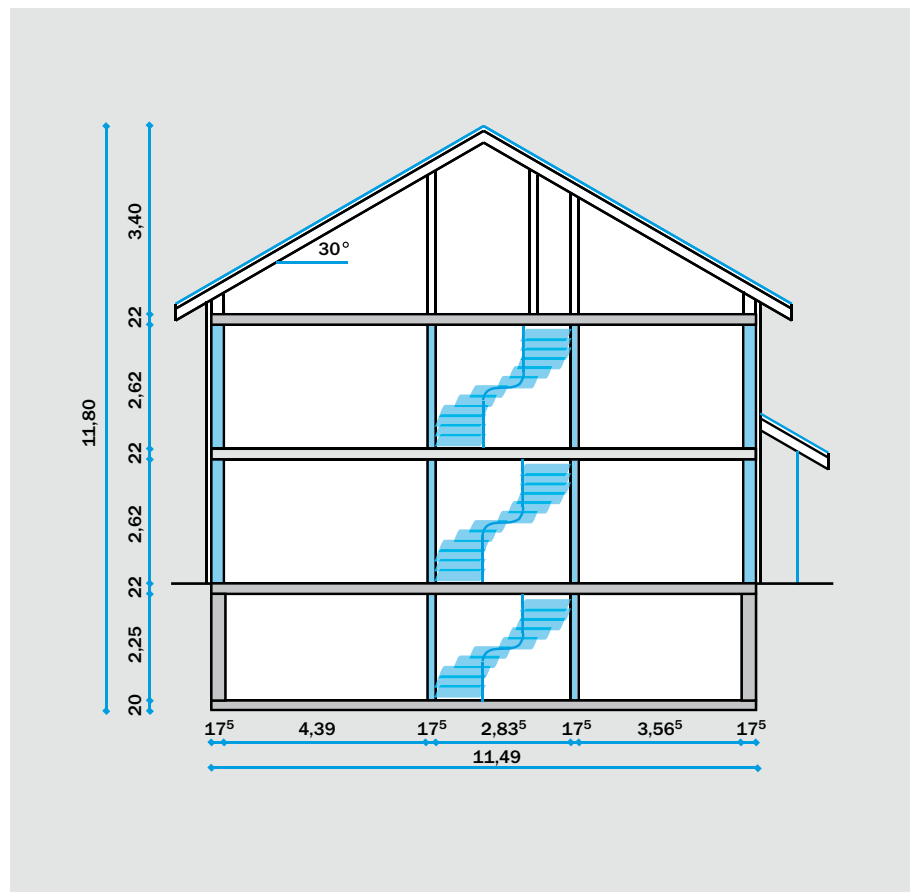


Bild 21: Schnitt A-A des Reihenhauses

Tafel 5: Überprüfung der Anforderungen an Mauerwerksbauten nach DIN 4149, Absatz 11.1 bis 11.3

Absatz	Anforderung	Erfüllt
11.1 (1)	Horizontallastabtrag über Mauerwerksschubwände	ja
11.2 (1)	Anforderungen an die Mauerwerksbaustoffe (für Kalksandsteine der Steindruckfestigkeitsklasse 12 nach DIN 1053-1 erfüllt)	ja
11.3 (1)	Einhaltung der Konstruktionsmerkmale nach DIN 4149, Abschnitt 4.2	ja
11.3 (2)	Geschossdecke als starre Scheibe ausgebildet	ja
11.3 (3)	Mindestanforderung an die Länge aussteifender Wände nach DIN 4149, Tabelle 14 für Erdbebenzone 1: $\ell = 0,74$ m	ja
	Mindestanforderungen für die Wandschlankheit (h_k/t) nach DIN 1053-1	ja

Vorraussetzung für die Anwendung der vereinfachten konstruktiven Regeln ist nach Absatz 11.6 (1) der DIN 4149 die Einhaltung der in den Abschnitten 11.1 bis 11.3 festgelegten allgemeinen Anforderungen für Mauerwerksbauten, Tafel 5.

Tafel 5 zeigt, dass die Anforderungen der Abschnitte 11.1 bis 11.3 der DIN 4149 erfüllt sind, so dass der vereinfachte Nachweis nach Abschnitt 11.6 erfolgen darf. Der gesamte Nachweis der Einhaltung der konstruktiven Regeln ist in Tafel 6

Tafel 6: Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln nach DIN 4149, Absatz 11.6

Absatz 11.6	Konstruktionsregel	Erfüllt
(1)	Erfüllung der allgemeinen Anforderungen der Abschnitte 11.1 bis 11.3	ja
(2)	Kompakter, annähernd rechteckiger Grundriss Längenverhältnis von $b/\ell = 5,97/11,49 = 0,52 \geq 0,25$	ja ja
(3)	Anzahl der Vollgeschosse: $2 < 4$ (DIN 4149, Tabelle 8 für EZ 1, BK II) Maximale Geschosshöhe: $2,84 \text{ m} \leq 3,50 \text{ m}$	ja ja
(4)	Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt liegen nahe beieinander Ausreichende Torsionssteifigkeit	ja ja
(5)	Aussteifende Wände über alle Geschosse durchgehend	ja
(6)	Aussteifende Wände tragen den überwiegenden Teil der Vertikallasten Vertikallasten verteilen sich auf die aussteifenden Wände in beiden Gebäuderichtungen	ja ja
(7)	Mindestschubwandflächen nach Tabelle 15 der Norm:	ja
	Eingangswerte $a_g = 0,4 \text{ m/s}^2$ (DIN 4149, Tabelle 2, Erdbebenzone 1) $S = 1,25$ (DIN 4149, Tabelle 4, Untergrundkombination B-R) $\gamma_I = 1,0$ (DIN 4149, Tabelle 3, Wohngebäude) $A_g = 68,6 \text{ m}^2$ (Geschossgrundrissfläche) $\ell_{ax} = 1,240 \text{ m}$ (mittlere Wandlänge in x-Richtung) $\ell_{ay} = 11,23 \text{ m}$ (mittlere Wandlänge in y-Richtung)	
	Erforderliche Schubwandflächen	
	Querrichtung	Längsrichtung
	Beiwert k_x $k_x = 1$ (Anteil Schubwände > 2 m: 29 % < 70 %)	Beiwert k_y $k_y = 1 + (\ell_{ay} - 2)/4 = 3,31 \leq 2$ (Anteil Schubwände > 2 m: 100 % > 70 %)
	Linke Spalte in Tabelle 15 der Norm $a_g \cdot S \cdot \gamma_I = 0,5 \leq 0,06 \cdot 9,81 \cdot k_x = 0,59$	Linke Spalte in Tabelle 15 der Norm $a_g \cdot S \cdot \gamma_I = 0,5 \leq 0,06 \cdot 9,81 \cdot k_y = 1,18$
	Erforderliche Schubwandfläche A_{sx} erf. $A_{sx} = 2 \% \cdot 68,6 \text{ m}^2 = 1,37 \text{ m}^2$	Erforderliche Schubwandfläche A_{sy} erf. $A_{sy} = 2 \% \cdot 68,6 \text{ m}^2 = 1,37 \text{ m}^2$
	Vorhandene Schubwandflächen	
	Querrichtung	Längsrichtung
	$A_{s1} = 0,175 \cdot 0,74 = 0,13 \text{ m}^2$ $A_{s2} = 0,175 \cdot 0,99 = 0,17 \text{ m}^2$ $A_{s4} = 0,175 \cdot 0,99 = 0,17 \text{ m}^2$ $A_{s5} = 0,175 \cdot 0,99 = 0,17 \text{ m}^2$ $A_{s6} = 0,175 \cdot 0,97 = 0,17 \text{ m}^2$ $A_{s8} = 0,175 \cdot 2,00 = 0,35 \text{ m}^2$ $A_{s9} = 0,175 \cdot 2,00 = 0,35 \text{ m}^2$ vorh. $A_{sx} = 1,51 \text{ m}^2 > \text{erf. } A_{sx} = 1,37 \text{ m}^2$	$A_{s3} = 0,175 \cdot 11,32 = 1,98 \text{ m}^2$ $A_{s7} = 0,175 \cdot 11,14 = 1,95 \text{ m}^2$ vorh. $A_{sy} = 3,93 \text{ m}^2 > \text{erf. } A_{sy} = 1,37 \text{ m}^2$
(8)	Je Gebäuderichtung mindestens zwei Wände mit $\ell \geq 1,99 \text{ m}$	ja

zusammengestellt. Kern des Nachweises ist neben der Einhaltung weiterer konstruktiver Anforderungen die Überprüfung der erforderlichen Schubwandflächen nach Tabelle 15 der DIN 4149. Diese Schubwandflächen sind in jede Hauptrichtung des Gebäudes sinnvoll zu ermitteln. Für das untersuchte Reihenhaus können alle Wände berücksichtigt werden, da die Mindestwandlänge von 0,74 m von allen Wänden erfüllt wird.

