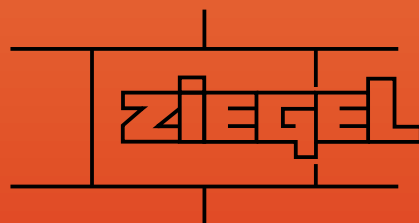
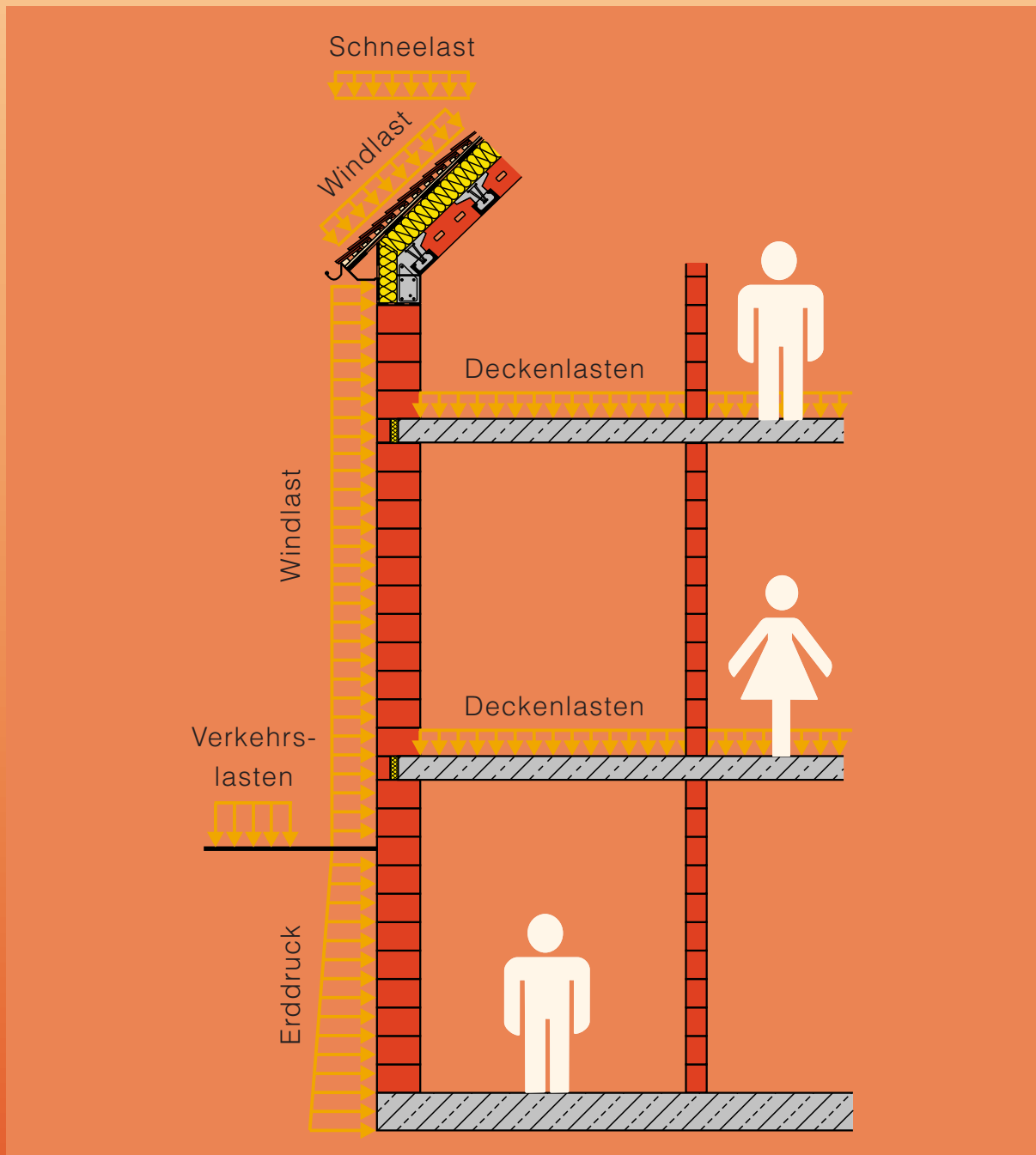


Bemessung von Ziegelmauerwerk

Ziegelmauerwerk nach DIN 1053 - 1



1	Einführung	5		
2	Bestimmungen	6		
2.1	DIN 1053	6	4.4.8	Nachweis der Aufnahme einer Horizontallast bei dünnen Wänden 26
2.2	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen	7	4.4.9	Berücksichtigung von Zug- und Biegezugspannungen 27
3	Typische Wandkonstruktionen aus Ziegelmauerwerk	8	4.5	Nachweis einer Kelleraußenwand 28
			4.6	Nichttragende Wände 32
			4.6.1	Allgemeines 32
			4.6.2	Nichttragende Innenwände 32
			4.6.3	Nichttragende Außenwände 32
			4.7	Genauerer Berechnungsverfahren 35
			4.7.1	Allgemeines 35
			4.7.2	Übersicht der erforderlichen Nachweise bei Anwendung des genaueren Berechnungsverfahrens 35
4	Bemessung nach DIN 1053-1	9	4.7.3	Ermittlung der Knotenmomente 35
4.1	Beanspruchung von Mauerwerksgebäuden und erforderliche Nachweise	9	4.7.3.1	Allgemeines 35
4.2	Bemessungskonzept nach DIN 1053-1	10	4.7.3.2	Genauere Momentenermittlung am Ersatzsystem 36
4.3	Gebäudestabilität	11	4.7.3.3	Vereinfachte Momentenermittlung nach DIN 1053-1 (5%-Regel) 36
4.3.1	Allgemeines	11	4.7.3.4	Berücksichtigung von Momenten infolge Windbeanspruchung 39
4.3.2	Entfallen des Nachweises der Gesamtstabilität	11	4.7.4	Tragfähigkeit bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung 40
4.3.3	Nachzuweisende Bauteile (Gebäudestabilität)	13	4.7.4.1	Nachweis 40
4.4	Vereinfachtes Berechnungsverfahren	14	4.7.4.2	Ermittlung der mittleren Druckspannung σ_m 40
4.4.1	Allgemeines	14	4.7.4.3	Ermittlung der Randspannung σ_R 40
4.4.2	Randbedingungen	14	4.7.4.4	Ermittlung des Sicherheitsbeiwerts γ und des Rechenwerts der Mauerwerksdruckfestigkeit β_R 40
4.4.3	Erforderliche Nachweise	14	4.7.5	Nachweis der Knicksicherheit 41
4.4.4	Spannungsnachweis bei Druckbeanspruchung	16	4.7.6	Teilflächenpressung unter Lasteinleitungspunkten 44
4.4.4.1	Allgemeines	16	4.7.7	Spannungsnachweis bei Schubbeanspruchung 46
4.4.4.2	Ermittlung der vorhandenen Druckspannung vorh σ_D	16	4.7.7.1	Allgemeines 46
4.4.4.3	Ermittlung der zulässigen Druckspannung zul σ_D	16	4.7.7.2	Nachweis 47
4.4.5	Spannungsnachweis bei Schubbeanspruchung	21	4.7.7.3	Ermittlung der vorhandenen Schubspannung vorh τ bei Scheibenschubbeanspruchung 47
4.4.5.1	Allgemeines	21	4.7.7.4	Ermittlung des Rechenwerts τ_R der Schubspannung bei Scheibenschubbeanspruchung 47
4.4.5.2	Ermittlung der vorhandenen Schubspannung vorh τ	21	4.7.7.5	Ermittlung der vorhandenen Schubspannung bei Plattenschubbeanspruchung 48
4.4.5.3	Ermittlung der zulässigen Schubspannung zul τ	23		
4.4.6	Einhaltung der zulässigen Randdehnung ε_R	24		
4.4.7	Nachweis der Auflagerpressung	26		

4.7.7.6	Ermittlung des Rechenwerts τ_R der Schubspannung bei Plattenschubbeanspruchung	48	6.3.4	Standsicherheitsnachweis für die Bauteile	85
4.7.8	Spannungsnachweis bei Zug- und Biegezugbeanspruchung	48	6.3.4.1	Pos. 1 Außenwand im Obergeschoss	85
5	Ergänzende Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Ziegelmauerwerk	50	6.3.4.2	Pos. 2 Innenwand im Erdgeschoss	89
5.1	Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei Ziegelmauerwerk	50	6.3.4.3	Pos. 3 Mauerwerkspfeiler im Erdgeschoss	102
5.1.1	Entkopplung der Wand von Deckenverformungen	50	6.3.4.4	Pos. 4 Kelleraußenwand mit Auflast	105
5.1.2	Druckspannungsnachweis am Wandkopf und -fuß	52	6.3.4.5	Pos. 5 Kelleraußenwand mit geringer Auflast	109
5.2	Aussteifende Wände	53	6.4	Aussteifungswand in einem Reihemittelhaus	118
5.3	Wandöffnungen	54	6.4.1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	118
5.4	Schlitze und Aussparungen	55	6.4.2	Lastermittlung und -zusammenstellung	119
5.5	Ringanker und Ringbalken	57	6.4.3	Standsicherheitsnachweis	125
5.5.1	Definitionen	57	6.4.3.1	Pos. 1 Außenwand im EG	125
5.5.2	Ringanker	58	6.5	Nichttragende Außenwand	132
5.5.3	Ringbalken	59	6.5.1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	132
5.6	Flachstürze	59	6.5.2	Standsicherheitsnachweise	132
5.6.1	Allgemeines	59	6.5.2.1	Voraussetzungen für das Entfallen des statischen Nachweises	132
5.6.2	Ausführungshinweise	60	6.5.2.2	Variante 1 - Giebel ohne Ringbalkenausbildung	133
5.7	Mauerwerksfestigkeitsklassen auf Grund von Eignungsprüfungen gemäß DIN 1053-2	61	6.5.2.3	Variante 2 - Giebel mit Ringbalkenausbildung	135
6	Bemessungsbeispiele	62	6.5.2.4	Nachweis der belasteten Giebelwandabschnitte	137
6.1	Einleitung	62	6.6	Schlanke Außenwand in einem Wohn- und Geschäftshaus	139
6.2	Reihemittelhaus - vereinfachte Berechnung	63	6.6.1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	139
6.2.1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	63	6.6.2	Lastermittlung und -zusammenstellung	141
6.2.2	Lastermittlung	66	6.6.3	Standsicherheitsnachweis	144
6.2.3	Standsicherheitsnachweis für die Bauteile	67	6.6.3.1	Pos.1 Außenwand im 1. Obergeschoss	144
6.2.3.1	Pos. A Außenwandpfeiler im Erdgeschoss	67	6.7	Nachweis einer Kelleraußenwand mit größerer Anschütthöhe	160
6.2.3.2	Pos. B Innenwand Kellergeschoss	70	6.8	Nachweis eines Ringbalkens	167
6.2.3.3	Pos. C Kelleraußenwand	73			
6.3	Doppelhaushälfte	75	7	Literatur	169
6.3.1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	75			
6.3.2	Lastermittlung	78			
6.3.3	Lastzusammenstellung	78			

8	Anhang	171
8.1	Anhang A: Zur Ermittlung der Momente am Wand-Decken-Knoten anhand von Ersatzsystemen	171
8.1.1	Übersicht der Teilsysteme	171
8.1.2	Berechnungen am Außenwandknoten	172
8.1.2.1	Teilsystem A - Einspannmomente einer Dachdecke	172
8.1.2.2	Teilsystem B - Einspannmomente einer Zwischendecke	173
8.1.3	Berechnungen am Innenwandknoten	174
8.1.3.1	Teilsystem C - Einspannmomente einer Dachdecke	174
8.1.3.2	Teilsystem D - Einspannmomente einer Zwischendecke	176
8.2	Anhang B: Ermittlung der Knicklängen für das genauere Verfahren	178
9	Stichwortverzeichnis	182

Ziel dieser Broschüre ist es, sowohl dem Studierenden als auch dem praktisch tätigen Ingenieur ein aufbereitetes Material zur schnellen Anwendung des deutschen Regelwerks für Mauerwerk DIN 1053-1 [1] in Form eines Berechnungshandbuchs zur Verfügung zu stellen.

Dabei standen der möglichst effiziente Einsatz der einzelnen Nachweisverfahren für den berechnenden Ingenieur, wie auch die Aspekte einer wirtschaftlichen und funktionalen Optimierung des verwendeten Mauerwerks im Vordergrund.

Besonders wichtig war den Verfassern des Berechnungshandbuchs, in möglichst einfacher Art und Weise, die Nutzung der Vorteile beim Einsatz von Ziegelmauerwerk im Hochbau aufzuzeigen.

Einführend wird auf die wesentlichen Grundlagen der Anwendung von Ziegeln beim Einsatz im Mauerwerksbau und die Anforderungen der einzelnen Teile der DIN 1053 sowie deren Anwendung hingewiesen. Es werden die grundsätzlichen Beanspruchungen von Mauerwerksbauteilen dargestellt und die wesentlichen Nachweisstellen in Mauerwerksbauten aufgezeigt.

Dem Leser werden die wichtigsten Voraussetzungen und Annahmen zur Bemessung sowohl mit dem vereinfachten als auch mit dem genaueren Verfahren der DIN 1053-1 erläutert.

Nach einer kurzen Vorstellung der Normungsbasis wird für beide Verfahren jeweils detailliert die Vorgehensweise bei der Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1 hinsichtlich der verschiedenen Beanspruchungen der Mauerwerkswände aufgezeigt. Dem Anwender werden strukturierte Bemessungsalgorithmen mit den

entsprechenden notwendigen Erläuterungen zur Verfügung gestellt. Spezielle Nachweisschemata erleichtern die Durchführung der Mauerwerksbemessung. Mit diesen Schemata ist eine Bearbeitung der Bemessungsaufgabe mit den geltenden Vorschriften in übersichtlicher Form möglich.

In einem weiteren Abschnitt der Broschüre werden spezielle Fragestellungen zur Bemessung und Ausführung von Mauerwerksbauteilen behandelt.

Um die praktische Anwendung der vorgestellten Verfahren zu demonstrieren und die Methodik der Mauerwerksbemessung zu festigen, werden einige häufig vorkommende Nachweise anhand von Praxisbeispielen aus dem Wohnungs- und Wirtschaftsbau durchgerechnet.

Die Berechnungsgänge können als Vorlage für die Nachweisführung in der Praxis dienen und erleichtern die Anwendung der DIN 1053-1 für Ziegelbauten.

Mit neuen Erkenntnissen zum Tragverhalten von Baukonstruktionen sowie durch die wissenschaftlich-analytische Betrachtungsweise hat sich die Sicherheitsphilosophie im Laufe der Zeit verändert. Allgemein wird im Bauwesen auf die Methode der Teilsicherheitsfaktoren übergegangen. Die zukünftige europäische Mauerwerknorm, der Eurocode 6 [2], wird nach dem derzeitigen Stand frühestens im Jahre 2009 als allein maßgebendes Regelwerk eingeführt. Diese Norm wird dann auch im Mauerwerksbau die Bemessungsmethodik der Grenzzustände einführen.

2 Bestimmungen

2.1 DIN 1053

Mit der Einführung einer ersten Norm des Deutschen Instituts für Normung (DIN) für den Einsatz von Mauerwerk, der Norm DIN 1053, im Jahre 1937 wurden die Grundlagen für eine vereinheitlichte Anwendung von Mauerwerk innerhalb Deutschlands geschaffen. Damit galt für alle Mauerwerksbauten der gleiche Standard.

Die Norm wurde mit der zunehmenden Entwicklung des Mauerwerksbaus im Laufe der Zeit an die neuen theoretischen und praktischen Erfahrungen und Kenntnisse angepasst. So wurden neben der DIN 1053-1 für das klassische unbewehrte Mauerwerk separate Teile für bewehrtes Mauerwerk (DIN 1053-3) sowie Bauten aus Ziegelfertigbauteilen (DIN 1053-4) erarbeitet. Eine letzte Überarbeitung der Norm DIN 1053-1 im Jahre 1996 brachte die derzeit gültige Form DIN 1053-1 [1] und -2 [3] hervor. DIN 1053-1 ist die Grundnorm für den Mauerwerksbau, alle weiteren

Vorschriften haben einen für die Bemessung ergänzenden Charakter.

So müssen z. B. Mauersteine und Mörtel einen Verwendbarkeitsnachweis für Mauerwerk nach DIN 1053 vorweisen, d.h. entweder den jeweiligen Produktnormen oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen entsprechen (vgl. Abschnitt 2.2).

Die Norm DIN 1053-1 (11.96) [1] bildet die wesentliche Grundlage für die Berechnung und Ausführung von unbewehrtem Mauerwerk aus künstlichen (z. B. Mauerziegel) und natürlichen Steinen (z. B. Sandstein). Sie beinhaltet Regelungen für Rezeptmauerwerk und Mauerwerk nach Eignungsprüfung (vgl. Abs. 5.7). Die Begriffe werden in ihr wie folgt bestimmt:

- Rezeptmauerwerk (RM):

Rezeptmauerwerk ist Mauerwerk dessen Grundwerte der zulässigen Druckspannungen σ_0 in Abhängigkeit von Steinfestigkeitsklassen, Mörtelarten und Mörtelgruppen festgelegt werden. Die

Anwendung von Rezeptmauerwerk ist der Regelfall.

- Mauerwerk nach Eignungsprüfung (EM):

Mauerwerk nach Eignungsprüfung ist Mauerwerk, dessen Grundwerte der zulässigen Druckspannungen σ_0 aufgrund von Eignungsprüfungen nach DIN 1053-2 bestimmt werden.

DIN 1053-1 enthält zur Bemessung des Mauerwerks das vereinfachte und das genauere Berechnungsverfahren. Für die meisten Mauerwerksbauten in Deutschland ist das vereinfachte Nachweisverfahren ausreichend, dessen Anwendung an bestimmte Randbedingungen gebunden ist (vgl. Abschnitt 4.4 dieser Broschüre).

DIN 1053-2 enthält die Voraussetzungen für die Einstufung von Mauerwerk nach Eignungsprüfung. Diese Norm ist nicht allgemein bauaufsichtlich eingeführt, d. h. sie ist nicht in der Musterliste der technischen Baubestimmungen enthalten.

Der Einsatz von bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-3 [4], ist auf Grund der günstigen Verformungseigenschaften zur Erhöhung der Rissicherheit z. B. für die Ausbildung von Ringankern, Ringbalken und Rahmenstielen bei Ausfachungen möglich und empfehlenswert. Praktische Erfahrungen zeigen, dass der Einsatz von bewehrtem Mauerwerk auf der Grundlage der derzeit gültigen Norm nur bestimmten Ausnahmefällen vorbehalten ist.

In den letzten Jahren wurden insbesondere von der deutschen Ziegelindustrie umfangreiche Untersuchungen vorgelegt, die bei der anstehenden Überarbeitung der Norm DIN 1053-3 weitere Anwendungsbereiche erschließen können.

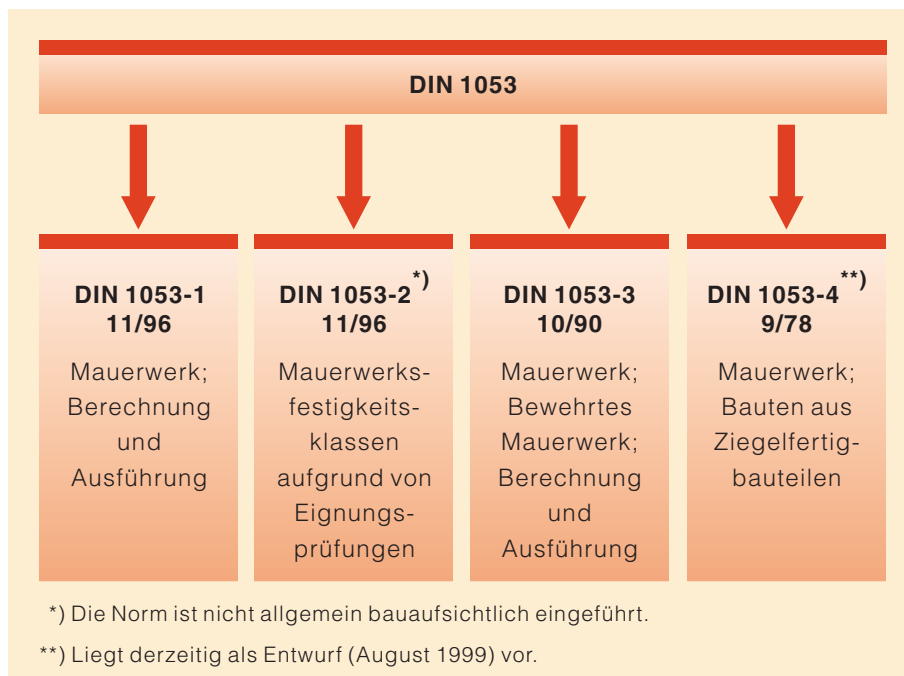


Bild 1: Gliederung der DIN 1053

Für Bauten aus Ziegelfertigteilen gilt DIN 1053-4 [5]. Diese Norm wird derzeit komplett überarbeitet. Den Verfassern lag zum Zeitpunkt des Erstellens dieser Broschüre lediglich der Gelbdruck der neuen DIN 1053-4 (8.99) vor, so dass auf deren Anwendungsmöglichkeiten an dieser Stelle nur hingewiesen werden soll.

Volltextversionen der DIN 1053-1, -3 und -4 sind z. B. im Internet unter www.ziegel.de Technik / Bemessungsnormen verfügbar.

In der Tabelle 1 sind die wichtigsten Bestimmungen für den Mauerwerksbau mit Ziegeln aufgeführt.

2.2 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen

Von den Festlegungen der Produktnormen, z. B. der Ziegelnorm DIN 105, abweichende Bauprodukte werden für alle Bundesländer zentral durch das **Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt)** zugelassen (Bauregelliste und Liste der Technischen Baubestimmungen).

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen oder Prüfzeichen sind der Nachweis, dass ein Baustoff, Bauteil oder eine Bauart die Anforderungen der obersten Bauaufsichtsbehörde erfüllt. Bauprodukte für Mauerwerk werden in der Regel zunächst für einen bestimmten Zeitraum, meist fünf Jahre, allgemein bauaufsichtlich zugelassen. Bei Bewährung des Produkts wird bei Ablauf der Gültigkeitsdauer ein Verlängerungsbescheid durch das DIBt ausgestellt.

Die Ziegelindustrie hat im Zuge der ständig steigenden Anforderungen in den Bereichen Wärme- und Schallschutz ihre Produkte fortlaufend über die in den Normen festgelegten Eigenschaften hinaus optimiert. Speziell im Außenwandbereich kommen daher inzwischen überwiegend Ziegelprodukte mit all-

Tabelle 1: Wichtige Normen für den Mauerwerksbau mit Ziegeln

Norm	Bezeichnung/Titel
DIN 105-1 bis 5	Mauerziegel; Vollziegel und Hochlochziegel, Leichthochlochziegel, hochfeste Ziegel und hochfeste Klinker, Keramikklinker, Leichtlanglochziegel und Leichtlangloch - Ziegelplatten
DIN V 105-6	Mauerziegel; Planziegel
DIN 1053-1	Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
DIN 1053-2	Mauerwerksfestigkeitsklassen auf Grund von Eignungsprüfungen
DIN 1053-3	Mauerwerk; Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
DIN 1053-4	Mauerwerk; Bauten aus Ziegelfertigbauteilen
DIN 1055-1 bis 6 u. 100	Lastannahmen für Bauten
DIN 4103-1	Nichttragende innere Trennwände; Anforderungen, Nachweise
DIN 18550-1	Putz; Begriffe und Anforderungen
DIN 18550-2	Putz; Putze aus Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Ausführung
DIN 18550-3	Putz; Wärmedämmputzsysteme aus Mörteln mit mineralischen Bindemitteln und expandiertem Polystyrol (EPS) als Zuschlag
DIN 18550-4	Putz; Leichtputze; Ausführung
DIN 18557	Werkmörtel; Herstellung, Überwachung und Lieferung

gemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zum Einsatz.

Durch die Abweichung von den Produktnormen können die wesentlichen Eigenschaften der Produkte verändert werden.

Eine bauaufsichtliche Zulassung enthält daher immer Aussagen zu den wichtigsten Eigenschaften des Produkts für die Bemessung, d. h. die Mauerwerkstragfähigkeit (Druck- und Schubfestigkeit), den Wärme-, Schall- und Brandschutz.

Alle diese Eigenschaften können von den Festlegungen der Anwendungsnormen abweichen. Bei der Anwendung müssen alle Bedingungen des Zulassungsbescheids beachtet werden.

Die Übereinstimmung des Bauprodukts mit der Zulassung oder Norm muss nach der Bauregelliste A, Teil 1 [6] für Mauersteine durch ein Übereinstimmungszertifikat einer anerkannten Zertifizierungsstelle nachgewiesen werden.

3 Typische Wandkonstruktionen aus Ziegelmauerwerk

Mauerwerksbauten haben einen Anteil von ca. 85 % am Gesamtmarkt des Wohnungsbaus in der Bundesrepublik Deutschland. Die Ziegelindustrie ist mit einem Marktanteil von weit über 40 % der mit Abstand größte Marktteilnehmer im Bereich Mauerwerksbau.

Mit Ziegelprodukten können alle Bereiche des Wohnungs- und Wirtschaftsbaus rationell und kostengünstig erstellt werden. Deutliche Schwerpunkte liegen zurzeit im Einfamilien- und Reihenhausbau.

Die bevorzugte Außenwandkonstruktion von Wohnungsbauten ist in Deutschland sehr stark regional geprägt. In Norddeutschland werden auf Grund der Schlagregen-Bearbeitung bevorzugt zweischalige Bauweisen mit einer nichttragenden Vorsatzschale und einer tragenden Innenschale ausgeführt, während in Süddeutschland traditionell das einschalige wärmedämmende Ziegelmauerwerk überwiegt. Daneben gewinnen insbesondere im Geschosswohnungsbau auf Grund der stetig erhöhten Wärme- und Schallschutzanforderungen sowie der Forderung nach kosten- und flächensparendem Bauen einschalige Außenwände mit außenseitigem Wärmedämmverbundsystem an Bedeutung.

Im Einfamilienhausbau wird nach den Anforderungen der neuen Energieeinsparverordnung bei den Außenwänden in der Regel eine Wanddicke von 365 mm ausgeführt werden.

Mit wärmetechnisch optimierten Spitzenprodukten (Wärmeleitfähigkeit $\lambda_R \leq 0,12 \text{ W/mK}$) wird bei einschaligem Mauerwerk allerdings auch weiterhin eine Wanddicke von 300 mm ausführbar bleiben.

Im Geschosswohnungsbau gewinnt auf Grund der besseren Ausnutzung des Grundrisses und der erhöhten Anforderungen an den Schallschutz die Bauweise mit schweren schlanken tragenden Innen- und Außenwänden immer mehr an Bedeutung. Die Ziegelindustrie stellt für diese Bauweisen sowohl klassische „mittelformatige“ Hochlochziegel in den Rohdichteklassen 0,8 bis 1,4 als auch Verfüll- oder Schalungsziegel nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) zur Verfügung. Alle diese Produkte können aufgrund ihres geringen Verarbeitungsgewichts problemlos und schnell von Hand versetzt werden.

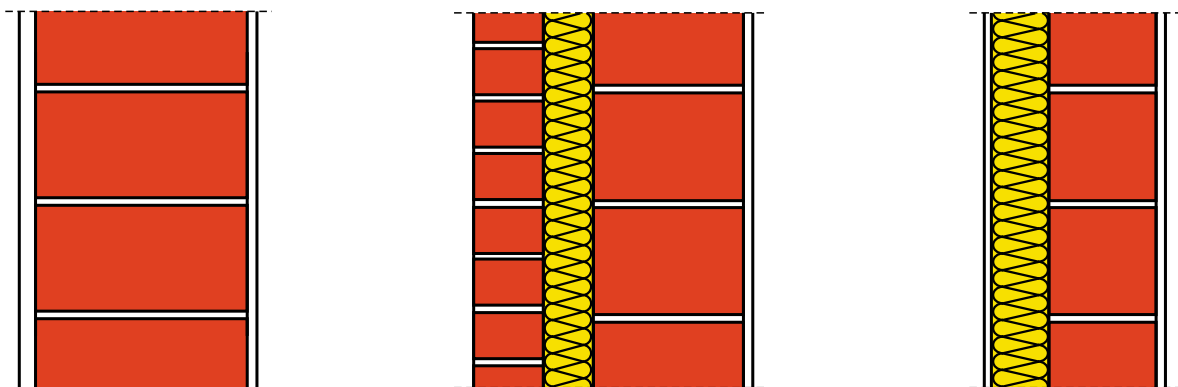


Bild 2: a) verputzte, einschalige Außenwand

b) zweischalige Außenwand mit Kerndämmung

c) zusatzgedämmte Außenwand

4 Bemessung nach DIN 1053-1

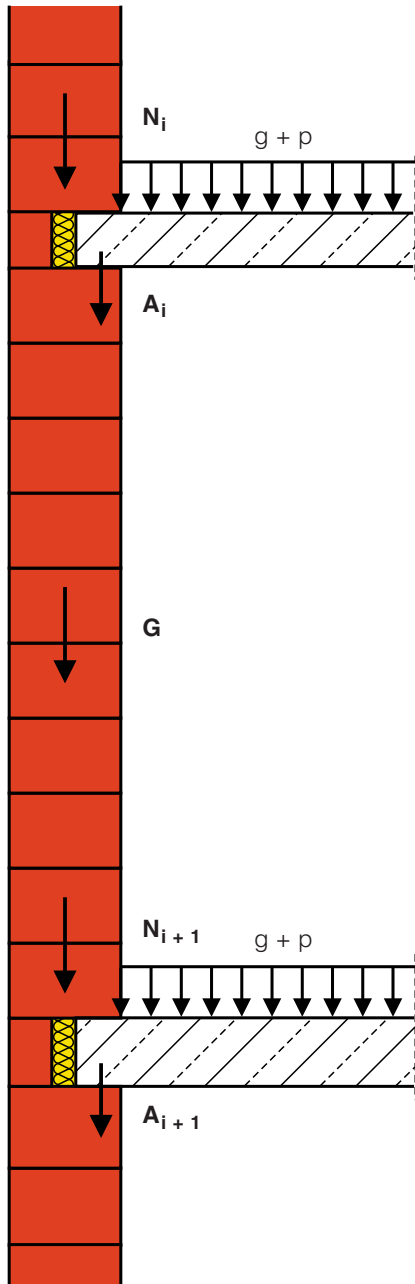


Bild 3: Belastungen vertikal beanspruchter Mauerwerkswände

4.1 Beanspruchung von Mauerwerksgebäuden und erforderliche Nachweise

Aufgabe einer jeden Tragwerksberechnung ist es, die Beanspruchung des Tragwerkes und seiner Teile zu ermitteln und einen Vergleich mit den aufnehmbaren Beanspruchungen durchzuführen.

Für Mauerwerksgebäude ist generell eine ausreichende Aussteifung gegen angreifende horizontale Lasten erforderlich. Ein rechnerischer Nachweis der Aussteifung kann nach DIN 1053-1 entfallen, wenn bestimmte Randbedingungen eingehalten werden, s. Abschn. 4.3.2.

Für die einzelnen Mauerwerkswände ist eine ausreichende Tragfähigkeit gegen alle auftretenden Beanspruchungen nachzuweisen. In erster Linie werden Wände aus Mauerwerk vertikal infolge ihrer Eigenlast und der Auflagerung von Geschossdeckenplatten auf Druck beansprucht. Dabei enthalten die eingeleiteten Auflagerkräfte wiederum Anteile aus ständigen Lasten g (z. B. Deckeneigenlast, Aufbaulasten) und aus Verkehrslasten p , s. Bild 3.

Werden Einzellasten direkt oder über Lastverteilungsbalken in das Mauerwerk eingeleitet, sind hierfür die zulässigen Auflager- oder Teilflächenpressungen, meist an mehreren Stellen - direkt unter der Einzellast und in halber Wandhöhe - nachzuweisen, s. Bild 4.

Aufgrund der verschiedenen Beanspruchungsrichtungen ist zwischen Scheiben- und Plattenschubfestigkeit zu unterscheiden.

So verursachen horizontale Lasten wie z. B. Windlasten oder Erddruck bei Außenwänden aus Mauerwerk Schubspannungen senkrecht zur Wandebene (Plattenschub, 4.4.5).

Aus der gesamten Gebäudestabilität resultieren hingegen Beanspruchungen von aussteifenden Wänden in ihrer Ebene, die über die Scheibentragwirkung der Mauerwerkswände letztlich sicher in die Fundamente und damit in den Baugrund abgeleitet werden können.

Mit einer erhöhten Auflast und damit auch größeren überdrückten Querschnittsfläche erhöht sich auch die Schubtragfähigkeit von Wänden aus Mauerwerk. Die Windlasten werden über die Außenwände und die Scheibentragwirkung der Decken auf die einzelnen tragenden Wandscheiben im Bauwerk verteilt, wo sie unter Ausnutzung ihrer Schubtragfähigkeit in der Wandebene abgetragen werden können.

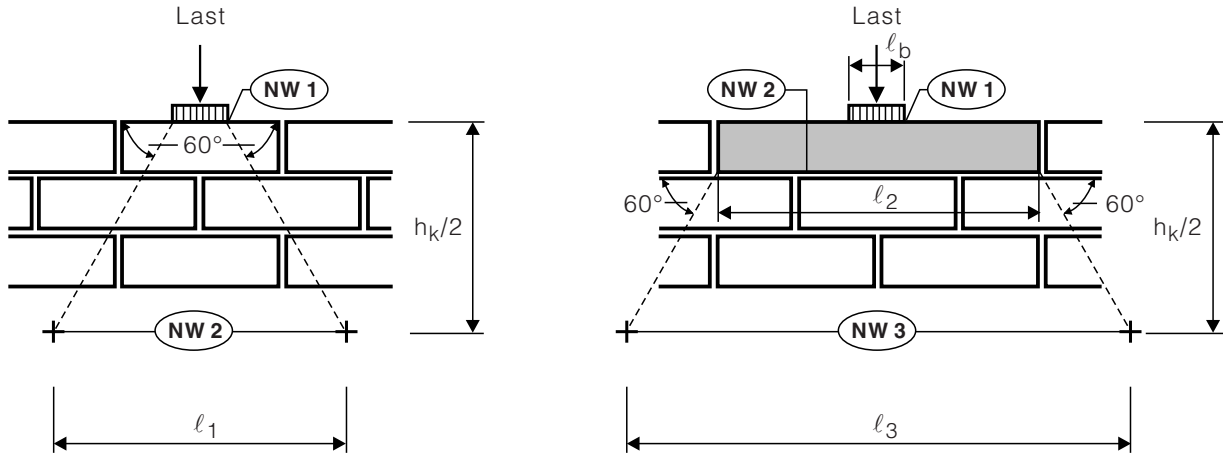


Bild 4: Lastausbreitung unter Teilflächenbelastung von Mauerwerk ohne bzw. mit Lastverteilungsbalken unter Angabe der Nachweisstellen (NW)

4.2 Bemessungskonzept nach DIN 1053-1

Die Berechnung von unbewehrtem Mauerwerk kann gemäß DIN 1053-1 sowohl nach einem vereinfachten als auch nach einem genaueren Berechnungsverfahren erfolgen. Prinzipiell wird die Bemessung in Form von Spannungs- bzw. Kraftnachweisen durchgeführt. Unter-

schiedlich sind jedoch der Genauigkeitsgrad, die einzelnen Nachweisebenen und der Bearbeitungsaufwand.

Die Bemessung nach dem vereinfachten Verfahren der DIN 1053-1 erfolgt durch einen Nachweis im Gebrauchszustand. Dabei wird der Tragwiderstand R als Funktion der Festigkeit f durch einen globalen

Sicherheitsbeiwert γ_G abgemindert.

Beim genaueren Verfahren erfolgt der Nachweis für den Traglastzustand (Bruchzustand). Dabei muss der charakteristische Tragwiderstand R_k als Funktion der charakteristischen Festigkeit f_k mindestens der mit einem globalen Sicherheitsbeiwert γ_G beaufschlagten Gebrauchslast S entsprechen.

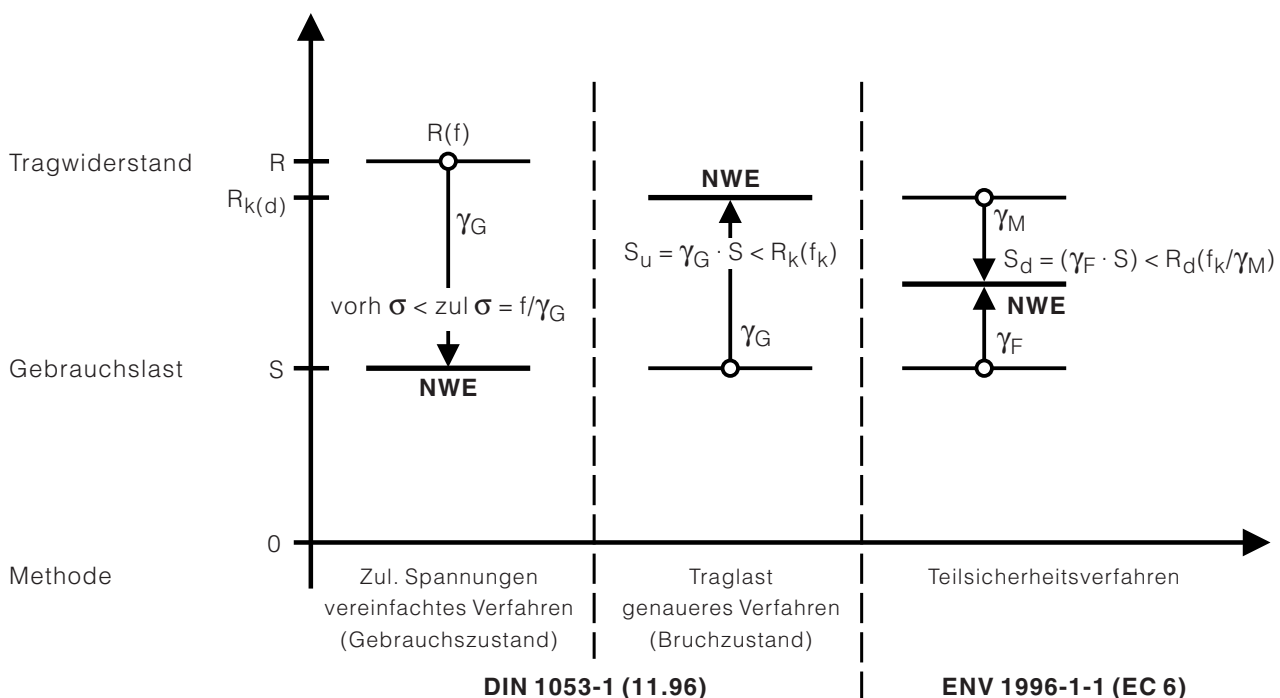


Bild 5: Ebenen der Nachweisführung (NWE)

Beiden Nachweismethoden liegen globale Sicherheitsfaktoren zugrunde, die sowohl Einflüsse aus den Materialeigenschaften als auch Einflüsse aus der Art der Einwirkung beinhalten. Für beide Berechnungsmethoden wird ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu Grunde gelegt. Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge dürfen bei der Bemessung von Mauerwerk rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

Die Einzelheiten der unterschiedlichen Nachweisführungen sollen nun in den folgenden Abschnitten erläutert werden.

Da in der Mehrzahl der Fälle die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens möglich ist, soll dieses stets vorrangig behandelt werden.

In künftigen Mauerwerksnormen wird das System der globalen Sicherheitsbeiwerte verlassen werden. Dies ist in den übrigen Bereichen des Bauwesens bereits seit geraumer Zeit üblich. Es wird dann eine Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten für Material γ_M und Einwirkung γ_F erfolgen. Der Bemessungswert des Tragwiderstands R_d (d. h. die um γ_M reduzierte charakteristische Festigkeit) muss dann größer oder gleich dem Bemessungswert der Gebrauchslast S_d (d. h. der mit γ_F erhöhten Gebrauchslast) sein.

Diese Vorgehensweise ist bereits im Eurocode 6, ENV 1996-1-1 enthalten und wird bei einer Überarbeitung auch in DIN 1053 Eingang finden.

4.3 Gebäudestabilität

4.3.1 Allgemeines

Generell ist sicherzustellen, dass durch eine ausreichende Gebäudestabilität alle an das Bauwerk angreifenden horizontalen Beanspruchungen (z. B. Windlasten und Lasten infolge Schrägstellung) in den Baugrund abgeleitet werden können. Hierzu sind vor allem vertikale Wandscheiben und horizontale Deckscheiben erforderlich. Gegebenenfalls müssen zur Sicherung der Scheibentragwirkung der Geschossdecken bzw. der horizontalen Aussteifung der Wände zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie zum Beispiel die Ausbildung von Ringankern oder Ringbalken (vgl. Abschn. 5.5), ergriffen werden.

Die vertikalen Aussteifungselemente (Wandscheiben) leiten ihre Lasten über die Fundamente in den Baugrund ab. Dabei ist als statisches System von einer Kragarmwirkung der Wände auszugehen, die in den Fundamenten als eingespannt zu betrachten sind.

Zugspannungen können über die Fundamentsohlen nicht in den Baugrund übertragen werden. Durch eine ausreichend große Auflast in den aussteifenden Wänden muss daher die nach DIN 1053-1 erforderliche 1,5-fache Kippsicherheit gewährleistet werden, wenn man von gerissenen Querschnitten bzw. klaffenden Fugen ausgeht. Dies wird in DIN 1053-1 durch die Begrenzung der Ausmitte e auf $e \leq d/3$ sichergestellt und ist gleichbedeutend mit dem Aufreißen des Rechteckquerschnitts bis maximal zur Hälfte der Wanddicke d .

4.3.2 Entfallen des Nachweises der Gesamtstabilität

Nach Abschnitt 5.4 der DIN 1053-1 [1] darf auf einen rechnerischen Nachweis der Gebäudestabilität verzichtet werden, wenn

1. die Decken als steife Scheiben ausgebildet sind (ggf. auch Einsatz statisch nachgewiesener Ringbalken, s. Abschn. 5.5.3 möglich)

und

2. eine "offensichtlich ausreichende" Anzahl von genügend langen Wandscheiben vorhanden sind, welche ohne größere Schwächungen und Versprünge bis auf die Fundamente geführt werden.

Die Auslegung, was mit dem Wortlaut "offensichtlich ausreichend" gemeint ist, obliegt dem Planenden, da hierzu keinerlei weiterführende Angaben in der DIN 1053-1 gemacht werden.

Etwas mehr Klarheit kann eine ältere Regelung nach der DIN 1053-1 von 1972 verschaffen. Obwohl diese Norm seit langem vom DIN zurückgezogen wurde, wird empfohlen, die Tabelle 2 nach DIN 1053-1 (11.72) zur Beurteilung einer ausreichenden Anzahl an aussteifenden Wänden heranzuziehen.

Diese Vorschläge gelten für mehrgeschossige Bauten mit bis zu 6 Vollgeschossen.