Die Auswertung in Tafel 6 zeigt, dass die Konstruktionsregeln eingehalten werden und somit auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden kann. Der Nachweis gelingt jedoch nur in Erdbebenzone 1. Für die Erdbebenzone 2 kann der vereinfachte Nachweis in Querrichtung nicht mehr geführt werden: dafür ist die erforderliche Schubwandfläche nicht mehr ausreichend.

5.2 Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis

Der rechnerische Nachweis wird im Folgenden exemplarisch an einem zweigeschossigen Mehrfamilienhaus durchgeführt. Der Grundriss und der Aufriss des untersuchten Objekts sind in den Bildern 22 und 23 dargestellt. Der Keller ist als steifer Kasten ausgebildet, dem sich zwei Vollgeschosse mit tragenden Mauerwerkswänden aus Kalksandstein und eine Dachkonstruktion in Satteldachform mit einer Dachneigung von 40° anschließen. Aus Schallschutzgründen werden die tragenden Treppenhaus- und Wohnungstrennwände in einer Wanddicke von 240 mm (Steindruckfestigkeitsklasse 12) ausgeführt. Für die Außenwände und alle übrigen Innenwände erfolgt die Ausführung in der Wanddicke 175 mm (Steindruckfestigkeitsklasse 20). Gewählt werden KS-Plansteine mit Dünnbettmörtel. Für das Mehrfamilienhaus wird der rechnerische Standsicherheitsnachweis nach DIN 4149 in der Erdbebenzone 2 mit der Untergrundkombination C-S geführt. Die Bemessung des nachfolgenden Beispiels erfolgt mit der Software MINEA. Dabei werden die Wandlängen aus den Achsmaßen ermittelt und die Bemessung erfolgt ohne Rundung der Zwischenergebnisse.

5.2.1 Ersatzsystem für die Ermittlung der Beanspruchungsgrößen

Die Antwort des Gebäudes auf dynamische Beanspruchungen im Falle eines Erdbebens wird durch die Steifigkeit des horizontalen Aussteifungssystems und durch die Verteilung der Stockwerksmassen bestimmt. Als Berechnungsmodell für eine

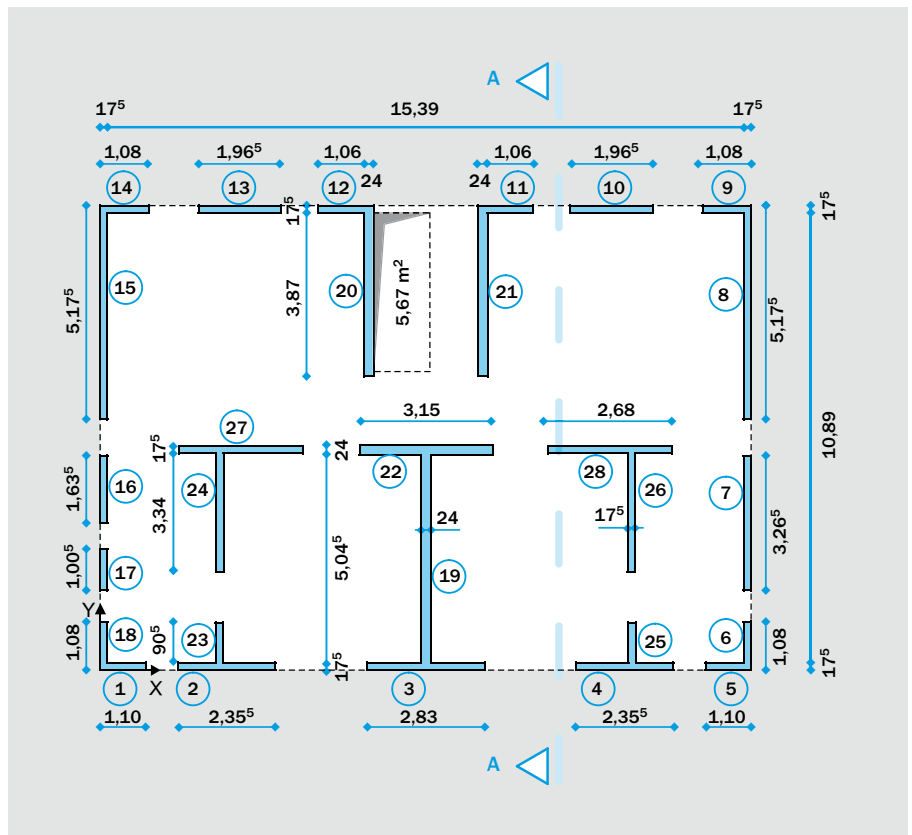


Bild 22: Grundriss des Mehrfamilienhauses

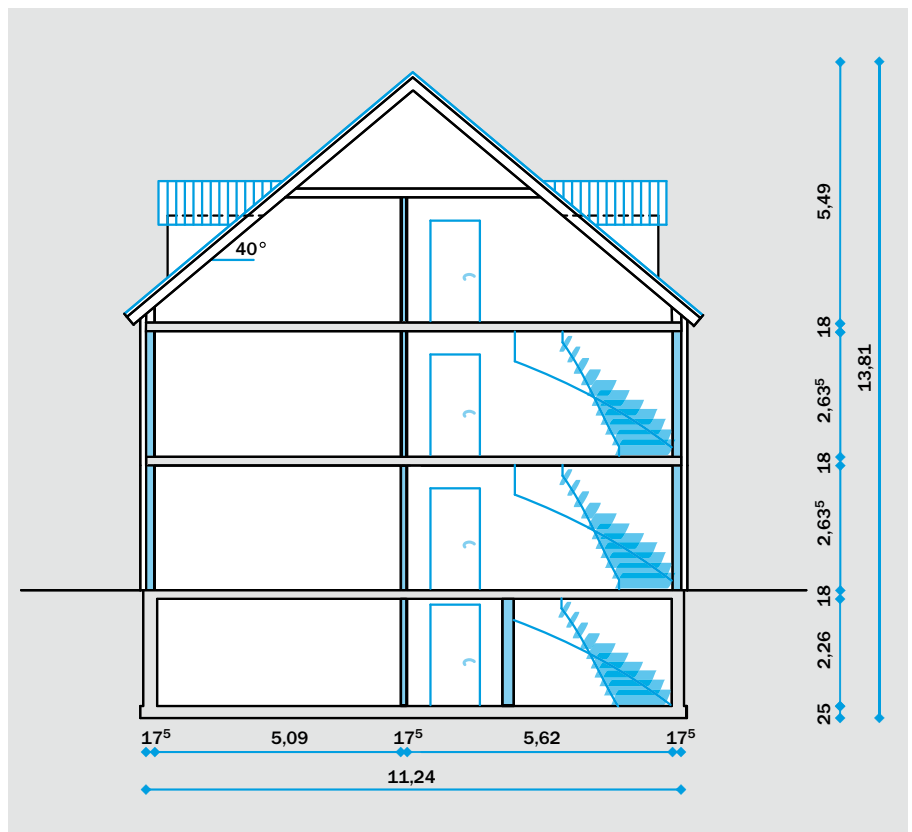


Bild 23: Schnitt A-A durch das Mehrfamilienhaus

Untersuchung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren wird der in Bild 24 dargestellte Zweimassenschwinger gewählt. Die Einzelmassen des Schwingers

ergeben sich aus dem Eigengewicht und den veränderlichen Masseanteilen infolge von Verkehrslasten auf den Stockwerkebenen. Die Steifigkeiten des Ersatzsta-

bes sind die Geschosssteifigkeiten, die aus den einzelnen Wandsteifigkeiten zu berechnen sind. Die Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte und der daraus resultierenden Wandbeanspruchungen erfolgt getrennt für die x- und y-Richtung. Eine Kombination der Beanspruchungsgrößen ist nach DIN 4149, Abschnitt 6.2.4.1 (5) nicht erforderlich, da die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt sind und der Horizontallastabtrag ausschließlich über Wände erfolgt.

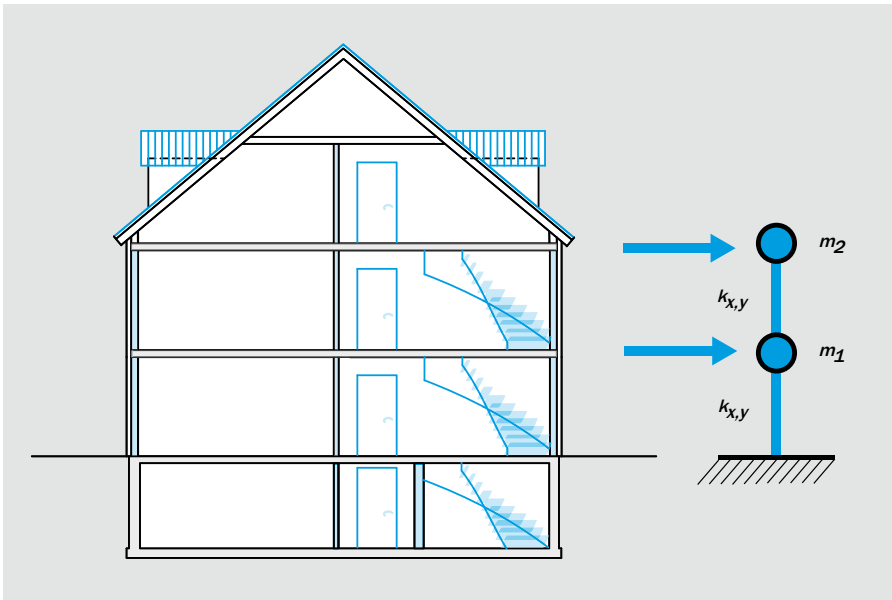


Bild 24: Rechenmodell: Zweimassenschwinger

5.2.1.1 Ermittlung der Stockwerksmassen

Die Stockwerksmassen setzen sich aus den ständigen und veränderlichen Massen der Decken sowie dem Wandeigengewicht zusammen. Der Beiwert φ zur Beschreibung der Stockwerksnutzung wird nach DIN 4149, Tabelle 6 für eine unabhängige Stockwerksnutzung gewählt und der Kombinationsbeiwert Ψ_2 wird nach DIN 1055-100 angesetzt. Abweichend von DIN 1055-100 wird jedoch gemäß der Einführungserlasse der Bundesländer bei der Bestimmung der Massen der Dachkonstruktion zusätzlich zum Eigengewicht eine Schneelast mit einem Kom-

Tafel 7: Massenermittlung

		Decke über Erdgeschoss	Decke über Obergeschoss	Dachkonstruktion
Deckenlasten	Geschossfläche	$A_{EG} = 171,25 \text{ m}^2$	$A_{OG} = 171,25 \text{ m}^2$	$A_{Grundfläche} = 171,25 \text{ m}^2$
	Ständige Lasten	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Satteldachkonstruktion
		$g_k = 6 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 6 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ (Grundfläche)
	Veränderliche Lasten	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Schneelast
		$q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$
	φ -Beiwert	0,5 [-]	1,0 [-]	1,0 [-]
	Ψ_2 -Beiwert	0,3 [-]	0,3 [-]	0,5 [-]
Wandlasten	Wandfläche	$A_W = 12,68 \text{ m}^2$	$A_W = 12,68 \text{ m}^2$	–
	Wandhöhe	$h = 2,81 \text{ m}$	$h = 1,41 \text{ m}$	–
	Dichte des MW	$\rho_{MW} = 2 \text{ t/m}^3$	$\rho_{MW} = 2 \text{ t/m}^3$	–
	Wandeigengewicht	$G_{k,MW} = 700 \text{ kN}$	$G_{k,MW} = 350 \text{ kN}$	–
Summen	$\sum G_{ki}$	$171,25 \cdot 6 + 700 = 1.727,50 \text{ kN}$	$171,25 \cdot 6 + 350 = 1.377,50 \text{ kN}$	$171,25 \cdot 1,2 = 205,50 \text{ kN}$
	$\sum \varphi \cdot \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$171,25 \cdot (2,7 \cdot 0,5 \cdot 0,3) = 69,36 \text{ kN}$	$171,25 \cdot (2,7 \cdot 1,0 \cdot 0,3) = 138,71 \text{ kN}$	$171,25 \cdot (0,45 \cdot 1,0 \cdot 0,5) = 38,53 \text{ kN}$
	$\sum G_{ki} + \sum \varphi \cdot \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$1.797 \text{ kN} \sim 183 \text{ t}$	$1.516 \text{ kN} \sim 155 \text{ t}$	$244 \text{ kN} \sim 25 \text{ t} < 0,5 \cdot 155 \text{ t} = 78 \text{ t}$

binationsbeiwert $\Psi_2 = 0,5$ angesetzt. Im vorliegenden Fall wurde die Schneelast für eine Dachneigung von 40° in der Schneelastzone II und eine Standorthöhe von 245 m über N.N. nach DIN 1055-5 [11] ermittelt. Tafel 7 beinhaltet die Zusammenstellung der Stockwerksmassen aus Eigengewicht und Verkehrslasten mit den dazugehörigen Kombinationsbeiwerten. Die Masse der Dachkonstruktion beträgt mit 25 t weniger als 50 % des darunter liegenden Vollgeschosses mit 155 t. Dementsprechend wird das Dachgeschoss nicht als eigenständiges Vollgeschoss berücksichtigt, sondern die Masse der Dachkonstruktion wird dem darunter liegenden Vollgeschoss aufgeschlagen. Für das Ersatzsystem in Bild 24 ergeben sich damit folgende Massen:

$$m_1 = 183 \text{ t}$$

$$m_2 = 155 \text{ t} + 25 \text{ t} = 180 \text{ t}$$

5.2.1.2 Ermittlung der Systemsteifigkeiten

Die Systemsteifigkeit wird getrennt für die x- und die y-Richtung aus den Einzelwandsteifigkeiten berechnet. Die Geometrie- und Materialdaten der einzelnen Wandscheiben sind in Tafel 13 zusammengestellt. Für die Berechnung der Steifigkeiten können alle Wände angesetzt werden, da von allen Wänden die Anforderung einer Mindestwandlänge von 980 mm nach Tabelle 14 der DIN 4149 eingehalten wird. Die einzelnen Wandsteifigkeiten werden unter Berücksichtigung eines Abminderungsfaktors für Schubverformungen berechnet. Exemplarisch ergibt sich für die Wandscheibe 1 mit einer Dicke von $d = 175 \text{ mm}$ und einer rechnerischen Länge von $\ell = 1,01 \text{ m}$ ein Steifigkeitsbeitrag in x-Richtung von

$$k_{x,1} = E \cdot I_{x,1}$$

$$= E \cdot 0,175 \cdot 1,01^3 / 12$$

$$= E \cdot 0,015 \text{ kNm}^2 \quad (5-1)$$

Mit der Berücksichtigung der Schubverformungen nach Abschnitt 4.2 ergibt sich eine leicht abgeminderte Einzelwandsteifigkeit:

$$k_{x,1} = E \cdot I_{Ex,1} = E \cdot \frac{I}{\left(1 + \frac{3,64 EI}{h^2 GA}\right)}$$

$$= E \cdot \frac{0,015}{\left(1 + \frac{3,64 \cdot 0,015}{5,62^2 \cdot 0,4 \cdot 0,175 \cdot 1,01}\right)}$$

$$= E \cdot 0,0146 \text{ kNm}^2 \quad (5-2)$$

Die Steifigkeitswerte der übrigen Wandscheiben des Grundrisses können analog

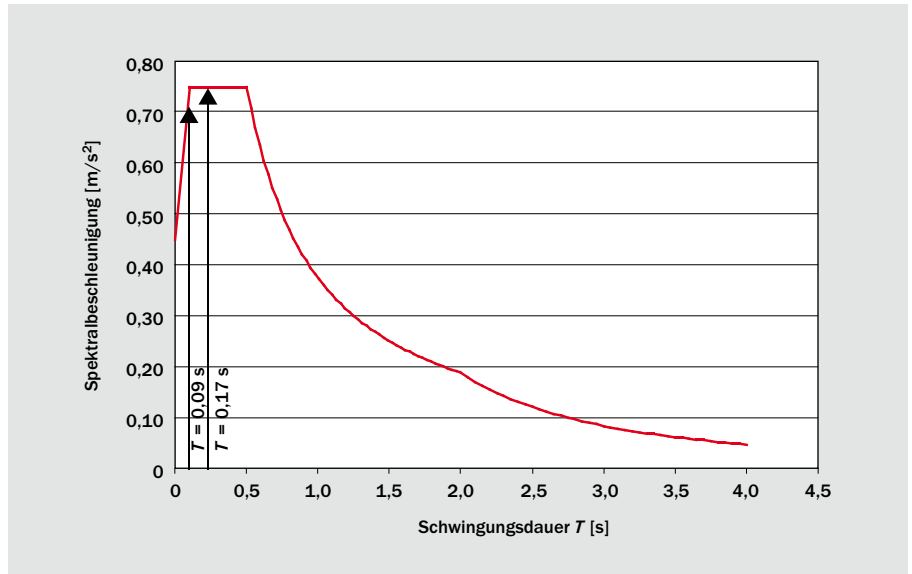


Bild 25: Bemessungsspektrum, Erdbebenzone 2, Untergrundkombination C-S, $q = 1,5$

ermittelt werden und sind in der Tafel 13 zusammengestellt. Der in der Tafel angegebene rechnerische Elastizitätsmodul wurde hierbei aus der charakteristischen Druckfestigkeit abgeleitet. Mit der charakteristischen Druckfestigkeit $f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$ bzw. 10 N/mm^2 nach DIN 1053-100, Tabelle 5 für Kalksand-Plansteine als Vollsteine der Steindruckfestigkeitsklasse 12 bzw. 20 ergibt sich der jeweilige Elastizitätsmodul nach DIN 1053-100, Tabelle 3 zu:

$$\text{SFK 12: } E = 950 \cdot f_k = 6.555.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SFK 20: } E = 950 \cdot f_k = 9.500.000 \text{ kN/m}^2 \quad (5-3)$$

Werte für f_k siehe auch Tafel 8. Damit ergeben sich folgende resultierende Gesamtsteifigkeiten des Ersatzstabs:

$$k_x = \sum_i k_{x,i} = 16.591.456 \text{ kNm}^2$$

$$k_y = \sum_i k_{y,i} = 59.551.124 \text{ kNm}^2 \quad (5-4)$$

5.2.1.3 Ermittlung der Erdbebeneinsatzkräfte in x- und y-Richtung

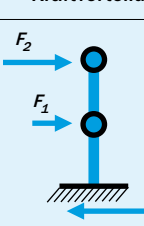
Für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens wird mit dem Zweimassenschwinger die erste Eigenfrequenz bzw. Periode des Tragwerks in den beiden Gebäuderichtungen berechnet. Dies kann mittels geeigneter Software über eine Modalanalyse oder durch eine Abschätzung der in Abschnitt 4.1 angegebenen Formel nach Müller und Keintzel [10] erfolgen. In diesem konkreten Beispiel wird über eine Modalanalyse mit dem Programm MINEA [12] die Grundschwingzeit zu 0,17 s in x-Richtung und zu 0,09 s in y-Richtung ermittelt.