Tabelle 2: Anhaltswerte für Dicken und Abstände aussteifender Wände analog DIN 1053 Teil 1 (Ausgabe 11.72)

Zeile	Dicke der auszustei- fenden belasteten Wand in mm	Geschoss- höhe in m	Aussteifende Wand		
			im 1. bis 4. Vollgeschoss von oben	im 5. und 6. Vollgeschoss von oben	Mitten- abstand in m
1	$\geq 115 < 175$	$\leq 3,25$	$\geq 115 \text{ mm}$	$\geq 175 \text{ mm}$	$\leq 4,50$
2	$\geq 175 < 240$				$\leq 6,00$
3	$\geq 240 < 300$	$\leq 3,50$			$\leq 8,00$
4	≥ 300	$\leq 5,00$			

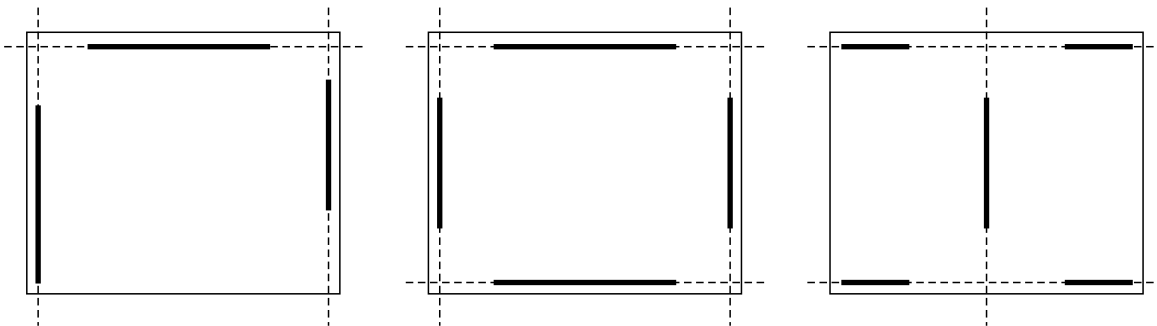


Bild 6: Stabile Anordnungen der aussteifenden Wände

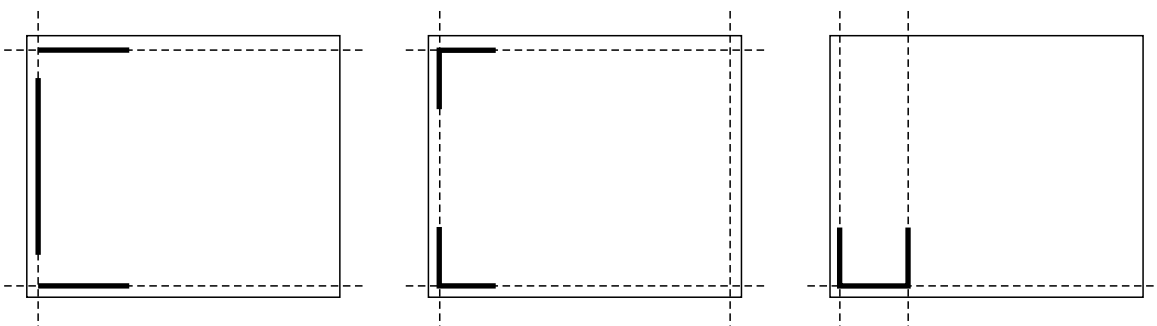


Bild 7: Ungünstige stabile Anordnungen der aussteifenden Wände

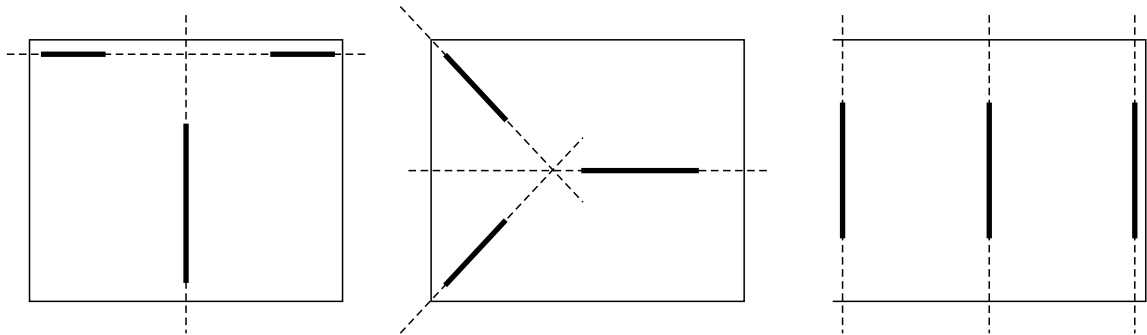


Bild 8: instabile Anordnungen der aussteifenden Wände

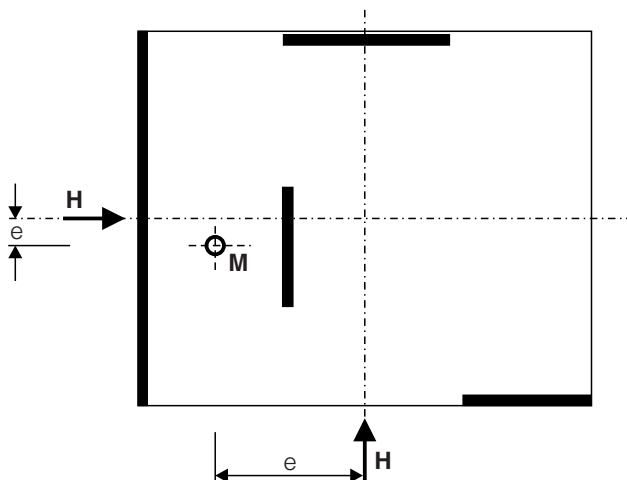


Bild 9: Schubmittelpunkt M von aussteifenden Wandscheiben mit resultierenden Horizontallasten (Voraussetzung zur Aufteilung der Lastanteile auf die einzelnen Wandscheiben)

Beispiele für eine sinnvolle Anordnung aussteifender Wandscheiben sind in den Bildern 6 bis 8 an verschiedenen schematischen Grundrissen dargestellt. Als Grundprinzip gilt, dass mindestens drei Wandscheiben zur Aussteifung des gesamten Gebäudes erforderlich sind. Sie müssen so angeordnet werden, dass sich ihre Wirkungslinien nicht in einem Punkt schneiden.

Allerdings ist bei großer Gebäudelänge darauf zu achten, dass durch die Anordnung weiterer Wandscheiben keine Zwängungen aus Temperaturunterschieden und Schwindvorgängen entstehen. Bild 7 zeigt zwar stabile, aber ungünstige Anordnungen

von aussteifenden Wandscheiben. Dies ist i. w. auf die Lage des Schubmittelpunktes zurückzuführen. Infolge der großen Ausmitte des Drehpunktes zur Wirkungslinie der resultierenden horizontalen Belastung entsteht eine zusätzliche Momenten- und damit Torsionsbeanspruchung des Aussteifungssystems. Außerdem ergeben sich durch die Kopplung der Wandscheiben in den Eckpunkten erhöhte Zwangsbeanspruchungen, die nicht selten bemessungsrelevant werden bzw. zu Schäden (z.B. Rissbildungen) führen können.

Braucht die Gesamtstabilität des Gebäudes nicht rechnerisch unter-

sucht zu werden, so kann man auch auf den Ansatz der Lotabweichungen des Gesamtsystems, siehe Abschn. 4.3.3, verzichten.

4.3.3 Nachzuweisende Bauteile (Gebäudestabilität)

Ein rechnerischer Nachweis der Steifigkeit und Stabilität ist notwendig, wenn die Anordnung und die Anzahl der aussteifenden Bauelemente nicht von vornherein erkennen lassen, dass die Gebäudestabilität zweifelsfrei gegeben ist.

Es sind Standsicherheitsnachweise der vertikalen (Wandscheiben) und horizontalen (Deckenscheiben) Bauteile zu führen. Hierbei kann für die aussteifenden Mauerwerkswände ein Nachweis mit dem genaueren Verfahren erforderlich werden. Die Lastermittlung erfolgt durch die Aufteilung der Horizontallastanteile aus Windlasten und Lotabweichung über die einzelnen Steifigkeitsverhältnisse bzw. den Abstand der Wirkungslinien zum Schubmittelpunkt.

Der Lastfall Lotabweichung wird durch eine rechnerische Schrägstellung des Gebäudes um einen Winkel φ

$$\varphi = \pm \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_G}} \quad (1)$$

mit
 h_G Gebäudehöhe in m über OK Fundament

im Bogenmaß berücksichtigt.

Die anzusetzende Horizontallast H erhält man zu

$$H = \varphi \cdot F \quad (2)$$

mit
 F Normalkraft

4.4 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

4.4.1 Allgemeines

Das vereinfachte Berechnungsverfahren ist das Verfahren innerhalb der DIN 1053-1 mit dem die große Mehrzahl aller Mauerwerksnachweise durchgeführt werden kann. Seine wesentlichen Vorteile sind der geringe Zeitaufwand und die einfache Durchführbarkeit.

Die Rechenannahmen und die Rechnung selbst sind gegenüber dem genaueren Berechnungsverfahren stark vereinfacht. Dies bezieht sich auf folgende Punkte:

- Nachweisführung über zulässige Spannungen (der Sicherheitsabstand ist eingearbeitet),
- keine Ermittlung der Einspannung zwischen Wand und Decke (diese wird durch den Sicherheitsabstand sowie durch Abminderung des Grundwerts der zul. Spannungen berücksichtigt),

- keine Berücksichtigung von ungewollten Exzentrizitäten beim Knicknachweis sowie Windbeanspruchung auf Außenwände.

Der Standsicherheitsnachweis wird im Gebrauchszustand über einen Vergleich der vorhandenen mit einer rechnerisch zulässigen Spannung geführt.

4.4.2 Randbedingungen

Das vereinfachte Verfahren kann nur angewendet werden, wenn die geometrischen und konstruktiven Randbedingungen der Tabelle 3 eingehalten sind.

Dort werden Grenzwerte für

- die Gebäudehöhe H ,
- die Deckenstützweite ℓ ,
- die lichte Wandhöhe h_s und
- die zulässige Verkehrslast p angegeben.

Alle Grenzwerte werden in Abhängigkeit von der Art des Bauteils (Innenwand, Außenwand) und der Schlankheit (Bauteildicke) differenziert.

4.4.3 Erforderliche Nachweise

Im Rahmen des vereinfachten Verfahrens sind im wesentlichen Nachweise auf Druck nach Abschn. 4.4.4 bzw. für die Auflagerpressung unter Lasteinleitungsstellen im Mauerwerk nach Abschn. 4.4.7 zu erbringen.

Ist die Gesamtstabilität, also die räumliche Stabilität des Bauwerkes nach Abschnitt 4.3 gegeben, so dürfen die Schubnachweise, s. Abschn. 4.4.5, für die aussteifenden Wände entfallen. Beanspruchungen aus Windlasten und Lotabweichung

(Schiefstellung) des Gesamtbauwerks können in der Regel vernachlässigt werden.

Bei unterkellerten Gebäuden kann für Kelleraußenwände der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn gewisse konstruktive Randbedingungen und vertikale Grenzlasten eingehalten sind, siehe Abschn. 4.5.

Bei nichttragenden Außenwänden kann ebenfalls ein statischer Nachweis entfallen, sofern die im Abschn. 4.6.3 angegebenen Bedingungen und Grenzwerte eingehalten werden.

Falls in Wände vertikale Lasten mit größerer planmäßiger Exzentrizität oder größere horizontale Lasten eingeleitet werden, ist dies durch einen Knicksicherheitsnachweis nach dem genaueren Berechnungsverfahren zu untersuchen, s. Abschn. 4.7.5.

Größere planmäßige Exzentrizitäten können z. B. aus einem Versatz übereinanderstehender Wände resultieren. Größere Horizontallasten können z.B. Anpralllasten von Fahrzeugen, Menschengedränge oder Konsollasten sein.

Die DIN 1053-1 definiert, dass ein Versatz von übereinander stehenden Wänden durch Änderung der einzelnen Wanddicken nur dann nicht als größere Exzentrizität gilt, wenn der Querschnitt der dickeren den der dünneren tragenden Wand umschreibt, s. Bild 10.

Tabelle 3: Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens nach DIN 1053-1

Bauteil	Wanddicke d in mm	lichte Geschoss- höhe h_s in m	Verkehrslast der Decke p in kN/m ²	Gebäudehöhe H in m	Decken- stützweite ℓ in m
Innenwände	$\geq 115 < 240$	$\leq 2,75$	$\leq 5,0$	$\leq 20^1)$	$\leq 6^4)$
	≥ 240	-			
Einschalige Außenwände	$\geq 175 < 240^{2)}$	$\leq 2,75$	$\leq 3,0$ incl. Trennwand- zuschlag	≤ 2 Vollgeschoss + ausgebautes Dachgeschoss ³⁾	
	≥ 240	$\leq 12 \cdot d$			
Tragschalen zweischaliger Außenwände und zwei- schaliger Haustrenn- wände	$\geq 115 < 175$	$\leq 2,75$	$\leq 5,0$	$\leq 20^1)$	
	$\geq 175 < 240$				
	≥ 240	$\leq 12 \cdot d$			

¹⁾ bei geneigten Dächern Mittel zwischen First- und Traufhöhe.

²⁾ bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, auch $d \geq 115$ mm zulässig.

³⁾ Abstand aussteifender Querwände $\leq 4,5$ m, Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.

⁴⁾ Sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen begrenzt werden. Bei zweiachsig gespannten Decken ist mit der kürzeren der beiden Stützweiten zu rechnen.

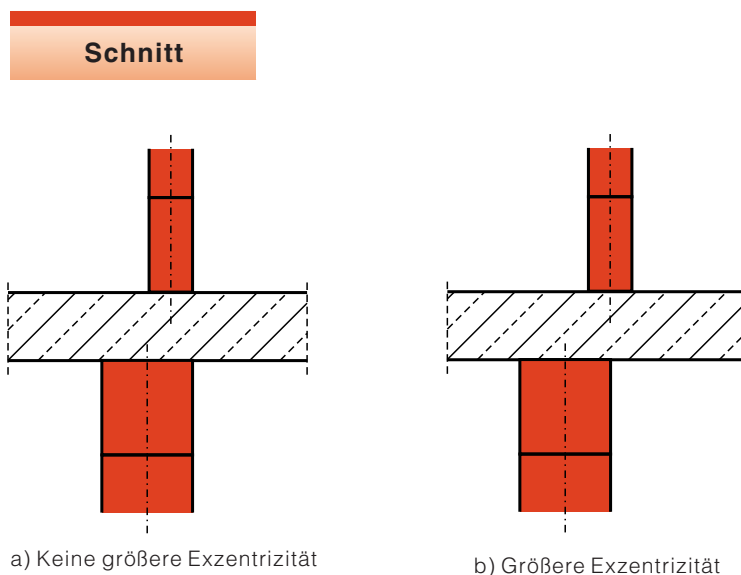


Bild 10: Beispiele zur Einstufung von Lastexzentrizitäten

4.4.4 Spannungsnachweis bei Druckbeanspruchung

4.4.4.1 Allgemeines

In DIN 1053-1 wird bei der Bemessung von Mauerwerkswänden auf Druck nach dem vereinfachten Verfahren die vorhandene Druckspannung vorh σ_D mit der zulässigen Druckspannung zul σ_D verglichen.

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D \quad (3)$$

mit
zul σ_D zulässige
Druckspannung

4.4.4.2 Ermittlung der vorhandenen Druckspannung vorh σ_D

Die vorhandene Druckspannung vorh σ_D im Mauerwerk ergibt sich aus der Normalkraft- Schnittgröße und der beanspruchten Fläche zu

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N}{b \cdot d} \quad (4)$$

mit
N Normalkraft
b Wandbreite/-länge
d Wanddicke

Eine Windbeanspruchung senkrecht zur Wandebene ist i. d. R. nicht zu berücksichtigen, sofern eine ausreichende horizontale Halterung der Wand vorhanden ist. Dies kann z. B. durch Decken mit Scheibentragwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken erfolgen (vgl. Abschn. 5.5).

Andernfalls ist die ausmittige Vertikallast infolge Windbeanspruchung rechtwinklig zur Wand (Plattenschub) über die Ermittlung der vorhandenen Randspannung nachzuweisen. Gleiches gilt auch für den

Nachweis einer ausmittigen Beanspruchung der Wand in Richtung der Wandebene (Scheibenwirkung) z. B. wenn ein Nachweis der Gesamtstabilität erforderlich wird (vgl. Abschn. 4.4.5).

Die Fugen dürfen bei ausmittiger Last rechnerisch höchstens bis zum Schwerpunkt des Querschnitts aufreißen.

Die Randspannung kann unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung für ungerissene als auch gerissene Querschnitte bestimmt werden (s. hierzu Abschn. 4.4.5.3). Sie ist der zulässigen Druckspannung gegenüberzustellen.

4.4.4.3 Ermittlung der zulässigen Druckspannung zul σ_D

Grundlage für die Ermittlung der zulässigen Druckspannung sind die Grundwerte σ_0 der zulässigen Druckspannung nach Tabelle 4. Diese Grundwerte wurden aus der Auswertung umfangreicher Untersuchungen mit allen Stein-Mörtel-Kombinationen unter bestimmten Randbedingungen ermittelt. Für allgemein bauaufsichtlich zugelassene Produkte können diese Grundwerte von Tabelle 4 abweichen. Die σ_0 -Werte von Zulassungsziegeln sind in der entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassung angegeben.

Zur Ermittlung der zulässigen Druckspannung zul σ_D werden die Grundwerte σ_0 der zulässigen Druckspannungen mit einem Abminderungsfaktor k reduziert. Die zulässige Druckspannung zul σ_D ergibt sich dann zu

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 \quad (5)$$

mit

σ_0 Grundwert der zulässigen Druckspannung je nach gewählter Stein-Mörtel-Kombination nach Tabelle 4 (Auszug aus DIN 1053-1) bzw. Abschnitt 3 der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt
k Abminderungsfaktor nach Tabelle 5

Abminderungsfaktor k

Der Abminderungsfaktor k berücksichtigt vereinfachend die Einflüsse der Wandart k_1 , der Schlankheit der Wand k_2 und des Deckendrehwinkels k_3 auf die Tragfähigkeit einer Wand. Angaben zur Ermittlung der Faktoren k_1 bis k_3 enthalten die Tabelle 5 und nachfolgende Abschnitte.

Berücksichtigung der Wandart (k_1)

Die DIN 1053-1 unterscheidet im Bezug auf die Tragfähigkeit zwischen Wänden und Pfeilern ("kurzen Wänden").

Gemauerte Wände mit Querschnittsflächen $\leq 400 \text{ cm}^2$ sind nach DIN 1053-1 als tragende Wände nicht zulässig.

"Kurze Wände" (Pfeiler) im Sinne der DIN 1053-1 sind Wände mit einer Querschnittsfläche zwischen 400 und 1000 cm^2 .

Bei Schwächungen von Wänden durch Schlitze und Aussparungen ist DIN 1053-1, Abschn. 8.3 und Tabelle 10 zu beachten, siehe auch Abschn. 5.4 dieser Broschüre.

Tabelle 4: Grundwerte σ_0 der zulässigen Druckspannungen nach DIN 1053-1 für Mauerwerk aus Mauerziegeln nach DIN 105-1 und 105-2 (häufig verwendete Ziegel-Mörtel-Kombinationen sind grau hinterlegt)

Hinweis: Grundwerte der zulässigen Druckspannung für Zulassungsziegel (viele Wärmedämmziegel in Verbindung mit Leichtmörtel und alle Planziegel in Verbindung mit Dünnbettmörtel) werden in der jeweiligen Zulassung angegeben.

Steinfestigkeits- klasse	σ_0 in MN/m ²						
	Normalmörtel mit Mörtelgruppe					Leichtmörtel	
	I	II	IIa	III	IIIa	LM 21	LM 36
2	0,3	0,5	0,5 ¹⁾	-	-	0,4	0,4 ²⁾
4	0,4	0,7	0,8	0,9	-	0,5	0,7
6	0,5	0,9	1,0	1,2	-	0,7	0,9
8	0,6	1,0	1,2	1,4	-	0,8	1,0
12	0,8	1,2	1,6	1,8	1,9	0,9	1,1
20	1,0	1,6	1,9	2,4	3,0	0,9	1,1
28	-	1,8	2,3	3,0	3,5	0,9	1,1

¹⁾ $\sigma_0 = 0,6$ MN/m² bei Außenwänden mit Dicken ≥ 300 mm. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach Abschnitt 6.9.3 der DIN 1053-1 (vgl. Abschnitt 4.4.6).

²⁾ $\sigma_0 = 0,6$ MN/m² bei Außenwänden mit Dicken ≥ 300 mm. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung.

Bei kurzen Wänden können Ausführungsungenauigkeiten bei der Verwendung von auf der Baustelle getrennten Lochsteinen die Tragfähigkeit stärker als bei "langen" Wänden reduzieren. Dies wird durch eine Abminderung von $k_1 = 0,8$ berücksichtigt.

Berücksichtigung des Knickens (k_2)

Der Abminderungsfaktor k_2 berücksichtigt die Reduzierung der Tragfähigkeit infolge der größeren Knickgefährdung schlanker Mauerwerkswände. Für Mauerwerkswände mit geringer Schlankheit (Verhältnis von Knicklänge h_K zu Wanddicke d) von $h_K/d \leq 10$ spielt dies keine Rolle, da im Grundwert der zulässigen Druck-

spannungen σ_0 bei der Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens dieser Schlankheitseinfluss bis zum Grenzwert von $h_K/d = 10$ bereits enthalten ist. In diesem Fall gilt $k_2 = 1,0$.

Ab einer Schlankheit von $h_K/d > 10$ muss der Knickeinfluss nach Gl. (6) berücksichtigt werden.

$$k_2 = \frac{25 - \frac{h_K}{d}}{15} \leq 1,0 \quad (6)$$

mit
 h_K Knicklänge
 d Wanddicke

Generell wird in DIN 1053-1 die zulässige Schlankheit $\bar{\lambda}$ der Wände auf

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d} \leq 25 \quad (7)$$

mit
 h_K Knicklänge
 d Wanddicke

begrenzt.

Tabelle 5: Abminderungsfaktoren k_i

Einfluss	Randbedingung	Abminderungsfaktor	
Wandart (k_1)	alle Wände ($A \geq 1000 \text{ cm}^2$) sowie Pfeiler ("kurze Wände", $400 \text{ cm}^2 \leq A < 1000 \text{ cm}^2$) aus ungetrennten Hochlochziegeln (ohne Schlitz- oder Aussparungen)	$k_1 = 1,0$	
	alle anderen Pfeiler ("kurze Wände")	$k_1 = 0,8$	
Knicken (k_2)	$\frac{h_K}{d} \leq 10$	$k_2 = 1,0$	
	$10 < \frac{h_K}{d} \leq 25$	$k_2 = \frac{25 - h_K/d}{15} \leq 1,0$	
Deckendrehwinkel (k_3) ¹⁾	Decken zwischen Geschossen, Deckenspannweite ℓ	$\ell \leq 4,20 \text{ m}$	$k_3 = 1,0$
		$4,20 \text{ m} < \ell \leq 6,00 \text{ m}$	$k_3 = 1,7 - \frac{\ell}{6} \leq 1,0$
	Decken im obersten Geschoss (insbesondere Dachdecken), $\ell \leq 6,00 \text{ m}$		$k_3 = 0,5$

¹⁾ wird die Traglastminderung durch konstruktive Maßnahmen, z.B. Zentrierleisten, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite ℓ $k_3 = 1,0$.

Die Knicklänge h_K einer Wand ist grundsätzlich von deren Halterung abhängig. Sie wird aus der lichten Geschosshöhe h_s unter Berücksichtigung eines Knicklängenbeiwerts β wie folgt berechnet:

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (8)$$

mit

β Knicklängenbeiwert
 h_s lichte Geschosshöhe

Vereinfachend kann für Ziegelbauten i.d.R. von einer zweiseitig gehaltenen Wand ausgegangen werden, da das Ergebnis immer auf der sicheren Seite liegt und der Rechenaufwand wesentlich verringert wird.

Aufgrund der im Ziegelbau üblichen Wanddicken ist diese Annahme für den rechnerischen Nachweis in der Praxis völlig ausreichend.

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt allgemein $\beta = 1,0$.

Bei einer Einspannwirkung durch flächig aufgelagerte Massivdecken kann man die Knicklänge abmindern. Die Knicklängenfaktoren β für zweiseitig gehaltene Wände lauten nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.7.2:

$$\beta = 0,75 \quad \text{für } d \leq 175 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,90 \quad \text{für } 175 < d \leq 250 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{für } d > 250 \text{ mm}$$

Als flächig aufgelagerte Massivdecken gelten in diesem Sinn auch Stahlbetonbalken- und Ziegeldecken (Stahlsteindecken) nach DIN 1045 mit Zwischenbauteilen, bei denen die Auflagerung durch Randbalken erfolgt, s. Bild 11.

Die Abminderung der Knicklänge für Wände ist nach Abschn. 6.7.2 der DIN 1053-1 nur zulässig, wenn keine größeren Horizontallasten als die planmäßigen Windlasten rechtwinklig auf die Wand wirken und bei Wanddicken $d < 240 \text{ mm}$ die Auflagertiefe der Wanddicke entspricht bzw. bei Wanddicken $\geq 240 \text{ mm}$ die Auflagertiefe mindestens 175 mm beträgt.

Für dreiseitig und vierseitig gehaltene Wände kann der Knicklängenbeiwert β nach DIN 1053-1, Tabelle 3, bestimmt werden. Diese Tabelle gilt für Wände mit einer lichten Geschosshöhe von $h_s \leq 3,50 \text{ m}$. Darüber hinaus enthält DIN 1053-1, Abschn. 7.7.2, Formeln, mit denen eine noch genauere Ermittlung der Knicklängenbeiwerte erfolgen kann. Diese sind im Abschnitt 8.2 (Anhang B) der Broschüre, aufgeführt.

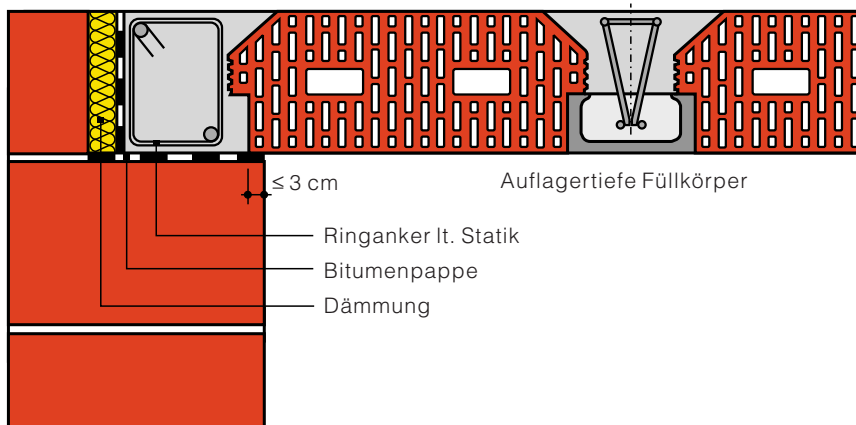


Bild 11: Deckenaufleger einer Stahlbetonrippendecke mit Zwischenbauteilen

Aufgrund unterschiedlicher Annahmen bei der Ableitung der Werte für zwei- bzw. drei-/vierseitig gehaltene Wände kann es vorkommen, dass rechnerisch trotz vierseitiger Halterung ein höherer und damit ungünstigerer Knicklängenbeiwert als für zweiseitige Halterung ermittelt wird. In diesem Fall darf nach DIN 1053-1, Abschn. 6.7.2 jedoch der Wert für zweiseitige Halterung der Rechnung zu Grunde gelegt werden.

Berücksichtigung der Deckenverdrehung (k_3)

Bei Endauflagerung von Deckenplatten (z. B. bei Außenwänden), erfolgt durch die Deckenverdrehung eine Reduzierung der Tragfähigkeit der Mauerwerkswand. Dieser Effekt ist um so größer, je größer die Deckenstützweite und damit auch die Deckenverdrehung ist.

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass bei Deckenstützweiten $l > 4,2\text{ m}$ oder bei Dachdecken die Deckenverdrehung maßgebend für die Tragfähigkeit der Wand werden kann.

Kombinationsregeln

Der Abminderungsfaktor k wird aus der Kombination der Einflussgrößen k_1 bis k_3 ermittelt. Dabei werden 2 Fälle unterschieden:

- a) Wände als Zwischenaufleger (i. d. R. Innenwände)

$$k = k_1 \cdot k_2 \quad (9)$$

(Berücksichtigung der Wandart und des Knickeinflusses)

- b) Wände als einseitiges Endauflager (i. d. R. Außenwände oder Treppenraumwände)

$$k = k_1 \cdot k_2 \quad (9)$$

(Berücksichtigung der Wandart und des Knickeinflusses)

oder

$$k = k_1 \cdot k_3 \quad (10)$$

(Berücksichtigung der Wandart und des Deckendrehwinkels).

Hier ist der kleinere Wert aus Gl. (9) und Gl. (10) maßgebend.

Beispiele zum Spannungsnachweis bei Druckbeanspruchung mit dem vereinfachten Verfahren

Reihenmittelhaus, S. 67, Außenwandpfeiler

Reihenmittelhaus, S. 70, Kellerinnenwand

Doppelhaus-Hälfte, S. 85, Außenwand mit geringer Auflast

Doppelhaus-Hälfte, S. 102, Außenwandpfeiler

Druckspannungsnachweis nach dem vereinfachten Verfahren

Ermittlung der Eingangswerte

Baustoffauswahl
Baustoffkennwerte
Bauteilabmessungen
Belastung

z. B. HLz 12, Mörtelgruppe NM IIa
z. B. $\sigma_0 = 1,6 \text{ N/mm}^2$
z. B. Geschosshöhe, Deckenstützweite,
Normalkraft in der Wand

Überprüfung der Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Verfahren

Gebäudehöhe H
Geschosshöhe h_s
Deckenstützweite ℓ

Verkehrslast p
Wanddicke d

nein

**genaueres
Verfahren**

ja

Ermittlung der Knicklänge h_K

Wandhalterung
Abminderungsfaktor β

zwei-, drei- oder vierseitig
f (Wanddicke, -halterung)

$$h_K = \beta \cdot h_s$$

Ermittlung des Abminderungsfaktors k

Abminderungsfaktoren k_i

k_1 (Wandlänge) k_2 (Knicken)
 k_3 (Deckendrehwinkel)

$$k = k_1 \cdot k_2 \text{ bzw. } \min(k_1 \cdot k_2 ; k_1 \cdot k_3 \text{ nur bei Endauflager})$$

Ermittlung der zulässigen Druckspannung $\text{zul } \sigma_D$

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0$$

**Ermittlung der vorhandenen
Druckspannung $\text{vorh } \sigma_D$**

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N}{b \cdot d}$$

Nachweis

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

4.4.5 Spannungsnachweis bei Schubbeanspruchung

4.4.5.1 Allgemeines

Die Schubfestigkeit von Mauerwerkswänden wird von der Verbundfestigkeit zwischen Stein und Mörtel, der Steifigkeit und der vorhandenen Auflast beeinflusst.

Prinzipiell ist bei einer Schubbeanspruchung der Wand nach Scheibenschub (Beanspruchung in der Wandebene, z. B. Aussteifungswände) und Plattenschub (Beanspruchung senkrecht zur Wandebene, z. B. Kelleraußenwände) zu unterscheiden (vgl. Bild 12).

Die Nachweisführung nach DIN 1053-1 für diese beiden Beanspruchungen unterscheidet sich nur geringfügig.

Beim Scheibenschubnachweis wird überprüft, ob die aussteifenden Wandscheiben die in das Gebäude eingetragenen Horizontallasten aus Wind oder Erddruck abtragen können. Dieser Nachweis kann entfallen, wenn die Anforderungen an die räumliche Stabilität des Gesamtbauwerkes nach Abschn. 4.3 der Broschüre erfüllt sind.

Im Rahmen des vereinfachten Verfahrens ist lediglich der Ansatz von rechteckigen Wandquerschnitten zulässig. Falls zusammengesetzte Querschnitte die Schubtragfähigkeit deutlich erhöhen, kann der Nachweis mit dem genaueren Bemessungsverfahren sinnvoll sein.

Ähnlich wie beim Druckspannungsnachweis werden im Rahmen des vereinfachten Verfahrens die vorhandenen mit den zulässigen Schubspannungen verglichen.

$$\text{vorh } \tau \leq \text{zul } \tau \quad (11)$$

mit
 zul τ zulässige Schubspannungen

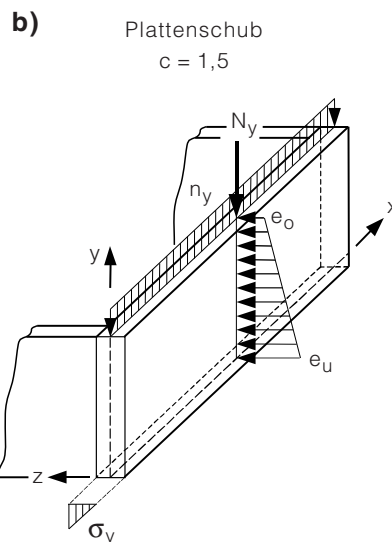
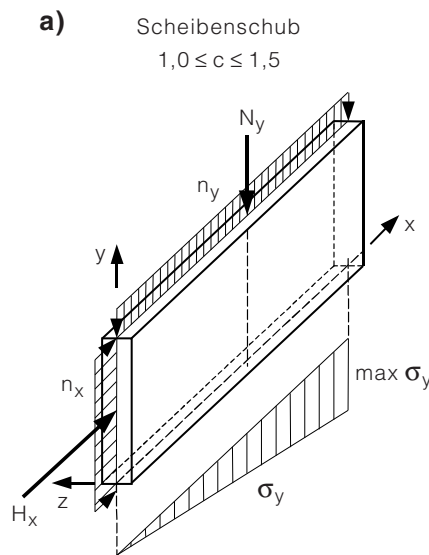


Bild 12: a) Aussteifungswand

b) Kelleraußenwand

4.4.5.2 Ermittlung der vorhandenen Schubspannung vorh τ

Die vorhandene Schubspannung wird aus der im überdrückten Wandquerschnitt A angreifenden Querkraftschnittgröße Q unter Berücksichtigung eines Formfaktors c ermittelt, der die Schubspannungsverteilung über den Querschnitt berücksichtigt.

$$\text{vorh } \tau = \frac{c \cdot Q}{A} \quad (12)$$

mit

- c Formfaktor zur Berücksichtigung der Schubspannungsverteilung über den Querschnitt
 $c = 1,5$ Platte
 $1,0 \leq c \leq 1,5$ Scheibe
- Q Querkraft
- A überdrückte Querschnittsfläche

Ermittlung des Formfaktors c bei Scheibenschubbeanspruchung

Die Schubspannungsverteilung hängt stark von den Abmessungen der Wand (Höhe h und Breite b) ab. In DIN 1053-1 [1] wird hierfür ein Formfaktor c eingeführt.

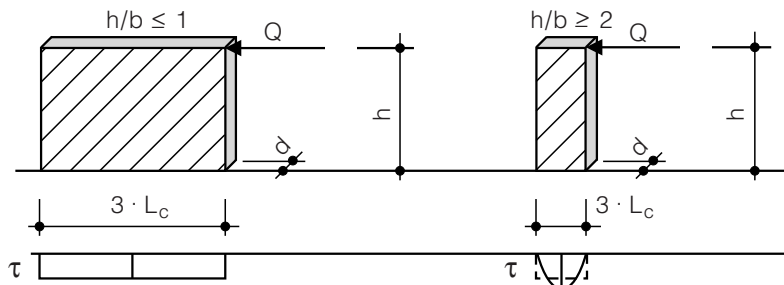
Bei einer Scheibenschubbeanspruchung hoher Wände ($h/b \geq 2,0$) ist näherungsweise von einer parabolischen Verteilung der Schubspannungen über die Wandbreite b auszugehen. Da vereinfachend mit einer konstanten rechteckförmigen Schubspannungsverteilung gerechnet wird, ist für den Maximalwert in Wandmitte der Formfaktor $c = 1,5$ anzusetzen.

Bei langen Wänden unter Scheibenschubbeanspruchung ($h/b \leq 1,0$) stimmt der Rechenansatz einer rechteckförmigen Schubspannungs-

verteilung sehr gut mit den realen Verhältnissen überein, so dass ab $h/b \leq 1,0$ der Faktor zu $c = 1,0$ gesetzt wird. Zwischenwerte für den Formfaktor c dürfen für Verhältniswerte $1,0 < h/b < 2,0$ geradlinig interpoliert werden.

Ermittlung der überdrückten Querschnittsfläche A

Die überdrückte Querschnittsfläche A kann bei exzentrischer Belastung der Wand unter Annahme gerissener Querschnitte sowie einer linearen Spannungsverteilung wie folgt ermittelt werden:



$$\tau = c \cdot \frac{Q}{A}$$

$$c = 1,0$$

$$b = 3 \cdot L_c$$

$$\tau_{\max} = c \cdot \frac{Q}{A}$$

$$c = 1,5$$

(Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)

Bild 13: Verteilung der Schubspannungen nach [7]

$$A = d \cdot 3 \cdot L_c \quad (13)$$

mit

d Wanddicke

L_c Abstand der Resultierenden R vom gedrückten Wandrand, s. Bild 14

Der Abstand L_c der Resultierenden R zum gedrückten Wandrand ergibt sich zu:

$$L_c = \frac{b}{2} - e \quad (14)$$

mit

b Querschnittsbreite

e Exzentrizität.

Die Exzentrizität der Belastung wird wie folgt bestimmt:

$$e = \frac{M}{N} \quad (15)$$

mit

M Moment

N Normalkraft

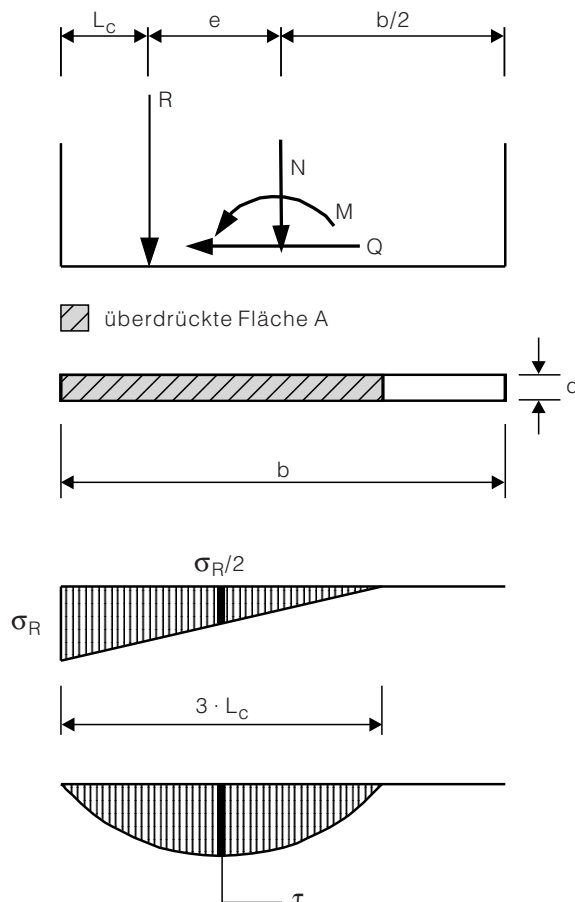


Bild 14: Ermittlung der Spannungsverteilung der überdrückten Fläche A

4.4.5.3 Ermittlung der zulässigen Schubspannung τ

Die zulässigen Schubspannungswerte τ ergeben sich nach DIN 1053-1 zu:

- für Scheibenschub:

$$\begin{aligned} \text{zul } \tau &= \sigma_{0HS} + 0,20 \cdot \sigma_{Dm} \\ &\leq \max \tau \end{aligned} \quad (16)$$

- für Plattenschub:

$$\text{zul } \tau = \sigma_{0HS} + 0,30 \cdot \sigma_{Dm} \quad (17)$$

mit

σ_{0HS} zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit

σ_{Dm} mittlere zugehörige Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im ungerissenen Querschnitt A

$\max \tau$ Maximalwert der Schubspannung mit

$$\max \tau = 0,012 \cdot \beta_{Nst}$$

für Hochlochziegel und Ziegel mit Grifföffnungen oder -löchern

$$\max \tau = 0,014 \cdot \beta_{Nst}$$

für Vollziegel ohne Grifföffnungen oder -löcher

β_{Nst} Nennwert der Steifigkeit (Steifigkeitsklasse)

Für die wichtigsten Mörtelarten sind die zulässigen abgeminderten Haftscherfestigkeiten σ_{0HS} in Tabelle 6 zusammengefasst.

Mit der Begrenzung der zulässigen Scheibenschubspannung auf $\max \tau$ wird sichergestellt, dass das Mauerwerk nicht infolge Überschreiten der Steinzugfestigkeit versagt.

Tabelle 6: Zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit σ_{0HS} in MN/m² nach DIN 1053-1

Stoßfuge	Mörtelart, -gruppe		
	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM
vermörtelt ¹⁾	0,04	0,09	0,11
unvermörtelt	0,02	0,045	0,055

¹⁾ Als vermörtelt gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.

Ermittlung der mittleren Druckspannung σ_{Dm}

Ungerissene Querschnitte (Ausmitten $e \leq b/6$)

Hier wird die Randspannung σ_R wie folgt bestimmt:

$$\sigma_{Ri,II} = \frac{N}{b \cdot d} (1 \pm m) \quad (18)$$

dabei ist

$$m = \frac{6 \cdot e}{b}$$

mit

N Normalkraft

b Querschnittsbreite

d Wanddicke

m bezogene Ausmitte

e Exzentrizität (Ausmitte)

Die mittlere Druckspannung σ_{Dm} lässt sich aus der Randspannung σ_R unter der Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung zu

$$\sigma_{Dm} = \frac{\sigma_{RI} - \sigma_{RII}}{2} + \sigma_{RII} \quad (19)$$

mit

σ_{RI} Randspannung am "linken" Rand

σ_{RII} Randspannung am "rechten" Rand

(gilt für $\sigma_{RI} > \sigma_{RII}$)

ermitteln.

Gerissene Querschnitte (Ausmitten $b/6 < e \leq b/3$)

In diesem Fall wird die Randspannung σ_R zu

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{4}{3 - m} \quad (20)$$

mit

N Normalkraft

b Querschnittsbreite

d Wanddicke

m bezogene Ausmitte

bestimmt.

Die mittlere Druckspannung σ_{Dm} lässt sich aus der Randspannung σ_R unter der Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung ermitteln.

$$\sigma_{Dm} = \frac{\sigma_R}{2} \quad (21)$$

mit
 σ_R Randspannung

Beispiel zum Nachweis der Schubspannungen mit dem vereinfachten Verfahren

Aussteifungswand in einem Reihemittelhaus, Abschnitt 6.4, S. 118

4.4.6 Einhaltung der zulässigen Randdehnung ϵ_R

Falls Wände als Windscheiben unter Scheibenschubbeanspruchung nachgewiesen werden müssen, muss ein Nachweis zur Einhaltung der Randdehnung ϵ_R geführt werden. Es darf bei Querschnitten mit klaffender Fuge durch Scheibenbeanspruchung der Grenzwert der Randdehnung von $\epsilon_R \leq 10^{-4}$ auf der gezogenen Seite nicht überschritten werden.

Die Randdehnung ϵ_R am gezogenen Rand wird aus der Randspannung σ_R am gedrückten Rand und der Länge des überdrückten Querschnitts unter Ansatz des Elastizitätsmoduls für Mauerwerk nach DIN 1053-1 mit $E = 3000 \cdot \sigma_0$ ermittelt.

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_R}{E} \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot L_c} - 1 \right) \leq 1 \cdot 10^{-4} \quad (22)$$

mit
 ϵ_R Randdehnung am gezogenen Rand
 σ_R Randspannung
 E Elastizitätsmodul des Mauerwerks
 b Querschnittsbreite
 L_c Abstand der Resultierenden zum gedrückten Wandrand

Beispiel zum Nachweis der Einhaltung der zulässigen Randdehnung ϵ_R

Aussteifungswand in einem Reihemittelhaus, Abschnitt 6.4, S. 131 f.