Mit den ermittelten Perioden werden die zugehörigen Spektralbeschleunigungen nach DIN 4149 aus dem Antwortspektrum des Gebäudestandorts bestimmt. Dabei wird ein Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ für unbewehrtes Mauerwerk nach DIN 4149, Tabelle 17 angesetzt. Bild 25 zeigt, dass sich für die beiden Richtungen unterschiedliche

Tafel 8: Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeiten f_k [N/mm²] gemäß DIN 1053-100 und Zulassungen

Steinfestigkeitsklasse (SFK)	KS-Voll-, KS-Loch-, KS-Block- und KS-Hohlblocksteine				KS-Plansteine		KS XL nach ABZ		
					Vollsteine	Lochsteine	ohne Nut	mit Nut	mit durchgehender Lochung
	MG II	MG IIa	MG III	MG IIIa	DM	DM	DM	DM	DM
10	3,4	4,4	5,0	–	6,6	5,0	–	–	–
12	3,7	5,0	5,6	6,0	6,9	5,6	9,4	6,9	6,9
16	4,4	5,5	6,6	7,7	8,5	6,6	11,0	8,5	8,5
20	5,0	6,0	7,5	9,4	10,0	7,5	12,6	10,7	10,0
28	5,6	7,2	9,4	11,0	11,6	7,5	12,6	11,6	11,6

Tafel 9: Stockwerkskräfte aus höhen- und massenproportionaler Verteilung

Kraftverteilung	Erdbebenzone 2	
	x-Richtung	y-Richtung
	F_2	180,3 kN
	F_1	92,0 kN
	F_b	272,3 kN
		171,6 kN
		87,6 kN
		259,2 kN

Spektralbeschleunigungen (0,750 m/s² für die x-Richtung und 0,714 m/s² für die y-Richtung) ergeben.

Aus der Gesamtmasse des Tragwerks und den ermittelten Spektralbeschleunigungen werden die Gesamterdbebenkräfte berechnet. Diese ergeben sich mit dem Korrekturfaktor λ , der für Tragwerke mit nicht mehr als drei Stockwerken mit 1,0 anzusetzen ist, zu:

x-Richtung: $F_{b,x} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$
 $= 0,750 \cdot 363 \cdot 1,0$
 $= 272,3 \text{ kN}$

y-Richtung: $F_{b,y} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$
 $= 0,714 \cdot 363 \cdot 1,0$
 $= 259,2 \text{ kN}$

Die Verteilung der Gesamterdbebenkräfte erfolgt gemäß

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5-5)$$

mit:
 F_i am Geschoss i angreifende Horizontalkraft
 F_b Gesamterdbebenkraft
 z_i, z_j Höhe der Massen m_i, m_j
 m_i, m_j Geschossmassen

vereinfachend höhen- und massenproportional auf die einzelnen Stockwerksebenen, Tafel 9.

5.2.2 Verteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Wandscheiben

Die Summe der Erdbebenlasten wird entsprechend der jeweiligen Wandsteifigkeiten auf die Einzelwände verteilt. Dafür werden die Verteilungszahlen s_{ix} für die Bebenkomponente in x-Richtung und s_{iy} für die Bebenkomponente in y-Richtung ermittelt. Die Verteilungszahlen werden dabei sowohl für die Aussteifungselemente parallel (Index i) und senkrecht (Index j) zur Belastungsrichtung unter Berücksichtigung der Torsionswirkungen berechnet:

$$s_i = \frac{k_i}{k} \left(1 \pm \frac{k \cdot r_i \cdot e}{k_T} \right), s_j = \frac{k_j \cdot r_j \cdot e}{k_T} \quad (5-6)$$

mit:
 k_i, k_j Steifigkeiten der Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung
 k_T Torsionssteifigkeit des betrachteten Geschosses,
 $k_T = \sum_{i=1}^n k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{\ell} k_j \cdot r_j^2$
 n, ℓ Anzahl der Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung
 r_i, r_j Abstände der Aussteifungselemente zum Steifigkeitsmittelpunkt
 k Translationssteifigkeit in Erdbebenrichtung, $k = \sum_{i=1}^n k_i$
 e Exzentrizität

Da bei dem untersuchten Grundriss eine unsymmetrische Verteilung der Horizontalsteifigkeit und der Masse vorliegt, wird die Torsionswirkung nach Abschnitt 6.2.2.4 der DIN 4149 berücksichtigt. Anhand der Kriterien in Tafel 10 wird entschieden, wie die Torsionswirkung normengerecht in An-

satz zu bringen ist. Sind alle Bedingungen erfüllt, so kann die Torsion entweder über den vereinfachten Ansatz nach Abschnitt 6.2.2.4.2 (6) oder mit dem genaueren Torsionsansatz nach Abschnitt 6.2.2.4.2 (11) der DIN 4149 ermittelt werden.

Nicht einfach überprüfbar ist hierbei die Bedingung, ob das Quadrat des Torsionsradius r^2 größer als die Summe aus dem Quadrat des Trägheitsradius ℓ_s^2 und dem Quadrat der tatsächlichen Exzentrizitäten e_o^2 ist. Dies muss rechnerisch überprüft werden, da bei Verletzung dieser Bedingung unabhängig von dem Verfahren zur Berücksichtigung der Torsionswirkung die Erdbebenbeanspruchungen zusätzlich pauschal mit dem Faktor 1,25 zu erhöhen sind.

Das Quadrat des Trägheitsradius ℓ_s^2 ergibt sich für den hier vorliegenden rechteckigen Grundriss zu:

$$\ell_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

$$= (15,74^2 + 11,24^2)/12$$

$$= 31,17 \text{ m}^2 \quad (5-7)$$

Der Torsionsradius wird getrennt für die x- bzw. die y-Richtung aus dem Verhältnis der Torsionssteifigkeit

$$k_T = \sum_{i=1}^n k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{\ell} k_j \cdot r_j^2$$

$$= 2.128.397.550 \text{ kNm}^4 \quad (5-8)$$

zu den richtungsabhängigen Translationssteifigkeiten berechnet:

$$r_x^2 = \frac{k_T}{k_x} = \frac{2.128.397.550}{16.591.456} = 128,28$$

$$r_y^2 = \frac{k_T}{k_y} = \frac{2.128.397.550}{59.551.124} = 35,74 \quad (5-9)$$

Die tatsächliche Exzentrizität e_o ist der Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenschwerpunkt. Der Massenschwerpunkt kann unter Vernachlässigung des Einflusses des Wand-eigengewichtes und der Öffnung für das Treppenhaus als Mittelpunkt der Deckenfläche ausreichend genau bestimmt werden mit:

$$x_M = 7,87 \text{ m}$$

$$y_M = 5,62 \text{ m} \quad (5-10)$$

Der Steifigkeitsmittelpunkt berechnet sich mit den Steifigkeitswerten aus Tafel 13 zu:

Tafel 10: Vereinfachter Nachweis der Torsionswirkung

Bedingungen nach DIN 4149, Abschnitt 6.2.2.4.2 (3)		Erfüllt
a)	Die Bauwerkshöhe überschreitet 10 m nicht und das Bauwerk weist gut verteilte steife Außen- und Innenwände auf.	ja
b)	Die Deckenscheiben sind starr ausgebildet.	ja
c)	Die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte liegen näherungsweise auf einer vertikalen Geraden.	ja
c)	In jeder der beiden Berechnungsrichtungen ist folgende Bedingung eingehalten: $r^2 > \ell_s^2 + e_o^2$	ja, siehe Tafel 11

$$x_s = \frac{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i} \cdot x_{s,i}}{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i}} = 8,28 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i} \cdot y_{s,i}}{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i}} = 4,33 \text{ m} \quad (5-11)$$

Aus der Differenz zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt ergibt sich die tatsächliche Exzentrizität e_o . Mit e_o , dem Trägheitsradius ℓ_s sowie den Torsionsradien r_x und r_y ergibt sich, dass die Bedingung c) nach Tafel 10 in x- und y-Richtung des Gebäudes eingehalten wird, Tafel 11.

Damit kann die Torsionswirkung vereinfacht nach Abschnitt 6.2.2.4.2 (6) oder mit dem genaueren Torsionsansatz nach Abschnitt 6.2.2.4.2 (11) der DIN 4149 berücksichtigt werden. Im Rahmen dieser Berechnung wird die Torsion mit dem genaueren Torsionsansatz durch eine kombinierte Betrachtung der tatsächlichen Exzentrizität e_o , der zusätzlichen Exzentrizität e_2 und der zufälligen Exzentrizität e_1 berücksichtigt. Die anzusetzenden Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} sind getrennt für beide Untersuchungsrichtungen zu bestimmen (DIN 4149, Abschnitt 6.2.2.4.2):

$$e_{max} = e_o + e_1 + e_2$$

$$e_{min} = 0,5 \cdot e_o - e_1 \quad (5-12)$$

Die zufällige Exzentrizität berechnet sich mit der Abmessung L_i des Bauwerksgeschosses senkrecht zur Erdbebenrichtung zu

$$e_1 = \pm 0,05 \cdot L_i$$

$$e_{1,x} = \pm 0,05 \cdot 15,74 = 0,787 \text{ m}$$

$$e_{1,y} = \pm 0,05 \cdot 11,24 = 0,562 \text{ m} \quad (5-13)$$

Die zusätzliche Exzentrizität e_2 ist jeweils für die x- und die y-Richtung zu berechnen und ergibt sich als Minimum der Berechnungsformeln 5-14:

$$e_2 = \min \left\{ \begin{aligned} &0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_o}{L}} \leq 0,1 \cdot (L + B) \\ &\frac{1}{2 \cdot e_o} \left[\ell_s^2 \cdot e_o^2 \cdot r^2 + \sqrt{(\ell_s^2 + e_o^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_o^2 \cdot r^2} \right] \end{aligned} \right. \quad (5-14)$$

Für die x-Richtung ergibt sich beispielhaft:

Tafel 11: Tatsächliche Exzentrizitäten, Torsionsradien und Trägheitsradien

	e_o	e_o^2	r^2	ℓ_s^2	$r^2 > \ell_s^2 + e_o^2$
x-Richtung	8,28 - 7,87 = 0,41 m	0,17 m ²	128,28 m ²	31,17 m ²	ja
y-Richtung	5,62 - 4,33 = 1,29 m	1,66 m ²	35,74 m ²	31,17 m ²	ja

Tafel 12: Tatsächliche, zufällige und zusätzliche Exzentrizitäten

Bebenrichtung	Exzentrizität				
	tatsächliche e_o	zufällige e_1	zusätzliche e_2	minimale e_{min}	maximale e_{max}
x-Richtung	0,410 m	0,787 m	0,131 m	-0,582 m	1,329 m
y-Richtung	1,287 m	0,562 m	2,698 m	0,082 m	4,547 m

$$e_{2,x} = \min \left\{ \begin{aligned} &0,1 \cdot (15,74 + 11,24) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 0,41}{15,74}} \\ &= 1,377 \leq 0,1 \cdot (15,74 + 11,24) \\ &= 2,698 \\ &\frac{1}{2 \cdot 0,41} \left[31,17 - 0,41^2 - 128,28 + \sqrt{(31,17 + 0,41^2 - 128,28)^2 + 4 \cdot 0,41^2 \cdot 128,28} \right] \\ &= 0,131 \end{aligned} \right. \quad (5-15)$$

Die zusätzliche Exzentrizität von $e_{2,y} = 2,698$ m ergibt sich analog, Tafel 12.

Mit den ermittelten Exzentrizitäten können die Verteilungszahlen der Einzelwandscheiben s_{ix} für die Bebenkomponente in x-Richtung und s_{iy} für die Bebenkomponente in y-Richtung bestimmt werden. Exemplarisch ergeben sich für die Wandscheibe 1 folgende Verteilungszahlen:

$$s_{1x} = \frac{k_{1x}}{k_x} \cdot \left(1 + \frac{k_x \cdot r_{1y} \cdot e_{y,min}}{k_T} \right) = \frac{139.327}{16.591.456} \cdot \left(1 + \frac{16.591.456 \cdot (4,33 - 0,088) \cdot 0,082}{2.128.397.550} \right) = 0,0084$$

$$s_{1y} = r_{1y} \cdot e_{x,max} \cdot \frac{k_{1x}}{k_T} = (4,33 - 0,088) \cdot 1,329 \cdot \frac{139.327}{2.128.397.550} = 0,00036 \quad (5-16)$$

Dementsprechend können die Beanspruchungen der Wandscheibe 1 mit den Stockwerkskräften aus Tafel 9 wie folgt ermittelt werden:

Beanspruchung in x-Richtung:

$$V_{ED} = 0,0084 \cdot 272,3 = 2,28 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 0,0084 \cdot (180,3 \cdot 5,62 + 92,0 \cdot 2,81) = 10,65 \text{ kNm} \quad (5-17)$$

Beanspruchung in y-Richtung:

$$V_{ED} = 0,00036 \cdot 259,2 = 0,09 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 0,00036 \cdot (171,6 \cdot 5,62 + 87,6 \cdot 2,81) = 0,44 \text{ kNm} \quad (5-18)$$

Für die Wandscheibe 1 ist damit die x-Richtung maßgebend. In Tafel 13 sind die Verteilungszahlen und in Tafel 14 die Bemessungswerte der Beanspruchungen aller Wandscheiben zusammengefasst.

5.2.3 Standsicherheitsnachweise nach DIN 1053-100

Zur Durchführung der Standsicherheitsnachweise nach DIN 1055-100 sind die horizontalen Beanspruchungen infolge Erdbeben mit den Vertikallasten infolge Eigengewicht zuzüglich 30 % der Verkehrslasten zu überlagern. Die Wandnormalkräfte wurden über Lastezugsflächen, Bild 26, mit dem Programm MINEA [12] ermittelt und für alle Wandscheiben in Tafel 14

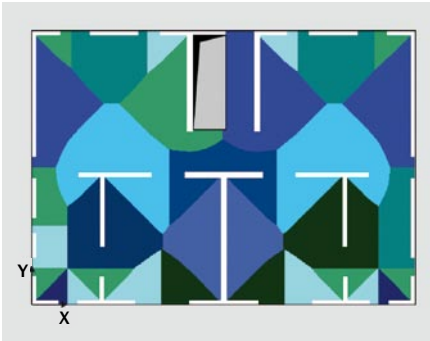


Bild 26: Wandinflussflächen der Normalkräfte

zusammengestellt. Für die exemplarisch betrachtete Wandscheibe 1 ergibt sich ein Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft von $N_{ED} = 36,21 \text{ kN}$.

Mit den ermittelten Beanspruchungen werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für zentrische und exzentrische Druckbeanspruchung sowie für den Schub am Wandfuß im Erdgeschoss geführt. Auf den Nachweis der Knicksicherheit wird im Rahmen dieser Broschüre verzichtet. Die Nachweise werden im Fol-

genden exemplarisch für die Wandscheibe 1 geführt. Für alle anderen Wände finden sich die Ergebnisse in der Tafel 14.

5.2.3.1 Nachweis der zentrischen und exzentrischen Druckbeanspruchung

Der Nachweis der zentrischen und exzentrischen Druckbeanspruchung wird mit dem vereinfachten Verfahren geführt. Hierzu wird die einwirkende Normalkraft N_{ED} der aufnehmbaren Normalkraft N_{RD} gegenübergestellt. Der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{RD} wird

Tafel 13: Wandkennwerte und Verteilungszahlen

Nr.	ℓ	d	x_{Si}	y_{Si}	I_{Ex}/I_{Ey}	E-Modul	f_k	SFK	f_{bz}	f_{vko}	s_{ix}	s_{iy}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ⁴]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]
1	1,01	0,175	0,60	0,09	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,008	0,000
2	2,36	0,175	3,05	0,09	0,17	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,096	0,004
3	2,83	0,175	7,87	0,09	0,28	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,158	0,007
4	2,36	0,175	12,69	0,09	0,17	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,096	0,004
5	1,01	0,175	15,15	0,09	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,008	0,000
6	0,99	0,175	15,65	0,59	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,002	0,002
7	3,27	0,175	15,65	3,56	0,40	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,060	0,072
8	5,09	0,175	15,65	8,61	1,19	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,177	0,212
9	0,99	0,175	15,16	11,15	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,010	0,001
10	1,97	0,175	12,53	11,15	0,10	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,072	0,004
11	1,18	0,175	9,84	11,15	0,02	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,016	0,001
12	1,18	0,175	5,91	11,15	0,02	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,016	0,001
13	1,97	0,175	3,21	11,15	0,10	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,072	0,004
14	0,99	0,175	0,59	11,15	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,010	0,001
15	5,09	0,175	0,09	8,61	1,19	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,197	0,247
16	1,64	0,175	0,09	4,37	0,06	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,010	0,012
17	1,01	0,175	0,09	2,43	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,002	0,003
18	0,99	0,175	0,09	0,59	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,002	0,003
19	5,25	0,240	7,87	2,73	1,74	6.555.000	6,90	12	0,40	0,11	0,010	0,195
20	3,96	0,240	6,50	9,17	0,90	6.555.000	6,90	12	0,40	0,11	0,022	0,106
21	3,96	0,240	9,25	9,17	0,90	6.555.000	6,90	12	0,40	0,11	0,012	0,101
22	3,15	0,240	7,87	5,35	0,50	6.555.000	6,90	12	0,40	0,11	0,207	0,002
23	0,99	0,175	2,90	0,59	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,002	0,003
24	3,43	0,175	2,90	3,64	0,46	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,050	0,088
25	0,99	0,175	12,84	0,59	0,01	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,001	0,002
26	3,43	0,175	12,84	3,64	0,46	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,042	0,078
27	2,68	0,175	3,52	5,35	0,24	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,142	0,001
28	2,68	0,175	12,23	5,35	0,24	9.500.000	10,00	20	0,66	0,11	0,142	0,001