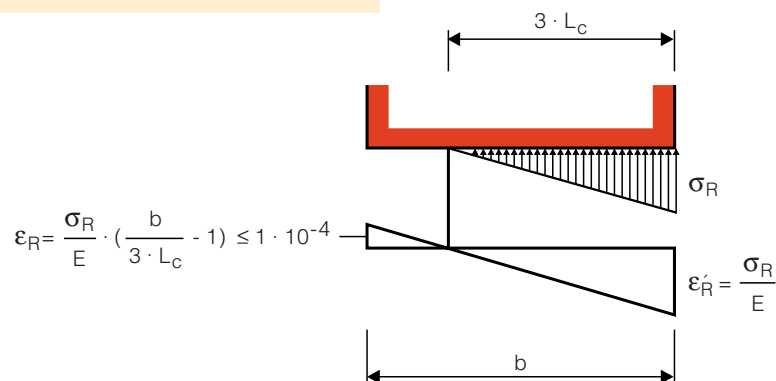
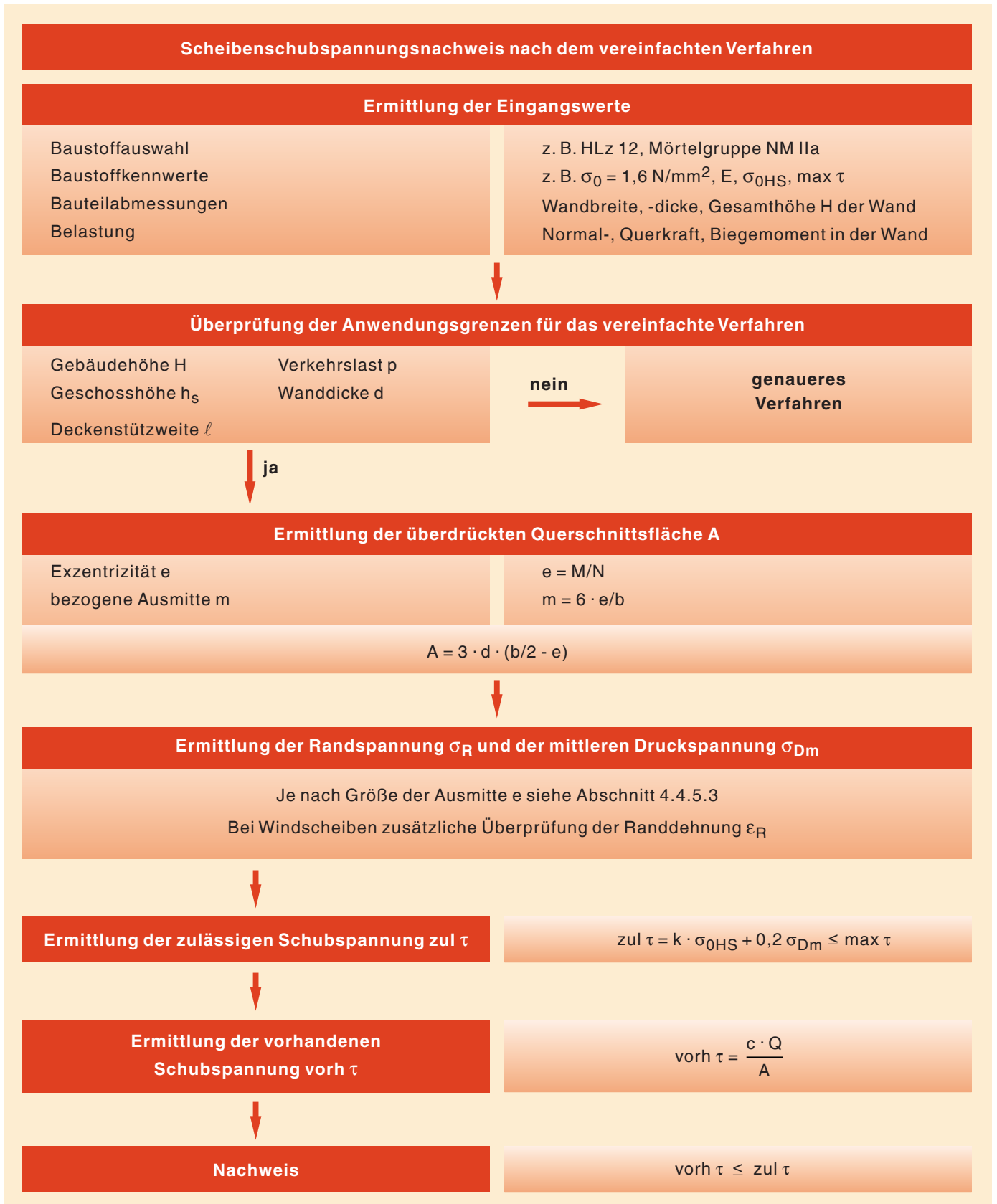
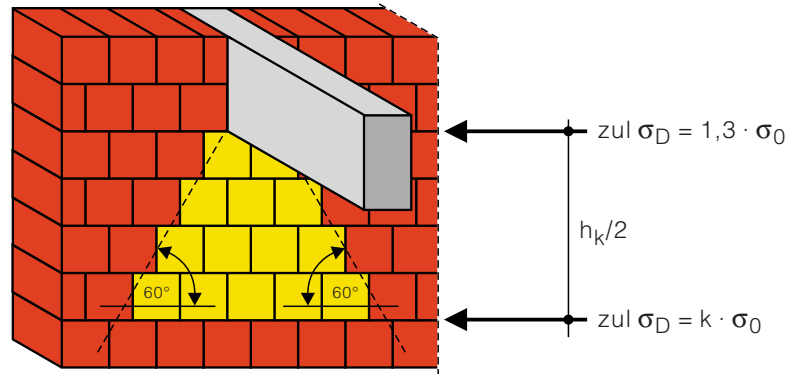


Bild 15: Zulässige Randdehnung ϵ_R bei Scheibenschubbeanspruchung



4.4.7 Nachweis der Auflagerpressung

Wird eine Wand durch Einzellasten beansprucht, so ist die entstehende Auflagerpressung nachzuweisen. Solche Nachweise sind z. B. an Sturzauflagern oder unter Dachpfetten erforderlich. Vereinfachend kann von einer Lastausbreitung unter einem Winkel von 60° im Mauerwerk ausgegangen werden, s. Bild 16.



Es darf beim Nachweis der Spannungen direkt unter der Einzellast eine zulässige Druckspannung von

$$\text{zul } \sigma_D = 1,3 \cdot \sigma_0 \quad (23)$$

mit

σ_0 Grundwert der zulässigen Druckspannung

in Ansatz gebracht werden, wenn zusätzlich in halber Wandhöhe die Mauerwerksspannung

$$\text{vorh } \sigma \leq \text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 \quad (24)$$

nachgewiesen wird. Der Abminderungsfaktor k wird dabei wie im Abschn. 4.4.4.4 beschrieben ermittelt.

Bei Einzellasten rechtwinklig zur Wandebene gilt ebenfalls

$$\text{zul } \sigma_D = 1,3 \cdot \sigma_0 \quad (23)$$

Ist die angreifende horizontale Einzellast $F \geq 3,0 \text{ kN}$, so muss die Aufnahme der Schubspannungen der belasteten Steine in der Lagerfuge nachgewiesen werden, s. DIN 1053-1 Abschn. 6.9.3.

4.4.8 Nachweis der Aufnahme einer Horizontallast bei dünnen Wänden

Schlanke tragende Wände sind gegenüber horizontalen Lasten besonders empfindlich. Bei zweiseitig gehaltenen dünnen Wänden (Wanddicke $< 175 \text{ mm}$) mit Schlankheiten $h_K/d > 12$ sowie Wandlängen $< 2,0 \text{ m}$ muss daher

nach DIN 1053-1, Abschn. 6.9.1, der Angriff einer ungewollten, horizontalen Einzellast von $0,5 \text{ kN}$ in halber Wandhöhe nachgewiesen werden.

Hierzu ist sowohl ein Plattenschubnachweis als auch ein Druckspannungsnachweis am Wandfuß unter Berücksichtigung der sich aus der Ausmitte der Horizontalkraft erge-

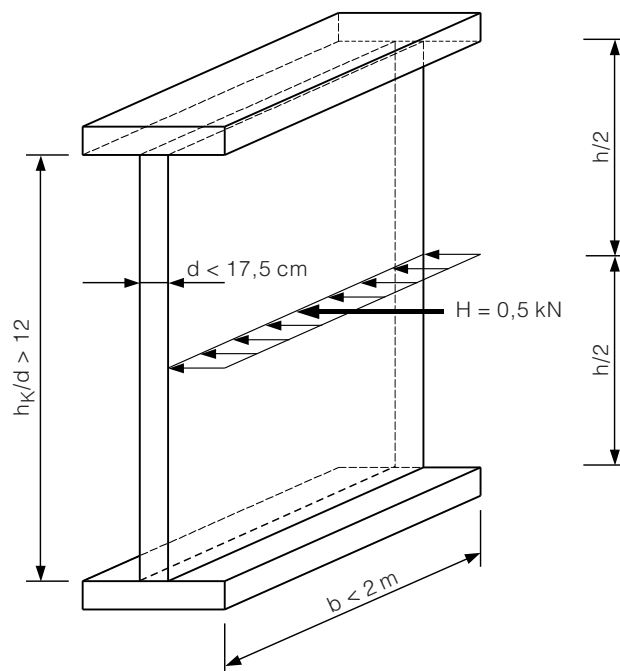


Bild 17: Ansatz einer ungewollten horizontalen Einzellast bei zweiseitig gehaltenen dünnen Wänden

Beispiel zum Nachweis der Auflagerpressung

Nichttragende Außenwand, Abschnitt 6.5, S. 138

benden Resultierenden zu führen (vorh. Randspannung). Beim Druckspannungsnachweis können die zulässigen Spannungen um den Faktor 1,33 vergrößert werden.

Der Nachweis darf entfallen, wenn die Schlankheit der folgenden Randbedingung genügt:

$$\bar{\lambda} = h_K/d \leq 20 - 1000 \cdot \frac{H}{A \cdot \beta_R} \quad (25)$$

mit

H angreifende Horizontal-last ($H = 0,5 \text{ kN}$)

A Wandquerschnitt aus $A = b \cdot d$

β_R Rechenwert der Druckfestigkeit aus $\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$

h_K Knicklänge der Wand

d Wanddicke

Aufgrund des mit diesem Nachweis verbundenen zusätzlichen Aufwandes wird empfohlen, in Ziegelbauten für tragende Wände mit Wandlängen $< 2,00 \text{ m}$ immer eine Mindestdicke $d \geq 175 \text{ mm}$ vorzusehen.

4.4.9 Berücksichtigung von Zug- und Biegezugspannungen

Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk ist im Vergleich zur Druckfestigkeit gering. Ihre Größe ist darüber hinaus abhängig von der Spannrichtung des Bauteils. Der Ansatz von Zug- und Biegezugspannungen kann z. B. bei der Nachweisführung für Mauerwerkswände von Silos oder Schüttgutlagern notwendig werden.

Zug- und Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge (d. h. bei einer Spannrichtung zwischen den

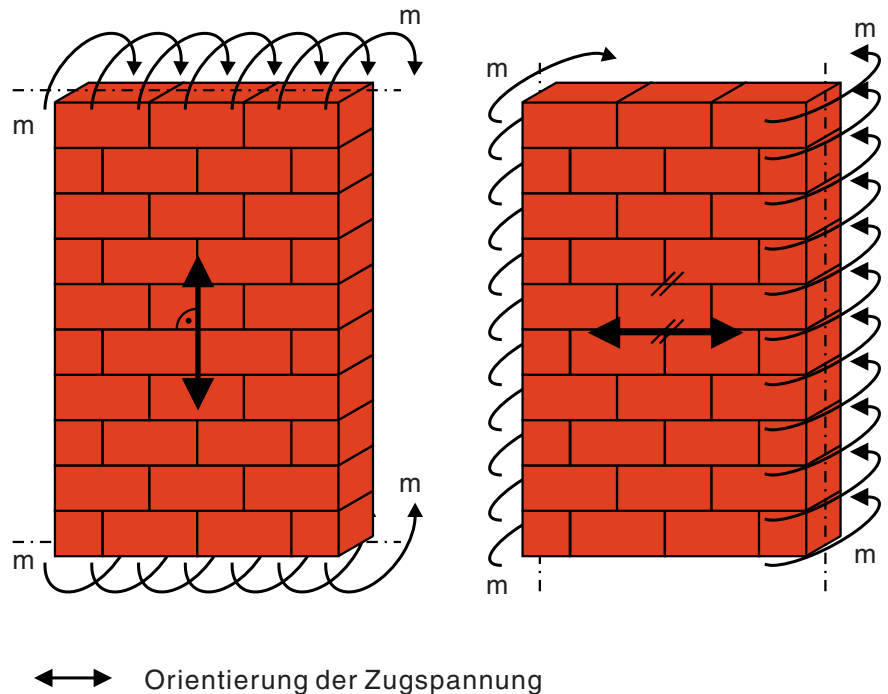


Bild 18: Zugspannungsbeanspruchung senkrecht (links) und parallel (rechts) zu den Lagerfugen

Geschossdecken, s. Bild 18 links) dürfen nach DIN 1053-1 bei der Berechnung von tragenden Wänden nicht angesetzt werden.

Die zulässige Zugspannung parallel zur Lagerfuge σ_z (bei Spannrichtung zwischen zwei aussteifenden Wänden, s. Bild 18 rechts) wird nach Gl. (26) ermittelt.

Dabei wird ein Versagen des Haftverbundes über den Term $0,4 \cdot \sigma_{0HS} + 0,12 \cdot \sigma_D$ und ein Steinversagen über die Begrenzung von $\max \sigma_z$ abgedeckt.

Die maximal zulässigen Spannungswerte $\max \sigma_z$ zur Berücksichtigung des Steinversagens bei einer Beanspruchung parallel zur Lagerfuge sind in der Tabelle 6 der DIN 1053-1 zusammengestellt. Die Werte liegen bei etwa 0,5 bis 1 % der Nenndruckfestigkeit der Ziegel.

$$\text{zul } \sigma_z = 0,4 \cdot \sigma_{0HS} + 0,12 \cdot \sigma_D \leq \max \sigma_z \quad (26)$$

mit

zul σ_z zulässige Zug- und Biegezugspannung parallel zur Lagerfuge

σ_{0HS} zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6, Abschn. 4.4.5

σ_D zugehörige Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge

$\max \sigma_z$ Maximalwert der zulässigen Zug- und Biegezugspannung nach DIN 1053-1, Tabelle 6

4.5 Nachweis einer Keller- außenwand

Kelleraußenwände werden außer durch Normalkräfte (Auflasten) auch durch Erddruck auf Plattenschub bzw. Biegung beansprucht.

Die Aufnahme der durch den angreifenden Erddruck in der Kelleraußenwand entstehenden Biegemomente ist nur möglich, wenn die dadurch entstehenden Zugspannungen durch Drucknormalkräfte so überdrückt werden, dass der Wandquerschnitt höchstens bis zur halben Wanddicke aufreißt. Damit wird die Tragwirkung eines vertikal gespannten Gewölbes in der Kellerwand gesichert.

Für die Bemessung wäre daher grundsätzlich ein Druckspannungsnachweis nach Abschn. 4.4.4 und ein Plattenschubnachweis nach Abschn. 4.4.5 zu führen.

Um den Nachweisaufwand zu begrenzen, darf nach DIN 1053-1 ein Nachweis entfallen, wenn die vorhandene Normalkraft in der Kelleraußenwand zwischen zwei Grenzwerten liegt und entsprechende Randbedingungen eingehalten sind.

Der untere Grenzwert stellt sicher, dass ausreichende Auflasten vorhanden sind, um eine Biegebeanspruchung aus Erddruck zu überdrücken. Der obere Grenzwert begrenzt die zulässige Normalkraft, um ein Druckversagen ausschließen zu können.

Die Grenzlasten wurden mit dem Ansatz eines aktiven Erddrucks als horizontale Belastung bestimmt.

Es gelten nachfolgende Randbedingungen:

- Wanddicke $d \geq 240$ mm
- lichte Höhe der Kelleraußenwand $h_s \leq 2,60$ m
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddrucks auf die Kelleraußenwände beträgt die Verkehrslast auf der Geländeoberfläche ≤ 5 kN/m²,
- die Geländeoberfläche steigt nicht an und
- die Anschütthöhe h_e ist nicht größer als die Wandhöhe h_s .

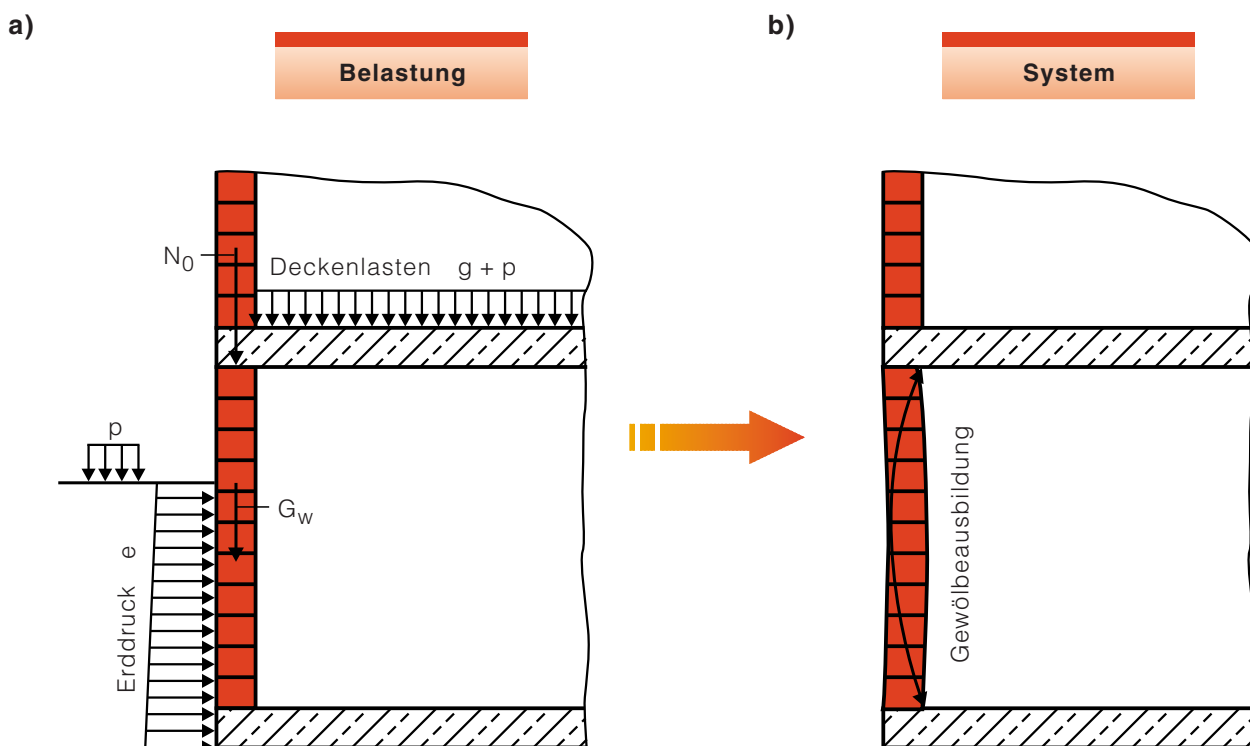


Bild 19: a) Belastung der Kelleraußenwand
b) Modell der Lastabtragung durch Gewölbeausbildung

Verfahren 1:

Überprüfung der ständigen Auflast N_0 unter der Kellerdecke:

$$\min N_0 \leq N_0 \leq \max N_0 \quad (27)$$

dabei ist

$$\max N_0 = 0,45 \cdot d \cdot \sigma_0$$

mit

$\min N_0$ Mindestwert der ständigen Auflast nach DIN 1053-1, Tabelle 8

d Wanddicke

σ_0 Grundwert der zulässigen Druckspannung

Die erforderlichen minimalen Auflasten N_0 für den Nachweis nach Gl. (27) sind in DIN 1053-1, Tabelle 8, angegeben.

Verfahren 2:

Überprüfung der Wandlängsnormalkraft N_1 in halber Höhe der Anschüttung:

$$\min N \leq N_1 \leq \frac{d \cdot \beta_R}{3 \cdot \gamma} \quad (28)$$

dabei ist

$$\min N = \frac{\rho_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{20 \cdot d}$$

mit

β_R Rechenwert der Druckfestigkeit aus $\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$

γ globaler Sicherheitsbeiwert (nach Abschn. 7.9.1 DIN 1053-1)

h_s lichte Höhe der Kelleraußenwand

h_e Höhe der Anschüttung

d Wanddicke

ρ_e Rohdichte der Anschüttung

σ_0 Grundwert der zulässigen Druckspannung

In der folgenden Tabelle 7 ist die Gleichung (28) für eine lichte Kellerhöhe von 2,5 m und eine Ziegelrohddichte von 800 kg/m^3 ausgewertet. Angegeben ist die erforderliche Auflast $\min N_0$ am Wandkopf.

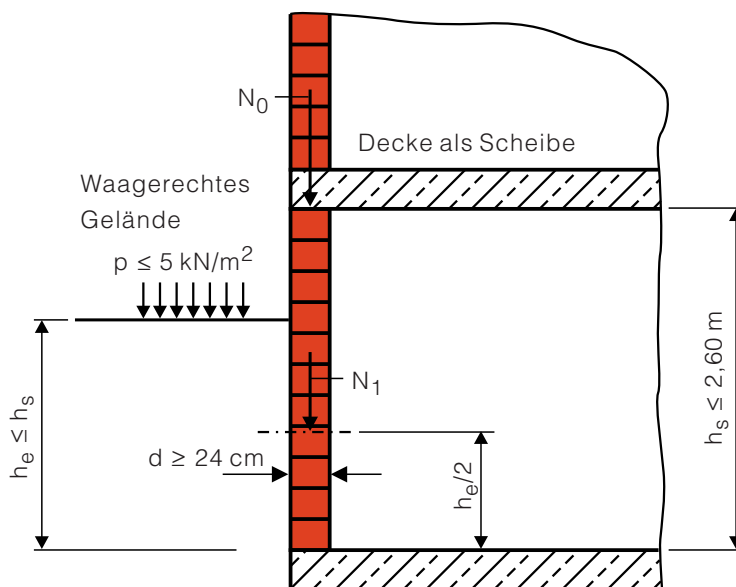


Bild 20: Bedingungen zur Anwendung des Grenzlasterverfahrens

Tabelle 7: Minimale Auflast N_o für Kelleraußenwände bei Auswertung von Gl. (28)
Randbedingungen: $h_s = 2,5 \text{ m}$, $\rho_{mw} = 800 \text{ kg/m}^3$

Wanddicke d in mm	min N_o in kN/m bei einer Höhe der Anschüttung h_e von			
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m
240	6	18	36	59
300	3	13	28	46
365	0	9	21	37
425	0	6	17	30
490	0	3	13	25

Zwischenwerte sind geradlinig zu interpolieren.

Insgesamt können damit etwas geringere Mindestauflasten als nach DIN 1053-1, Tabelle 8 (Verfahren 1), ermittelt werden.

Häufig sind jedoch auch diese Mindestauflasten in der Praxis nicht vorhanden, z. B. unter Terrassentüren bei Gebäuden geringer Höhe.

Für solche Fälle wurden als weiteres Hilfsmittel in [8] Tragfähigkeitstabellen entwickelt, die den statischen Nachweis von Kelleraußenwänden durch Ablesen der notwendigen Auflasten am Wandkopf in Abhängigkeit des anstehenden Erdreiches, des verwendeten Mauerwerks, der Geschosshöhe sowie der Verkehrslast auf der Anschüttung ermöglichen.

Die Tabellen können statt dem Grenzlastverfahren angewendet werden. Sie sind bei der Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel erhältlich.

Beispiel zum vereinfachten Nachweis einer Kelleraußenwand

Reihenmittelhaus,
Abschn. 6.2.3.3, S. 73

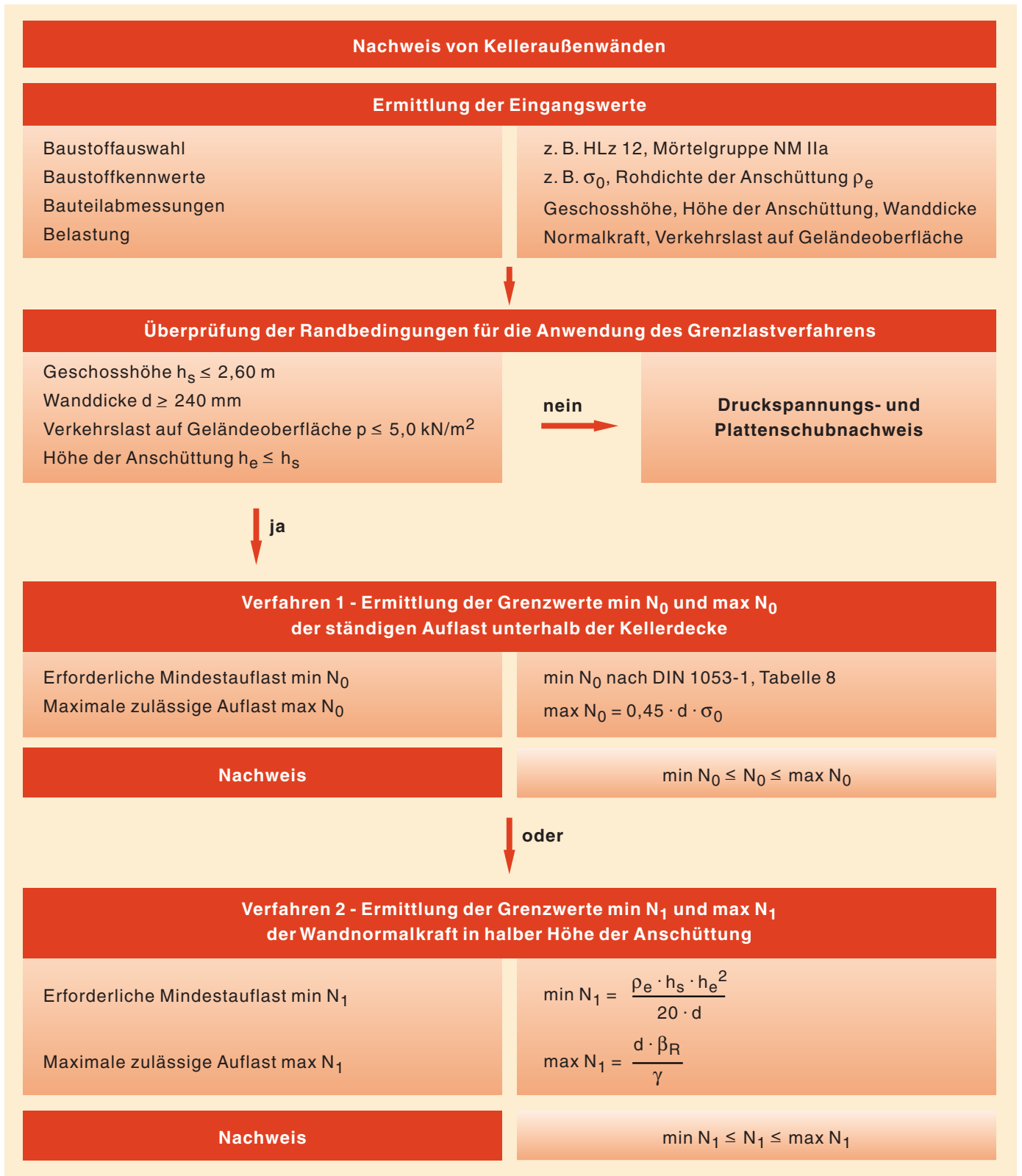
Doppelhaushälfte,
Abschn. 6.3.4.4, S. 105

Beispiel zum Nachweis einer Kelleraußenwand mit geringer Auflast

Doppelhaushälfte,
Abschn. 6.3.4.5, S. 109

Beispiel zum Nachweis einer Kelleraußenwand mit größerer Anschütthöhe

Kelleraußenwand,
Abschn. 6.7, S. 160



4.6 Nichttragende Wände

4.6.1 Allgemeines

Nichttragende Wände im Sinne der DIN 1053-1 sind Wände, die nicht planmäßig durch Normalkräfte in ihrer Ebene beansprucht werden. Solche Wände können aber durch auf ihre Fläche wirkende Lasten, z. B. aus Wind, beansprucht werden und müssen diese auf tragende Bauteile abtragen können.

4.6.2 Nichttragende Innenwände

Für nichttragende innere Trennwände gelten die Regelungen nach DIN 4103 [9].

Basierend auf neueren Forschungsergebnissen hat die DGfM (Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau) ein Merkblatt über "Nichttragende innere Trennwände aus

künstlichen Steinen und Wandbauplatten" [10] herausgegeben. Es kann über die DGfM bezogen werden.

4.6.3 Nichttragende Außenwände

Zu nichttragenden Außenwänden gehören im Mauerwerksbau Ausfachungswände von Fachwerk, Skelett- und Schottensystemen und damit auch Giebelwände.

Bei nichttragenden Außenwänden darf auf einen statischen Nachweis verzichtet werden, wenn

- die Wände vierseitig gehalten sind,
- die Werte der Ausfachungsflächen nach DIN 1053-1, Tabelle 9, eingehalten sind und

- Normalmörtel mindestens der Mörtelgruppe IIa, Dünnbettmörtel oder Leichtmörtel LM 36 verwendet werden.

Ist eine dieser Randbedingungen nicht eingehalten, muss ein statischer Nachweis geführt werden. Dies kann z. B. bei sehr großen unbelasteten Giebelwänden bei Sparrendachkonstruktionen vorkommen. Hierbei muss die Plattenbeanspruchung der Mauerwerkswand infolge Windbelastung betrachtet werden. Der Aufwand hierfür ist erheblich.

Es ist daher immer anzustreben, durch Verwendung einer ausreichenden Mörtelgüte und konstruktive Maßnahmen, wie z. B. Anordnung zusätzlicher aussteifender Bauteile (z. B. Pfeilervorlagen) die Randbedingungen für das Entfallen des Nachweises zu erfüllen.

Tabelle 8: Größtmögliche Ausfachungsflächen von nichttragenden Außenwänden aus Mauerziegeln und Normalmörtel der Mörtelgruppe IIa [12]

Wanddicke d in mm	Größe zulässige Ausfachungsfläche in m ² bei einer Höhe über Gelände von								
	0 bis 8 m			8 bis 20 m			20 bis 100 m		
	$\epsilon = 0,5$	$\epsilon = 1,0$	$\epsilon = 2,0$	$\epsilon = 0,5$	$\epsilon = 1,0$	$\epsilon = 2,0$	$\epsilon = 0,5$	$\epsilon = 1,0$	$\epsilon = 2,0$
Vierseitig gehaltene Wände									
175	22	20	22	13	13	13	9	9	9
240	38	36	38	25	23	25	18	16	18
≥ 300	60	54	60	38	35	38	28	25	28
Dreiseitig gehaltene Wände, oberer Rand frei									
175	8	10	16	-	-	-	-	-	-
240	16	20	30	10	12	18	-	-	-
≥ 300	25	30	45	16	20	28	12	15	20

Auf der Basis von Versuchsergebnissen [11] wurden von Kirtschig in [12] zulässige Ausfachungsflächen für Ziegelmauerwerk mit Normalmörtel NM IIa abgeleitet. Die Tabelle 8 enthält die Vorschläge aus [12]. Die angegebenen Ausfachungsflächen sind aufgrund des guten Haftverbundes zwischen Ziegel und Mörtel größer als die Werte nach der Tabelle 9 in DIN 1053-1.

Obwohl die ermittelten Werte für die Größe der zulässigen Ausfachungsflächen nur für Ziegelmauerwerk in Verbindung mit Normalmörtel MG IIa bestimmt wurden, können sie jedoch ebenfalls auf die Mörtelgruppen LM 21, LM 36 und DM übertragen werden.

Im Rahmen von Untersuchungen (vgl. [14]) zur Bestimmung zulässiger Biegezugfestigkeiten (f_{xk1} und f_{xk2}) zur Übernahme in den Eurocode 6 wurden für Ziegelmauerwerk mit Leichtmörtel und Dünnbettmörtel mindestens die gleichen, z.T. auch höhere Biegezugfestigkeiten als bei Verwendung von Normalmörtel MG IIa festgestellt, so dass die Anwendung der Tabelle 8 für o.g. Mörtelarten zulässig ist.

In der DIN 1053-1 ist im Rahmen der Ausführungen des Abschnitts 8.1.3.2 (nichttragende Außenwände) die Anwendung des Leichtmörtels LM 21 nicht vorgesehen. Hierfür liegt jedoch kein technischer Grund vor, da für die beiden Leichtmörtelarten LM 21 und LM 36 die gleichen Anforderungen an die Haftverbindungseigenschaften (Haftzugfestigkeiten) gelten. Im Rahmen einer Überarbeitung der Normung im Mauerwerksbau wird deswegen die Aufnahme des Leichtmörtels LM 21 in die Bedingungen für den Entfall eines statischen Nachweis bei nichttragenden Außenwänden (Abschn. 8.1.3.2) angestrebt.

Giebelwände

Auf Grund der konstruktiven Gegebenheiten sind Giebelwände in der Regel als nichttragende Außenwände anzusehen. Ein statischer Nachweis kann bei Einhaltung der genannten Bedingungen entfallen.

Wichtig ist jedoch, dass die Wände an den Dachstuhl angeschlossen sind. Dies ist mit der Verwendung von Giebelankern als Zuganker im Sinne der Norm DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.4.2 gegeben.

Sollten die Giebelwände nicht kraftschlüssig mit dem Dachstuhl verbunden sein, so sind sie durch Querwände oder Pfeilervorlagen ausreichend auszusteiern.

In der Regel sind bei Sparren-, Kehlbalken- und auch Pfettendächern die Giebelwände nicht zusätzlichen Beanspruchungen aus der Dachkonstruktion (z. B. Auflagerlasten) ausgesetzt und daher als nichttragend anzusehen.

Für dreiecksförmige Giebelwandflächen ist bei der Ermittlung der Wandhöhe h für die Bestimmung des Seitenverhältnisses $\varepsilon = h / L$ vereinfachend die halbe Höhe der dreiecksförmigen Giebelfläche anzusetzen.

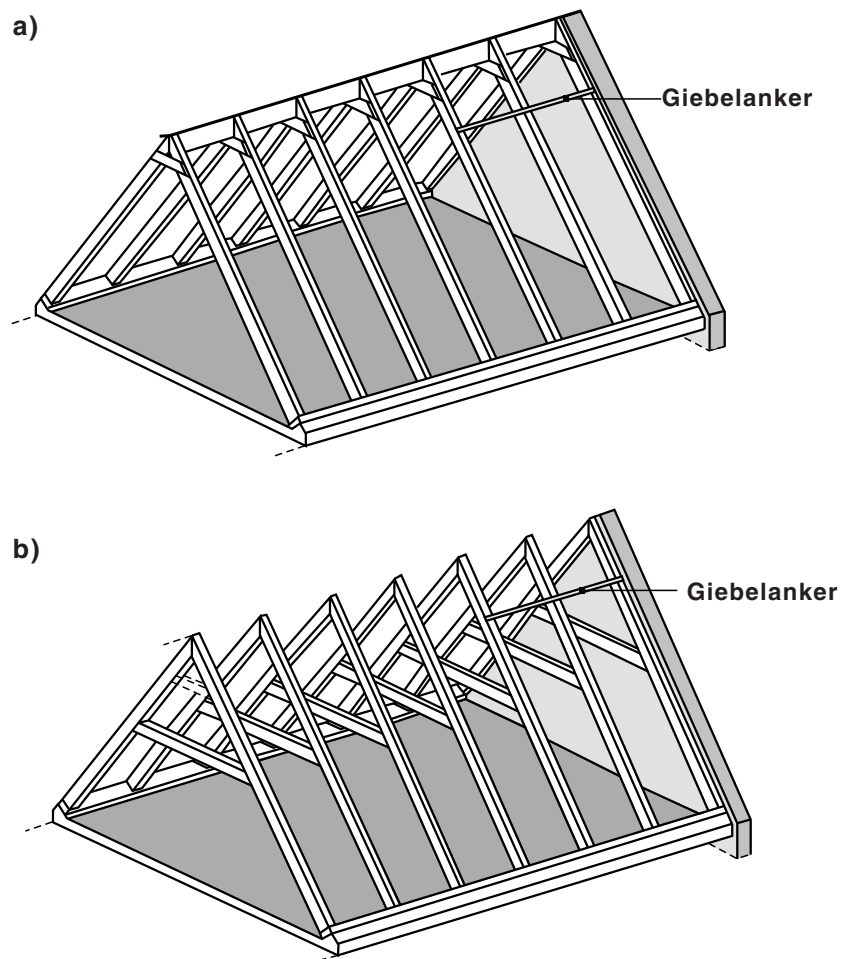


Bild 21: Nichttragende Giebelwände nach [13] a) Sparrendach b) Kehlbalkendach

Bei nicht ausreichender Halterung der Giebelwand sollte ein Ringbalken angeordnet werden.

Dieser Ringbalken ist zur Minimierung der Rissgefahr durch unterschiedliche Materialverformungen vorzugsweise mit Ziegel-U-Schalen auszuführen. Er muss durchgängig ausgebildet werden und in der darunterliegenden Geschossdecke oder im Ringbalken des Drempels / Kniestocks verankert werden.

Lediglich bei Pfettendachkonstruktionen ohne Vorhandensein von Stühlen werden die Giebelwände durch die Pfettenauflagerung zusätzlich belastet.

Für die Bemessung der belasteten Wandbereiche der Giebelwände kann sowohl das vereinfachte als auch das genauere Berechnungsverfahren angewendet werden.

Die beanspruchten Mauerwerksbereiche sind in Abhängigkeit ihrer Querschnittsfläche meistens als Pfeiler bzw. "kurze Wände" zu behandeln. Die Pfettenauflagerung sollte möglichst im mittleren Drittel der Wanddicke erfolgen, um den tragfähigkeitsmindernden Einfluss der sich andernfalls ergebenden Lastausmitte (bzw. Einleitung von Biegemomenten) zu vermeiden.

Die Knicklänge h_k der belasteten Wandbereiche ist, auf der "sicheren Seite" liegend, gleich der lichten Höhe zwischen Wandfuß und Pfettenunterkante anzunehmen (vgl. Bild 23).

Im Rahmen des vereinfachten Nachweisverfahrens ist für die unter den Pfettenauflagern befindlichen belasteten Ausfachungsflächen der Abminderungsfaktor k_3 für den Einfluss des Deckendrehwinkels zu $k_3 = 0,5$ anzusetzen (vgl. DIN 1053-1, Abschn. 6.9.1 [1]).

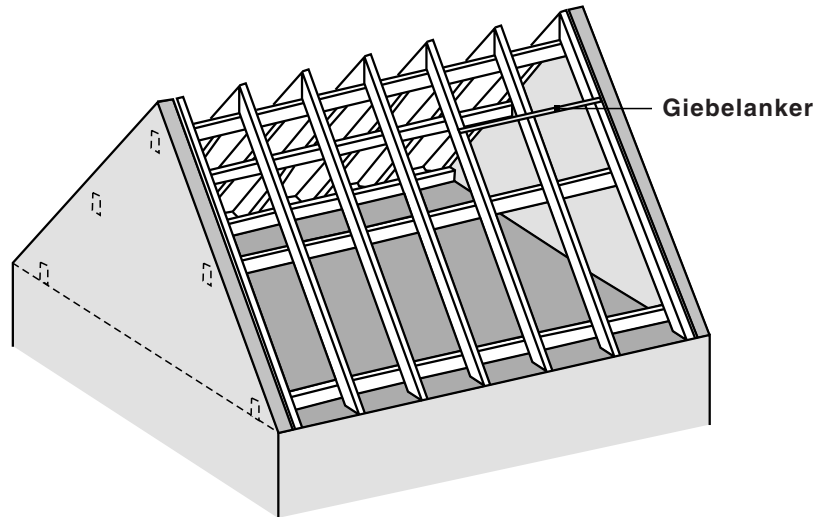


Bild 22: Giebelwand mit nichttragenden und tragenden Bereichen nach [13] (Pfettendach ohne Stuhl)

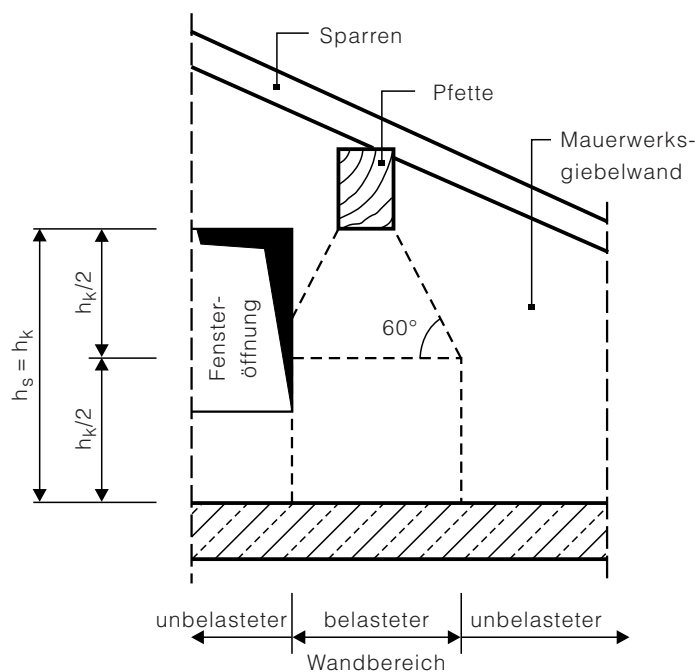


Bild 23: Annahme der Lastausbreitung unter Pfetten

Beispiel zum Nachweis einer Giebelwand

Nichttragende Außenwand,
Abschn. 6.5, S. 132

4.7 Genaueres Berechnungsverfahren

4.7.1 Allgemeines

Etwa 90 - 95 % der Fälle des Mauerwerksbaus lassen sich in der normalen Ingenieurpraxis in Deutschland auf der Basis des vereinfachten Verfahrens nachweisen. Das genauere Verfahren wird nur dann angewendet, wenn eine oder mehrere Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens nicht eingehalten sind oder der Nachweis mit den vom Planer vorgegebenen Randbedingungen nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren nicht gelingt.

Durch eine exaktere Erfassung der statischen Verhältnisse, insbesondere der Rahmenwirkung zwischen Wand und Geschossdecke sowie des Knickens kann mit dem genaueren Berechnungsverfahren ein wirtschaftlicherer Einsatz von Mauerwerk als Wandbaustoff erfolgen.

Das genauere Berechnungsverfahren kann für ganze Bauwerke oder auch nur für einzelne Bauteile innerhalb eines Gebäudes, das ansonsten mit dem vereinfachten Verfahren nachgewiesen wurde, angewendet werden.

4.7.2 Übersicht der erforderlichen Nachweise bei Anwendung des genaueren Berechnungsverfahrens

Die Auflagerkräfte aus den Decken und die Schnittgrößen im Mauerwerk sind für die Lastfälle zu ermitteln, die sich im Gebrauchs- und Bauzustand ergeben.

Mit diesen Schnittgrößen sind beim genaueren Verfahren folgende Nachweise zu führen:

- Druckspannungsnachweis (am Wandkopf und Wandfuß) bei zentrischer und exzentrischer Beanspruchung
- Nachweis der Knicksicherheit (vereinfacht als Druckspannungsnachweis in Wandmitte)
- Nachweis der Auflagerpressung (z. B. unter Stürzen)
- ggf. Scheibenschubnachweis, falls die Anforderungen an die räumliche Steifigkeit nicht offensichtlich erfüllt sind.

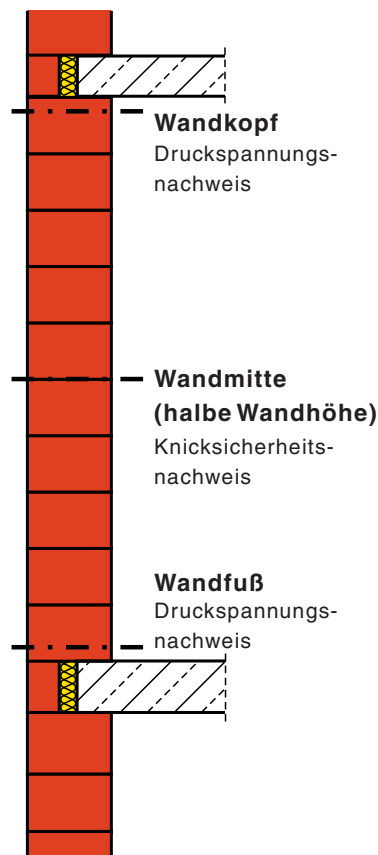


Bild 24: Stellen zur Nachweisführung an Mauerwerkswänden mit dem genaueren Verfahren nach DIN 1053-1

4.7.3 Ermittlung der Knotenmomente

4.7.3.1 Allgemeines

Beim genaueren Berechnungsverfahren muss der Einfluss der Auflagerdrehwinkel der Geschossdecken durch eine explizite Berechnung der Knotenmomente am Wandkopf und Wandfuß berücksichtigt werden.

Dieser Effekt wird beim vereinfachten Verfahren durch den Abminderungsfaktor k_3 berücksichtigt.

Die exakte Bestimmung der in dem Wand-Decken-Knoten auftretenden Biegemomente müsste bei mehrgeschossigen Gebäuden durch Modellierung eines vielfach statisch unbestimmten Rahmensystems erfolgen, welches alle vorhandenen Decken und Wände des betrachteten Gebäudequerschnittes erfasst.

In der Regel täuschen die Ergebnisse einer solchen Berechnung jedoch nur eine größere Genauigkeit vor, da die tatsächlichen, infolge des Aufreißen der Querschnitte reduzierten, Biegesteifigkeiten nicht bekannt sind.

Es ist deshalb ausreichend, eine weniger komplizierte Berechnung an Ersatzteilsystemen durchzuführen.

Eine Alternative bietet DIN 1053-1 über die Anwendungsmöglichkeit der 5%-Regel an. Statt der Berechnung eines Rahmensystems können die am Wand-Decken-Knoten, über den Ansatz ausmittiger Deckenaullagerkräfte in die untersuchende Wand eingetragene Biegemomente abgeschätzt werden. Diese Regelung vereinfacht sehr wesentlich den Rechengang und verkürzt somit den Zeitaufwand der Nachweisführung im Rahmen des genaueren Berechnungsverfahrens (vgl. Abschnitt 4.7.3.3).

4.7.3.2 Genauere Momentenermittlung am Ersatzsystem

Diesen Modellen werden ungerissene Querschnitte und linear-elastisches Materialverhalten zu Grunde gelegt. Die Lage der Momentennullpunkte darf entsprechend dem tatsächlichen Momentenverlauf angenommen werden, d. h. Nullpunkt bei $h/2$ in Zwischengeschossen bzw. $2/3 h$ in Dachgeschossen, s. Bilder 25 und 26. Die hierbei ermittelten Knotenmomente können zur Berücksichtigung tatsächlicher Steifigkeitsverhältnisse (gerissene Querschnitte) auf $2/3$ ihrer Werte abgemindert werden.

Bei der Berechnung darf die halbe Verkehrslast wie ständige Last angesetzt und der Elastizitätsmodul für Mauerwerk zu $E = 3000 \cdot \sigma_0$ angenommen werden.

Entsprechende Berechnungsgleichungen sind im Anhang A, Abschnitt 8.1 aufgeführt.

4.7.3.3 Vereinfachte Momentenermittlung nach DIN 1053-1 (5%-Regel)

DIN 1053-1 enthält ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der Momente am Wand-Decken-Knoten, die so genannte 5 %-Regel.

Dabei wird in der Gleichung

$$M = e \cdot N \quad (29)$$

mit

e Ausmitte
N Normalkraft

die Ausmitte e über einen Näherungsansatz ermittelt.

Dieses Verfahren darf immer dann angewendet werden, wenn die Verkehrslast auf den Geschossdecken nicht mehr als 5 kN/m^2 beträgt.

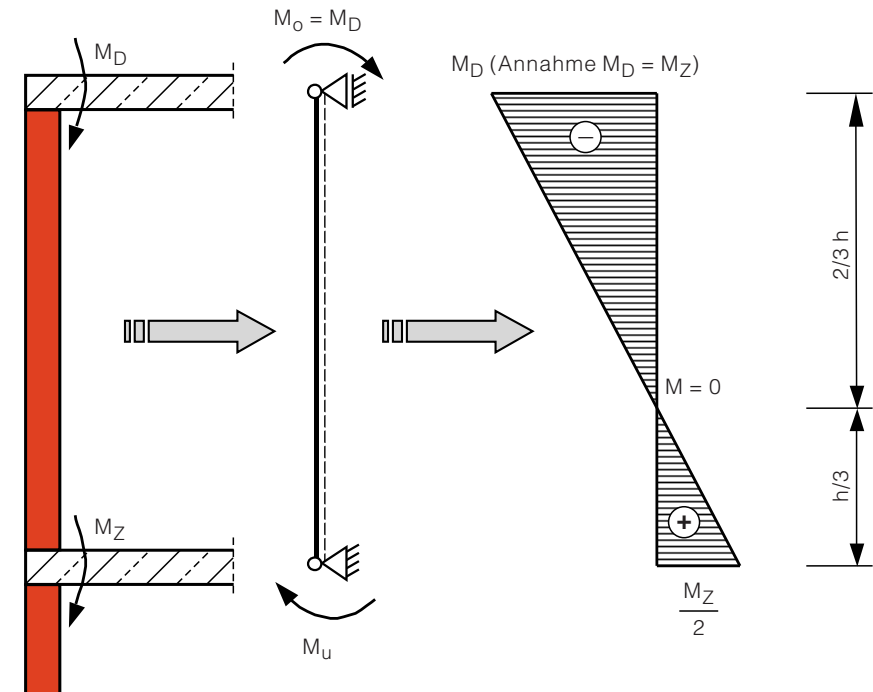


Bild 25: Querschnitt - statisches System - Momentenverlauf in einer Außenwand im Dachgeschoss

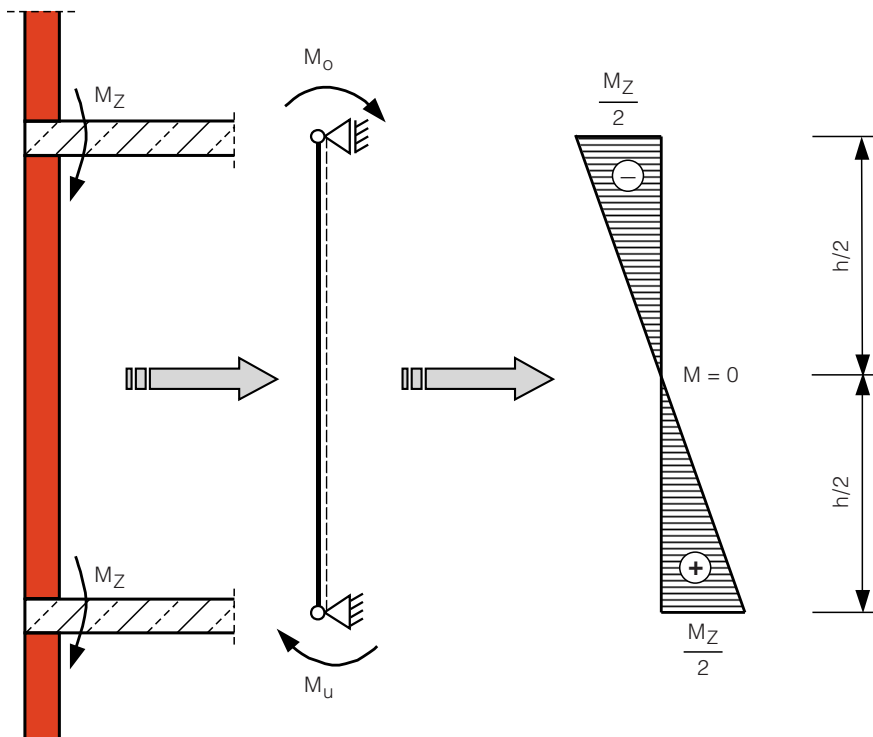


Bild 26: Querschnitt - statisches System - Momentenverlauf in einer Außenwand im Zwischengeschoss

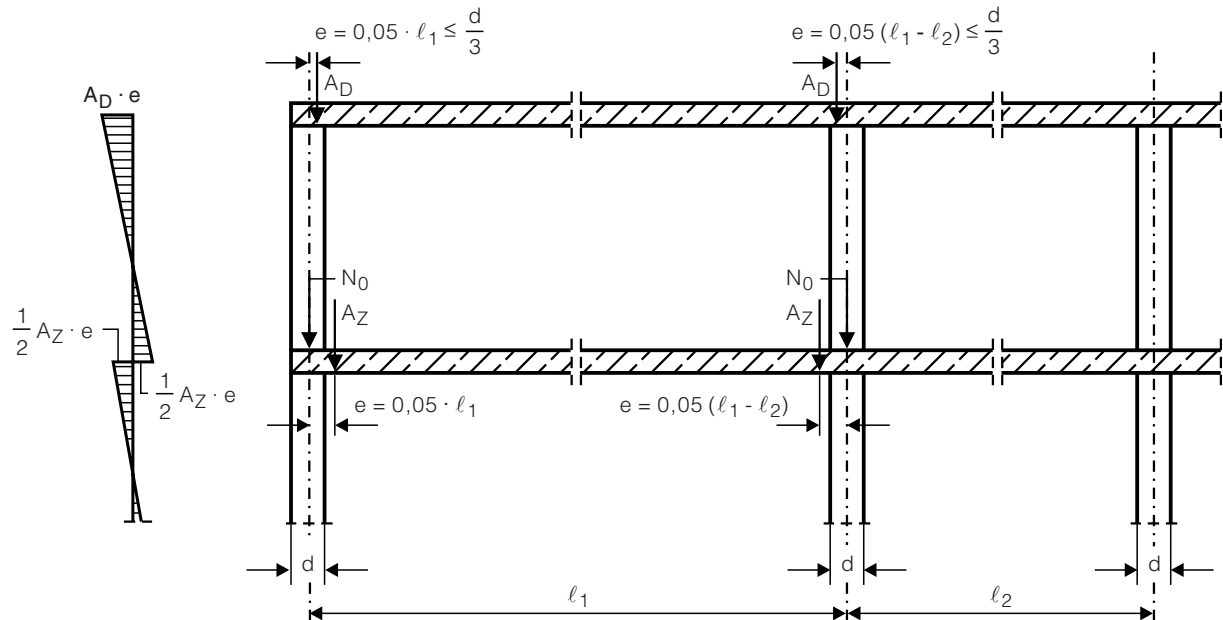


Bild 27: System zur vereinfachten Berechnung der Knotenmomente (in Anlehnung an [1])

Das Knotenmoment der Dachdecke wird voll in den Wandkopf, das Knotenmoment aus der Zwischendecke je zur Hälfte in den angrenzenden Wandkopf bzw. -fuß eingeleitet. Längsnormalkräfte N_0 dürfen als zentrisch wirksam angenommen werden.

Ermittlung der Ausmitte e

Die Ausmitte e der Wandnormalkraft wird zur Bemessung von Wandkopf (e_o) und -fuß (e_u) benötigt. Es ist nachzuweisen, dass die rechnerische Ausmitte am Wandkopf e_o bzw. am Wandfuß $e_u \leq d/3$ ist. Anderenfalls darf sie zu $e_i = d/3$ angenommen werden, wenn einer Rissbildung durch konstruktive Maßnahmen entgegengewirkt wird (s. auch Abschn. 5.1). Mit dieser Beschränkung der Ausmitte wird zugleich das Aufreißen der rechteckigen Wandquerschnitte auf die halbe Wanddicke begrenzt und die 1,5-fache Kippsicherheit gewährleistet.

Die in Bild 28 gezeigte Konstruktion eines Wand-Decken-Knotens bei einer Außenwand aus Ziegelmauerwerk mit Deckenrandziegel ist genau

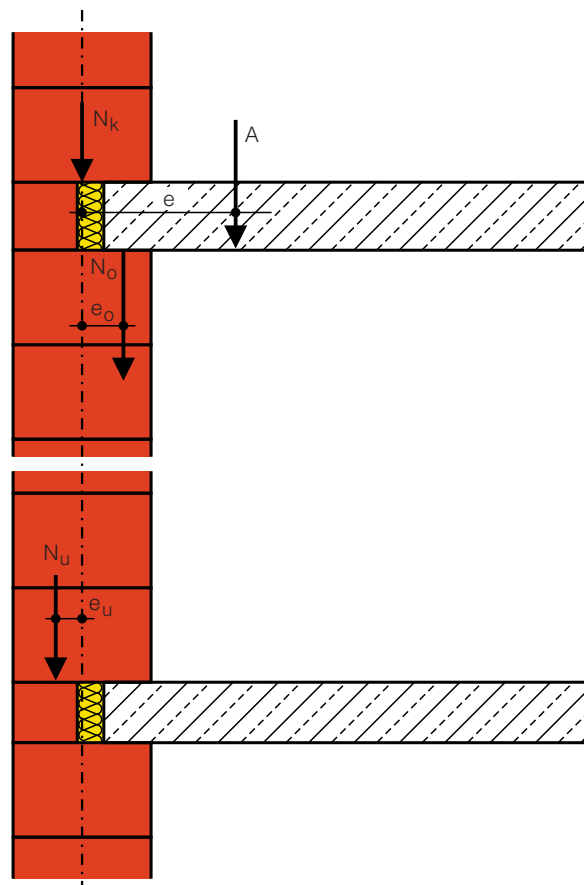


Bild 28: Schnittkräfte am Wand-Decken-Knoten einer Zwischendecke unter Anwendung der 5 %-Regel nach Bild 27

genommen nicht hierfür gültig (s. Abschn. 5.1.2). Die DIN 1053-1 setzt für die Anwendung der 5 %-Regel eine auf der Außenwand voll aufliegende Deckenplatte voraus. Die Regelungen können daher für den in Bild 28 dargestellten Fall nur näherungsweise zur Berechnung der Ausmitten herangezogen werden.

Außenwandknoten

Die Ausmitte e der Deckenauflegerkraft A darf bei Außenwandknoten zu 5 % der angrenzenden Deckenspannweite angesetzt werden.

Die Knotenmomente ergeben sich zu:

$$M' = A \cdot e \quad (30)$$

mit

A Deckenauflegerkraft

e Ausmitte

$$e = 0,05 \cdot \ell_1$$

bei einachsig gespannten Decken bzw.

$$e = 0,05 \cdot 2/3 \cdot \ell_1$$

bei zweiachsig gespannten Decken mit Stützweitenverhältnissen von

$$\ell_1/\ell_2 \leq 1/2$$

ℓ_1 Deckenstützweite, bei zweiachsig gespannten Decken kürzere Stützweite

Bei Verwendung von zweiachsig gespannten Decken mit Stützweitenverhältnissen von $\ell_1/\ell_2 \leq 1/2$ darf nach DIN 1053-1, Abschn. 7.2.3 zur Ermittlung der Ausmitten bzw. Knotenmomente die kürzere der beiden Spannweiten mit dem Faktor 2/3 reduziert herangezogen werden.

Nach der in Bild 27 angegebenen Momentenaufteilung können die für die Berechnung der maßgebenden Randspannung benötigten Aus-

mitten (e_o und e_u) getrennt für Zwischendecke und Dachdecke wie folgt ermittelt werden.

Zwischendecke

Am Wandkopf wird e_o :

$$\begin{aligned} e_o &= \frac{M_o}{N_o} \\ &= \frac{M'}{2 \cdot (N_k + A)} \\ &= \frac{A}{2 \cdot (N_k + A)} \cdot e \end{aligned} \quad (31)$$

mit

e_o Ausmitte am Wandkopf

M_o Moment am Wandkopf

N_o gesamte Normalkraft am Wandkopf

M' abgemindert Moment der Decke

N_k vorhandene Belastung (Normalkraft) am Wandkopf

A Auflagerkraft der Decke

e Ausmitte der Deckenauflegerkraft nach 5 %-Regel

Am Wandfuß wird e_u :

$$\begin{aligned} e_u &= \frac{-M_u}{N_u} = \frac{M'}{2 \cdot N_u} \\ &= \frac{A}{2 \cdot N_u} \cdot e \end{aligned} \quad (32)$$

mit

e_u Ausmitte am Wandfuß

M_u Moment am Wandfuß

N_u Normalkraft am Wandfuß

M' abgemindert Moment der Decke

A Auflagerkraft der Decke

e Ausmitte der Deckenauflegerkraft nach 5 %-Regel

Dachdecke

Am Wandkopf wird e_o :

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{M'}{A} \triangleq e \quad (33)$$

mit

e_o Ausmitte am Wandkopf

M_o Moment am Wandkopf

N_o gesamte Normalkraft am Wandkopf

und

M' abgemindert Moment der Decke

A Auflagerkraft der Decke

e Ausmitte der Deckenauflegerkraft nach 5 %-Regel

Am Wandfuß wird e_u :

$$e_u = 0 \quad (\text{da } M_u = 0) \quad (34)$$

mit

M_u Moment am Wandfuß

Innenwandknoten

Die Ausmitte e der Deckenauflegerkraft A darf bei Innenwandknoten zu 5 % der Differenz der benachbarten Deckenspannweiten angesetzt werden. Die Knotenmomente ergeben sich damit zu:

$$M' = A \cdot e \quad (35)$$

mit

A Deckenauflegerkraft

e Ausmitte

$$e = 0,05 \cdot (\ell_1 - \ell_2)$$

bei einachsig gespannten Decken bzw.

$$e = 0,05 \cdot 2/3 \cdot (\ell_1 - \ell_2)$$

bei zweiachsig gespannten Decken

ℓ_1, ℓ_2 Deckenstützweiten

Zwischendecke

Die Berechnung der Ausmitten für Zwischendeckenauflagerung auf Innenwänden erfolgt analog wie für die Außenwände. Es gelten die selben Berechnungsgleichungen, allerdings ist die Ausmitte e für Innenwandknoten nach der 5 %-Regel zu berücksichtigen.

Dachdecke

Gleiches gilt auch für die Auflagerung einer Dachdecke auf einer Innenwand. Lediglich ist $M_o = -M'$ in Gl. (33) einzusetzen.

4.7.3.4 Berücksichtigung von Momenten infolge Windbeanspruchung

Biegemomente infolge Windbeanspruchung senkrecht zu den Außenwänden dürfen nach Abschn. 7.3 der DIN 1053-1 unberücksichtigt bleiben, wenn

- die Gesamthöhe H des Gebäudes bis zu 20 m über Geländeoberkante beträgt,
- die Wanddicke $d \geq 240$ mm ist und
- die lichte Geschosshöhe h_s nicht größer als 3,0 m ist.

Diese Randbedingungen werden bei Wirtschaftsbauten oft nicht eingehalten. In diesen Fällen können die Momente über die Wandhöhe, wie in Bild 29 dargestellt, umgelagert werden.

Das Biegemoment M_W ergibt sich für das statische System eines gelenkig gelagerten Biegeträgers zu:

$$M_W = w \cdot \frac{h_s^2}{8} \quad (36)$$

mit
 w Windlast
 h_s lichte Geschosshöhe

Dies gilt entsprechend für eine senkrecht zur Wand vorhandene Erddruckbeanspruchung (vgl. Abschn. 4.5).

In Wandebene sind die Beanspruchungen infolge Windlasten (Scheibenschub) immer zu berücksichtigen, wenn die räumliche Steifigkeit des Bauwerkes rechnerisch nachzuweisen ist (vgl. Abschn. 4.3).

Beispiel

Schlanke Außenwand in einem Wohn- und Geschäftshaus, Abschn. 6.6, S. 139

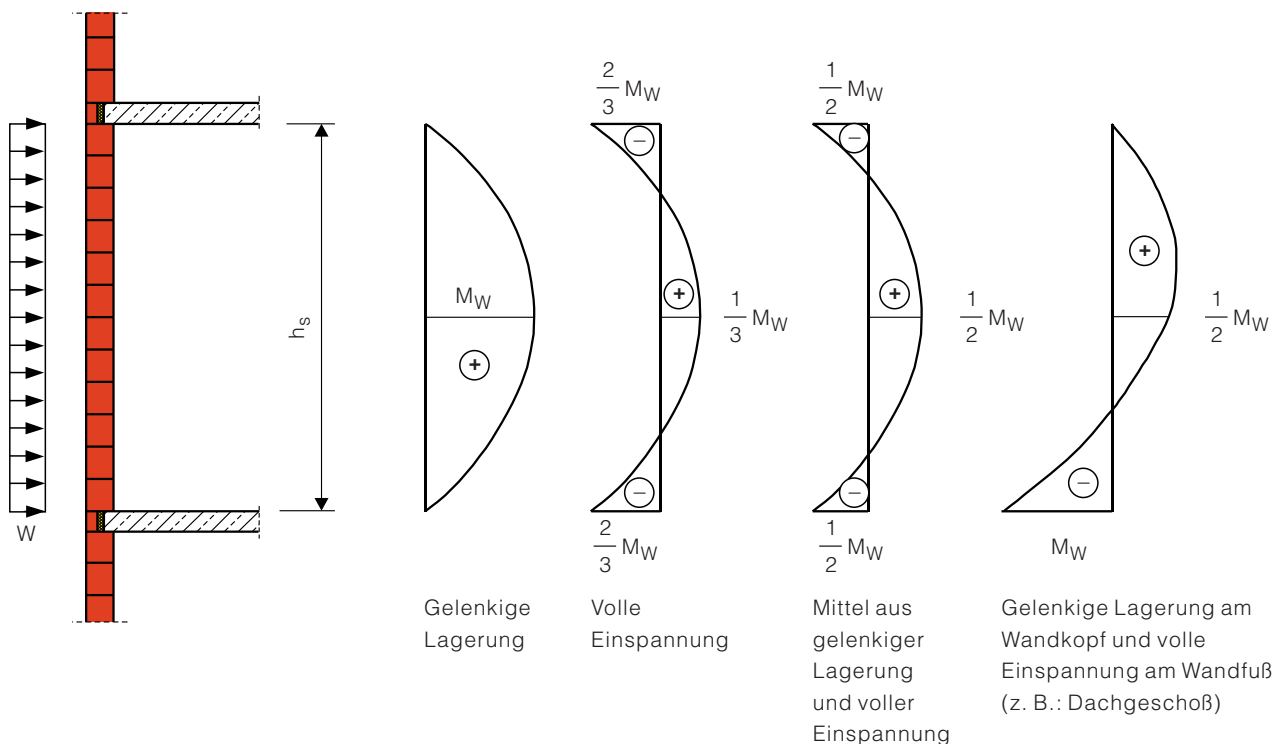


Bild 29: Umlagerung der Biegemomente infolge Windbelastung senkrecht zur Wandebene

4.7.4 Tragfähigkeit bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung

4.7.4.1 Nachweis

Es wird ein Bruchsicherheitsnachweis mit einer rechnerischen Bruchfestigkeit β_R und einem definierten Sicherheitsbeiwert γ geführt.

In Abhängigkeit von der Größe der rechnerischen Ausmitte e wird entweder die Begrenzung der Randspannung σ_R

$$\gamma \cdot \sigma_R \leq 1,33 \cdot \beta_R \quad (37)$$

mit

β_R Rechenwert der Druckfestigkeit

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$$

(σ_0 nach Tabelle 4)

oder die Begrenzung der mittleren Druckspannung σ_m maßgebend.

$$\gamma \cdot \sigma_m \leq \beta_R \quad (38)$$

4.7.4.2 Ermittlung der mittleren Druckspannung σ_m

Der Nachweis der mittleren Druckspannung

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot d} \quad (39)$$

mit

N Normalkraft

b Querschnittsbreite

d Wanddicke

ist nur bei ungerissenen Querschnitten bis zu einer rechnerischen Ausmitte $e \leq d/18$ maßgebend. Ein typischer Anwendungsfall hierfür ist eine Innenwand mit gleichen Spannweiten der angrenzenden Deckenfelder.

Bei einer Ausmitte $e > d/18$ wird immer der Nachweis der Randspannung σ_R maßgebend.

4.7.4.3 Ermittlung der Randspannung σ_R

Bei Ausmitten $d/18 < e \leq d/6$ wird die Randspannung σ_R zu

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} (1 + m) \quad (40)$$

mit

N Normalkraft

b Querschnittsbreite

d Wanddicke

m bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e}{d}$$

ermittelt.

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{4}{3 - m} \quad (41)$$

mit

N Normalkraft

b Querschnittsbreite

d Wanddicke

m bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e}{d}$$

Für Ausmitten $d/6 < e \leq d/3$ gilt

4.7.4.4 Ermittlung des Sicherheitsbeiwerts γ und des Rechenwerts der Mauerwerksdruckfestigkeit β_R

Der Rechenwert der Druckfestigkeit von Mauerwerk ergibt sich aus

$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$, wobei σ_0 der Grundwert der zulässigen Druckspannung nach Tabelle 4 (bzw. nach

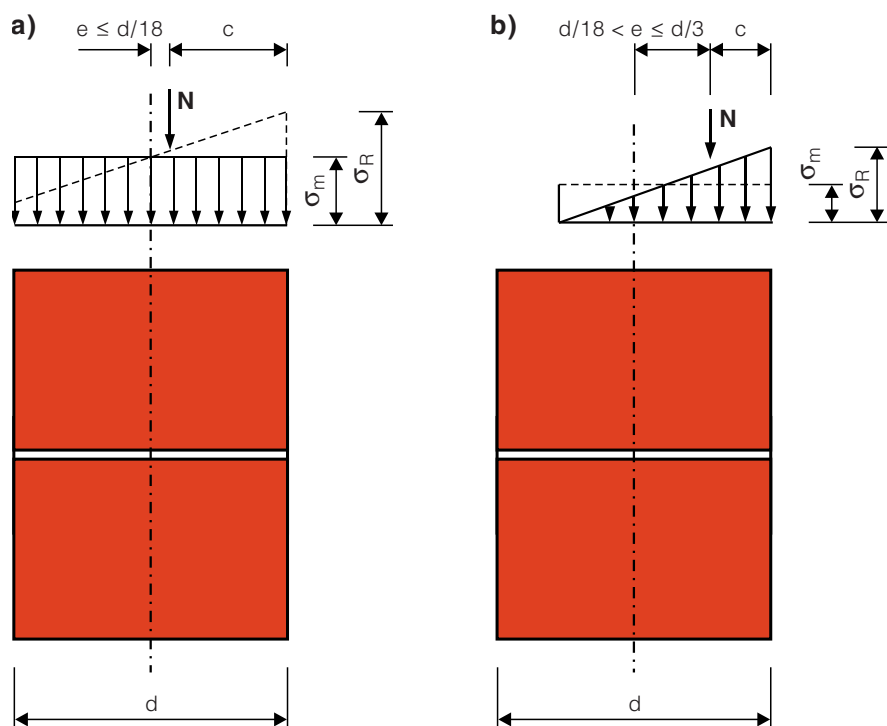


Bild 30: a) ungerissener Wandquerschnitt

b) gerissener Wandquerschnitt

verschiedener Stein-Mörtel-Kombinationen experimentell ermittelt.

Der globale Sicherheitsbeiwert γ gibt den Sicherheitsabstand zwischen Bruch- und Gebrauchslast an.

Für Wände allgemein (Querschnittsfläche $A \geq 1000 \text{ cm}^2$) beträgt $\gamma_w = 2,0$.

Für Pfeiler ("kurze Wände") mit einer Querschnittsfläche $400 \leq A < 1000 \text{ cm}^2$, die nicht durch Aussparungen und Schlitze unterbrochen sind und entweder aus Ziegeln mit einem Lochanteil $\leq 35 \%$ oder aus ungetrennten Hochlochziegeln mit Lochanteilen zwischen 35 und 55% bestehen gilt ebenfalls $\gamma_p = 2,0$.

Für alle anderen "kurzen Wände" bzw. Pfeiler gilt $\gamma_p = 2,5$.

Gemauerte Pfeiler mit einer Querschnittsfläche $A < 400 \text{ cm}^2$ sind als tragende Bauteile unzulässig.

4.7.5 Nachweis der Knicksicherheit

Der Knicksicherheitsnachweis wird nach DIN 1053-1 in Form eines Druckspannungsnachweises in halber Wandhöhe geführt, wobei neben der planmäßigen Ausmitte e eine zusätzliche Exzentrizität f anzusetzen ist, die die ungewollte Ausmitte f_1 und die Stabauslenkung f_2 nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt.

DIN 1053-1 bietet für die Ermittlung von f zwei grundsätzliche Möglichkeiten. Die zusätzliche Ausmitte f kann vereinfachend nach DIN 1053-1, Abschn. 7.9.2, zu

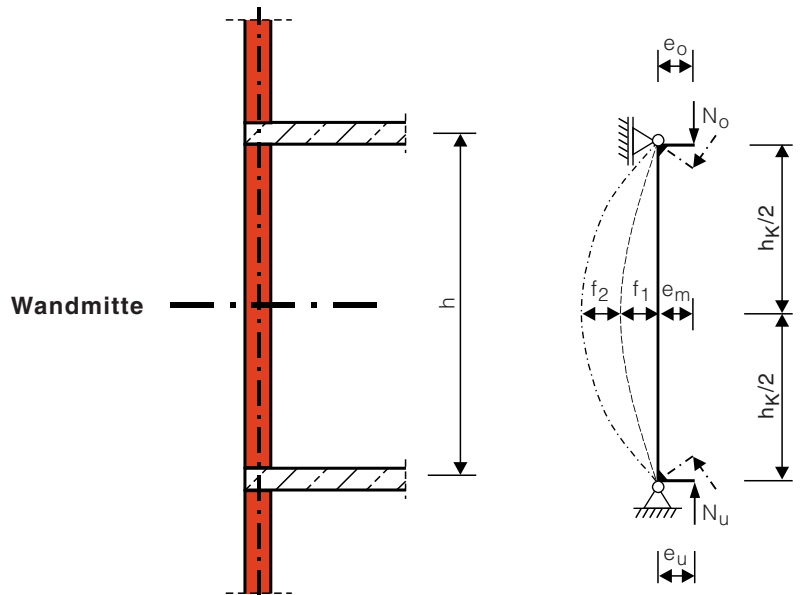


Bild 31: Verformungsanteile beim Nachweis der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden

$$f = \bar{\lambda} \cdot h_K \cdot \frac{1+m}{1800} \quad (42)$$

mit

$\bar{\lambda}$	Schlankheit der Wand
$\bar{\lambda} = h_K / d \leq 25$	
h_K	Knicklänge der Wand, s. Anhang B, Abschn. 8.2
m	bezogene planmäßige Exzentrizität (Ausmitte) in halber Geschosshöhe
$m = \frac{6 \cdot e}{d}$	

ermittelt werden. Schlankheiten von Mauerwerkswänden mit $h_K/d > 25$ sind nach DIN 1053-1 unzulässig.

Diese Ausmitte f nach Gl. (42) berücksichtigt sowohl die ungewollte Ausmitte (vgl. Abschn. 7.9.2 in DIN 1053-1) als auch in angenäherter Form die Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung sowie den Einfluss des Kriechens.

Darüber hinaus kann die zusätzliche Ausmitte f nach DIN 1053-1 differen-

zierter zu

$$f = f_1 + f_2 \quad (43)$$

mit

f_1	ungewollte Ausmitte
f_2	Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung

ermittelt werden. Die ungewollte Ausmitte f_1 darf hierbei näherungsweise zu

$$f_1 = \frac{h_K}{300} \quad (44)$$

mit

h_K	Knicklänge nach Anhang B, Abschn. 8.2
-------	---------------------------------------

angenommen werden.

Die Stabauslenkung f_2 kann unter Ansatz eines Differentialgleichungssystems am exzentrisch gedrückten Mauerwerksstabelement ermittelt werden. Hinweise zur genaueren Bestimmung der Stabauslenkung f_2 nach Theorie II. Ordnung sind z.B. in [15] enthalten.

Die Begrenzung des Aufreißens der Querschnitte beim Knicksicherheitsnachweis wird über den Druckspannungsnachweis geregelt; der theoretische Grenzwert für die Gesamtausmitte beträgt $e = d/2$. In diesem Grenzfall steht die Normalkraft am Querschnittsrand. In die Gleichung (40) eingesetzt, ergibt sich rechnerisch eine unendlich große Randspannung σ_R .

Im Anhang B, Abschn. 8.2 werden die Formeln zur Ermittlung der Knicklängen h_K für unterschiedliche Halterungsbedingungen angegeben.

Beispiele zum Nachweis der Knicksicherheit

Doppelhaushälfte, Innenwand, Abschn. 6.3.4.2, S. 89

Schlanke Außenwand in einem Wohn- und Geschäftshaus, Abschn. 6.6.3, S. 144

Druckspannungsnachweis nach dem genaueren Verfahren

Ermittlung der Eingangswerte

Baustoffauswahl
Baustoffkennwerte
Bauteilabmessungen
Belastung
Flächenmoment I

z. B. HLz 12, Mörtelgruppe NM IIa
z. B. $\sigma_0 = 1,6 \text{ N/mm}^2$

Schnittgrößenermittlung

Vereinfachte Ermittlung der Knotenmomente (5 % Regel) oder genauere Ermittlung (s. Anhang B)

Ermittlung der Exzentrizität e und der bezogenen Ausmitte m

Wandkopf

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{M'}{2 \cdot (N_K + A)} = \frac{A}{2 \cdot (N_K + A)} \cdot e$$

Wandfuß

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{M'}{2 \cdot N_u} = \frac{A}{2 \cdot N_u} \cdot e$$

Ermittlung der Randspannung σ_R bzw. der mittleren Druckspannung σ_m

$e \leq d/18$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot d}$$

$d/18 < e \leq d/6$

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} (1 + m)$$

$d/6 < e \leq d/3$

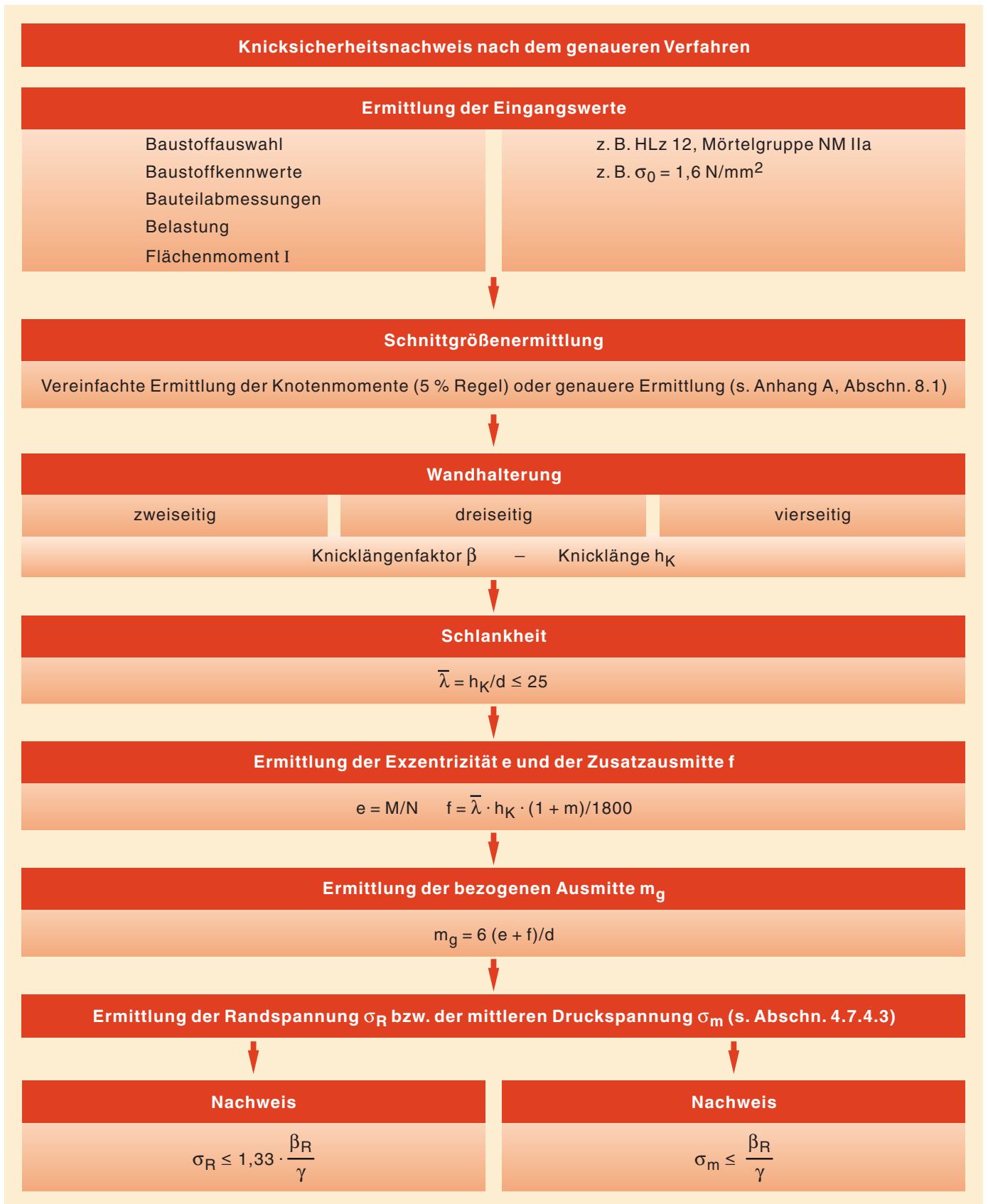
$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{4}{3 - m}$$

Nachweis

$$\sigma_m \leq \frac{\beta_R}{\gamma}$$

Nachweis

$$\sigma_R \leq 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma}$$



4.7.6 Teilflächenpressung unter Lasteinleitungspunkten

Über die erforderlichen Nachweise der Auflagerpressung hinaus enthält DIN 1053-1, Abschnitt 7.9.3 Regelungen für den Nachweis von Teilflächenpressungen.

Unter bestimmten geometrischen Randbedingungen, s. Bild 32, darf bei diesen Teilflächen deren Pressung σ_1 den um den Sicherheitsbeiwert γ abgeminderten Rechenwert β_R der Druckfestigkeit um bis zu 50% überschreiten.

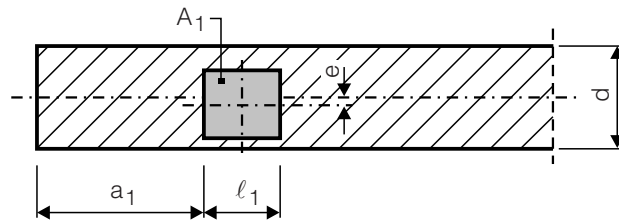


Bild 32: Teilflächenpressung aus [1]

Für eine Teilflächenpressung senkrecht zur Wandebene darf die vorhandene Spannung nicht größer als 50% des Rechenwerts der Druckfestigkeit β_R sein.

$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{\gamma} \left(1 + 0,1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \right) \leq 1,5 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} \quad (45)$$

- mit
- β_R Rechenwert der Druckfestigkeit
 $\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$
(σ_0 nach Tabelle 4)
 - γ globaler Sicherheitsbeiwert (nach Abschn. 7.9.1 DIN 1053-1)
 - a_1 Abstand der Teilflächen vom nächsten Rand in Wandlängsrichtung
 - l_1 Teilflächenlänge in Wandlängsrichtung

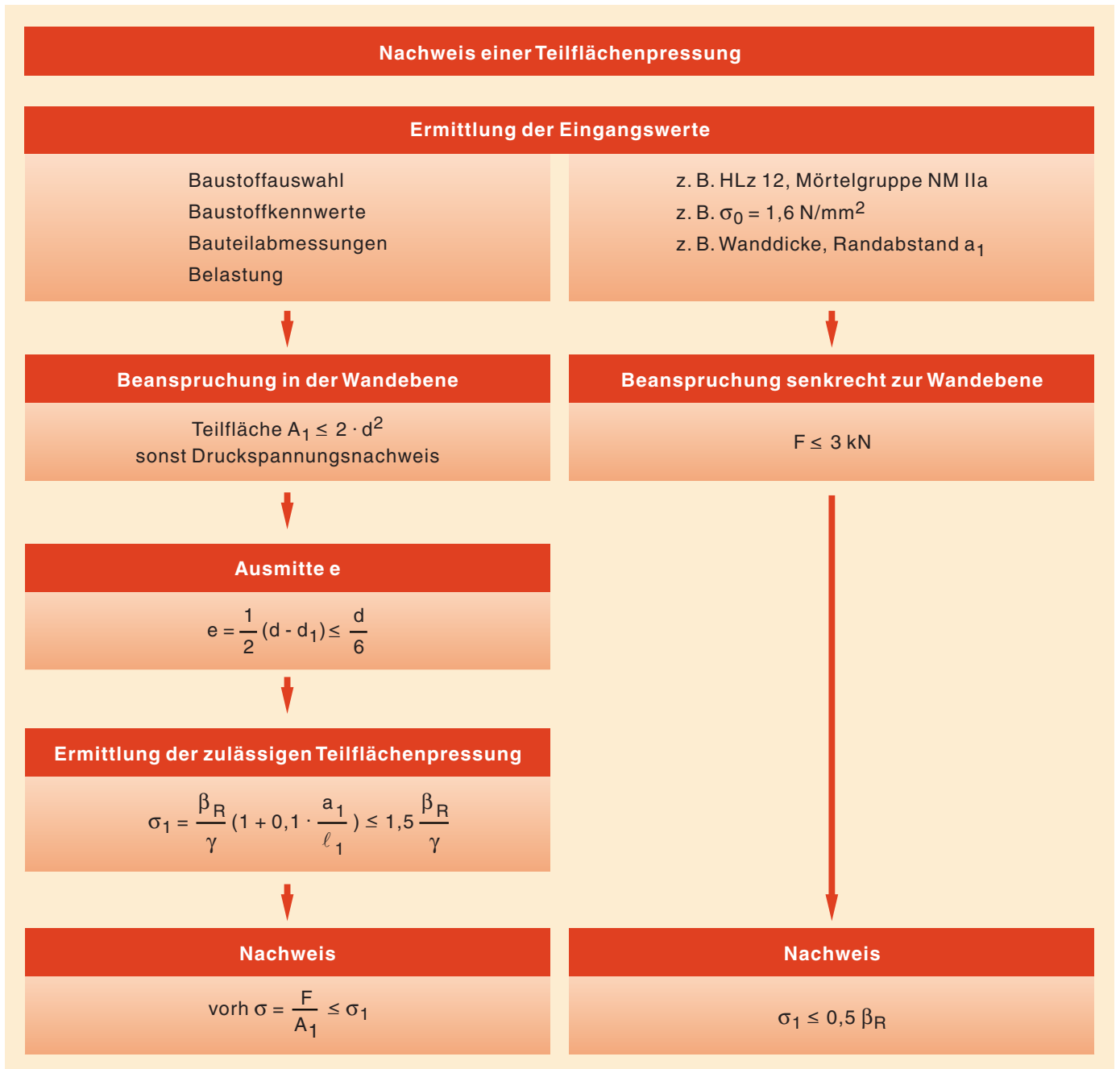
$$\sigma \leq 0,5 \cdot \beta_R \quad (46)$$

- mit
- β_R Rechenwert der Druckfestigkeit
 $\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$
(σ_0 nach Tabelle 4)

Bei horizontal angreifenden Einzellasten mit $F > 3,0$ kN muss die Aufnahme der Plattenschubbeanspruchung der belasteten Steine in den Lagerfugen nachgewiesen werden. Für Hochlochziegel ist eine Übertragung der Druckkraft über mindestens 2 Stege zu gewährleisten.

Voraussetzung zur Anwendung der Gl. (45) ist nach DIN 1053-1, dass

- die Teilfläche A_1 nicht größer als $A_1 \leq 2 \cdot d^2$ und
- die Exzentrizität e des Schwerpunktes der Teilfläche $e < d/6$ ist, s. Bild 32.



4.7.7 Spannungsnachweis bei Schubbeanspruchung

4.7.7.1 Allgemeines

Nach DIN 1053-1 ist ein Scheibenschubnachweis immer dann erforderlich, wenn die Bedingungen für das Entfallen des Nachweises der räumlichen Steifigkeit des Gebäudes nicht eingehalten sind.

Nach der Schubtheorie von MANN [16] wird das Verhalten von Mauerwerk als inhomogener, anisotroper Baustoff bei der Schubbeanspruchung durch drei verschiedene Versagenskriterien bestimmt.

Bei geringer Auflast, hoher Steindruckfestigkeit und geringer Verbundfestigkeit zwischen Stein und Mörtel kann meist von einem Reibungsversagen der Mörtelfuge,

bei höherer Auflast vom Zugversagen der Steine und bei sehr hoher Auflast vom Druckversagen des Mauerwerks ausgegangen werden.

Dies lässt sich anhand eines Diagramms mit Angabe der sogenannten Hüllkurven der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschubbeanspruchung darstellen. Diese schematische Darstellung ist für jede Stein-Mörtel-Kombination geringfügig unterschiedlich.

Die drei möglichen Versagensarten werden bei der Nachweisführung durch unterschiedliche Berechnungsgleichungen berücksichtigt. In jedem Fall ist die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk deutlich von der Auflast der zu untersuchenden Wand abhängig. Mit größerer vertikaler Belastung steigt auch die aufnehmbare Schubspannung von Mauerwerk, bis dieses durch Über-

schreiten der Druckfestigkeit versagt. Weiterführende Grundlagen sind in [16] enthalten.

In der Praxis sind die große Mehrzahl der Nachweise auf Scheibenschub infolge Windlasten in Richtung der Wandebene zu führen. Hierzu ist Abschnitt 4.3 zu beachten.

Querschnittsbereiche mit klaffenden Fugen infolge exzentrischer Belastung dürfen für die Übertragung von Schub- und Druckkräften nicht in Rechnung gestellt werden.