nach DIN 1053-100, Abschnitt 8.9.1.1 bestimmt:

$$N_{Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d$$

$$\text{mit } f_d = \frac{\eta \cdot f_k}{\gamma_M}$$

$$\text{und } \Phi_1 = 1 - 2 \cdot e/b \quad (5-19)$$

mit:
 Φ_1 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Exzentrizitäten

- A Gesamtfläche des Querschnitts
- f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks
- η Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen
- f_k Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert
- e Exzentrizität: $e = M_{ED}/N_{ED}$
- b Länge der Wandscheibe

Für den Lastfall Erdbeben ergibt sich der Abminderungsbeiwert η zu 1,0 und der Teil-

sicherheitsbeiwert γ_M ist nach DIN 4149, Tabelle 16 mit 1,2 anzusetzen. Φ_1 ist der Abminderungsfaktor für vorwiegend biegebeanspruchte Wandscheiben und in Abhängigkeit von der Lastexzentrizität e und der Wandlänge b zu ermitteln. Hier beträgt die Lastexzentrizität e für Wandscheibe 1:

$$e = M_{ED}/N_{ED}$$

$$= 10,65/36,21$$

$$= 0,29 \text{ m} \quad (5-20)$$

Mit dem Abminderungsfaktor

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot 0,29/1,01 = 0,417 \text{ m} \quad (5-21)$$

und dem Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

$$f_d = 1,0 \cdot 10/1,2 = 8,333 \text{ N/mm}^2 \quad (5-22)$$

ergibt sich der Widerstand am Wandfuß zu:

$$N_{Rd} = 0,417 \cdot 0,177 \cdot 8333$$

$$= 614,9 \text{ kN} > 36,21 \text{ kN} = N_{Ed} \quad (5-23)$$

Der Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung ist somit für Wandscheibe 1 erbracht.

5.2.3.2 Schubnachweis

Der Schubnachweis wird mit dem genaueren Verfahren nach DIN 1053-100, Abschnitt 9.9.5 geführt. Zur Bestimmung des Schubwiderstands wird die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} als Minimum der folgenden Ausdrücke bestimmt:

$$f_{vk} = \min \left\{ f_{vko} + \bar{\mu} \cdot \sigma_{Dd}; \right.$$

$$\left. 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} \right\} \quad (5-24)$$

mit:

f_{vko} Abgeminderte Haftscherfestigkeit, wobei der Wert unter der Annahme unvermörtelter Stoßfugen halbiert werden muss

$\bar{\mu}$ Abgeminderter Reibungsbeiwert, der mit 0,4 angenommen wird

f_{bz} Steinzugfestigkeit, die sich aus dem charakteristischen Wert der Steindruckfestigkeit f_{bk} (Steindruckfestigkeitsklasse) zu $f_{bz} = 0,033 \cdot f_{bk}$ berechnet

Der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung σ_{Dd} , Bild 27, ist der Quotient aus dem Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft und der überdrückten Querschnittsfläche A_c :

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \text{ mit } A_c = 1,5 \cdot (\ell - 2 \cdot e) \cdot d \quad (5-25)$$

Tafel 14: Bemessungswerte der Beanspruchungen und Widerstände

Nr.	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Rd}	V_{Rd}	N_{Ed}/N_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	e/ℓ
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
1	36,21	2,28	10,65	614,86	19,74	0,06	0,12	0,29
2	108,87	26,14	122,09	163,90	16,66	0,66	n.e.	0,48
3	155,10	43,11	201,33	340,89	29,80	0,45	n.e.	0,46
4	108,87	26,14	122,09	163,90	16,66	0,66	n.e.	0,48
5	36,21	2,28	10,65	614,86	19,74	0,06	0,12	0,29
6	35,94	0,64	2,99	1.201,04	19,11	0,03	0,03	0,08
7	150,45	18,72	87,42	3.066,75	86,22	0,05	0,22	0,18
8	239,13	54,91	256,45	4.295,06	185,52	0,06	0,30	0,21
9	39,36	2,68	12,50	517,46	19,25	0,08	0,14	0,32
10	154,11	19,60	91,56	1.132,76	62,26	0,14	0,31	0,30
11	47,27	4,49	20,96	427,28	20,27	0,11	0,22	0,38
12	47,98	4,49	20,96	446,43	20,76	0,11	0,22	0,37
13	154,11	19,60	91,56	1.132,76	62,26	0,14	0,31	0,30
14	39,36	2,68	12,50	517,46	19,25	0,08	0,14	0,32
15	239,13	63,95	298,70	3.779,75	180,02	0,06	0,36	0,25
16	79,77	3,23	15,09	1.832,62	36,97	0,04	0,09	0,12
17	58,71	0,78	3,64	1.284,73	23,25	0,05	0,03	0,06
18	36,23	0,75	3,48	1.163,38	19,41	0,03	0,04	0,10
19	351,55	50,49	235,81	5.396,42	239,63	0,07	0,21	0,13
20	244,22	27,45	128,19	4.016,05	149,71	0,06	0,18	0,13
21	317,50	26,15	122,13	4.403,12	162,47	0,07	0,16	0,10
22	233,13	56,27	262,82	1.235,49	77,05	0,19	0,73	0,36
23	48,75	0,69	3,20	1.252,04	21,28	0,04	0,03	0,07
24	224,43	22,72	106,11	3.618,70	105,56	0,06	0,22	0,14
25	48,75	0,61	2,87	1.272,13	21,13	0,04	0,03	0,06
26	224,43	20,34	94,99	3.763,26	103,30	0,06	0,20	0,12
27	259,78	38,68	180,64	1.880,21	104,52	0,14	0,37	0,26
28	259,78	38,68	180,64	1.880,21	104,52	0,14	0,37	0,26

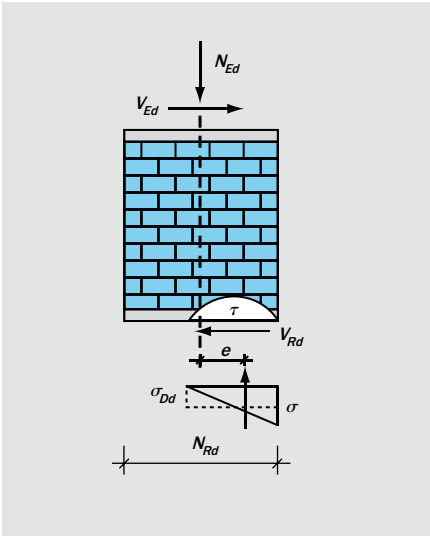


Bild 27: Wandnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Mit der charakteristischen Schubfestigkeit f_{vk} kann der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes V_{Rd} bei Querkraftbeanspruchung bestimmt werden:

$$V_{Rd} = \alpha_s \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot \frac{d}{c} \quad (5-26)$$

Hierbei ist der Schubtragfähigkeitsbeiwert α_s für die horizontale Beanspruchung infolge Erdbebeneinwirkung anzusetzen. Für Wandscheiben ergibt sich α_s als Minimum aus den beiden Werten $1,125 \cdot \ell$ und $1,333 \cdot \ell_c$, wobei ℓ_c als Länge des überdrückten Querschnittes wie folgt zu berechnen ist:

$$\ell_c = 1,5 \cdot (\ell - 2e) \quad (5-27)$$

Der Faktor c berücksichtigt die Schubspannungsverteilung im Querschnitt und nimmt in Abhängigkeit vom Verhältnis der Gesamtwandhöhe zur Wandlänge Werte zwischen 1 und 1,5 an.