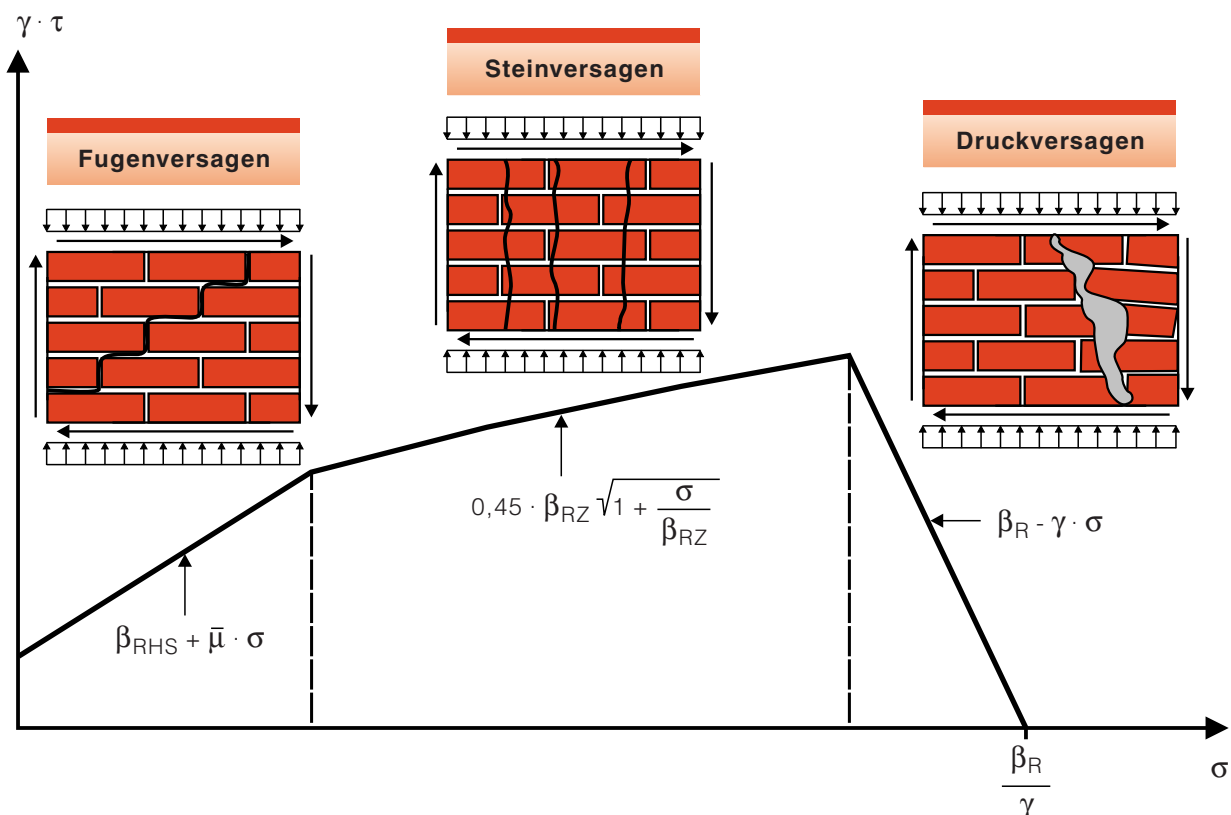


Bild 33: Grundsätzliche Schubversagenszustände

4.7.7.2 Nachweis

Der Nachweis der ausreichenden Schubfestigkeit im Bruchzustand erfolgt über den Vergleich mit den γ -fachen Schubspannungen τ im Gebrauchszustand (vorhandene Schubspannungen infolge Querkraft) und dem Rechenwert der Schubfestigkeit τ_R in Abhängigkeit der Beanspruchungsart (Scheiben- oder Plattenschub) bzw. der Versagensart.

$$\gamma \cdot \tau \leq \tau_R \quad (47)$$

mit

γ	Sicherheitsbeiwert
τ	vorhandene Schubspannung im Gebrauchszustand
τ_R	Rechenwert der Schubspannung

4.7.7.3 Ermittlung der vorhandenen Schubspannung vorh τ bei Scheibenschubbeanspruchung

Die vorhandene Schubspannung wird über

$$\text{vorh } \tau = \frac{c \cdot Q}{A} \quad (48)$$

mit

c	Formfaktor zur Berücksichtigung der Schubspannungsverteilung über den Querschnitt
Q	Querkraft
A	überdrückte Querschnittsfläche

ermittelt. Die Schubspannungsverteilung wird durch den Formfaktor c berücksichtigt, der von den geometrischen Verhältnissen der Wandscheibe abhängig ist, s. Abschnitt 4.4.5. Der Formfaktor c liegt zwischen 1,0 bei "langen" Wänden ($h/b \leq 1$) und 1,5 bei "kurzen" Wän-

den ($h/b \geq 2$). Die Ermittlung der überdrückten Querschnittsfläche A wurde bereits in Abschnitt 4.4.5.2 hergeleitet.

Bei Scheibenbeanspruchung von Mauerwerkswänden mit teilweise gerissenem Querschnitt (klaffende Fuge) muss zusätzlich die Einhaltung der Randdehnung ϵ_R auf der gezogenen Seite nachgewiesen

werden (vgl. Abschn. 4.4.6 bzw. Abschn. 7.9.1 in DIN 1053-1 [1]).

Bei Rechteckquerschnitten reicht eine Nachweisführung an der Stelle der maximalen Schubspannung aus. Bei zusammengesetzten Querschnitten muss außerdem die am Anschnitt der Teilquerschnitte auftretende Schubspannung nachgewiesen werden.

4.7.7.4 Ermittlung des Rechenwerts τ_R der Schubspannung bei Scheibenschubbeanspruchung

Der Rechenwert τ_R der Schubspannung im Bruchzustand wird für die drei unterschiedlichen Versagensarten (s. auch Bild 33) wie folgt ermittelt:

$$\tau_R = \beta_{RHS} + 0,4 \cdot \sigma \quad (\text{Haftscherversagen in den Lagerfugen}) \quad (49)$$

$$\tau_R = 0,45 \cdot \beta_{RZ} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma}{\beta_{RZ}}} \quad (\text{Steinzugversagen}) \quad (50)$$

$$\tau_R = \beta_R - \gamma \cdot \sigma \quad (\text{Druckversagen}) \quad (51)$$

mit

β_{RHS} Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit mit

$$\beta_{RHS} = 2 \cdot \sigma_{OHS}$$

(σ_{OHS} nach Tabelle 6, S. 23)

σ zugehörige Normalspannung in der Lagerfuge

β_{RZ} Rechenwert der Steinzugfestigkeit mit

$$\beta_{RZ} = 0,033 \cdot \beta_{Nst}$$

für Hochlochziegel und Ziegel mit Grifföffnungen oder -löchern

$$\beta_{RZ} = 0,040 \cdot \beta_{Nst}$$

für Vollziegel ohne Grifföffnungen oder -löcher

β_{Nst} Nennwert der Steifigkeit (Steifigkeitsklasse)

β_R Rechenwert der Druckfestigkeit aus $\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$

γ Sicherheitsbeiwert (nach Abschn. 7.9.1 DIN 1053-1)

Der kleinste sich aus den drei Gleichungen ergebende Wert τ_R ist für den Nachweis der Schubfestigkeit unter Scheibenschubbeanspruchung maßgebend.

4.7.7.5 Ermittlung der vorhandenen Schubspannung vorh τ bei Plattenschubbeanspruchung

Ein Nachweis auf Plattenschub kann z. B. bei Kelleraußenwänden unter Erddruck notwendig werden, wenn ein Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren, s. auch Abschnitt 4.4.7 nicht gelingt.

Die vorhandene Schubspannung wird zu

$$\text{vorh } \tau = \frac{1,5 \cdot Q}{A} \quad (52)$$

mit
 Q Querkraft
 A überdrückte Querschnittsfläche

ermittelt.

4.7.7.6 Ermittlung des Rechenwertes τ_R der Schubspannung bei Plattenschubbeanspruchung

Der Rechenwert τ_R der Plattenschubspannung im Bruchzustand wird wie folgt bestimmt

$$\tau_R = \beta_{RHS} + 0,6 \cdot \sigma \quad (53)$$

mit
 β_{RHS} Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit mit
 $\beta_{RHS} = 2 \cdot \sigma_{OHS}$
 (σ_{OHS} nach Tabelle 6, S. 23)
 σ zugehörige Normalspannung in der Lagerfuge

4.7.8 Spannungsnachweis bei Zug- und Biegezugbeanspruchung

Auch bei der Bemessung nach dem genaueren Verfahren dürfen Zug- bzw. Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nach DIN 1053-1 nicht angesetzt werden.

Anders als beim vereinfachten Verfahren werden jedoch die beiden möglichen Versagensarten beim Nachweis von Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge mit getrennten Gleichungen überprüft.

Für den Lastfall Haftscherversagen gilt

$$\text{vorh } \sigma_z \leq \text{zul } \sigma_z = \frac{1}{\gamma} (\beta_{RHS} + 0,6 \cdot \sigma_D) \frac{\ddot{u}}{h} \quad (54)$$

Bei Steinversagen gilt

$$\text{vorh } \sigma_z \leq \text{zul } \sigma_z = \frac{\beta_{RZ}}{2 \cdot \gamma} \leq 0,3 \text{ MN/m}^2 \quad (55)$$

mit
 zul σ_z zulässige Zug- und Biegezugspannung parallel zur Lagerfuge
 σ_D Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge
 β_{RHS} Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit nach Abschnitt 7.9.5 der DIN 1053-1
 β_{RZ} Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach Abschnitt 7.9.5 der DIN 1053-1
 μ Reibungsbeiwert = 0,6
 \ddot{u} Überbindemaß nach Abschnitt 9.3 der DIN 1053-1
 h Steinhöhe
 γ Sicherheitsbeiwert nach Abschnitt 7.9.1 der DIN 1053-1

Der kleinere der beiden Werte aus Gl. (54) und (55) ist für den Nachweis maßgebend.



5 Ergänzende Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Ziegelmauerwerk

5.1 Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei Ziegelmauerwerk

5.1.1 Entkopplung der Wand von Deckenverformungen

DIN 1053-1 erlaubt bei der Bemessung den rechnerischen Ansatz von bis zur halben Querschnittsbreite gerissenen Wänden. Dies bedeutet, dass bei großen Exzentrizitäten in Außenwänden horizontale Risse im Deckenauflegerbereich auftreten können.

Das Bemessungsbeispiel Doppelhaushälfte, Pos. 1 Außenwand im Obergeschoss (vgl. Abschn. 6.3.4.1) erläutert exemplarisch diesen Detailpunkt, der häufig übersehen und/oder vernachlässigt wird.

Nach dem vereinfachten Verfahren sind alle Randbedingungen deutlich eingehalten, die Ausnutzung des Wandquerschnitts beträgt im Beispiel nur rd. 19 % für die Kombination HLz 6 / DM.

Ein vergleichender Nachweis mit dem genaueren Verfahren würde jedoch zeigen, dass rechnerisch am Wandkopf eine Lastexzentrizität vorhanden ist, die größer als ein Drittel der Wanddicke ist ($e > d/3$) und daher zum Auftreten von horizontalen Rissen in der Außenwand führen könnte.

Dies unterstreicht, dass - auch bei der Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens - konstruktive Maßnahmen zur rissfreien Gestaltung des Deckenauflegers bei dieser Außenwand sinnvoll und erforderlich sind.

Die Gefahr des Übersehens dieser Problematik ist groß, da die entsprechende Exzentrizität der Beanspruchung der Wand nicht explizit im Rechengang beim vereinfachten

Nachweisverfahren ausgewiesen wird.

Zur Reduzierung dieser Rissgefahr werden in der DIN 1053-1 einige konstruktive Ausbildungen, wie z. B. Fugenausbildung, Zentrierleisten, Kantennut u.a. vorgeschlagen.

Bei Ziegelmauerwerk wird von der Ziegelindustrie seit Anfang der 90er Jahre als wichtigste und wirksame konstruktive Maßnahme das Einlegen einer Trennschicht, z. B. einer Bitumenbahn DIN 52128 - R 500, zwischen Wandkopf und Decke empfohlen, s. Bild 34. Ähnlich positive Erfahrungen liegen in einigen Regionen auch mit der Ausführung einer deckenden Mörtelschicht am Wandkopf vor, auf die nach ausreichender Erhärtung Ortbeton- oder Fertigteildecken aufgelegt werden.

Auch mit dieser Lösung werden die Deckenverformungen von der Außenfläche der Außenwand weitgehend entkoppelt. Die in Bild 34 dargestellte Bitumendachbahn oberhalb der Rohdecke wird aus Gründen eines verbesserten Schallschutzes angeordnet.

Diese Knotenausbildung ist insbesondere bei kleineren Stützweiten ($l < 4,20$ m) der angrenzenden Decke wirksam.

Die Trennschicht soll eine Entkopplung der Außenwand von den Verformungen der Decke aus Durchbiegung infolge Eigengewicht, Verkehrslasten sowie Kriechen und Schwinden bewirken.

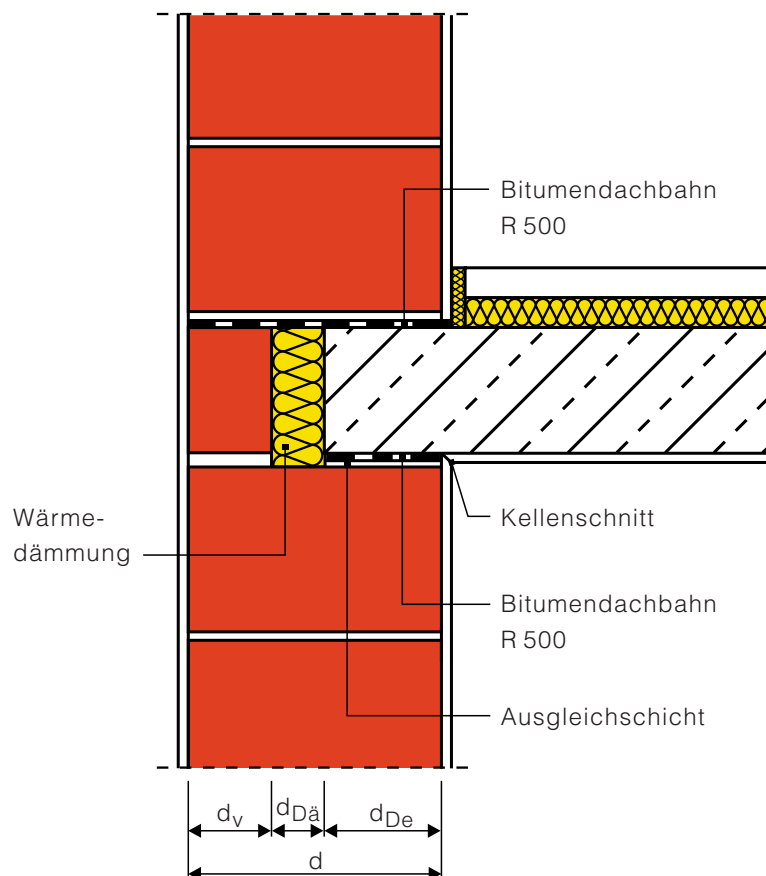


Bild 34: Ausführungsbeispiel eines typischen Außenwand-Decken-Knotens in einschaligem Ziegelmauerwerk

Die Trennschicht darf dabei jedoch keinesfalls als Gleitlager wirken, da ansonsten die Aussteifung des Wandkopfes durch die Deckenscheibe nicht gewährleistet ist.

Untersuchungen zur erforderlichen Auflast am Wandkopf, bei der eine Wirkung von Bitumenbahnen DIN 52128-R500 als Gleitlager auszuschließen ist, wurden in [17] auf der Basis von Versuchen in [18] durchgeführt.

In der Tabelle 10 sind die erforderlichen Mindestauflasten am Wandkopf zur Vermeidung des Gleitens zwischen Wand und Decke bei Verwendung von Bitumenbahnen DIN 52128-R 500 für unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte zusammengefasst.

Falls die Mindestauflasten der Tabelle 10 nicht vorhanden sind, muss am Wandkopf ein Ringanker, s. Bild 35, angeordnet werden. Zur Vermeidung von Rissen infolge unterschiedlichen Verformungsverhaltens sollte dieser vorzugsweise aus bewehrtem Mauerwerk oder aus Sonderziegeln mit bewehrtem Betonkern (WU-Schalen) erstellt werden.

Bei Auflagerung von Decken mit Spannweiten $\ell \geq 4,20$ m sollten ggf. zusätzlich Zentrierleisten verwendet werden, um die Lastausmitte in der Wand zu verringern.

Darüber hinaus sollten auch dünne Wände ($d < 240$ mm) möglichst als tragende Wände geplant werden, um Deckenspannweiten und damit auch Deckendurchbiegungen zu reduzieren. Durch reduzierte Deckendurchbiegungen wird die Auflagerverdrehung am Wand-Decken-Knoten stark vermindert.

Auch bei der Festlegung der Deckendicke sollte nicht bis an die Grenze des statisch möglichen gegangen werden.

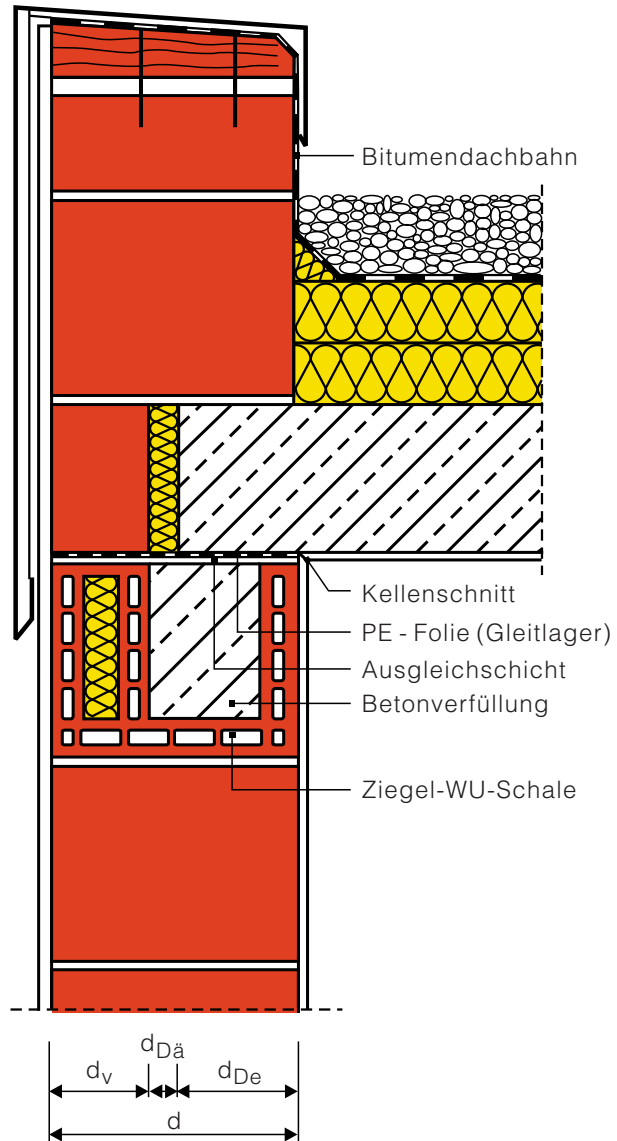


Bild 35: Außenwand-Decken-Knoten einer obersten Geschossdecke mit Gleitlager am Wandkopf; Ringbalken in Wandquerschnitt

Die DIN 1045-1 empfiehlt für Deckenplatten des üblichen Hochbaus, an die erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Durchbiegung gestellt werden, eine Begrenzung der statischen Nutzhöhe h auf

$$h \geq \ell_i^2 / 150 \quad (56)$$

mit
 h statische Nutzhöhe
 ℓ_i Abstand benachbarter Momentennullpunkte

Ein verbesserter Schallschutz und eine verringerte Rissgefahr in der Außenwand sind gute Argumente für Deckendicken von 180 mm und mehr.

Zu dem kann dadurch ebenfalls die Rissgefahr bei nichttragenden Trennwänden aus Mauerwerk, auf Grund der geringeren Durchbiegung der Deckenplatten, vermindert werden.

Tabelle 9: Erforderliche Auflasten zur Vermeidung des Gleitens der Geschossdecke auf dem Wandkopf in Abhängigkeit von der Wanddicke und dem gewählten Sicherheitsbeiwert nach [17]; Trennlage aus Bitumenbahn R 500 - DIN 52128

Auflagertiefe in mm	Sicherheitsbeiwert	
	$\gamma = 1,5$	$\gamma = 2,0$
erforderliche Auflast in kN/m		
175	5,6	7,5
240	5,6	7,5
300	7,4	9,8
365	9,0	11,9

5.1.2 Druckspannungsnachweis am Wandkopf und -fuß

Bei einschaligen Außenwänden aus wärmedämmenden Ziegeln müssen die Wärmebrückeneffekte im Bereich des Deckenauflegers durch eine Dämmung der Deckenstirn vermindert werden.

Hierzu wird überwiegend das im Bild 34 dargestellte Detail eingesetzt. Dieses Detail ist wärmetechnisch deutlich günstiger als eine außenseitig vorgestellte Dämmplatte. Durch die in diesem Bereich vorhandene, i. d. R. nichttragende Wärmedämmung von 60 mm Dicke und den Deckenabmauerungsziegel wird die Auflagerfläche am Wandfuß reduziert.

Dies wird beim Nachweis nach DIN 1053-1 zur Zeit nicht berücksichtigt. Es wird empfohlen, beim Nachweis am Wandkopf und -fuß zur Ermittlung der wirksamen Belastungsfläche vereinfachend die Deckenauflagertiefe d_{De} (s. Bild 34) anzusetzen. Die Nachweisführung kann somit vereinfachend und auf der "sicheren Seite liegend" erbracht werden.

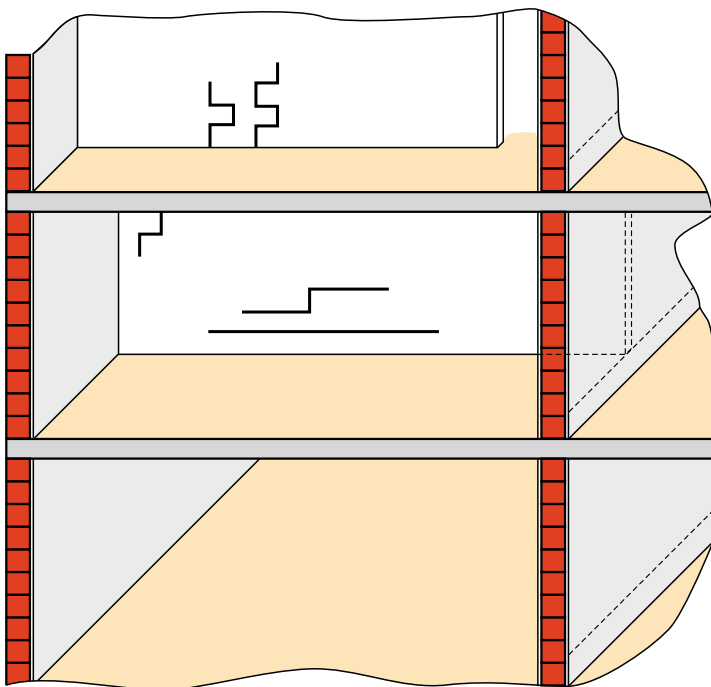


Bild 36: Typisches Rissbild in nichttragenden Trennwänden auf Deckenplatten mit erhöhter Deckendurchbiegung

5.2 Aussteifende Wände

Aussteifende Wände werden nach DIN 1053-1 benötigt, um einerseits die Gebäudestabilität zu sichern (s. Abschn. 4.3) und andererseits eine gegenseitige Halterung von Längs- und Querwänden herzustellen. Die DIN 1053-1 formuliert dazu eine Reihe von Anforderungen an aussteifende Wände.

Aussteifende Wände müssen zug- und druckfest mit der auszusteifenden Wand verbunden sein. Dies wird heute in der Regel durch eine Anbindung mit Flachstahlankern in den Lagerfugen erreicht. Die früher übliche Verzahnung kommt aufgrund der Behinderung beim Bauablauf kaum noch zum Einsatz.

Aussteifende und auszusteifende Wand müssen aus Baustoffen mit annähernd gleichem Verformungsverhalten hergestellt werden.

Es wird empfohlen, hierbei eine Kombination von Ziegeln mit bindemittelgebundenen Baustoffen zu vermeiden. Unterschiedliche Verformungseigenschaften können zu einer erhöhten Rißgefahr in den Wänden führen.

Die Mindestdicke von aussteifenden Wänden muss 115 mm betragen.

Bei auszusteifenden Außenwänden ist darüber hinaus zu beachten, dass die Dicke der aussteifenden Wand mindestens ein Drittel der Wanddicke der auszusteifenden Wand beträgt.

Ab Außenwanddicken von 365 mm wird empfohlen, aussteifende Wände in der Mindestdicke 175 mm auszuführen.

Darüber hinaus ist als weiteres Kriterium für die aussteifende Wand eine wirksame Wandlänge von mindestens 20% der lichten Geschosshöhe, d. h. im Regelfall mindestens 0,55 m, gefordert, s. Bild 37. Diese Wandlänge wird beginnend mit der Wandachse der auszusteifenden Wand ermittelt.

Falls die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen ist, muss die Mindestlänge der aussteifenden Wand zwischen den Öffnungen 20% der mittleren Öffnungshöhe betragen, d. h. bei üblichen Türen min-

destens ca. 450 mm, s. auch DIN 1053-1, Bild 1.

Weitere Regelungen zu aussteifenden Wänden enthält der Abschn. 6.7 der DIN 1053-1.

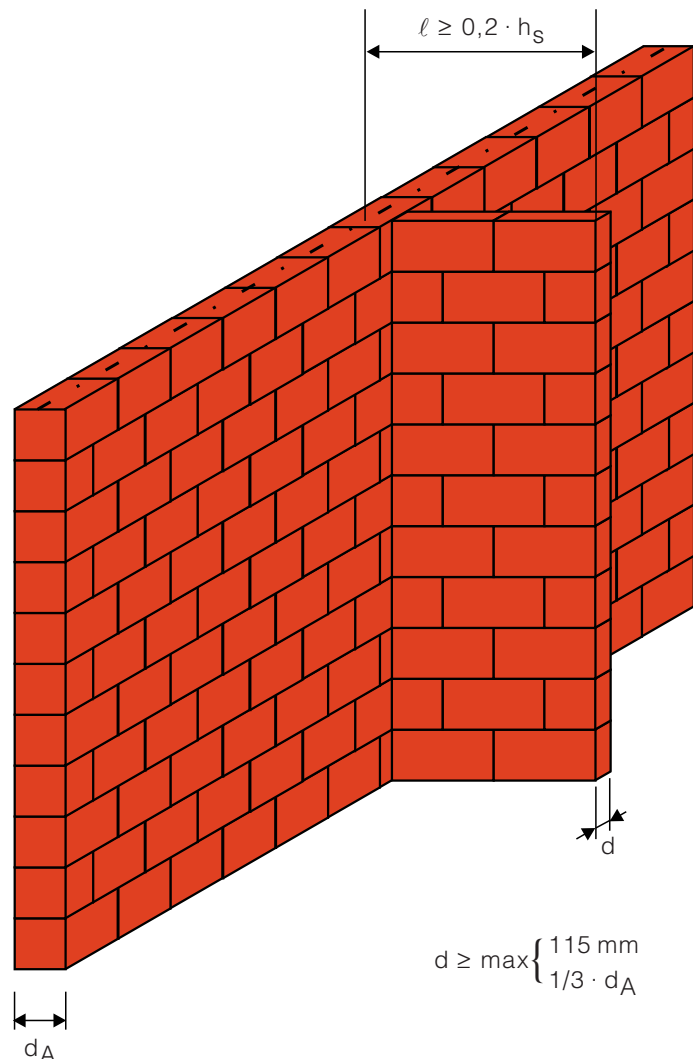


Bild 37: Mindestmaße aussteifender Wände

5.3 Wandöffnungen

Ab einer definierten Öffnungsgröße ist der Einfluss von Fenster- und Türöffnungen in Mauerwerkswänden auf die Tragwirkung der Wände bei der Bemessung nach DIN 1053-1 sowohl nach dem vereinfachten als auch nach dem genaueren Berechnungsverfahren zu berücksichtigen.

Die Randbedingungen lauten:

$$h_i \geq 0,25 \cdot h_s \quad (57)$$

$$b_i \geq 0,25 \cdot b \quad (58)$$

oder

$$\Sigma A_i \geq 0,10 \cdot A_w \quad (59)$$

mit

- h_i lichte Höhe der Öffnung
- h_s lichte Geschosshöhe
- b_i lichte Breite der Öffnung
- b Wandbreite
- ΣA_i Gesamtöffnungsfläche
- A_w Wandfläche

Die Anordnung und Größe der Wandöffnungen bestimmen darüber hinaus auch die ansetzbaren Knicklängen durch die anzusetzende Art der Halterung der Wände bei der Nachweisführung auf Druckbeanspruchung.

Dabei wird zwischen zwei-, drei- und vierseitig gehaltenen Wänden unterschieden. Maßgebend sind hierfür die Abstände der gehaltenen Wand vom Rand der Öffnung b' bzw. von der aussteifenden Querwand b , s. Bild 39.

Die Wandteile zwischen Öffnungen und aussteifenden Querwänden sind für die Bemessung als dreiseitig gehalten anzusehen. Die Wandabschnitte zwischen einzelnen Öffnungen müssen als zweiseitig gehalten betrachtet werden (vgl. Abs. 6.7.3 der DIN 1053-1), s. Bild 39.

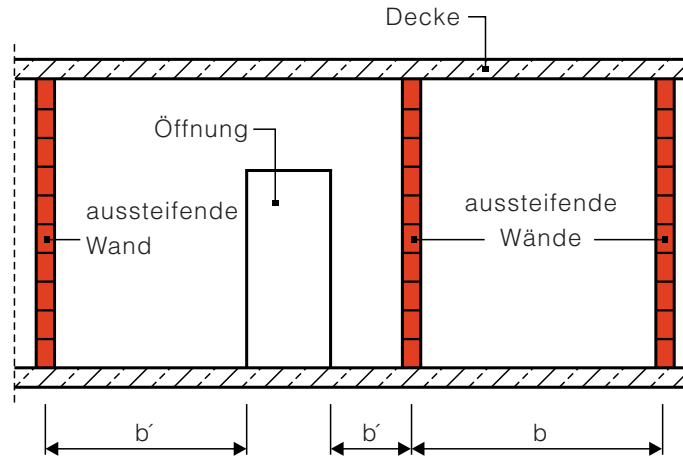


Bild 38: Erläuterung zu Wandhalterungen (aus [1])

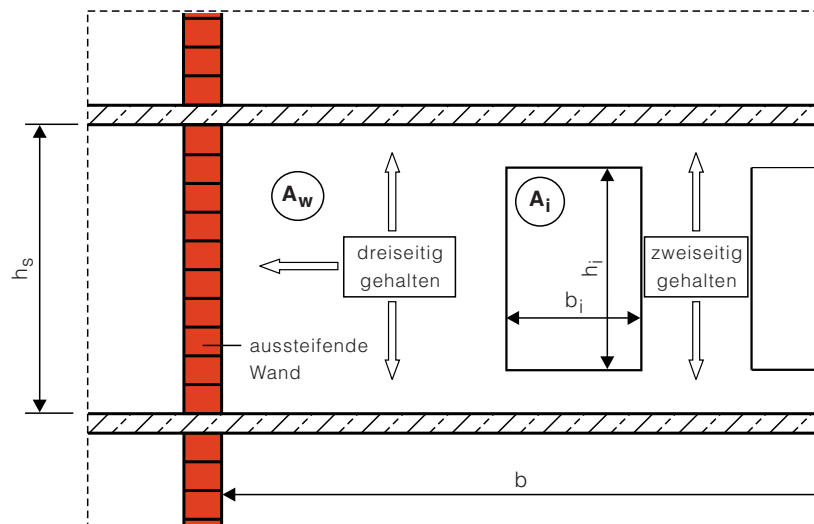


Bild 39: Ansatz der Halterung von Wänden unter Berücksichtigung von Wandöffnungen

5.4 Schlitze und Aussparungen

Schlitze und Aussparungen in Mauerwerkswänden werden prinzipiell nach ihrer Laufrichtung (vertikal oder horizontal) unterschieden. Nach Abschnitt 8.3 der DIN 1053-1 [1] sind Schlitze und Aussparungen in tragenden Wänden aus Mauerwerk zulässig, wenn sie die Standsicherheit der Wände nicht gefährden.

Schlitze und Aussparungen, welche die in der Tabelle 10 bzw. Tabelle 11 angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten dürfen bei der Be-

messung vernachlässigt werden.

Überschreiten die Abstände und Abmessungen der Schlitze und Aussparungen die in den Tabellen 10 und 11 angegebenen Werte, so sind diese bei der Bemessung der Mauerwerkswände durch eine Verringerung der Querschnittswerte zu berücksichtigen.

Einige wichtige Randbedingungen zur Anordnung von Schlitzen und Aussparungen sind in den Bildern 40 und 41 angegeben.

Beträgt die Querschnittsschwächung der Wand im Grundriss infol-

ge eines vertikalen Schlitzes bezogen auf 1 m Wandlänge nicht mehr als 6 %, so darf ein Nachweis der Schwächungen entfallen.

Dies gilt jedoch nur, wenn die zu betrachtende Wand nicht als drei- oder vierseitig gehaltene Wand bemessen wurde.

Außerdem sind die Restwanddicken und die Mindestabstände nach Tabelle 11 einzuhalten.

Tabelle 10: Nach DIN 1053-1 ohne Nachweis zulässige horizontale und schräge Schlitze und Aussparungen in tragenden Wänden

1	2	3	4	5	6
Wanddicke d in mm	Horizontale und schräge Schlitze ¹⁾ , nachträglich hergestellt		Vertikale Schlitze und Aussparungen, nachträglich hergestellt		
	Schlitzlänge		Schlitztiefe ⁴⁾ in mm	Einzelschlitzbreite ⁵⁾ in mm	Abstand der Schlitze und Aussparungen in mm
	unbeschränkt	≤ 1,25 m ²⁾			
	Schlitztiefe ³⁾ in mm	Schlitztiefe in mm			
≥ 115	-	-	≤ 10	≤ 100	≥ 115
≥ 175	0	≤ 25	≤ 30	≤ 100	
≥ 240	≤ 15	≤ 25	≤ 30	≤ 150	
≥ 300	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 200	
≥ 365	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 200	

¹⁾ Horizontale und schräge Schlitze sind nur zulässig in einem Bereich ≤ 0,4 m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.

²⁾ Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

³⁾ Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitze mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

⁴⁾ Schlitze, die bis maximal 1 m über Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.

⁵⁾ Die Gesamtbreite von Schlitzen nach Spalte 5 und Spalte 2 der Tabelle 12 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 2 der Tabelle 12 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 2 der Tabelle 12 proportional zur Wandlänge zu verringern.

Tabelle 11: Ohne Nachweis zulässige vertikale Schlitz- und Aussparungen in tragenden Wänden (aus [1])

1	2	3	4	5
Wanddicke d in mm	Vertikale Schlitz- und Aussparungen in gemauertem Verband			
	Schlitzbreite ¹⁾ in mm	Restwanddicke in mm	Mindestabstand der Schlitz- und Aussparungen	
			von Öffnungen	untereinander
≥ 115	-	-	≥ 2fache Schlitz- breite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
≥ 175	≤ 260	≥ 115		
≥ 240	≤ 385	≥ 115		
≥ 300	≤ 385	≥ 175		
≥ 365	≤ 385	≥ 240		

¹⁾ Die Gesamtbreite von Schlitz- und Aussparungen nach Spalte 2 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 2 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 2 proportional zur Wandlänge zu verringern.

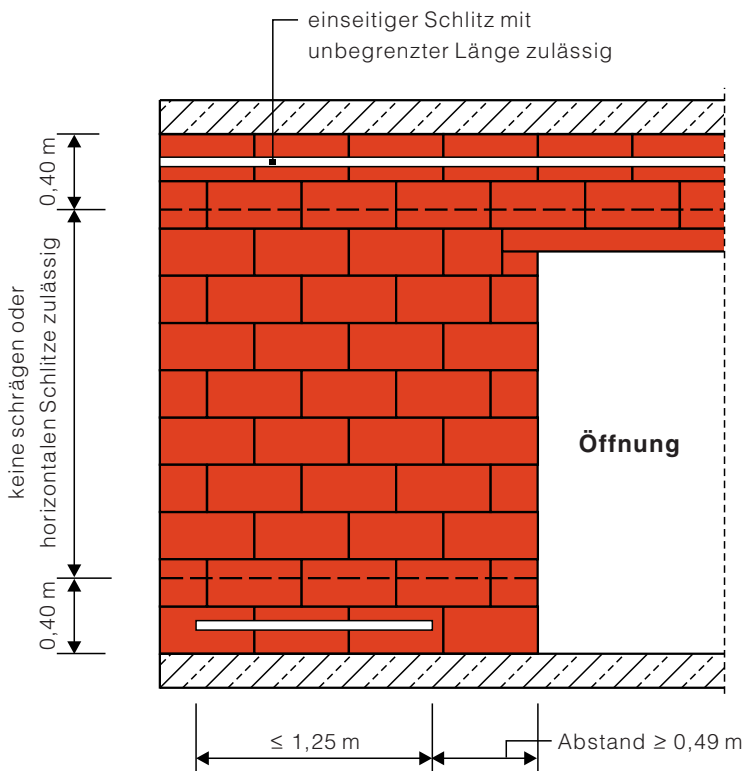


Bild 40: Zulässige horizontal verlaufende Schlitz- und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis

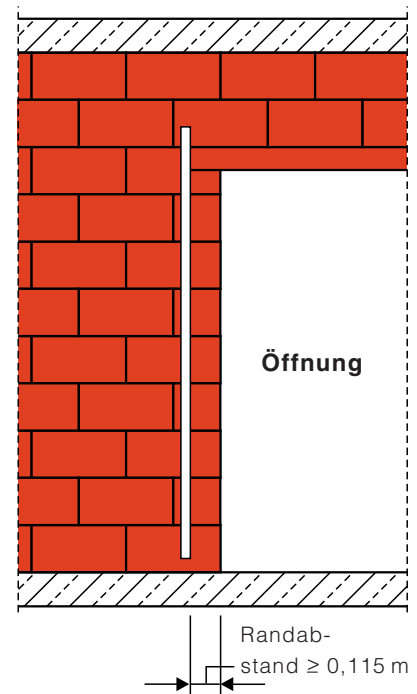


Bild 41: Zulässige vertikale Schlitz- und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis

5.5 Ringanker und Ringbalken

5.5.1 Definitionen

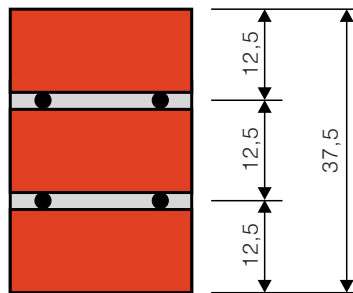
Eine ausreichende Scheibentragwirkung von Wänden und Decken ist die Voraussetzung für die Gesamtstabilität eines Bauwerkes. Die durch Eigenlast und Verkehrslasten überwiegend plattenartig beanspruchten Geschossdecken müssen die Lasten aus der Windbeanspruchung der Außenwände und der Lotabweichung des Gesamtgebäudes in die aussteifenden Wandscheiben übertragen. Die Aussteifungswände leiten diese Lasten dann in den Baugrund ab (vgl. Abschnitt 4.3).

Bei der Übertragung von Scheibenbeanspruchungen durch die Decken entstehen in den Wänden Zugkräfte, die dort gesondert durch Ringanker aufgenommen werden müssen, siehe Bild 43.

Ringanker sind am Wandkopf angeordnete Zugglieder. Mit Ringankern werden Wandscheiben (Außen- und Innenwände) stabilisiert, die zur Abtragung horizontaler Lasten dienen. Ringanker werden um das Gebäude umlaufend ausgebildet.

Ringbalken sind in der Wandebene liegende horizontale Balken, die z. B. Biegemomente aus Windlasten aufnehmen können. Sie müssen stets angeordnet werden, wenn die Decken keine Scheibentragwirkung (z. B. bei Holzbalkendecken oder Pultdächern) aufweisen. Befindet sich z. B. unter der Dachdecke eine Gleitschicht zum Ausgleich von Verformungsdifferenzen, so ist die Ausbildung von umlaufenden Ringbalken zwingend notwendig, damit die Außenwände eine obere Haltung bzw. horizontale Aussteifung erfahren.

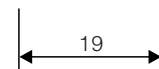
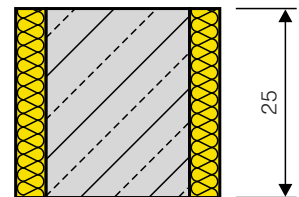
Ringbalken aus bewehrtem Ziegelmauerwerk



$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = 0,03 \text{ mm/m}$$

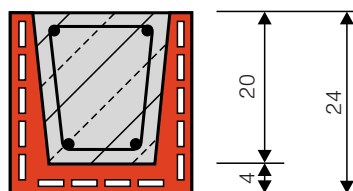
Stahlbetonringbalken (schwach bewehrt)



$$A_s = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = 0,78 \text{ mm/m}$$

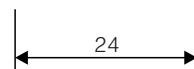
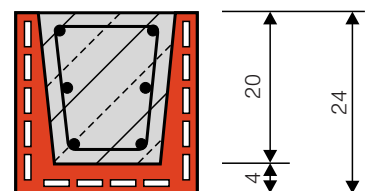
Ringbalken aus Ziegel-U-Schalen (schwach bewehrt)



$$A_s = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = 0,35 \text{ mm/m}$$

Ringbalken aus Ziegel-U-Schalen (mehr als 5% bewehrt)



$$A_s = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = 0,15 \text{ mm/m}$$

Bild 42: Schwindmaße verschiedener Ringbalkenausführungen nach 5-jähriger Lagerung [19]

Ringanker und Ringbalken in Mauerwerksbauten sollten vorzugsweise aus bewehrtem Mauerwerk oder bewehrten, betonverfüllten Ziegel-U-Schalen hergestellt werden. Diese Ausführungen weisen gegenüber Stahlbetonbalken eine deutlich geringere Schwindverformung und damit eine höhere Rissicherheit auf, s. Bild 42. Die Schwindverformung eines Stahlbetonringbalkens war bei

Versuchen in [19] 25 mal größer als bei Ausführung in bewehrtem Mauerwerk. Dies ist vor allem bei verputzten einschaligen Außenwänden zu beachten.

Um die auftretenden Zugkräfte aus der Scheibentragwirkung infolge der Windbeanspruchung auf die Außenwände bzw. Decken aufnehmen zu können, müssen Ringanker und

-balken umlaufend als "geschlossener Ring" ausgebildet sein.

Bei Verwendung von Stahlbetondecken oder Ziegel-Fertigdecken wird der Ringanker in der Regel in der Decke selbst angeordnet, d. h. die Randbewehrung der Decke wird rechnerisch mit herangezogen, siehe Bild 44.

Sollte in Ausnahmefällen die Anordnung des Ringankers in der Deckenebene nicht möglich sein, können Ringanker auch in der Wand selbst angeordnet werden. Typische Beispiele hierfür sind Garagen oder Auflagerungen von Flachdächern auf Mauerwerkswänden.

Die Ausbildung eines Ringankers setzt voraus, dass die Decke als Scheibe wirken kann. Dies ist vor allem durch eine ausreichende Queraussteifung der Geschossdecken zu gewährleisten. Bei der Verwendung von einachsig gespannten Stahlbetondecken ist dies durch die Anordnung einer Mindestbewehrung quer zur Tragrichtung und bei zweiachsig gespannten Massivdecken immer gegeben. Ziegeldecken erhalten ihre notwendige Quersteifigkeit zum Ansatz der Scheibentragwirkung durch zusätzlich angeordnete flächenartige Bewehrung und Aufbeton.