Mit den Formeln 5.23 bis 5.26 wird der Schubnachweis für Wandscheibe 1 geführt. Die Druckspannungen σ_{Dd} der Wand berechnen sich mit dem überdrückten Querschnitt

$$A_c = 1,5 \cdot \left(\ell - 2 \cdot \frac{10,65}{36,21} \right) \cdot 0,175 = 0,11 \text{ m}^2 \quad (5-28)$$

zu:

$$\sigma_{Dd} = \frac{36,21}{0,11} = 327,1 \text{ kN/m}^2 \quad (5-29)$$

Die Steinzugfestigkeit f_{bz} ist entsprechend DIN 1053-100, Abschnitt 9.9.5 wie folgt anzusetzen:

- $0,025 \cdot f_{bk}$ für Hohlblocksteine
- $0,033 \cdot f_{bk}$ für Hohlblocksteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifföffnungen
- $0,040 \cdot f_{bk}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifföffnungen

Für die Steindruckfestigkeitsklasse 20 für Steine mit Grifföffnungen ergibt sich somit:

$$f_{bz} = 0,033 \cdot 20 \cdot 1.000 = 660 \text{ kN/m}^2 \quad (5-30)$$

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} ergibt sich als Minimum der folgenden Ausdrücke, wobei die Haftscherfestigkeit f_{vko} für unvermörtelte Stoßfugen nach DIN 1053-100, Tabelle 6 mit $0,11 \text{ N/mm}^2$ angesetzt wird, Tafel 15:

$$f_{vk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \\ 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} \end{array} \right. \quad (5-31)$$

mit

$$f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} = 110 + 0,4 \cdot 327,1 = 240,8 \text{ kN/m}^2 \quad (5-32)$$

und

$$0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} = 0,45 \cdot 660 \cdot \sqrt{1 + \frac{327,1}{660}} = 362,2 \text{ kN/m}^2 \quad (5-33)$$

Mit der Länge des überdrückten Querschnitts

$$\ell_c = 1,5 \cdot \left(1,01 - 2 \cdot \frac{10,65}{36,21} \right) = 0,633 \text{ m} < 1,00 \text{ m} \quad (5-34)$$

berechnet sich der Schubtragfähigkeitsbeiwert α_s für die kurzzeitig auftretenden Erdbebenbelastungen analog zur Windbeanspruchung zu:

$$\alpha_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,125 \cdot \ell = 1,125 \cdot 1,01 = 1,136 \\ 1,333 \cdot \ell_c = 1,333 \cdot 0,633 = 0,843 \end{array} \right. \quad (5-35)$$

Der Faktor c wird in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Gesamthöhe h_w zur Wandlänge ℓ bestimmt:

$$\frac{h_w}{\ell} = \frac{5,62}{1,01} = 5,62 > 2 \Rightarrow c = 1,5 \quad (5-36)$$

Damit ergibt sich schließlich mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,2$ (DIN 4149, Tabelle 16) der Schubwiderstand am Wandfuß zu:

$$V_{Rd} = 0,843 \cdot \frac{240,8}{1,2} \cdot \frac{0,175}{1,5} = 19,74 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,28 \text{ kN} \quad (5-37)$$

Der Schubnachweis am Fuß der Wandscheibe 1 ist somit erbracht.

5.2.3.3 Ergebnisse der Nachweise

Die Ergebnisse der Nachweise sind in der Tafel 14 zusammengestellt. Der Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung am Wandfuß ist für alle Wände erfüllt. Die Schubnachweise können hingegen für die Wände 2, 3 und 4 des Mehrfamilienhauses in der Wandachse ($y = 0$) in x-Richtung des Mehrfamilienhauses nicht erbracht werden.

Die Überschreitungen der Schubtragfähigkeiten sind im Wesentlichen auf die großen bezogenen Ausmitten zurückzuführen. Da der Berechnung das ungünstige Kragarmsystem zugrunde liegt, wird im Folgenden versucht, die Nachweise durch Ansatz einer Rahmentragwirkung mittels eines geeigneten Ersatzsystems für die kritische Wandachse ($y = 0$) mit den Wandscheiben 1 bis 5 zu führen.

Tafel 15: Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vko} gemäß DIN 1053-100, Tabelle 6

Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
$f_{vko}^{1)}$ [MN/m ²]	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26

¹⁾ Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen sind die Werte f_{vko} zu halbieren. Als vermörtelt in diesem Sinn gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.

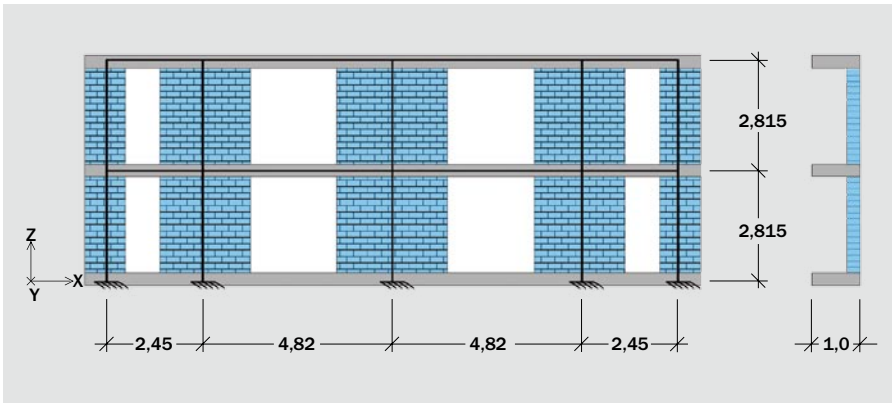


Bild 28: Idealisierung als Rahmensystem

5.2.3.4 Berechnung unter Berücksichtigung der Rahmentragwirkung

Für die betroffene Achse ($y = 0$) mit den Wandscheiben 1 bis 5 wird ein Rahmensystem betrachtet, Bild 28. Die Stielsteifigkeiten entsprechen den in Tafel 13 angegebenen Steifigkeiten der jeweiligen Wandscheibe. Die Riegelsteifigkeiten werden als 1 m breiter Streifen der Decke angesetzt, um die Rückstellwirkung durch

die Decken abzubilden. Dies stellt einen konservativen Ansatz dar, da die Sturzbe- reiche nicht mit herangezogen werden und die Rückstellwirkung der Decke durch die vorhandenen Querwände 6, 18, 19, 23 und 25 eher unterschätzt wird. Zusätzlich ist zu beachten, dass im Balkenmodell durch die Idealisierung mit Achsmaßen die freie Länge der Riegel 2,45 m und 4,82 m be- trägt. Tatsächlich ist die freie Länge jedoch

deutlich geringer, da die Decke über die gesamte Wandlänge aufliegt. Da die Biege- steifigkeit der Riegel linear mit der Länge abnimmt, sind auch hier noch Reserven vorhanden. Die Bilder 29 bis 31 zeigen im Vergleich die Momentenverteilungen des Rahmensystems, die sich bei biege- weichen Riegeln (Bild 29), bei unendlich biegesteifen Riegeln (Bild 30) und bei Be- rücksichtigung eines 1 m breiten Decken- streifens (Bild 31) einstellen.

In der Realität wird sich eine Verteilung zwi- schen dem Fall des biegeweichen und un- endlich biegesteifen Riegels einstellen. Es wird deutlich, dass der gewählte Einspann- grad durch 1 m Plattenbreite zu einer Mo- mentenverteilung nahe an der biegeweichen Riegelabbildung liegt und nur zu Lastumla- gerungen von etwa 10 % führt. Bei Ansatz eines Rahmens ist zusätzlich zu beachten, dass Zugkräfte in den Stielen, Bild 32, ent- stehen, die in den Nachweisen ungünstig wirkend berücksichtigt werden müssen.

Mit den Rahmenschnittkräften wird nun der Nachweis für die fünf Wandscheiben der kritischen Achse ($y = 0$) erneut geführt.

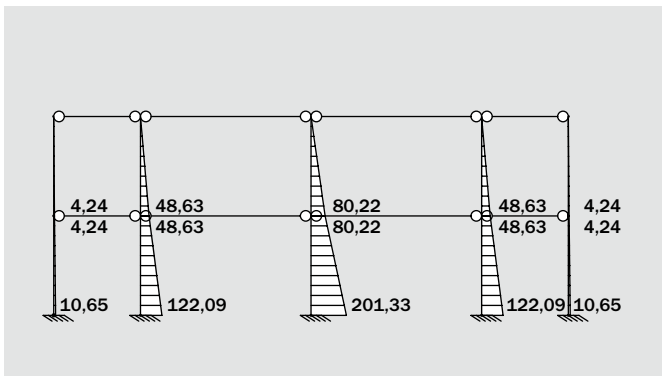


Bild 29: Momentenverlauf für biegeweiche Riegel [kNm]

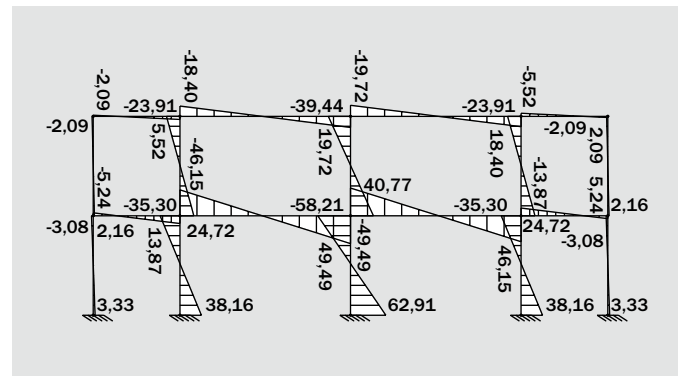


Bild 30: Momentenverlauf für unendlich biegesteife Riegel [kNm]