5.5.2 Ringanker

Grundsätzlich fordert DIN 1053-1 Ringanker in allen Außen- und Querwänden zur Abtragung von horizontalen Lasten (z. B. Wind) wenn, entweder

- die Bauten mehr als zwei Vollgeschosse haben oder länger als 18 m sind

oder

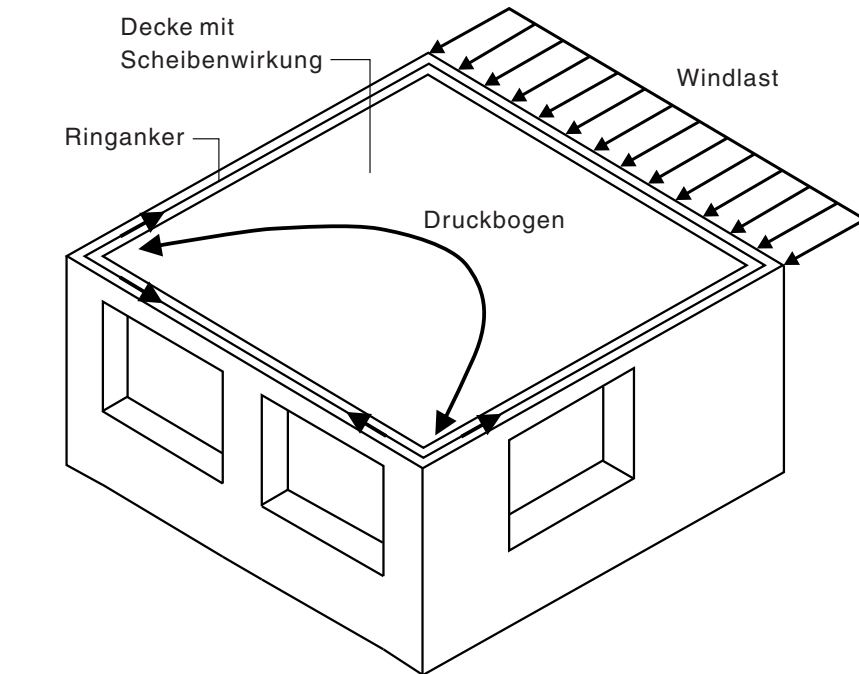


Bild 43: Lastverteilung in einem Ringanker

- bei Wänden mit vielen bzw. großen Öffnungen (Summe der Öffnungsbreiten ist größer als 60 % der Wandlänge bzw. bei Fensterbreiten von mehr als 2/3 der Geschosshöhe größer als 40 % der Wandlänge)
 - die Baugrundverhältnisse es erfordern (Gefahr von unterschiedlichen Setzungen).
- wehrung in Ringankern aus
- wärme gedämmten Ziegel-U-Schalen 2 Stabstähle $d_s = 10 \text{ mm}$,
 - bewehrtem Mauerwerk mit Lagerfugenbewehrung 4 Stäbe $d_s = 6 \text{ mm}$ oder Bewehrungselemente mit ähnlichem Gesamtquerschnitt (für den Korrosionsschutz der Bewehrung gilt DIN 1053-3).

Bei der Verwendung von Stahlbeton bzw. bewehrtem Mauerwerk zur Herstellung der umlaufenden Ringanker sind als Bewehrung mindestens zwei durchlaufende Rundstäbe einzubauen.

Im Gebrauchslastzustand müssen die Ringanker eine Zugkraft von 30 kN aufnehmen können. Dies entspricht bei Verwendung eines BSt 500 S einem Mindestbewehrungsquerschnitt von ca. $1,05 \text{ cm}^2$ (z. B. 4 $\varnothing 6$ bzw. 2 $\varnothing 8$ mm).

Es wird empfohlen, als Mindestbe-

einzusetzen.

Die konstruktive Ausführung, insbesondere der Bewehrungsstöße richtet sich nach DIN 1045 bzw. bei Lagerfugenbewehrung nach DIN 1053-3. Liegen in den Deckenplatten bzw. Fensterstürzen parallel dazu schon durchlaufende Bewehrungen vor, so dürfen diese mit ihrem vollen Querschnitt angerechnet werden, wenn sie höchstens einen Abstand von 0,5 m in den Decken bzw. Fensterstürzen zur Mittelachse der Wand aufweisen. Durch diese Anrechenbarkeit entfällt

bei Einsatz von Stahlbetondecken in aller Regel die Notwendigkeit, einen zusätzlichen Ringanker im Mauerwerk anzuordnen.

5.5.3 Ringbalken

Sind durch fehlende Scheibentragswirkung der Decken oder durch Gleitschichten unterhalb der Dachdecken Ringbalken erforderlich, so sind diese durchgehend und umlau-

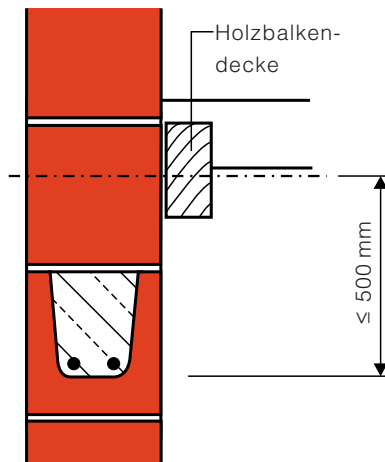
fend auszubilden, wenn sie gleichzeitig die Aufgabe des Ringankers übernehmen. Andernfalls brauchen die Ringbalken nur bis zu dem Bauelement geführt zu werden, welches die Horizontalkräfte weiterleiten soll. Dabei ist zu beachten, dass die Ringbalken entweder direkt im weiterleitenden Bauteil verankert werden oder eine über das Auflager hinausgehende ausreichende Verankerungslänge vorhanden ist.

Für die Bemessung der Ringbalken selbst und ihrer Anschlüsse an die aussteifenden Wände müssen nach Abschnitt 8.2.2 der DIN 1053-1 [1]

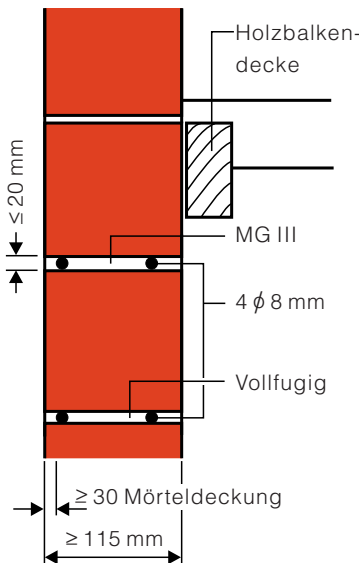
- eine Horizontallast von 1/100 der vertikalen Lasten der Wände,
- ggf. Windlasten sowie
- bei Ringbalken unter Gleitschichten Zugkräfte infolge der verbleibenden Reibungskräfte

der Rechnung zu Grunde gelegt werden.

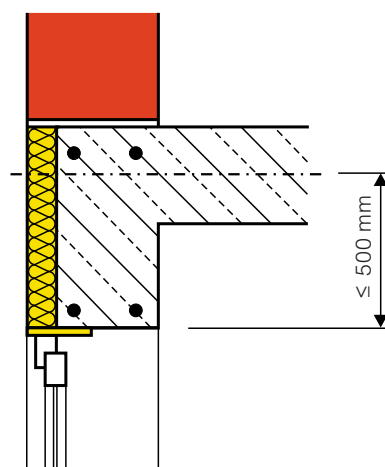
Ringbalken in Ziegel-U-Schale



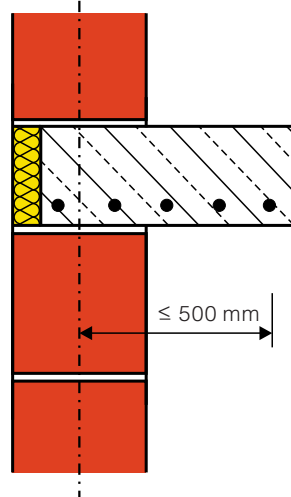
Ringbalken aus bewehrtem Mauerwerk



Ringanker im Betonsturz



Ringanker in der Stahlbetondecke



Beispiel zur Bemessung eines Ringbalkens

Abschn. 6.8, S. 167

5.6 Flachstürze

5.6.1 Allgemeines

Ziegel-Flachstürze sind vorgefertigte, schlaff bewehrte oder vorgespannte Zugglieder, die mit dem darüber liegenden Mauerwerk ein Tragwerk bilden. Der Nachweis dieses Tragwerks ist nicht in der DIN 1053-1 geregelt.

Die Flachsturz-Hersteller stellen zur Berechnung umfangreiche Bemessungstabellen zur Verfügung, die auf der Basis typengeprüfter Statiken erstellt wurden.

Bild 44: Konstruktive Ausbildung von Ringanker und -balken

Falls in Sonderfällen keine typengeprüfte Statik vorliegt, kann die Bemessung des Sturzes entweder nach den Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Flachstürzen [20], nach DIN 1053-3 [4] oder nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt erfolgen.

5.6.2 Ausführungshinweise

Alle zur Zeit gültigen Bemessungsregeln gehen davon aus, dass die Druckzone der Stürze aus Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen besteht.

Die Mindest-Auflagertiefe ergibt sich aus der erforderlichen Verankerungslänge der Zugbewehrung im Flachsturz. Sie beträgt in der Regel 115 mm. Größere Auflagertiefen können sinnvoll sein, um die Durchbiegung des Sturzes in Feldmitte zu reduzieren.

Bei Ziegelflachstürzen mit einer Gesamthöhe von mehr als 60 mm beträgt die Montage-Stützweite höchstens 1,25 m. In diesen Fällen sollten die Flachstürze mit einer Überhöhung (Stich) eingebaut werden, um übermäßigen Durchbiegungen im Gebrauchszustand vorzubeugen.

Die Montageunterstützung muss solange angebracht bleiben, bis die Druckzone eine ausreichende Festigkeit erreicht hat. Dies ist i. d. R. nach 7 Tagen gegeben.

Das Mauerwerk der Übermauerung muss bei Bemessung nach Flachsturz-Richtlinie [20] mindestens aus Ziegeln der Festigkeitsklasse 12 und Normalmörtel mindestens der Festigkeitsklasse MG II bestehen. Diese Randbedingungen sind Voraussetzung für den Ansatz des Rechenwerts der Druckfestigkeit der Druckzone, $\beta_R = 2,5 \text{ N/mm}^2$ in [20].

In allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen werden auch Rechenwerte β_R für Ziegel der Mindest-Druckfestigkeitsklasse HLz 6 angegeben, sofern diese Ziegel zusätzliche Anforderungen an die Mindest-Druckfestigkeit in Richtung Steinlänge erfüllen (Mittelwert $\geq 2,0 \text{ N/mm}^2$, kleinster Einzelwert $\geq 1,6 \text{ N/mm}^2$).

Versuche in [21] haben gezeigt, dass auch bei wesentlich geringeren Steinlängsdruckfestigkeiten (im Mittel $1,1 \text{ N/mm}^2$) die Bemessungswerte sicher eingehalten wurden.

Die Tabelle 12 enthält Vorschläge für Rechenwerte der Druckfestigkeit der Druckzone aus [22]. Diese Werte können angesetzt werden, wenn eine mittlere Mindest-Steinlängsdruckfestigkeit von $1,0 \text{ N/mm}^2$ eingehalten wird.

Für Übermauerungen von Flachstürzen mit unvermörtelten Stoßfugen in der Druckzone wurden in den letzten Jahren eine Reihe von Versuchen und theoretischen Untersu-

chungen durchgeführt. ZILCH kommt in [23] aufgrund einer Auswertung dieser Versuche und weiterer Modellierungen und Fachwerkberechnungen zu dem Schluss, dass bei deckengleichen Unterzügen und lichten Öffnungsweiten bis maximal 1,25 m auch Ziegelmauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen in der Druckzone über Flachstürzen ausgeführt werden kann. Voraussetzung ist, dass eine Lastübertragung über die Lagerfugen in der Druckzone möglich ist. Dies ist z. B. bei mehrlagiger, d. h. mindestens zweilagiger Übermauerung der Fall. Eine Aufnahme dieser Ergebnisse in die Überarbeitung der DIN 1053-3 ist beabsichtigt.

Tabelle 12: Vorschläge für Rechenwerte β_{RL} der Mauerwerkklängsdruckfestigkeit für den Nachweis von Flachsturz-Übermauerungen mit Hochlochziegeln [22])

Ziegel-Festigkeitsklasse	Mörtelart		
	Leichtmörtel LM 21	Normalmörtel NM IIa	Dünnbettmörtel ¹⁾ DM
β_{RL} in N/mm^2			
HLz 4	0,67	1,07	1,07
HLz 6	0,93	1,34	1,47
HLz 8	1,07	1,60	1,74
HLz 10	1,07	1,87	2,14
HLz 12	1,20	2,14	2,40
HLz 20	1,20	2,54	2,40

¹⁾ zulässige Druckspannungen σ_0 aus [20] zu Grunde gelegt.

5.7 Mauerwerksfestigkeitsklassen auf Grund von Eignungsprüfungen gemäß DIN 1053-2

Über die normative Festlegung von zulässigen Druckspannungen hinausgehend besteht die Möglichkeit, auf Grund einer Eignungsprüfung für eine bestimmte Stein-Mörtel-Kombination höhere Festigkeitswerte als nach DIN 1053-1 nachzuweisen. Die Normgrundlage ist hierfür durch die DIN 1053-2 gegeben. Diese Norm ist allerdings nicht allgemein bauaufsichtlich eingeführt, so dass ihre Anwendung stets einer Zustimmung im Einzelfall bedarf. Die erforderlichen Nachweise der Standsicherheit werden nach experimenteller Ermittlung der zulässigen Druckspannungen nachfolgend wiederum durch Anwendung der DIN 1053-1 erbracht.

Die Eignungsprüfung besteht aus einer Mauerwerk-Druckfestigkeitsprüfung nach DIN 18554-1 [24], verbunden mit einer zusätzlichen Anforderung an eine geringe Streuung der Stein-Druckfestigkeitsergebnisse (Variationskoeffizient $\leq 15\%$). Als Prüfkörper sind sogenannte RILEM-Körper festgelegt, welche mindestens aus 5 Steinschichten bestehen und eine Schlankheit $h/d = 3-5$ aufweisen sollen.

Auf Grund der Ergebnisse der Eignungsprüfung kann das Mauerwerk dann in Mauerwerk-Festigkeitsklassen eingeteilt werden. Die Einstufung darf jedoch nur um höchstens 50 % über den Werten liegen, die nach DIN 1053-1 möglich wären.

● Rechenbeispiel: Mauerwerk aus Hochlochziegeln HLz 6 - Leichtmörtel LM 36

Steindruckfestigkeit (incl. Formfaktor): $\beta_{D,st} = 8,0 \text{ N/mm}^2$
 $\min \beta_{D,st} = 7,5 \text{ N/mm}^2$

Mörteldruckfestigkeit: $\beta_{D,m\ddot{o}} = 6,1 \text{ N/mm}^2$
 $\min \beta_{D,m\ddot{o}} = 5,0 \text{ N/mm}^2$

Mauerwerksdruckfestigkeit: $\beta_{D,mw} = 3,81 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert)
 (kleinster Einzelwert: $3,10 \text{ N/mm}^2$)

Berechnung der korrigierten Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta'_{D,mw}$ nach DIN 18554-1:

$$\beta'_{D,mw} = \beta_{D,mw} \cdot \left[\frac{\min \beta_{D,st}}{\beta_{D,st}} \right]^{0,7} \cdot \left[\frac{\min \beta_{D,m\ddot{o}}}{\beta_{D,m\ddot{o}}} \right]^{0,2} = 3,50 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Einstufung in Mauerwerksfestigkeitsklasse M 3 möglich (nach Tab. 1 der DIN 1053-2)

- zulässiger Grundwert und Rechenwert der Mauerwerksdruckfestigkeit σ_0 nach DIN 1053-1:

$$\sigma_0 = 0,35 \cdot \beta_M = 0,35 \cdot 3,0 = 1,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 2,80 \text{ N/mm}^2$$

- Werte für Rezeptmauerwerk:

$$\sigma_0 = 0,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 2,40 \text{ N/mm}^2$$

Die erzielte Erhöhung des Grundwerts der zulässigen Spannung im obigen Beispiel um $0,15 \text{ N/mm}^2$ bzw. 17 % steht in keinem Verhältnis zum zeitlichen und finanziellen Aufwand für die Durchführung der Untersuchungen. Der gleiche Effekt wäre auch durch die Ausschreibung von Hochlochziegeln der Steifigkeitsklasse HLz 12, $\beta_R = 2,94 \text{ N/mm}^2$ zu erzielen.

Üblicherweise sind gerade im Ziegelmauerwerk die Wandquerschnitte auf Druck nur gering ausgenutzt. Die erzielbaren Steigerungen der zulässigen Druckspannungen sind für alle Steinarten und Festigkeitsklassen - bei hohem Aufwand - ähnlich gering wie im obigen Beispiel.

Im Regelfall ist daher, z. B. bei hochbelasteten Pfeilern, eine Querschnittsvergrößerung oder ein Wechsel des Baustoffs (Stahl, Stahlbeton) deutlich kostengünstiger. Interessant ist die DIN 1053-2 vor allem für Sonderbauten, bei denen in großem Umfang tragendes Mauerwerk aus Natursteinen eingesetzt wird. Hier sind deutlich größere Tragfähigkeitsreserven mobilisierbar als bei Mauerwerk aus künstlichen Steinen.

6 Bemessungsbeispiele

6.1 Einleitung

Die Grundlagen der Bemessung nach DIN 1053-1 wurden im Abschnitt 4 ausführlich erläutert. Um die praktische Anwendung der Verfahren zu demonstrieren werden die wichtigsten Standsicherheitsnachweise von Mauerwerksbauteilen anhand von Praxisbeispielen aus dem Wohnungs- und Wirtschaftsbau gezeigt.

Vorab wird an einem typischen unterkellerten Reihenmittelhaus eine komplette Mauerwerk-Statik mit dem vereinfachten Verfahren der DIN 1053-1 vorgeführt. Nachgewiesen werden

- ein Außenwandpfeiler,
- eine Innenwand sowie
- eine Kelleraußenwand.

Am Beispiel einer großzügigen Doppelhaushälfte werden anschließend, teilweise mit dem genaueren Verfahren

- eine gering belastete Außenwand,
- eine hoch belastete Innenwand,
- ein Außenwandpfeiler sowie
- eine Kelleraußenwand mit "normaler" sowie mit geringer Auflast,

nachgewiesen. Darüber hinaus wird der Verfahrensweg für den Nachweis

- einer Aussteifungswand in einem Reihenhaus,
- einer Giebelwand,
- einer schlanken Außenwand unter Berücksichtigung von Windlasten senkrecht zur Wandebene,
- einer Kelleraußenwand mit größerer Anschütthöhe sowie
- eines Ringbalkens

an separaten Beispielen gezeigt.

6.2 Reihenmittelhaus - vereinfachte Berechnung

6.2.1 Gebäudebeschreibung und Geometrie

Bei dem Gebäude handelt es sich um ein unterkellertes, zweigeschossiges Reihenmittelhaus mit ausgebautem Dachgeschoss. Exemplarisch werden hier Mauerwerksnachweise nach dem vereinfachten Verfahren bei drei besonders beanspruchten Wänden durchgeführt. Dies sind im Einzelnen:

- Pos. A: Außenwandpfeiler im Erdgeschoss
- Pos. B: Innenwand im Kellergeschoss
- Pos. C: Kelleraußenwand mit Erddruck

Die räumliche Steifigkeit ist nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.4 überprüft. Ein Nachweis ist aufgrund der Ausführung der Geschossdecken als "steife Scheiben", sowie einer ausreichenden Anzahl von aussteifenden Wänden in Längs- und Querrichtung nicht erforderlich.

Das Außen- und Innenmauerwerk des Gebäudes wird monolithisch aus Ziegelmauerwerk nach DIN 1053-1 hergestellt. Für die Außenwände werden HLz B 8 - 0,8 nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung in Verbindung mit Leichmörtel LM 21 verwendet. Für die Innenwände kommen HLz B 8 - 0,8 mit Normalmörtel der Mörtelgruppe IIa zum Einsatz. Aus Gründen des Schallschutzes werden die Haustrennwände zweischalig aus Ziegelmauerwerk HLz B 12 - 1,2 ausgeführt. Mit diesem Mauerwerk sind gleichzeitig die für dieses Gebäude erforderlichen Anforderungen an den Brand-, Schall- und Wärmeschutz erfüllt.

Die Dachkonstruktion hat eine Dachneigung von 40° und wird als Pfettendach ausgeführt.

Die Geschossdecken über dem Ober-, Erd- und Kellergeschoss sind aus Stahlbeton B 25 in einer Dicke von 180 mm bemessen.

Um einen homogenen Putzgrund sicherzustellen, wird das Deckenaufleger mit einem außenseitigen Hochlochziegel von 115 mm Dicke abgemauert und durch einen Dämmstreifen von 50 mm Dicke von der Stahlbetondecke getrennt (s. Bild 34). Die Stahlbetondecken werden auf eine Bitumendachbahn nach DIN 52128 - R 500 aufgelagert. Durch die daraus entstehende Trennung von Stahlbeton und Ziegelmauerwerk werden Verformungen aus Kriechen und Schwinden der Stahlbetondecken vermindert und schädliche Risse unterbunden.

Alle Fensterstürze werden "deckengleich" hergestellt, wobei außenseitig, analog der Deckenaufleger, ein Hochlochziegel angeordnet wird, der von dem Stahlbetonsturz durch einen Dämmstreifen von 50 mm Dicke getrennt wird (s. Bild 45). Die Abmauerungsziegel werden dazu auf einem Ziegelflachsturz vermauert.

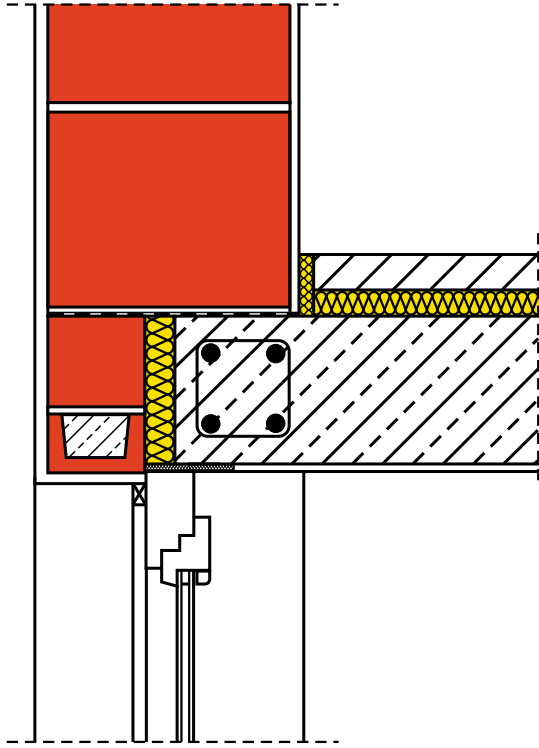


Bild 45: Fenster-Flachsturz deckengleich als Anschlag - monolithisch

Geometrie

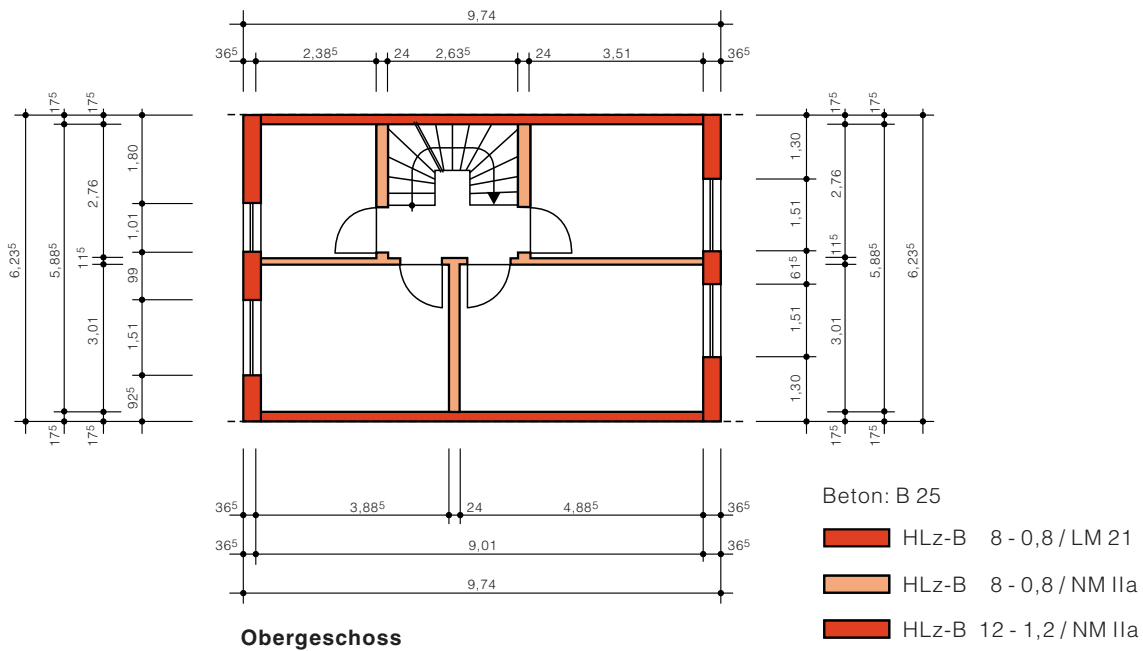


Bild 46: Obergeschoss

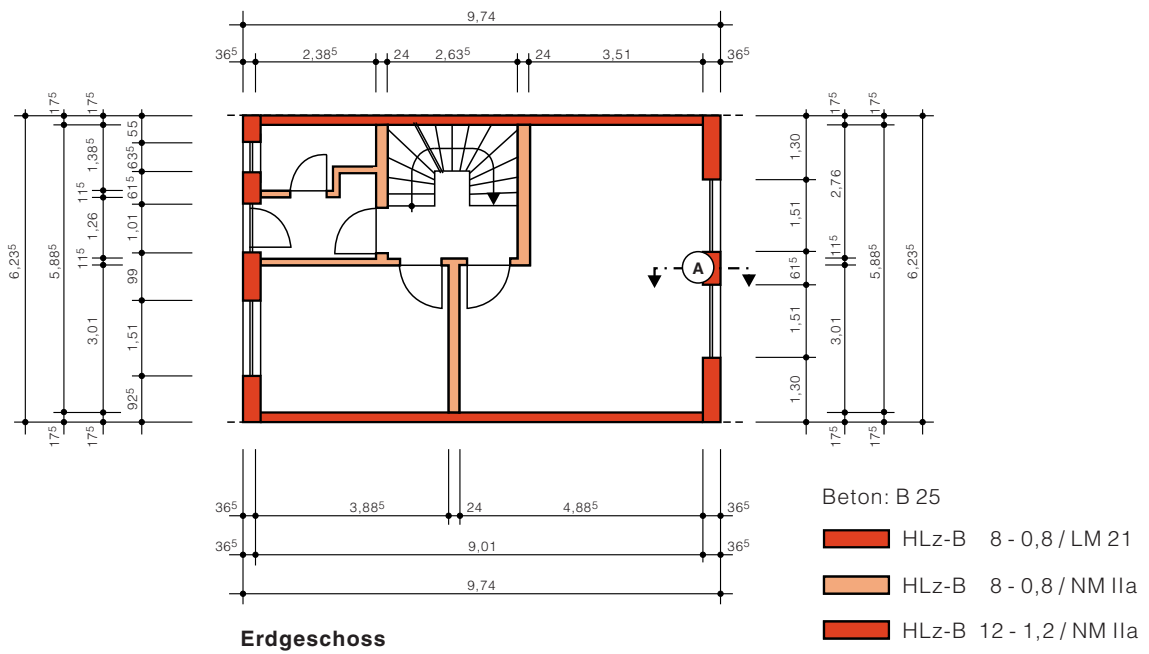


Bild 47: Erdgeschoss

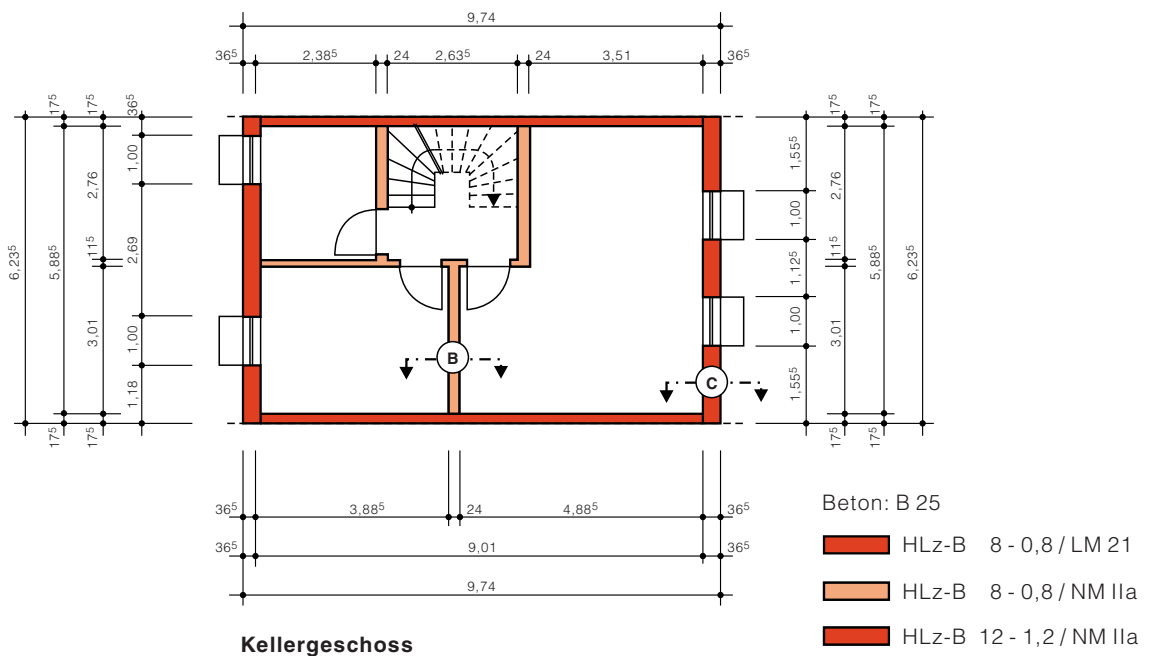


Bild 48: Kellergeschoss

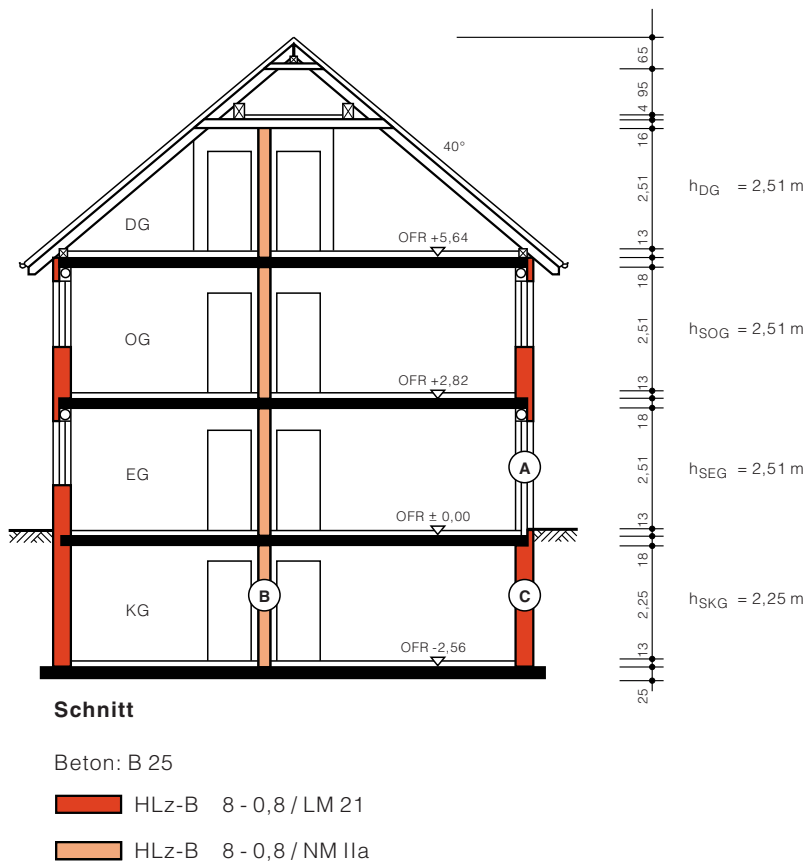


Bild 49: Schnitt

6.2.2 Lastermittlung

Auf die Wiedergabe der ausführlichen statischen Gebäudeberechnungen wird des Umfanges wegen verzichtet. Die für die Bemessung erforderlichen Lasten werden bei der Nachweisführung der einzelnen Positionen vorgestellt.

6.2.3 Standsicherheitsnachweis für die Bauteile

6.2.3.1 Pos. A Außenwandpfeiler im Erdgeschoss

Geometrie

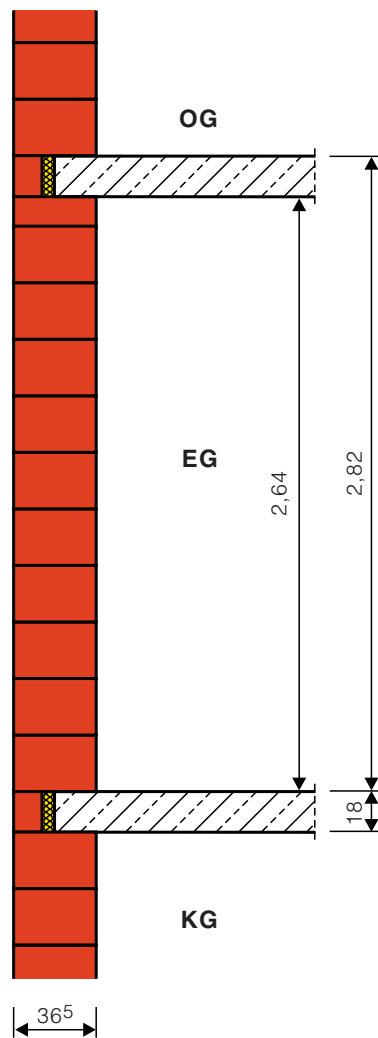


Bild 50: Position A, Schnitt

Berechnungsgang

a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abs. 4.4.4)

Gebäudehöhe über Gelände	$H = 9,95 \text{ m}$	$< 20 \text{ m}$	
Pfeilerabmessungen	$b_{mw} = 0,615 \text{ m}$		
	$d_{mw} = 0,365 \text{ m}$		
Querschnittsfläche	$A_{mw} = 0,615 \cdot 0,365 = 0,22 \text{ m}^2$	$> 0,04 \text{ m}^2$	$= \min A_{mw}$
		$> 0,10 \text{ m}^2$	$\Rightarrow \text{Wand}$
Lichte Geschosshöhe	$h_s = 2,64 \text{ m}$	$< 4,38 \text{ m}$	$= 12 \cdot d_{mw}$
Sturzstützweite	$\ell_1 = 1,94 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m}$	$= \text{zul } \ell$
Verkehrslast	$p = 2,75 \text{ kN/m}^2$	$< 5,00 \text{ kN/m}^2$	$= \text{zul } p$

Die Voraussetzungen zur Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens sind eingehalten.

b) Lastzusammenstellung

Tabelle 13: Zusammenstellung der Vertikallasten

Belastung	
1) Fenstersturz OG Pos. 10	19,99 kN
2) Fenstersturz OG Pos. 11	15,96 kN
3) Pfeiler - Eigengewicht OG	5,93 kN
4) Fenstersturz EG Pos. 13	20,58 kN
5) Fenstersturz EG Pos. 14	16,53 kN
Belastung Wandkopf	<u>78,99 kN</u>
6) Pfeiler - Eigengewicht EG	<u>5,93 kN</u>
Belastung Wandfuß	<u><u>84,92 kN</u></u>

c) Nachweis der Schlankheit

Knicklängenbeiwert	
$\beta = 1,0$	
Knicklänge	
$h_K = \beta \cdot h_s = 1,0 \cdot 2,64 = 2,64 \text{ m}$	

Schlankheit

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,64}{0,365} = 7,23 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

d) Abminderungsfaktoren

$k_1 = 1,0$ für Wände

$k_2 = 1,0$ da $h_K/d = 7,23 < 10$

$k_3 = 1,0$ da $l < 4,20$ m

$$k = \min(k_1 \cdot k_2 \text{ oder } k_1 \cdot k_3) = 1,0$$

e) Nachweis

Grundwert der zulässigen Druckspannung für HLz B 8 - 0,8 / LM 21

$$\sigma_0 = 0,8 \text{ MN/m}^2$$

Zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ MN/m}^2$$

Vorhandene Druckspannung

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N_u}{A} = \frac{N_u}{b_{mw} \cdot d_{De}} = \frac{84,92}{0,615 \cdot 0,20 \cdot 1000} = 0,69 \text{ MN/m}^2$$

Spannungsnachweis

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$\text{vorh } \sigma_D = 0,69 \text{ MN/m}^2 < 0,8 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_D$$

Der Nachweis des Mauerwerkspfeilers im Erdgeschoss aus HLz B 8 - 0,8 mit LM 21 ist erbracht.

nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung

N_u : Normalkraft (Belastung) am Wandfuß, vgl. Tabelle 13

Anzusetzende Auflagerfläche nach Abschn. 5.1.2:

$$A = b_{mw} \cdot d_{De}$$

6.2.3.2 Pos. B Innenwand Kellergeschoss

Geometrie

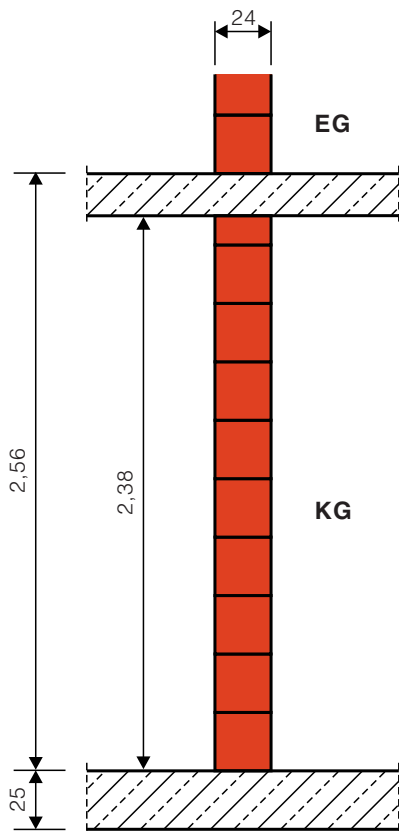


Bild 51: Position B, Schnitt

Berechnungsgang

a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abs. 4.4.3)

Gebäudehöhe über Gelände $H = 9,95 \text{ m}$		$< 20 \text{ m}$	
Wandabmessungen	$b_{mw} = 3,15 \text{ m}$		
	$d_{mw} = 0,24 \text{ m}$		
Querschnittsfläche	$A_{mw} = 3,15 \cdot 0,24 = 0,75 \text{ m}^2$	$> 0,04 \text{ m}^2$	$= \min A_{mw}$
		$> 0,10 \text{ m}^2$	$\Rightarrow \text{Wand}$
Lichte Geschosshöhe	$h_s = 2,38 \text{ m}$	$< 2,75 \text{ m}$	$= \text{zul } h_s$
Deckenstützweite	$\ell_1 = 4,19 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m}$	$= \text{zul } \ell$
	$\ell_2 = 5,19 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m}$	$= \text{zul } \ell$
Verkehrslast Decke	$p = 2,75 \text{ kN/m}^2$	$< 5,00 \text{ kN/m}^2$	$= \text{zul } p$

Die Voraussetzungen zur Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens sind eingehalten.

b) Lastzusammenstellung

Tabelle 14: Zusammenstellung der Vertikallasten

Belastung	
1) Decke über OG Pos. 8	49,99 kN/m
2) Wand OG	5,71 kN/m
3) Decke über EG Pos. 8	49,99 kN/m
4) Wand EG	5,71 kN/m
5) Decke über KG Pos. 8	49,99 kN/m
Belastung Wandkopf	<u>161,39 kN/m</u>
6) Wand KG (Eigengewicht)	<u>5,71 kN/m</u>
Belastung Wandfuß	<u><u>167,10 kN/m</u></u>

c) Nachweis der Schlankheit

Die Wand darf gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.7.1 b als dreiseitig gehalten angesehen werden, da

$$b_{mw} = 3,15 \text{ m} < b' = 15 \cdot d_{mw} = 3,60 \text{ m}$$

Knicklängenbeiwert

$$\beta = 0,9$$

Knicklänge

$$h_K = \beta \cdot h_s = 0,9 \cdot 2,38 = 2,14 \text{ m}$$

Schlankheit

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,14}{0,24} = 8,92 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

DIN 1053-1, Tabelle 3

d) Abminderungsfaktoren

$$k_1 = 1,0 \quad \text{für Wände}$$

$$k_2 = 1,0 \quad \text{da } \frac{h_K}{d_{mw}} = 8,92 < 10$$

$$k = k_1 \cdot k_2 = 1,0$$

e) Nachweis

Grundwert der zulässigen Druckspannung für HLz B 8 - 0,8 / NM IIa.

$$\sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Tabelle 4, Seite 17 oder
DIN 1053-1, Tabelle 4a

Zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Vorhandene Druckspannung

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N_u}{b_{mw} \cdot d_{mw}} = \frac{167,10}{1,0 \cdot 0,24 \cdot 1000} = 0,70 \text{ MN/m}^2$$

N_u : Normalkraft (Belastung) am
Wandfuß, vgl. Tabelle 14

Spannungsnachweis

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$\text{vorh } \sigma_D = 0,70 \text{ MN/m}^2 < 1,2 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_D$$

Der Nachweis der Innenwand im Kellergeschoss aus HLz B 8 - 0,8 mit NM IIa ist erbracht.

6.2.3.3 Pos. C Kelleraußenwand

Geometrie

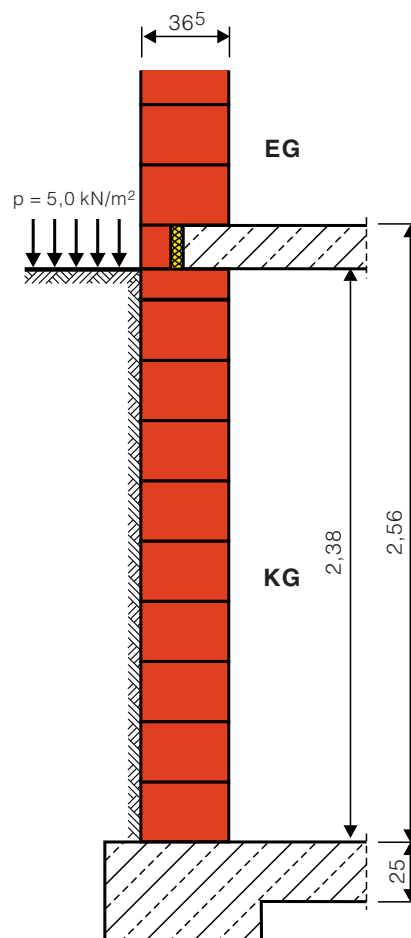


Bild 52: Position C, Schnitt

Berechnungsgang

a) Bedingungen für das Entfallen des Erddrucknachweises

Lichte Höhe der Kellerwand

$$h_s = 2,38 \text{ m} < 2,60 \text{ m} = \text{zul } h_s$$

Wanddicke

$$d_{mw} = 365 \text{ mm} > 240 \text{ mm} = \text{min } d_{mw}$$

Scheibenwirkung der Kellergeschossdecke (Stahlbetonplatte) ist gegeben.

siehe auch Abschn. 4.5

Verkehrslast auf Gelände

$$p = 5,0 \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$$

Höhe der Erdanschüttung

$$h_e = 2,38 \text{ m} \leq 2,38 \text{ m} = h_s$$

b) Lastzusammenstellung

Tabelle 15: Zusammenstellung der Vertikallasten

Belastung	Eigenlast g	Volllast q = g + p
1) Dachkonstruktion	2,21 kN/m	3,68 kN/m
2) Decke über OG Pos. 8	10,69 kN/m	17,82 kN/m
3) Außenwand OG	8,69 kN/m	8,69 kN/m
4) Decke über EG Pos. 8	10,69 kN/m	17,82 kN/m
5) Außenwand EG	8,69 kN/m	8,69 kN/m
6) Decke über KG Pos. 8	10,69 kN/m	17,82 kN/m
Belastung Wandkopf	<u>51,66 kN/m¹⁾</u>	<u>74,52 kN/m²⁾</u>

¹⁾ min N_o ²⁾ max N_o

c) Nachweis der Auflast

Grundwert der zulässigen Druckspannung für HLz B 8 - 0,8 / NM IIa

$$\sigma_o = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Oberer Grenzwert der Auflast

$$\max N_o = 0,45 \cdot d_{mw} \cdot \sigma_o = 0,45 \cdot 0,365 \cdot 1,2 \cdot 1000 = 197,1 \text{ kN/m}$$

Unterer Grenzwert der Auflast

$$\min N_o = 36,4 \text{ kN/m}$$

Nachweis

$$\max N_o = 74,52 \text{ kN/m} < 197,10 \text{ kN/m}$$

$$\min N_o = 51,66 \text{ kN/m} > 36,4 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis der Auflast ist erfüllt. Ein Nachweis der Kelleraußenwand auf Erddruck ist nicht erforderlich.

Tabelle 4, S. 17 oder
DIN 1053-1, Tabelle 4a

DIN 1053-1, Tabelle 8

6.3 Doppelhaushälfte

6.3.1 Gebäudebeschreibung und Geometrie

Das Gebäude wird als erste Hälfte eines geplanten Doppelhauses errichtet. Für die Außenwände wird einschaliges verputztes Ziegelmauerwerk eingesetzt. Die tragenden und nichttragenden Innenwände bestehen ebenfalls aus Ziegeln. Als Wandbaustoff wurden Planziegel und Dünnbettmörtel nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik gewählt. Diese Zulassungen enthalten alle von DIN 1053-1 abweichenden bzw. über diese hinausgehenden Festlegungen für derartiges Mauerwerk. Die verwendeten Baustoff-Kombinationen sind in den Positionsplänen angegeben.

Es werden Stahlbetondecken ($d = 180 \text{ mm}$) verwendet. Zur Herstellung eines homogenen Putzgrundes wird das Deckenaufleger mit einem außenseitigen Deckenrandziegel ($d = 115 \text{ mm}$) abgemauert. Die Stahlbetondecke wird mit einer Auflagertiefe von ca. 125 mm auf eine besandete Bitumendachbahn DIN 52128 - R 500 aufgelagert, um schädliche Verformungen aus Kriechen und Schwinden der Decke möglichst von der Wand zu entkoppeln. Versuche haben gezeigt, dass durch die Verwendung dieser Trennlage eine weitgehende Entkopplung, jedoch kein Gleitlager entsteht. Die statisch erforderlichen Ringanker sind in der Deckenebene integriert.

Der Unterzug im Bereich des großen Fensters im Erdgeschoss wird mit einer wärmedämmten WU-Schale ausgeführt. Der Ringanker im Bereich des Drempels/Kniestocks wird ebenfalls mit WU-Schalen ausgeführt. Die Verwendung von WU-Schalen schafft eine erhöhte Sicherheit gegen Putzrisse durch einen einheitlichen Putzgrund und eine Verringerung der Schwindverformungen im Vergleich zu einem Stahlbetonbalken.

Da zum Zeitpunkt der Ausführungsplanung der Verkauf der zweiten Hälfte noch nicht absehbar war, wurde auf Wunsch des Bauherrn und überwiegend aus ästhetischen Gründen auch die Trennwand in der Außenwanddicke 300 mm errichtet und außenseitig mit einem Unterputz versehen.

Die Aspekte des Wärme-, Schall- und Brandschutzes wurden selbstverständlich bei der Planung berücksichtigt. Auf diese wird jedoch im Rahmen dieser Broschüre nicht weiter eingegangen.

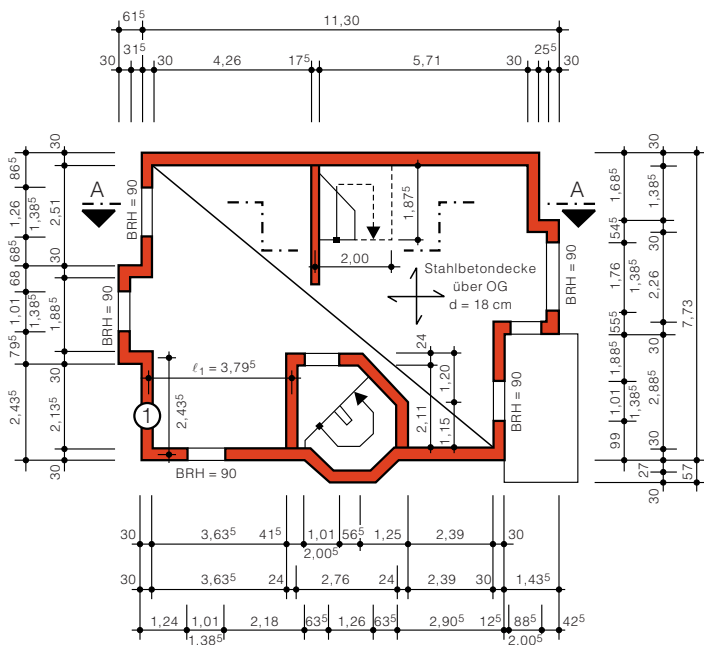
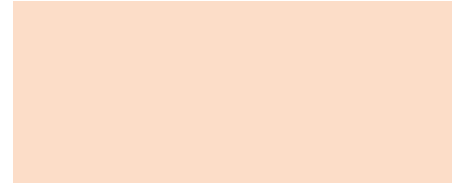
Exemplarisch werden an diesem Beispiel folgende Nachweise geführt:

1. gering belastete Außenwand im OG (vereinfachtes Verfahren)
2. hoch belastete Innenwand im EG (genauerer Verfahren)
3. Außenwandpfeiler im EG (vereinfachtes Verfahren)
4. Kellerwand (Einhaltung der Bedingungen für den Erddrucknachweis nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.2.3)
5. gering belastete Kellerwand

Alle Wandnachweise sind auf eine Wandlänge von 1 m bezogen (z. B. Schnittgrößen in kN/m oder kNm/m).

Geometrie

Die wesentlichen Gebäude- und Bauteilgeometrien können den nachfolgenden Positionsplänen entnommen werden. Der besseren Übersicht halber sind nichttragende Wände und Türschläge nicht eingezeichnet.



Beton: B 25

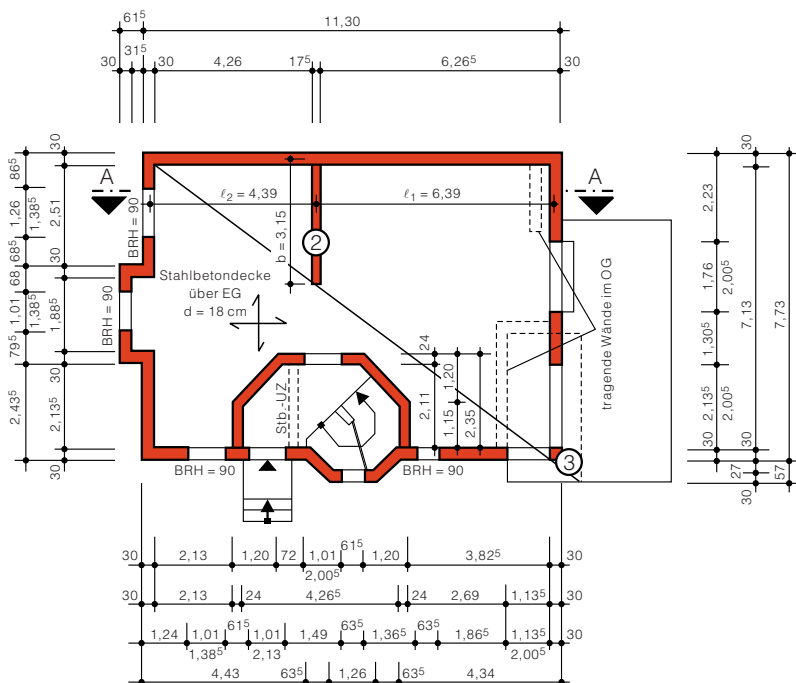
■ HLz-Plan*) 6 - 0,8 / DM

■ HLz-Plan*) 12 - 0,9 / DM

*) Planhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

① Außenwand:
HLz-Plan 6 - 0,8 / DM

Bild 53: Positionplan Obergeschoss



Beton: B 25

■ HLz-Plan*) 6 - 0,8 / DM

■ HLz-Plan*) 12 - 0,9 / DM

*) Planhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

② Innenwand:
HLz-Plan 12 - 0,9 / DM

③ Mauerwerk-Pfeiler:
HLz-Plan 6 - 0,8 / DM

Bild 54: Positionplan Erdgeschoss

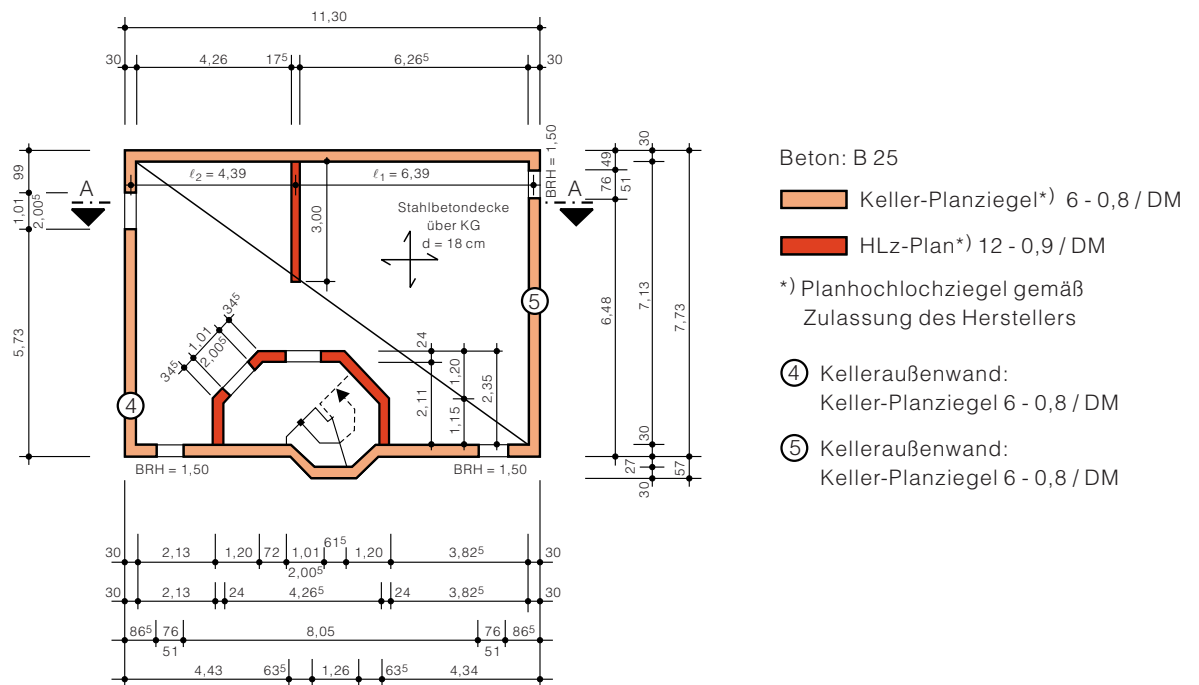


Bild 55: Positionsplan Kellergeschoss

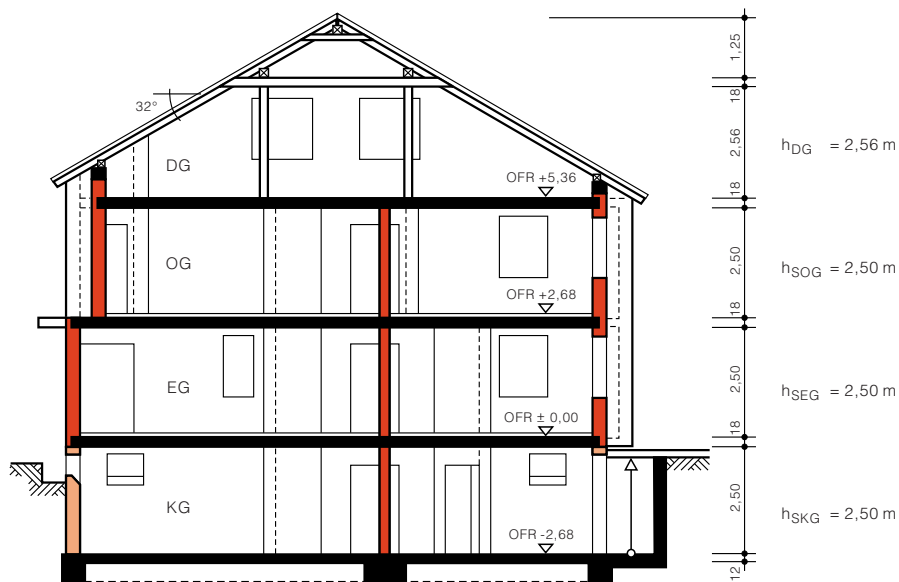


Bild 56: Schnitt A-A

6.3.2 Lastermittlung

Des Umfanges wegen wird hier auf die Wiedergabe der ausführlichen statischen Berechnungen (Dach- u. Geschossdecken) verzichtet. Nachfolgend sind die für die weitere Nachweisführung wesentlichen Lasten zusammengestellt.

6.3.3 Lastzusammenstellung

Vertikallasten

Im Folgenden werden die auf die einzelnen, nachzuweisenden Bauteile entfallenden Vertikallasten angegeben.

- Pos 1: Außenwand im Obergeschoss

Tabelle 16: Lastzusammenstellung Außenwand im OG

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Dachkonstruktion	2,50	2,09	4,59
2) Drempe	0,80	-	0,80
3) Decke über Obergeschoss (max. Auflagerkraft für NW am Wandkopf)	5,32	3,46	8,78
4) Decke über Obergeschoss (gleichmäßige Lastverteilung für NW am Wandfuß)	11,24	4,49	15,73
Σ 1 + 2 + 3 (max. Belastung am Wandkopf)	8,62	5,55	14,17
Σ 1 + 2 + 4 (vergleichmäßigte Last am Wandfuß)	14,54	6,58	21,12

- Pos 2: Innenwand im Erdgeschoss

Tabelle 17: Lastzusammenstellung Innenwand im EG

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Decke über Obergeschoss	21,94	11,57	33,51
2) Wandeigengewicht	5,28	-	5,28
3) Decke über Erdgeschoss (max. Auflagerkraft für NW am Wandkopf)	52,54	27,02	79,55
4) Decke über Erdgeschoss (gleichmäßige Lastverteilung für NW am Wandfuß)	30,69	15,69	46,38
5) Decke über Kellergeschoss	53,95	17,52	71,47
Σ 1 + 2 + 3 (max. Belastung am Wandkopf)	79,75	38,59	118,34
Σ 1 + 2 + 4 (vergleichmäßigte Last am Wandfuß)	57,90	27,26	85,17

- Pos 3: Mauerwerkspfeiler im Erdgeschoss

Tabelle 18: Lastzusammenstellung Pfeiler im EG

Lastursprung	G + P in kN
1) Unterzug UZ 1	40,77
2) Unterzug UZ 2	26,21
Σ 1 + 2	66,98

- Pos 4: Kellerwand mit Auflast

Tabelle 19: Lastzusammenstellung Kelleraußenwand (Pos. 4)

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Aus Dach / Decke über OG (s. Tabelle 14 ; Σ 1 + 2 + 4)	14,54	6,58	21,12
2) Außenwand Obergeschoss	7,83	-	7,83
3) Decke über Erdgeschoss	7,09	3,87	10,96
4) Außenwand Erdgeschoss	7,83	-	7,83
5) Decke über Kellergeschoss	3,44	4,23	7,67
Σ 1 + 2 + 3 + 4 + 5	40,72	14,68	55,40

- Pos 5: Kellerwand mit geringer Auflast

Tabelle 20: Lastzusammenstellung Kelleraußenwand mit geringer Auflast (Pos. 5)

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
Decke über Kellergeschoss	5,53	2,60	8,13

Horizontallasten

Die räumliche Steifigkeit ist nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.4 abzuschätzen. Ein Nachweis wird dort nicht verlangt, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind und wenn eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen, aussteifenden Wänden in Längs- und Querrichtung des Gebäudes vorhanden ist (vgl. hierzu Abschnitt 4.3).

Aus den Grundrissen der Doppelhaushälfte ist ersichtlich, dass das Gebäude eine ausreichende Anzahl aussteifender Längs- und Querwände besitzt. Ein Aussteifungsnachweis für die Doppelhaushälfte kann somit bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens entfallen (vgl. [1], Abschnitt 6.4). Soll der Standsicherheitsnachweis nach dem genaueren Verfahren geführt werden, so sind gemäß DIN 1053-1 [1], Abschnitt 7.3 in Wandebene die Windlasten zu berücksichtigen.

Dieser Nachweis wird im Zusammenhang mit der Berechnung der Innenwand Pos. 2 exemplarisch geführt, wobei außer den Windlasten auch die Lasten aus der Schrägstellung des Gebäudes berücksichtigt werden.

- Windlasten

Die Ermittlung der Windlasten erfolgt nach DIN 1055-4. Danach ergibt sich die Windlast rechtwinklig zur angeströmten Fläche zu

$$w = c \cdot q$$

mit

c Druckbeiwert nach DIN 1055-4, Abschnitt 6.3

c_p Winddruck ($c_p = 0,8$)

c_s Windsog ($c_s = -0,5$)

q Staudruck nach DIN 1055-4, Tabelle 1

für Gebäudehöhen $H \leq 8,0$ m $q = 0,5$ kN/m²

für Gebäudehöhen $8,0$ m $< H \leq 20,0$ m $q = 0,8$ kN/m²

Für den Nachweis der Stabilität des Gesamtgebäudes werden Winddruck und -sog betragsmäßig zusammengefasst, da sie gleichgerichtete Lastreaktionen hervorrufen.

$$c = |c_p| + |c_s| = 1,3$$

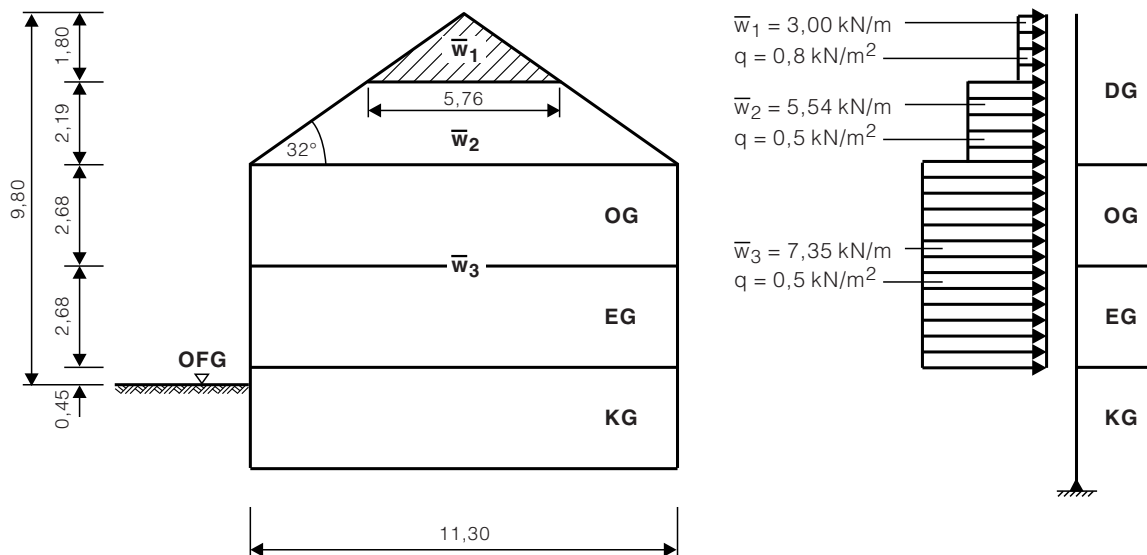


Bild 57: Windbelastung am Systemschnitt und Ersatzsystem (Querschnitt)

$$\bar{w}_1 = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 5,76/2 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$\bar{w}_2 = 1,3 \cdot 0,5 \cdot (5,76 + 11,30)/2 = 5,54 \text{ kN/m}$$

$$\bar{w}_3 = 1,3 \cdot 0,5 \cdot 11,30 = 7,35 \text{ kN/m}$$

- Lotabweichung

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.4 ist bei Gebäuden, bei denen die Aufnahme der Windkräfte rechnerisch nachgewiesen werden muss, auch die Aufnahme der Kräfte aus dem Lastfall Lotabweichung zu berücksichtigen. Dies gilt für die Berechnungen nach dem genaueren Verfahren. Diese Kräfte ergeben sich aus einer rechnerischen Schrägstellung des Gebäudes um den im Bogenmaß gemessenen Winkel

$$\varphi = \pm \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_G}}$$

mit

h_G Gebäudehöhe

und müssen bei der Bemessung der aussteifenden lotrechten Bauteile nachgewiesen werden.

$$h_G = 9,80 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_G}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{9,80}} = 0,0032$$

Die Lotabweichung wird ungünstig unter der Voraussetzung maximaler Belastung ermittelt.

Tabelle 21: Zusammenstellung der Vertikallasten

Bauteil	maßg. Fläche in m ²			Flächenlast in kN/m ²	Einzel- last in kN
	brutto	Abzug	netto		
Dach (anteilig)	37,94	0	37,94	3,44	130,33
Giebelwand (anteilig) d = 300 mm	12,15	0	12,15	3,13	38,03
Dach (anteilig)	68,28	0	68,28	1,13	77,39
Giebelwand (anteilig) d = 300 mm	42,03	3,44	38,59	3,13	120,79
Decke über Obergeschoss	78,81	3,34	75,47	8,62	650,55
Wände Obergeschoss d = 300 mm	101,84	10,08	91,76	3,27	299,59
d = 240 mm	17,13	2,02	15,11	2,76	41,70
d = 175 mm	7,50	0	7,50	2,11	15,83
Decke über Erdgeschoss	85,20	2,65	82,60	8,62	711,97
Wände Erdgeschoss d = 300 mm	100,58	19,27	81,31	3,13	254,50
d = 240 mm	18,38	2,02	16,36	2,76	45,15
d = 175 mm	7,50	0	7,50	2,11	15,83
Decke über Kellergeschoss	85,20	2,65	82,60	8,62	711,97
Wände Kellergeschoss d = 300 mm	99,94	3,19	96,75	2,70	261,22
d = 240 mm	18,38	4,03	14,35	2,76	39,59
d = 175 mm	7,50	0	7,50	2,11	15,83

Die in der Tabelle 21 angegebenen Abzugsflächen berücksichtigen Fenster- und Türöffnungen in den Wänden sowie Deckenaussparungen der Treppenanlage. Alle maßgebenden Bauteilflächen können anhand der vermaßten Grundrisse (Positionspläne) und des Schnittes ermittelt werden.

6 Bemessungsbeispiele

Exemplarisch gelten so für die Kelleraußenwände ($d = 300 \text{ mm}$) folgende Flächenzahlen:

$$A_{\text{brutto}} = (2 \cdot 7,13 + 11,30 + 4,43 + 2 \cdot 0,85 + 1,26 + 4,34) \cdot (2,50 + 0,18) \\ = 99,94 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Abzug}} = 1,01 \cdot 2,005 + 0,76 \cdot 0,51 \cdot 3 = 3,19 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{netto}} = 99,94 - 3,19 = 96,75 \text{ m}^2$$

Ermittlung der Gesamtvertikal- u. Horizontallasten infolge Lotabweichung pro Geschossebene

$$F_D = 130,33 + 38,03 + 120,79/2 = 228,76 \text{ kN}$$

$$H_{L1} = 0,0032 \cdot 228,76 = 0,73 \text{ kN}$$

$$F_{OG} = 77,39 + 120,79/2 + 650,55 + (299,59 + 41,70 + 15,83)/2 \\ = 966,90 \text{ kN}$$

$$H_{L2} = 0,0032 \cdot 966,90 = 3,09 \text{ kN}$$

$$F_{EG} = (299,59 + 41,70 + 15,83)/2 + 711,97 + (254,50 + 45,15 + 15,83)/2 \\ = 1048,27 \text{ kN}$$

$$H_{L3} = 0,0032 \cdot 1048,27 = 3,35 \text{ kN}$$

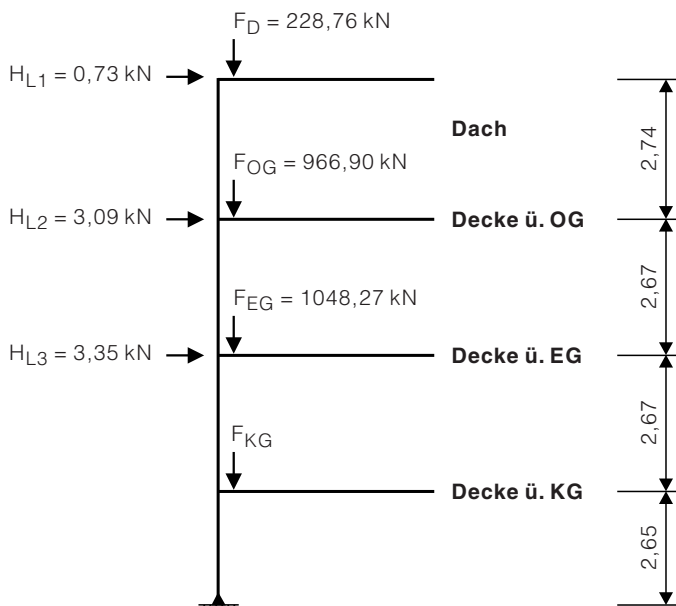


Bild 58: Horizontale Belastung infolge Lotabweichung

Erker:

$$\sqrt{(0,635)^2 + (0,57)^2} = 0,85$$

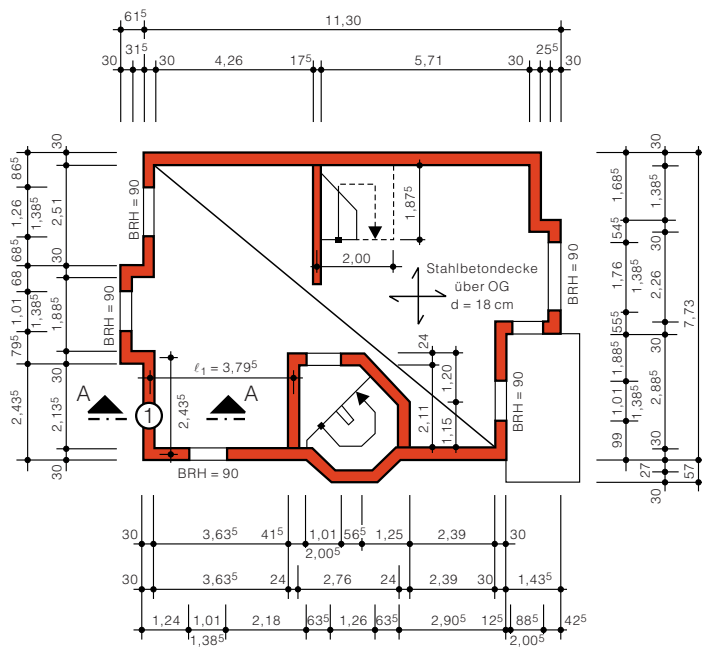
s. Tabelle 21

6.3.4 Standsicherheitsnachweis für die Bauteile

6.3.4.1 Pos. 1 Außenwand im Obergeschoss

Nachweis nach dem vereinfachten Verfahren nach DIN 1053-1

Geometrie



Beton: B 25

HLz-Plan*) 6 - 0,8 / DM

HLz-Plan*) 12 - 0,9 / DM

*) Planhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

① Außenwand:

HLz-Plan 6 - 0,8 / DM

$$b = \frac{1}{2} \cdot 0,30 + 2,13^5 + \frac{1}{2} \cdot 0,30 = 2,43^5 \text{ m}$$

$$\ell_1 = \frac{1}{3} \cdot 0,12 + 3,63^5 + \frac{1}{2} \cdot 0,24 = 3,79^5 \text{ m}$$

Bild 59: Grundriss OG

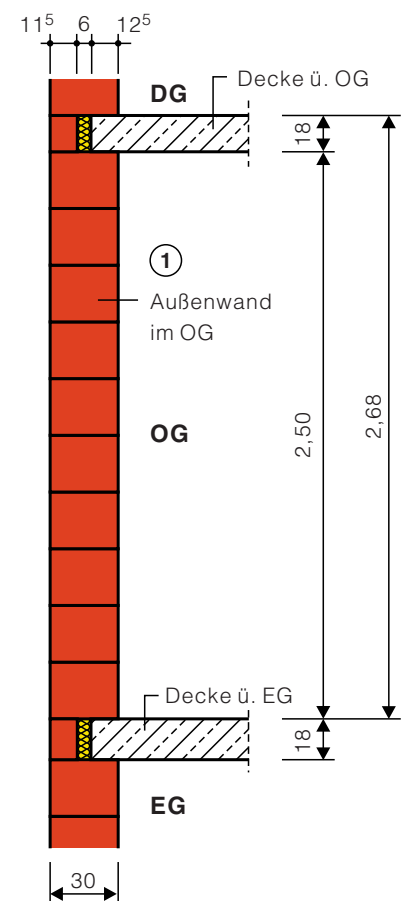
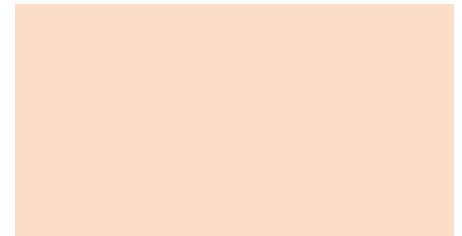


Bild 60: Schnitt A - A

Auflagertiefe Decke/Außenwand
vgl. Abschn. 6.3.1

Berechnungsgang

a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abschnitt 4.4.2)

Wandbreite	$b_{mw} = 2,435 \text{ m}$	
Wanddicke	$d_{mw} = 0,30 \text{ m}$	
Deckenstützweite	$\ell_1 = 3,795 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m} = \text{zul } \ell$
Lichte Geschosshöhe OG	$h_s = 2,50 \text{ m}$	$< 3,60 \text{ m} = 12 \cdot d_{mw}$
Verkehrslast	$p = 2,75 \text{ kN/m}^2$	$< 5,00 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$
Gebäudehöhe über Gelände H	$H = 9,80 \text{ m}$	$< 20 \text{ m}$

für eine einschalige Außenwand

b) Lastzusammenstellung

- Vertikallasten

Tabelle 22: Zusammenstellung der Vertikallasten

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) am Wandkopf ($\Sigma 1 + 2 + 3$ nach Abs. 6.3.3)	8,62	5,55	14,17
2) am Wandfuß ($\Sigma 1 + 2 + 4$ nach Abs. 6.3.3)	14,54	6,58	21,12
3) Wandeigengewicht	7,83	-	7,83
$\Sigma 2 + 3$ (am Wandfuß)	22,37	6,58	28,95

In der Regel ist es beim vereinfachten Verfahren ausreichend, den Nachweis am Wandfuß zu führen. Da hier aber am Wandkopf unmittelbar unter dem Dach und der Decke über OG eine relativ kleine Normalkraft auftritt, gilt auch diesem Punkt jeweils entsprechende Aufmerksamkeit.

Die maßgebenden Normalkräfte sind

Wandkopf	$N_k = 14,17 \text{ kN/m}$
Wandfuß	$N_f = 28,95 \text{ kN/m}$

- Horizontallasten

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.3 brauchen Windlasten beim vereinfachten Verfahren rechtwinklig zur Wandebene nicht angesetzt zu werden, wenn die räumliche Steifigkeit des Gebäudes als gegeben angesehen werden kann. Dies ist hier der Fall.

c) Schlankheit

Die Wand darf gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.7.1 b als dreiseitig gehalten angesehen werden, da

$$b_{mw} = 2,435 \text{ m} < 4,50 \text{ m} = 15 \cdot d_{mw}$$

Für $h_s \leq 3,50 \text{ m}$ kann der Abminderungsfaktor β vereinfachend nach DIN 1053-1, Tabelle 3 bestimmt werden.

$$\beta = 0,90$$

$$h_K = \beta \cdot h_s = 2,25 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,25}{0,30} = 7,50 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

d) Abminderungsfaktoren

$$k_1 = 1,0 \quad \text{für Wände}$$

$$k_2 = 1,0 \quad \text{da } h_K/d = 7,50 < 10$$

Für den Wandfuß kann

$$k_3^F = 1,0$$

gesetzt werden, da

$$l_1 = 3,795 \text{ m} < 4,20 \text{ m} = \text{zul } l$$

Am Wandkopf ist

$$k_3^K = 0,5$$

anzunehmen, da es sich um ein oberstes Geschoss handelt. Hierbei wird eine klaffende Fuge vorausgesetzt.

Der Abminderungsfaktor k ergibt sich zu

$$k = \min(k_1 \cdot k_2 \text{ oder } k_1 \cdot k_3) = 1,0$$

Damit erhält man für den Nachweis:

$$\text{am Wandkopf} \quad k^K = 0,5$$

$$\text{am Wandfuß} \quad k^F = 1,0$$

Der ungünstige Einfluss der Deckenverdrehung kann ausgeschaltet werden, wenn durch konstruktive Maßnahmen, wie z.B. Zentrierleisten, diesem entgegengewirkt wird. In diesem Fall könnte dann $k_3^K = 1,0$ gesetzt werden.

e) Nachweis

Grundwert der zulässigen Druckspannung für HLz-Plan 6-0,8 / DM

$$\sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

● Wandkopf

Zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k^K \cdot \sigma_0 = 0,5 \cdot 1,2 = 0,6 \text{ MN/m}^2$$

Rechnerische Wanddicke (Auflagertiefe der Decke)

$$d_R = 0,125 \text{ m}$$

Spannungsnachweis (für 1 m Wandlänge)

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N_K}{1,0 \cdot d_R} = \frac{14,17}{1,0 \cdot 0,125 \cdot 1000} = 0,11 \text{ MN/m}^2 < 0,6 \text{ MN/m}^2$$

● Wandfuß

Zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k^F \cdot \sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Rechnerische Wanddicke (Auflagertiefe der Decke)

$$d_R = 0,125 \text{ m}$$

Spannungsnachweis (für 1 m Wandlänge)

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N_F}{1,0 \cdot d_R} = \frac{28,95}{1,0 \cdot 0,125 \cdot 1000} = 0,23 \text{ MN/m}^2 < 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Die Zahlenergebnisse am Wandkopf und Wandfuß zeigen, dass die Nachweise mit weitem Abstand zur zulässigen Spannung erfüllt werden, was für Außenwandkonstruktionen aus Ziegelmauerwerk typisch ist.

i.A. nach Tabelle 4 bzw. DIN 1053-1 [1], Tabelle 4b, hier aber nach Zulassung des DIBt

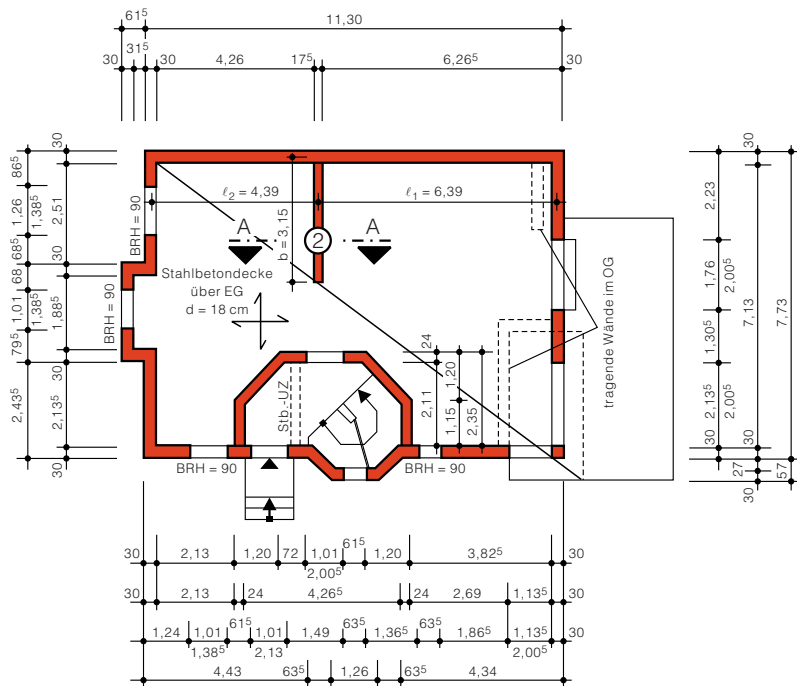
Das Deckenaufleger soll, wie in der Praxis üblich, aus 115 mm Vormauerung, 60 mm Dämmstoff und 125 mm Deckenauflege erstellt werden. Für den Ansatz der rechnerischen Wanddicke wurde auf Grund der geringen Auflast vereinfachend nur die Breite des Deckenauflegers angenommen, da die Auflagerkraft den wesentlichen Anteil der Wandbelastung ausmacht (ca. 60%), s. Abschn. 5.1.2..

Trotz der erhöhten Auflast infolge des Wandeigengewichtes wird nur der Nettoquerschnitt des Deckenauflegers in Rechnung gestellt. Der Nachweis kann somit auf der "sicheren" Seite liegend vereinfacht geführt werden.

6.3.4.2 Pos. 2 Innenwand im Erdgeschoss

Nachweisführung nach dem genaueren Verfahren

Geometrie



Beton: B 25

 HLz-Plan*) 6 - 0,8 / DM

 HLz-Plan*) 12 - 0,9 / DM

*) Planhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

② Innenwand:

HLz-Plan 12 - 0,9 / DM

 $b = \frac{1}{2} \cdot 0,30 + 3,00 = 3,15 \text{ m}$ $l_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,175 + 6,26 + \frac{1}{3} \cdot 0,12 = 6,39 \text{ m}$ $l_2 = \frac{1}{3} \cdot 0,12 + 4,26 + \frac{1}{2} \cdot 0,175 = 4,39 \text{ m}$

Bild 61: Grundriss EG

Da eine der beiden angrenzenden Deckenspannweiten (l_1) größer als 6 m ist, kann das vereinfachte Verfahren nicht mehr angewendet werden und es wird ein ausführlicher Nachweis nach dem genaueren Verfahren nach DIN 1053-1 erforderlich.

Eingangsgrößen

$$\sigma_0 = 1,8 \text{ MN/m}^2$$

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 4,81 \text{ MN/m}^2$$

Baustoffe: HLz Plan 12 - 0,9 / DM

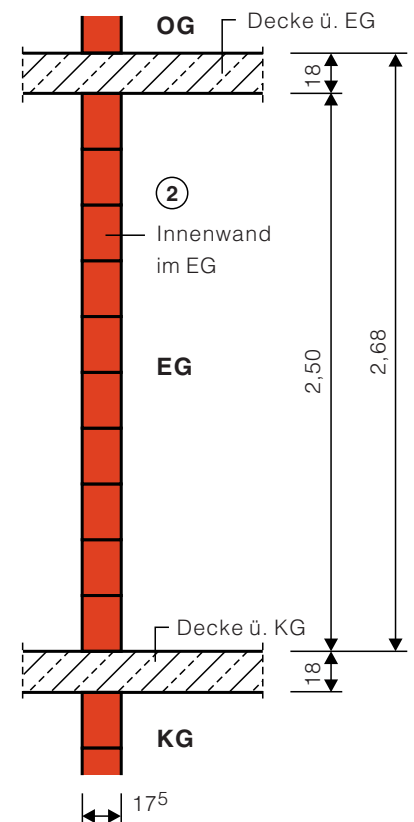
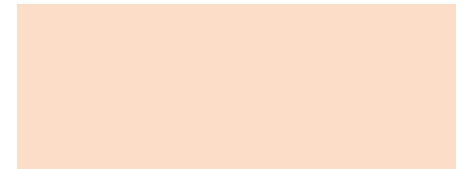
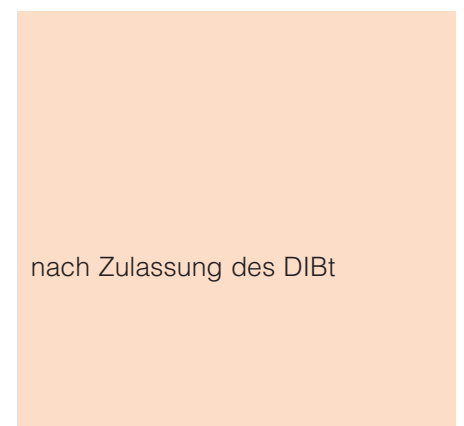


Bild 62: Schnitt A - A



nach Zulassung des DIBt

Abmessungen

$d_{mw} = 0,175 \text{ m}$	$h_s = 2,50 \text{ m}$	$h_3 = h_{KG} = 2,65 \text{ m}$	$d_{b1} = 0,18 \text{ m}$	$\ell_1 = 6,39 \text{ m}$
$b_{mw} = 3,15 \text{ m}$	$h_1 = h_{OG} = 2,68 \text{ m}$	$h_4 = 2,74 \text{ m}$	$d_{b2} = 0,18 \text{ m}$	$\ell_2 = 4,39 \text{ m}$
	$h_2 = h_{EG} = 2,68 \text{ m}$	$h_5 = h_{First} = 1,44 \text{ m}$		

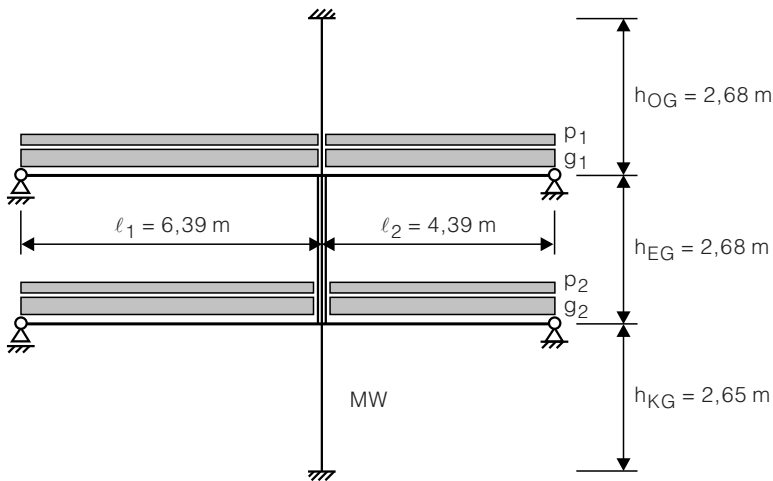


Bild 63: Übersicht Bezeichnungen am herausgeschnittenen Rahmensystem

Berechnungsgang

a) Lastzusammenstellung

- Vertikallasten

Tabelle 23: Zusammenstellung der Vertikallasten

Lastsprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) am Wandkopf ($\Sigma 1 + 2 + 3$ nach Abs. 6.3.3)	79,75	38,59	118,34
2) Wandeigengewicht	2,64	-	2,64
$\Sigma 1 + 2$ (in Wandmitte)	82,39	38,59	120,98
3) am Wandfuß ($\Sigma 1 + 2 + 4$ nach Abs. 6.3.3)	57,90	27,26	85,17
4) Wandeigengewicht	5,28	-	5,28
$\Sigma 3 + 4$ (am Wandfuß)	63,18	27,26	90,44

Für die Zusammenstellung der Vertikallasten am Wandkopf werden die berechneten Auflagerreaktionen der Decke ü. EG herangezogen. Daraus ergibt sich die maximale Belastung am Wandkopf ($\Sigma 1 + 2 + 3$) zu

$$N_K = 118,34 \text{ kN}$$

Auf Grund der Lastausbreitung in der Innenwand wird für den Wandfuß von einer gleichmäßig verteilten Belastung (infolge Deckenauflagerung) ausgegangen ($\Sigma 1 + 2 + 4$).

$$N_F = 90,44 \text{ kN}$$

● Horizontallasten

Die horizontalen Lasten aus Wind und Lotabweichung werden im Verhältnis der Biegesteifigkeiten der an der Aussteifung beteiligten Wände aufgeteilt.

Bei Wind in Querrichtung werden folgende Wände im Erdgeschoss zur Aussteifung herangezogen:

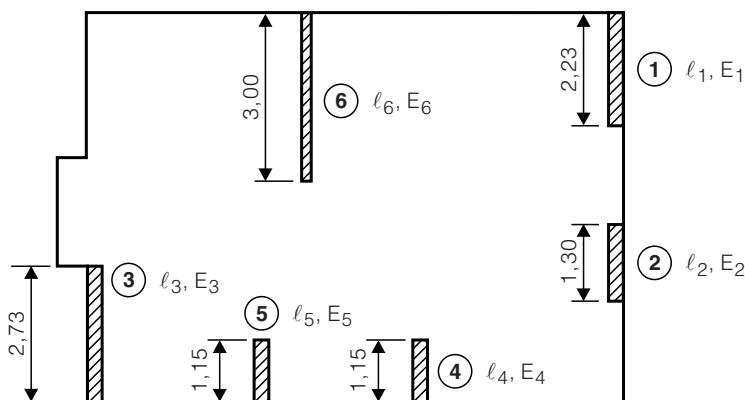


Bild 64: Lage und Größen der aussteifenden Wandscheiben

$$\text{Flächenträgheitsmoment je Wandscheibe} \quad I_i = \frac{d_i \cdot \ell_i^3}{12}$$

$$\text{Elastizitätsmodul von Mauerwerk} \quad E_i = 3000 \cdot \sigma_0$$

s. Tabelle 23

s. Tabelle 23

nach DIN 1053-1, Abschn. 7.2.2

Tabelle 24: Biegesteifigkeit der Aussteifung in Querrichtung
(Wandlänge ℓ , Wanddicke d , Grundwert der zulässigen Druckspannung σ_0 , rechn. E-Modul, Flächenträgheitsmoment I sowie Steifigkeit $E \cdot I$)

Wand- scheibe	ℓ_i in m	d_i in m	$\sigma_{0,i}$ in MN/m ²	E_i in MN/m ²	I_i in m ⁴	$E_i \cdot I_i$ in MNm ²
1	2,23	0,300	1,20	3600	0,277239	998,06
2	1,30	0,300	1,20	3600	0,054925	197,73
3	2,73	0,300	1,20	3600	0,508660	1831,18
4	1,15	0,240	1,80	5400	0,030418	164,25
5	1,15	0,240	1,80	5400	0,030418	164,25
6	3,00	0,175	1,80	5400	0,393750	2126,25
						Σ 5481,73

Entsprechend dem Anteil der Wandscheibe 6 (Pos. 2 im EG) an der Summe aussteifender Wände ergibt sich unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit die nachfolgende charakteristische horizontale Belastung.