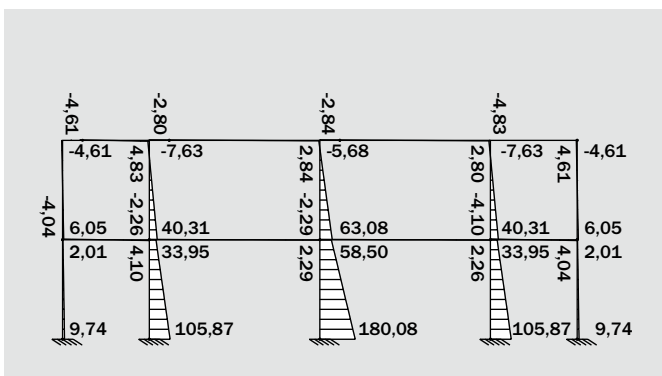


Bild 31: Momentenverlauf unter Berücksichtigung eines Riegels als 1 m breiter Deckenstreifen [kNm]

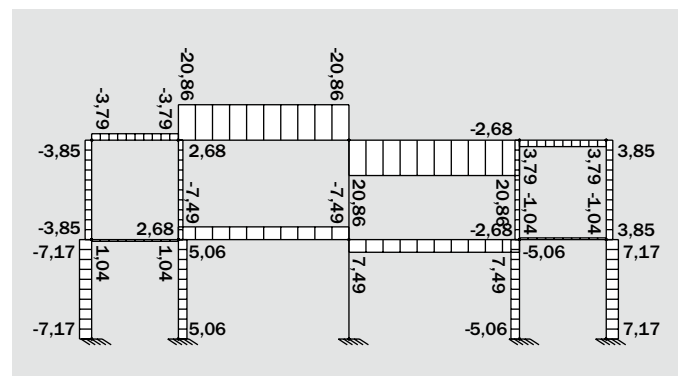


Bild 32: Normalkraftverlauf durch die Berücksichtigung eines Riegels als 1 m breiter Deckenstreifen [kN]

Tafel 16: Bemessungswerte der Beanspruchung und Widerstände, Wandachse ($\gamma = 0$) Rahmensystem mit Riegeln als 1 m breiter Deckenstreifen

NR.	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Rd}	V_{Rd}	N_{Ed}/N_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	e/l
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
1	29,04	2,28	9,74	494,51	15,85	0,06	0,14	0,33
2	103,81	26,14	105,87	459,78	31,00	0,23	0,84	0,43
3	155,10	43,11	180,05	741,18	48,99	0,21	0,88	0,41
4	103,81	26,14	105,87	459,78	31,00	0,23	0,84	0,43
5	29,34	2,28	9,74	504,65	16,09	0,06	0,14	0,33

Die Ergebnisse in Tafel 16 zeigen, dass die Nachweise durch den konservativen Ansatz einer Rahmentragwirkung geführt werden können. Grund hierfür sind die geringeren Biegebeanspruchungen in den Fußbereichen der Schubwände.

5.3 Nachweisführung mit geeigneter Software

Derzeit befinden sich zahlreiche leistungsfähige kommerzielle Software-Produkte für die Berechnung von Aussteifungssystemen auf dem Markt. Allerdings sind diese in der Regel nicht auf die speziellen Anforderungen für die Berechnung von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung ausgelegt. Die Kalksandsteinindustrie bietet mit MINEA [12] eine

kostenfreie Softwarelösung speziell für diese Problematik an. In dem Programm wurden die beiden Nachweisverfahren zur Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten, der Nachweis über die Einhaltung der konstruktiven Regeln und der rechnerische Nachweis mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren nach DIN 4149 benutzerfreundlich umgesetzt. Zudem bietet MINEA die Möglichkeit, falls erforderlich, auch Gebäude in Mischbauweise aus KS-Mauerwerk in Kombination mit Betonscheiben zu planen. Anhand der eingegebenen Gebäudegeometrie und dem Gebäudestandort wird die Erdbebensicherheit automatisch bestimmt und das Ergebnis in Form einer prüffähigen Berichtsausgabe ausgegeben.

LITERATUR

- [1] DIN 4149:1981-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten
- [2] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten
- [3] Hahn, Ch.: Stand des Brandschutzes im Mauerwerksbau – DIN 4102-4/A1 sowie DIN 4102-22. In: Mauerwerk-Kalender 2008, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2008
- [4] Meskouris, K.; Brüstle, W.; Schlüter, F.-H.: Neufassung der Norm DIN 4149. In: Der Bauingenieur, Bd. 79 (2004), S. 3-8
- [5] Meskouris, K.; Hinzen, K.-G.; Butenweg, C.; Mistler, M.: Bauwerke und Erdbeben, 2., erweiterte und aktualisierte Auflage mit Anwendungen nach DIN 4149:2005, Vieweg-Verlag, Wiesbaden 2007
- [6] DIN V 106:2005-10 Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften
- [7] DIN 1053-1:1996-11 Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung
- [8] DIN 1053-100:2007-09 Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts
- [9] DIN 1055-100:2001-03 Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- [10] Müller, F.P.; Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1984
- [11] DIN 1055-5:2005-07 Einwirkungen auf Tragwerke: Schnee- und Eislasten
- [12] MINEA, Programm für den Nachweis von Mauerwerksbauten nach DIN 4149, SDA-engineering GmbH, Herzogenrath 2008

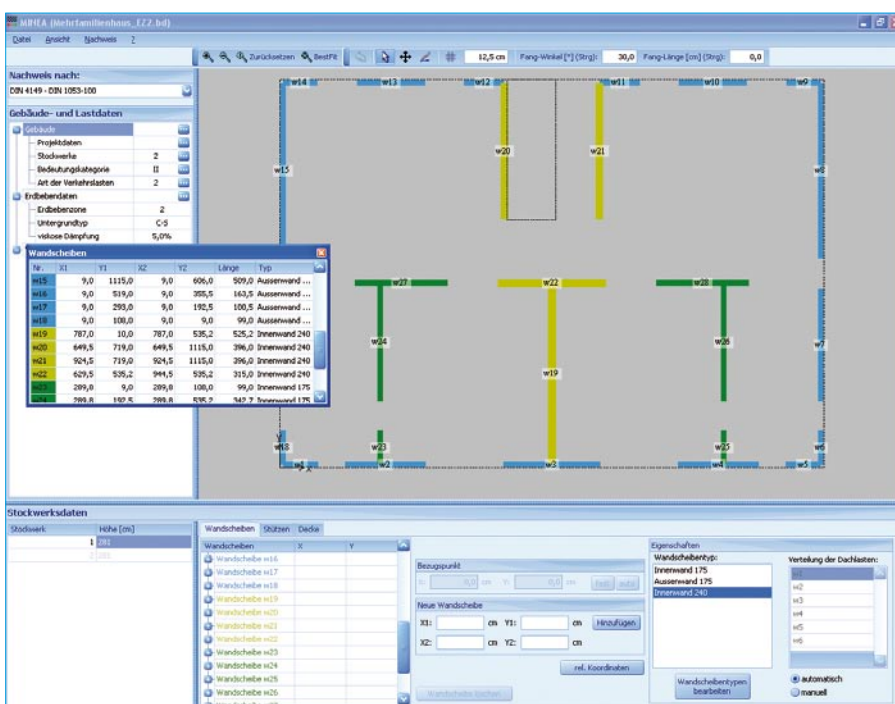


Bild 33: MINEA – Programm für den Nachweis von Mauerwerksbauten nach DIN 4149

Beratung:**Überreicht durch:****Kalksandsteinindustrie Bayern e.V.**

Rückersdorfer Straße 18
90552 Röthenbach a.d. Pegnitz
Telefon: 09 11/54 06 03-0
Telefax: 09 11/54 06 03-9
info@ks-bayern.de
www.ks-bayern.de

Kalksandsteinindustrie Nord e.V.

Lüneburger Schanze 35
21614 Buxtehude
Telefon: 0 41 61/74 33-60
Telefax: 0 41 61/74 33-66
info@ks-nord.de
www.ks-nord.de

Kalksandsteinindustrie Ost e.V.

Kochstraße 6 - 7
10969 Berlin
Telefon: 0 30/25 79 69-30
Telefax: 0 30/25 79 69-32
info@ks-ost.de
www.ks-ost.de

Verein Süddeutscher**Kalksandsteinwerke e.V.**

Heidelberger Straße 2 - 8
64625 Bensheim/Bergstraße
Telefon: 0 62 51/10 05 30
Telefax: 0 62 51/10 05 32
info@ks-sued.de
www.ks-sued.de

Kalksandsteinindustrie West e.V.

Barbarastraße 70
46282 Dorsten
Telefon: 0 23 62/95 45-0
Telefax: 0 23 62/95 45-25
info@ks-west.de
www.ks-west.de