Der Steifigkeitsfaktor f beträgt

$$f = 2126,25/5481,73 = 0,388$$

d. h. etwa 39 % der Horizontallasten werden durch diese Wandscheibe aufgenommen.

Wind	$w_1 = 3,00 \cdot 0,388 = 1,16 \text{ kN/m}$
	$w_2 = 5,54 \cdot 0,388 = 2,15 \text{ kN/m}$
	$w_3 = 7,35 \cdot 0,388 = 2,85 \text{ kN/m}$
Lotabweichung	$H_{L1} = 0,73 \cdot 0,388 = 0,28 \text{ kN/m}$
	$H_{L2} = 3,09 \cdot 0,388 = 1,20 \text{ kN/m}$
	$H_{L3} = 3,35 \cdot 0,388 = 1,30 \text{ kN/m}$

Ermittlung der Horizontallasten
siehe Abschnitt 6.3.3

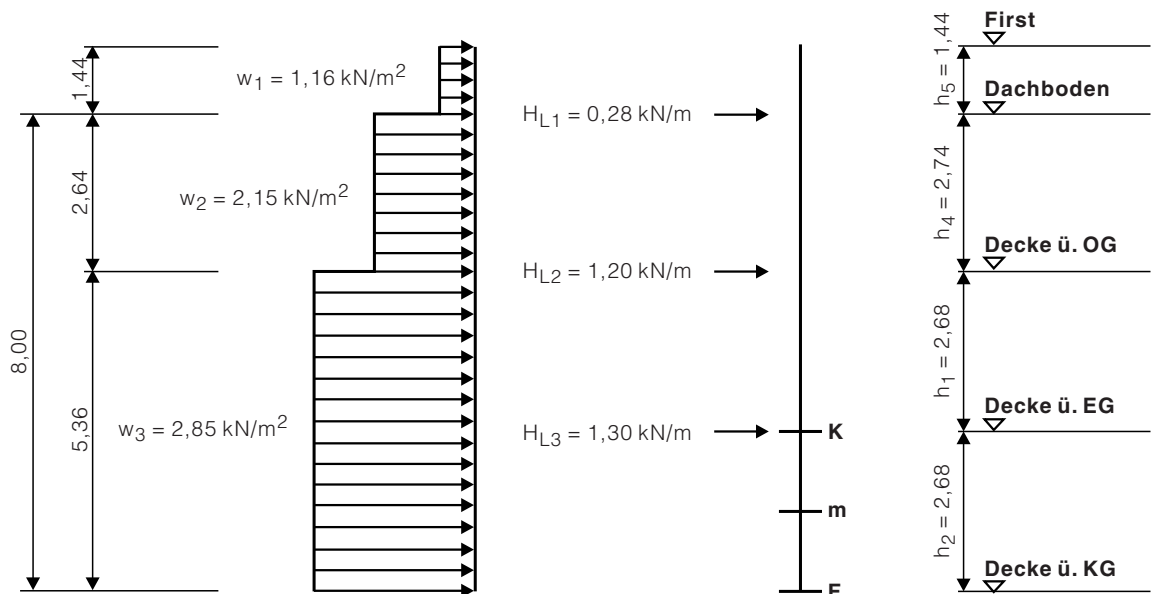


Bild 65: Horizontallasten aus Wind und Lotabweichung pro m Wandlänge

b) Biegemomente

Infolge Vertikallasten

Vorwerte

Elastizitätsmodul	$E_{mw} = 3000 \cdot \sigma_0 =$	5400 MN/m ²
	$E_b =$	30000 MN/m ²
Flächenträgheitsmoment	$I_{b1,b2} = 1/12 \cdot b \cdot d_{b1,b2}^3 =$	0,000486 m ⁴
(für $b = 1,0 \text{ m}$)	$I_{mw} = 1/12 \cdot b \cdot d_{mw}^3 =$	0,000447 m ⁴

Sollte für die Bemessung der Stahlbetondecken die neue DIN 1045-1 (Juli 2001) zu Grunde gelegt werden, so entspricht ein Normalbeton B 25 nunmehr einer Betonklasse C 20/25. Der entsprechende Wert des Elastizitätsmoduls ist mit $E_b = 28800 \text{ MN/m}^2$ etwas geringer als nach DIN 1045, Ausg. 1988 ($E_b = 30000 \text{ MN/m}^2$). Dieser Sachverhalt führt zu einer geringen Erhöhung der Wandknotenmomente, allerdings wirken sich diese nur unwesentlich auf die Bemessung der Mauerwerkswand aus.

Vorhandene Deckenbelastung

Decke über EG / KG

$$\text{Eigengewicht} \quad g_{1,2} = 0,18 \cdot 25 + 1,37 = 5,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast} \quad p_{1,2} = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens erfolgt an einem vereinfachten Ersatzsystem, wobei die halbe Verkehrslast als ständige Last angesetzt wird. Als maßgebende Spannweite wird bei zweiachsig gespannten Decken bis zu einem Spannweitenverhältnis von 1:2 die Stützweite der kürzeren Seite angenommen.

$$\ell_1 = 1/3 \cdot 0,12 + 6,26 + 1/2 \cdot 0,175 = 6,39 \text{ m} \quad (7,33 \text{ m})$$

$$\ell_2 = 1/3 \cdot 0,12 + 4,26 + 1/2 \cdot 0,175 = 4,39 \text{ m} \quad (7,33 \text{ m})$$

Nach Abschnitt 7.2.3 der DIN 1053-1 kann zur Ermittlung der Knotenmomente eine stark vereinfachte Berechnung (5%-Regel) herangezogen werden (vgl. auch Abschnitt 4.7.3.3). Voraussetzung hierfür ist, dass die Verkehrslast $p \leq 5 \text{ kN/m}^2$ beträgt. Im Rechenbeispiel ist diese Bedingung mit der anzusetzenden Verkehrslast von $p = 2,75 \text{ kN/m}^2$ eingehalten. Nachfolgend wird die Anwendung dieses Näherungsverfahrens exemplarisch gezeigt.

Knotenmomente am Wandkopf:

$$\text{Auflagerkraft Decke über EG} \quad A_{Z,EG} = 79,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausmitte der Auflagerkraft} \quad e_Z = 0,05 \cdot (\ell_1 - \ell_2) \cdot 2/3 = 0,0667 \text{ m}$$

$$\text{Deckeneinspannmoment} \quad M_K = A_{Z,EG} \cdot e_Z = 5,31 \text{ kNm/m}$$

Knotenmomente am Wandfuß:

$$\text{Auflagerkraft Decke über KG} \quad A_{Z,KG} = 71,47 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausmitte der Auflagerkraft} \quad e_Z = 0,05 \cdot (\ell_1 - \ell_2) \cdot 2/3 = 0,0667 \text{ m}$$

$$\text{Deckeneinspannmoment} \quad M_F = A_{Z,KG} \cdot e_Z = 4,77 \text{ kNm/m}$$

Planmäßige Ausmitte am Wandkopf:

$$\text{Auflast} \quad N_0 = N_K + A_{Z,EG} = 118,34 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ausmitte} \quad e_K &= \frac{M_K}{2 \cdot N_0} \\ &= \frac{5,31}{2 \cdot 118,34} \\ &= 0,0224 \text{ m} < d_{mw}/3 = 0,0583 \text{ m} \end{aligned}$$

Klammerwerte gelten für die zweite Spannrichtung

vgl. Tabelle 17, Abschnitt 6.3.3

vgl. Tabelle 17, Abschnitt 6.3.3

$N_K = 33,51 + 5,28 = 38,79 \text{ kN/m}$
(vgl. Tabelle 17)

Abgemindertes Deckeneinspannmoment

$$M_Z = M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)}$$

$$= -26,53 \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot 1,689 \cdot \left(1 + \frac{6,39}{4,39}\right)} = -10,38 \text{ kNm/m}$$

$$M'_Z = 2/3 \cdot M_Z = 2/3 \cdot (-10,38) = -6,92 \text{ kNm/m}$$

Wandmoment

$$\max M_O = -\frac{M'_Z}{2} = \frac{6,92}{2} = 3,46 \text{ kNm/m}$$

Volleinspannmoment Lastfall g + p rechts

$$M_{\text{voll}} = -\frac{q_2 \cdot \ell_1^2 - q_1 \cdot \ell_2^2}{8} = -\frac{7,25 \cdot 6,39^2 - 8,62 \cdot 4,39^2}{8}$$

$$= -16,24 \text{ kNm/m}$$

Abgemindertes Deckeneinspannmoment

$$M_Z = -16,24 \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot 1,689 \cdot \left(1 + \frac{6,39}{4,39}\right)} = -6,36 \text{ kNm/m}$$

$$M'_Z = 2/3 \cdot (-6,36) = -4,24 \text{ kNm/m}$$

Wandmoment

$$\min M_O = -\frac{M'_Z}{2} = \frac{4,24}{2} = 2,12 \text{ kNm/m}$$

Vereinfachte Rahmenberechnung Wandfuß

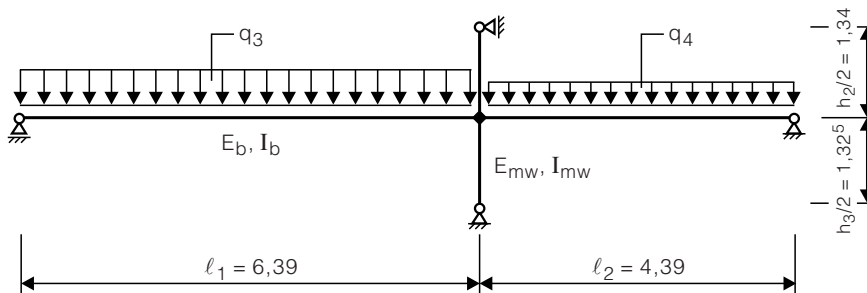


Bild 67: Teilsystem D nach Anhang A, Abschnitt 10.1

$$q_3 = g_2 + p_2 = 5,87 + 2,75 = 8,62 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = g_2 + 1/2 \cdot p_2 = 5,87 + 1/2 \cdot 2,75 = 7,25 \text{ kN/m}^2$$

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b \cdot I_{b2} \cdot h}{E_{mw} \cdot I_{mw} \cdot l_1} = \frac{2}{3} \cdot \frac{30000 \cdot 0,000486 \cdot 2,665}{5400 \cdot 0,000447 \cdot 6,39} = 1,679$$

Volleinspannmoment Lastfall g + p links

$$\begin{aligned} M_{\text{voll}} &= - \frac{q_3 \cdot l_1^2 - q_4 \cdot l_2^2}{8} \\ &= - \frac{8,62 \cdot 6,39^2 - 7,25 \cdot 4,39^2}{8} = - 26,53 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Abgemindertes Deckeneinspannmoment

$$\begin{aligned} M_Z &= M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \\ &= - 26,53 \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot 1,679 \cdot \left(1 + \frac{6,39}{4,39}\right)} = - 10,42 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M'_Z = 2/3 \cdot M_Z = 2/3 \cdot (- 10,42) = - 6,95 \text{ kNm/m}$$

Wandmoment

$$\max M_U = \frac{M'_Z}{2} = \frac{- 6,95}{2} = - 3,48 \text{ kNm/m}$$

Volleinspannmoment Lastfall g + p rechts

$$\begin{aligned} M_{\text{voll}} &= - \frac{q_4 \cdot l_1^2 - q_3 \cdot l_2^2}{8} = - \frac{7,25 \cdot 6,39^2 - 8,62 \cdot 4,39^2}{8} \\ &= - 16,24 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Abgemindertes Deckeneinspannmoment

$$M_Z = -16,24 \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot 1,679 \cdot \left(1 + \frac{6,39}{4,39}\right)} = -6,38 \text{ kNm/m}$$

$$M'_Z = 2/3 \cdot M_Z = 2/3 \cdot (-6,38) = -4,25 \text{ kNm/m}$$

Wandmoment

$$\min M_U = \frac{M'_Z}{2} = \frac{-4,25}{2} = -2,13 \text{ kNm/m}$$

Überlagerung der Momente aus den lotrechten Lasten - Biegemomente in Wandmitte

1) Wandkopf	$M_K = \min M_O = 2,12 \text{ kNm/m}$
Wandmitte	$M_M = \frac{M_K + M_F}{2} - M_K$ $= \frac{2,12 + 3,48}{2} - 2,12 = 0,68 \text{ kNm/m}$
Wandfuß	$M_F = \max M_U = -3,48 = 3,48 \text{ kNm/m}$
2) Wandkopf	$M_K = \max M_O = 3,46 \text{ kNm/m}$
Wandmitte	$M_M = \left \frac{M_K + M_F}{2} - M_K \right $ $= \left \frac{3,46 + 2,13}{2} - 2,13 \right = 0,67 \text{ kNm/m}$
Wandfuß	$M_F = \min M_U = -2,13 = 2,13 \text{ kNm/m}$

maßgebendes Biegemoment in Wandmitte: 0,68 kNm/m

Infolge Horizontallasten

Biegemomente infolge horizontaler Belastung in Wandrichtung, pro m Wandlänge

$$\begin{aligned} \text{am Wandkopf } M &= 1,16 \cdot 1,44 \cdot 5,80 + 2,15 \cdot 2,64 \cdot 4,00 + \\ & 2,85 \cdot 2,68^2 / 2 + 0,28 \cdot 5,42 + 1,20 \cdot 2,68 \\ &= 47,36 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{in Wandmitte } M &= 1,16 \cdot 1,44 \cdot 7,143 + 2,15 \cdot 2,64 \cdot 5,34 + \\ & 2,85 \cdot 4,02^2 / 2 + 0,28 \cdot 6,76 + \\ & 1,20 \cdot 4,02 + 1,30 \cdot 1,34 = 73,73 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{am Wandfuß } M &= 1,16 \cdot 1,44 \cdot 8,483 + 2,15 \cdot 2,64 \cdot 6,68 + \\ & 2,85 \cdot 5,36^2 / 2 + 0,28 \cdot 8,10 + \\ & 1,20 \cdot 5,36 + 1,30 \cdot 2,68 = 105,21 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

vgl. Bild 65

c) Schlankheit

Die Wand ist gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 7.7.2 als zweiseitig gehalten zu betrachten, da

$$b_{mw} = 3,15 \text{ m} > 2,625 \text{ m} = 15 \cdot 0,175 = 15 \cdot d_{mw}$$

Der Abminderungsfaktor β darf ohne Nachweis zu $\beta = 0,75$ gesetzt werden, da die Wanddicke $d_{mw} \leq 175 \text{ mm}$ entspricht und die Exzentrizität am Wandkopf bzw. am Wandfuß den Wert $e = d/3$ nicht überschreitet (s. d) Spannungsnachweise).

Knicklänge

$$h_K = \beta \cdot h_s = 0,75 \cdot 2,50 = 1,875 \text{ m}$$

Schlankheit

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{1,875}{0,175} = 10,71 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

d) Spannungsnachweis

● Wandkopf

Lasten aus Wind und Lotabweichung

$$M = 47,36 \text{ kNm/m}$$

$$N_\sigma = \pm 6 \cdot \frac{M}{b^2} = \pm 6 \cdot \frac{47,36}{(3,15 + 0,15)^2} = 26,09 \text{ kN/m}$$

Gesamtlast

$$N = N_K \pm N_\sigma = 118,34 \pm 26,09 = 144,43 \text{ kN/m} \quad \text{bzw. } 92,25 \text{ kN/m}$$

Planmäßige Ausmitte

$$e_K = \frac{M_K}{N} = \frac{3,46}{144,43} = 0,024 \text{ m} < 0,029 \text{ m} = d_{mw}/6$$

$$> 0,010 \text{ m} = d_{mw}/18$$

Bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e_K}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,024}{0,175} = 0,823$$

$$N_K = 118,34 \text{ kN/m} \quad (\text{s. Tabelle 23})$$

Der Scheibenquerschnitt ist vollständig überdrückt.

Ungerissener Querschnitt, Randspannung wird maßgebend.

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d_{mw}} \cdot (1 + m) = \frac{144,43}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot (1 + 0,823) = 1,50 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$\sigma_R = 1,50 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,81 / 2,0 = 3,20 \text{ MN/m}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$\beta_R = 4,81 \text{ MN/m}^2, \text{ s. S. 89}$$

● Wandmitte

Lasten aus Wind und Lotabweichung

$$M = 73,73 \text{ kNm/m}$$

$$N_\sigma = \pm 6 \cdot \frac{M}{b^2} = \pm 6 \cdot \frac{73,73}{(3,15 + 0,15)^2} = 40,62 \text{ kN/m}$$

Gesamtlast

$$N = N_M \pm N_\sigma = 120,98 \pm 40,62 = 161,60 \text{ kN/m} \quad \text{bzw. } 80,36 \text{ kN/m}$$

$$N_M = 120,98 \text{ kN/m (s. Tabelle 23)}$$

Der Scheibenquerschnitt ist vollständig überdrückt.

Planmäßige Ausmitte

$$e_M = \frac{M_M}{N} = \frac{0,68}{161,60} = 0,004 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e_M}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,004}{0,175} = 0,137$$

zusätzliche Exzentrizität

$$f = \bar{\lambda} \cdot \frac{1 + m}{1800} \cdot h_K = 10,71 \cdot \frac{1 + 0,137}{1800} \cdot 1,875 = 0,0127 \text{ m}$$

Gesamtverformung

$$e_M + f = 0,004 + 0,0127 = 0,0167 \text{ m} < 0,0292 \text{ m} = d_{mw} / 6$$

$$> 0,0097 \text{ m} = d_{mw} / 18$$

$$m_g = 6 \cdot \frac{e_M + f}{d_{mw}} = 6 \cdot \frac{0,0167}{0,175} = 0,573$$

ungerissener Querschnitt

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d_{mw}} \cdot (1 + m_g) = \frac{161,60}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot (1 + 0,573) = 1,45 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$\sigma_R = 1,45 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,81 / 2,0 = 3,20 \text{ MN/m}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$\beta_R = 4,81 \text{ MN/m}^2, \text{ s. S. 89}$$

● Wandfuß

Lasten aus Wind und Lotabweichung

$$M = 105,21 \text{ kNm/m}$$

$$N_\sigma = \pm 6 \cdot \frac{M}{b^2} = \pm 6 \cdot \frac{105,21}{(3,15 + 0,15)^2} = 57,97 \text{ kN/m}$$

Gesamtlast

$$N = N_F \pm N_\sigma = 90,44 \pm 57,97 = 148,41 \text{ kN/m} \quad \text{bzw. } 32,47 \text{ kN/m}$$

Planmäßige Ausmitte

$$e_F = \frac{M_F}{N} = \frac{3,48}{148,41} = 0,023 \text{ m} < 0,029 \text{ m} = d_{mw}/6$$

$$> 0,010 \text{ m} = d_{mw}/18$$

Bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e_F}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,023}{0,175} = 0,789$$

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d_{mw}} \cdot (1 + m) = \frac{148,41}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot (1 + 0,789) = 1,52 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$\sigma_R = 1,52 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,81 / 2,0 = 3,20 \text{ MN/m}^2$$

$$N_F = 90,44 \text{ kN/m} \text{ (s. Tabelle 23)}$$

Der Scheibenquerschnitt ist vollständig überdrückt.

ungerissener Querschnitt

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$\beta_R = 4,81 \text{ MN/m}^2, \text{ s. S. 89}$$

Berechnungsgang**a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abs. 4.4.2)**

Pfeilerquerschnitt	$b_{mw} = 0,30 \text{ m}$		
	$d_{mw} = 0,30 \text{ m}$		
Stützweite	$\ell_1 = 2,295 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m} = \text{zul } \ell$	(hier Spannweite des aufliegenden Unterzuges)
Lichte Höhe des Pfeilers	$h_s = 2,26 \text{ m}$	$< 3,60 \text{ m} = 12 \cdot d_{mw}$	(für eine einschalige Außenwand)
Verkehrslast	$p = 5,00 \text{ kN/m}^2$	$= 5,00 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$	(Balkon $< 10 \text{ m}^2$)
Gebäudehöhe über Gelände $H = 9,80 \text{ m}$		$< 20 \text{ m}$	

b) Lastzusammenstellung

- Vertikallasten

Tabelle 25: Zusammenstellung der Vertikallasten

Lastursprung	G + P in kN
1) am Pfeilerkopf	66,98
2) Pfeilereigengewicht	2,41
Σ 1 + 2 (am Pfeilerfuß)	69,39

Der Nachweis wird mit der maximalen Normalkraft am Pfeilerfuß geführt.

$$N_F = 69,39 \text{ kN}$$

- Horizontallasten

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.3 brauchen Windlasten beim vereinfachten Verfahren rechtwinklig zur Wandebene nicht angesetzt zu werden, da die räumliche Steifigkeit des Gebäudes als gegeben vorausgesetzt wird (vgl. Abs. 6.3.3).

c) Schlankheit

Der Pfeiler ist gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.7.1 als zweiseitig gehalten anzusehen. Für zweiseitig gehaltene Wände gilt allgemein:

$$h_K = h_s = 2,26 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,26}{0,30} = 7,53 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

d) Abminderungsfaktoren

Ausgehend von der Annahme, dass der Pfeiler aus ungeteilten Ziegeln mit einem Steinformat von 12 DF (300 mm x 300 mm x 249 mm) gemauert wird, ist:

$$k_1 = 1,0$$

anzusetzen.

Weiterhin gilt:

$$k_2 = 1,0 \quad \text{da } h_K/d = 2,26/0,30 = 7,50 < 10$$

$$k_3 = 1,0 \quad \text{da } \ell_1 = 2,30 \text{ m} < 4,20 \text{ m}$$

$$k = \min(k_1 \cdot k_2 \text{ oder } k_1 \cdot k_3) = 1,0$$

e) Nachweis

Grundwert der zulässigen Druckspannung für HLz - Plan 6 - 0,8 / DM.

$$\sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N_K}{b_{mw} \cdot d_{mw}} = \frac{69,39}{0,30 \cdot 0,30 \cdot 1000} = 0,77 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Spannungsnachweis

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$0,77 \text{ MN/m}^2 < 1,2 \text{ MN/m}^2$$

nach entsprechender bauausichtlicher Zulassung des DIBt

Der Standsicherheitsnachweis nach dem vereinfachten Verfahren ist damit erbracht.

6.3.4.4 Pos. 4 Kelleraußenwand mit Auflast

Geometrie

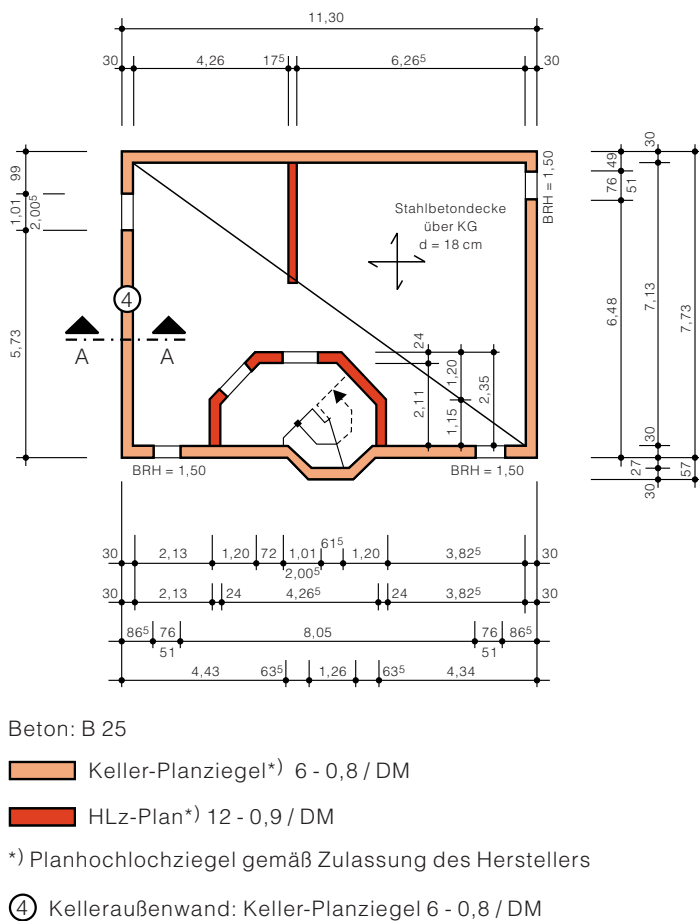


Bild 69: Grundriss KG

Eingangsgrößen

Einschalige Kelleraußenwand

Baustoffe

Mauerwerk aus Keller-Planziegeln 6 - 0,8 / DM $\sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$

Abmessungen

$$d_{\text{mw}} = 0,30 \text{ m}$$

$$h_s = h_{\text{sKG}} = 2,50 \text{ m}$$

Anschüttung

$$\rho_e = 19,0 \text{ kN/m}^2$$

$$h_e = 2,41 \text{ m}$$

Belastung

Verkehrslast auf Erdreich wirkend

$$p = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

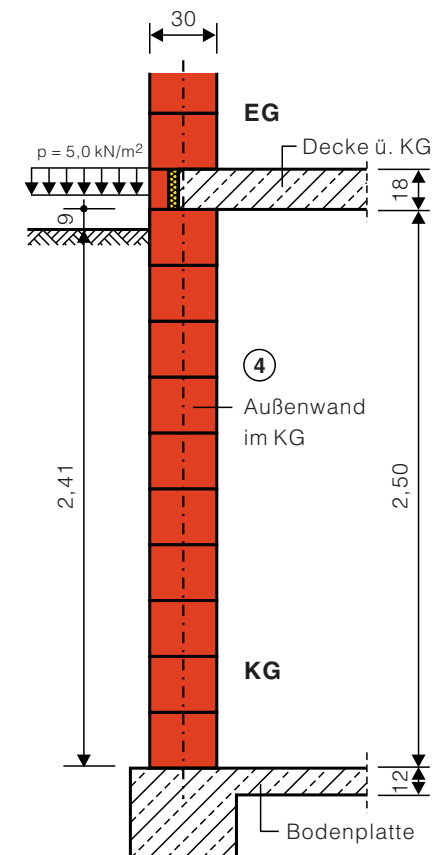


Bild 70: Schnitt A - A

(nach Zulassung des DIBt)

Berechnungsgang

a) Lastzusammenstellung (vgl. Tabelle 19, Abschnitt 6.3.3)

Auflasten unter Decke über KG

Eigenlast $N_0 = g = 40,72 \text{ kN/m}$

Verkehrslast $p = 14,68 \text{ kN/m}$

Gesamtlast $q = 55,40 \text{ kN/m}$

b) Überprüfung der Bedingungen für den Entfall des Erddrucknachweises

Nach DIN 1053 Teil 1, Abschnitt 8.1.2.3 darf der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

Lichte Höhe der Kellerwand vorh. $h_s = 2,50 \text{ m} < 2,60 \text{ m} = \text{zul } h_s$

Wanddicke vorh. $d_{mw} = 0,30 \text{ m} > 0,24 \text{ m} = \text{erf. } d_{mw}$

Die Kellerdecke wirkt als Scheibe.

Verkehrslast auf der Geländeoberfläche, allgemein $p = 5,00 \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$

Die Geländehöhe steigt nicht an und die Anschütthöhe ist nicht größer als die Wandhöhe.

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.2.3 muss entweder die Wandlängsnormalkraft N_1 aus ständiger Last in halber Anschütthöhe (Variante 1) oder die ständige Auflast N_0 der Kellerwand unterhalb der Kellerdecke (Variante 2) innerhalb der zu ermittelnden Grenzwerte liegen.

Exemplarisch wird der Grenzlastnachweis für die ständige Auflast N_0 (Variante 2) geführt.

$$\max N_0 \geq N_0 \geq \min N_0$$

$$\max N_0 = 0,45 \cdot d_{mw} \cdot \sigma_0 = 162,0 \text{ kN/m}$$

$$\min N_0 = 46,40 \text{ kN/m}$$

$$162,0 \text{ kN/m} > 40,72 \text{ kN/m} < 46,40 \text{ kN/m}$$

Die Anforderungen an die Normalkraft N_0 nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.2.3 sind nicht eingehalten. Vergleichend soll der Nachweis auch noch mit den Tabellen für Kelleraußenwände aus Ziegelmauerwerk nach HAMMES (s. [8] bzw. Abschnitt 4.5) geführt werden.

$\min N_0$ nach DIN 1053-1, Tab. 8 mit $h_e = 2,41 \text{ m}$, Zwischenwerte geradlinig interpoliert

c) Bemessung nach den Tragfähigkeitstabellen von HAMMES

Folgende Anwendungskriterien müssen erfüllt sein:

1. Ziegelfestigkeitsklasse ≥ 6
2. Ziegelrohrichteklasse $\geq 0,8$
3. Einsteinmauerwerk (Mauerwerk im Läuferverband)
4. zugelassene Mörtelgruppen: IIa, III, IIIa, LM 21, LM 36 und DM
5. Wandreibungswinkel $\delta = 0^\circ$
6. Bodenwichte 19 kN/m^3
7. Verkehrslast auf Gelände $p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$
8. Geschosshöhe $\leq 2,63 \text{ m}$

Eingangswerte

Wanddicke	$d_{mw} = 0,30 \text{ m}$
lichte Geschosshöhe	$h_s = 2,50 \text{ m}$
Anschütthöhe	$h_e = 2,41 \text{ m}$
Böschungswinkel	$\beta = 0^\circ$
Belastung auf dem Erdreich	$p = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Maßgebend für den vorliegenden Fall ist die Tabelle 501 aus [8]. Die Tabellen sind auch in Planungsunterlagen der Ziegelhersteller enthalten bzw. sind über die Arge Mauerziegel in Bonn zu beziehen.

erfüllt

erfüllt

erfüllt

erfüllt

erfüllt

erfüllt

erfüllt

erfüllt

Alle Bedingungen sind eingehalten.

Tabelle 26: Erforderliche Auflast N_0 am Wandkopf für Kellermauerwerk aus Ziegeln nach [8], für eine Verkehrslast von $p = 5 \text{ kN/m}^2$

Anschütthöhe h_e in m	erf N_0 am Wandkopf in kN		
	Böschungswinkel $\beta = 0^\circ$ Wanddicken d in mm		
	300	365	490
1,00	1,08	-	-
1,10	2,79	0,08	-
1,20	4,65	1,65	-
1,30	6,65	3,35	-
1,40	8,80	5,15	0,01
1,50	11,08	7,07	1,51
1,60	13,48	9,08	3,07
1,70	15,99	11,18	4,70
1,80	18,61	13,36	6,39
1,90	21,32	15,62	8,12
2,00	24,10	17,93	9,89
2,10	26,95	20,29	11,70
2,20	29,84	22,69	13,52
2,30	32,77	25,12	15,37
2,40	35,71	27,55	17,21
2,50	38,66	29,99	19,05
2,60	41,58	32,71	20,88

Lichte Kellerhöhe $h_s = 2,63 \text{ m}$ - Verkehrslast $p = 5 \text{ kN/m}^2$

Interpolation für $h_e = 2,41 \text{ m}$

$$\text{erf. min } N_0 = 35,71 + 0,1 \cdot (38,66 - 35,71) = 36,01 \text{ kN/m}$$

Nachweis

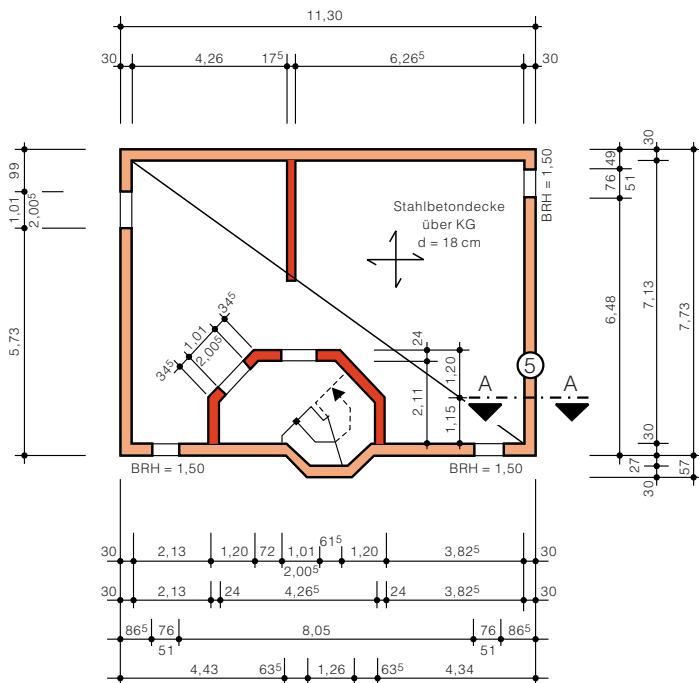
$$\text{vorh } N_0 = 40,72 \text{ kN/m} > \text{min } N_0 = 36,01 \text{ kN/m}$$

Die erforderliche Auflast am Wandkopf des Kellermauerwerks $\text{min } N_0$ kann durch Interpolation aus der Tabelle abgelesen werden.

Die Standsicherheit der Kelleraußenwand ist damit nach [8] nachgewiesen.

6.3.4.5 Pos. 5 Kelleraußenwand mit geringer Auflast

Geometrie



Beton: B 25

Keller-Planziegel*) 6 - 0,8 / DM

HLz-Plan*) 12 - 0,9 / DM

*) Planhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

- ⑤ Kelleraußenwand: Keller-Planziegel 6 - 0,8 / DM
Ziegel U-Schale mit bewehrtem Beton, Dämmung und Vormauerung

Bild 71: Grundriss KG

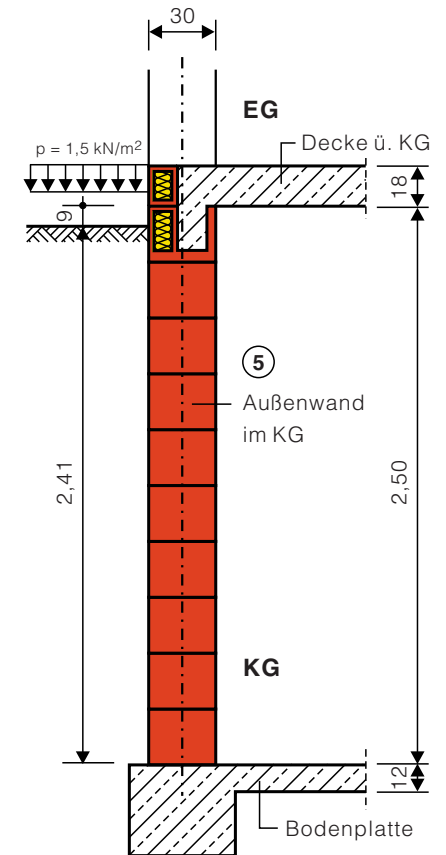


Bild 72: Schnitt A - A

Eingangsgrößen

Einschalige Kelleraußenwand

Baustoffe

Mauerwerk aus Keller-Planziegeln 6 - 0,8 / DM $\sigma_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$

Abmessungen

$$d_{\text{mw}} = 0,30 \text{ m}$$

$$h_s = h_{\text{sKG}} = 2,50 \text{ m}$$

Anschüttung

$$\rho_e = 19,0 \text{ kN/m}^2$$

$$h_e = 2,41 \text{ m}$$

Belastung

Verkehrslast auf Erdreich wirkend

$$p = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

nach Zulassung des DIBt

Es wird davon ausgegangen, dass kein Fahrverkehr möglich ist.

Berechnungsgang

a) Lastzusammenstellung (vgl. Tabelle 20, Abschnitt 6.3.2)

Auflasten unter Decke über KG

Eigenlast $N_0 = g = 5,53 \text{ kN/m}$

Vekehrslast $p = 2,60 \text{ kN/m}$

Gesamtlast $q = 8,13 \text{ kN/m}$

b) Überprüfung der Bedingungen für den Entfall des Erddrucknachweises

Nach DIN 1053 Teil 1, Abschnitt 8.1.2.3 darf der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

Lichte Höhe der Kellerwand $\text{vorh } h_s = 2,50 \text{ m} < 2,60 \text{ m} = \text{zul } h_s$

Wanddicke $\text{vorh } d_{\text{mw}} = 0,30 \text{ m} > 0,24 \text{ m} = \text{erf. } d_{\text{mw}}$

Die Kellerdecke wirkt als Scheibe.

Verkehrslast auf der Geländeoberfläche, allgemein $p = 1,50 \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$

Die Geländehöhe steigt nicht an und die Anschütthöhe ist nicht größer als die Wandhöhe.

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.2.3 muss entweder die Wandlängsnormalkraft N_1 aus ständiger Last in halber Anschütthöhe (Variante 1) oder die ständige Auflast N_0 der Kellerwand unterhalb der Kellerdecke (Variante 2) innerhalb der zu ermittelnden Grenzwerte liegen.

Exemplarisch wird der Grenzlastnachweis nach Tabelle 7, S. 30 geführt, welche in der Gl. (28) für eine lichte Kellerhöhe von 2,50 m und eine Ziegelrohdichte von 800 kg/m^3 ausgewertet wurde.

$$\max N_0 \geq N_0 \geq \min N_0$$

$$\max N_0 = 0,45 \cdot d \cdot \sigma_0 = 162,0 \text{ kN/m}$$

$$\min N_0 = 42,76 \text{ kN/m}$$

$$162,0 \text{ kN/m} > 5,53 \text{ kN/m} < 42,76 \text{ kN/m}$$

Die Bedingung ist nicht eingehalten. Der Abstand von N_0 zu $\min N_0$ ist so groß, dass die Nachweisführung auch mit den Tabellen nach HAMMES (vgl. Abs. 6.3.4.4) nicht möglich ist. Es ist daher ein genauerer Nachweis zu führen.

$\min N_0$ nach Tabelle 7, S. 30 mit $h_e = 2,41 \text{ m}$, Zwischenwerte geradlinig interpoliert

c) **Genauer Erddrucknachweis**

Es wird als konstruktive Maßnahme zur Aufnahme des "Gewölbeschubs" ein Biegeträger aus Stahlbeton im Bereich der Fensteröffnung unterhalb der Stahlbetondecke ausgebildet. Exemplarisch erfolgt der Wandnachweis unter der Annahme, dass eine vertikale Lastabtragung über eine Gewölbeausbildung in der Wand stattfindet.

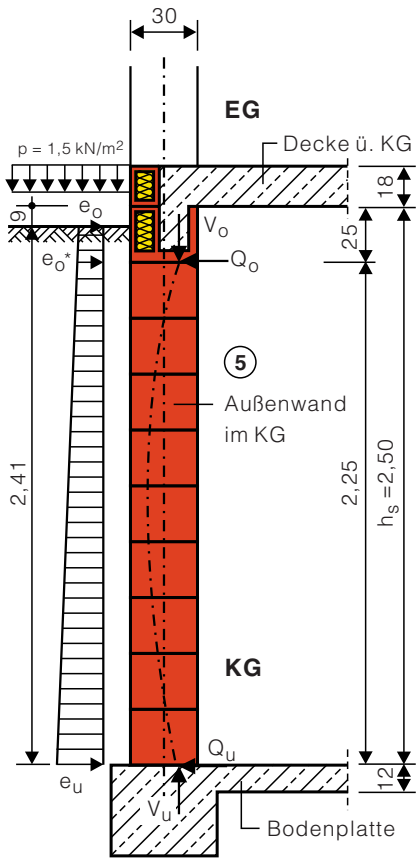


Bild 73: Schnitt durch die Kelleraußenwand mit zusätzlichem Biegeträger zur Aufnahme des vertikalen "Gewölbeschubs"

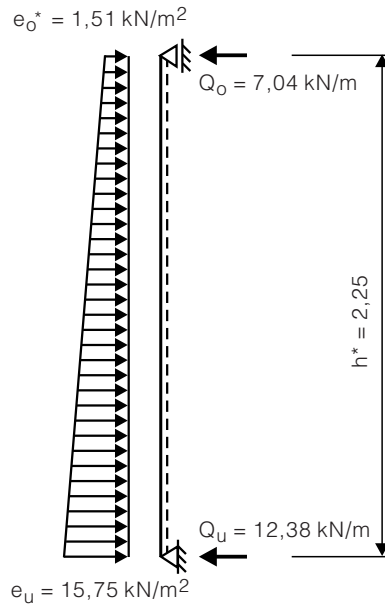


Bild 74: statisches System der Kellerwand

Beiwert für den aktiven Erddruck

$$k_a = 0,333$$

Erddruckordinaten an der Unterkante des Biegeträgers bei

$$h_e^* = 0,16 \text{ m}$$

$$e_o^* = (\rho_e \cdot h_e^* + p) \cdot k_a = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

$$e_u = (\rho_e \cdot h_e + p) \cdot k_a = 15,75 \text{ kN/m}^2$$

Schnittkräfte und Auflagerkräfte

Eine exakte Schnittkraftermittlung für das angesetzte Bogenmodell ist nicht erforderlich, da durch den bereits geführten Nachweis nach DIN 1053-1 die am Auflager des "Bogens" wirkenden Kräfte bekannt sind und nur noch durch konstruktive Maßnahmen deren Aufnahme gesichert werden muss.

Dem Nachweis nach DIN 1053-1 liegt genau genommen die Annahme zu Grunde, dass sich innerhalb der betrachteten Wand eine Gewölbetragswirkung ausbildet und die Horizontallasten aus der Erddruckbeanspruchung darüber abgetragen werden. Die Größe $\max N_o$ sichert dabei gegen den Fall ab, dass auf Grund der Biegebeanspruchung aus der Bogentragwirkung die zulässige Mauerwerksdruckspannung am äußeren Rand nicht überschritten wird. Da die vorhandene Last N_o unterhalb dieses Grenzwertes liegt, kann davon ausgegangen werden, dass dieser Nachweis eingehalten ist.

Die Größe $\min N_o$ charakterisiert hingegen den aufgrund der vorhandenen Geometrie und Lasten entstehenden Bogenschub, der durch die Konstruktion aufzunehmen ist. Die vorhandene Normalkraft N_o in der Wand liegt unterhalb dieses Wertes, womit der Nachweis zunächst nicht erfüllt war. Durch Ausbildung eines ausreichend steifen Stahlbetonträgers kann dieser Bogenschub jedoch aufgenommen werden. Dies bedeutet, für das hier zugrunde liegende Gewölbemodell wird sich an den Auflagern die Größe $\min N_o$ einstellen, womit sich für die gesuchten Größen V_o und V_u ergibt:

Maßgebende Vertikalkräfte

$$V_o = V_u = \min N_o = 42,76 \text{ kN/m}$$

Die Ausmitte des Bogenschubes zur Querschnittsschwerachse wird analog DIN 1053-1 zu $d/3$ gesetzt. Da der Druckspannungsnachweis nicht mehr geführt werden muss, ist für die Wand nur der Nachweis auf Plattenschub zu erbringen.

Maßgebende Querkräfte

$$Q_u = (e_o^* + 2 \cdot e_u) \cdot \frac{h^*}{6} = 12,38 \text{ kN/m}$$

$$Q_o = (2 \cdot e_o^* + e_u) \cdot \frac{h^*}{6} = 7,04 \text{ kN/m}$$

Nachweise

● Wandkopf

Planmäßige Ausmitte

$$e_o = \frac{d_{mw}}{3} = 0,10 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e_o}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,10}{0,30} = 2,0$$

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{\min N_o}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{3 - m} = \frac{42,76}{1,0 \cdot 0,3 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{3 - 2,0} = 0,57 \text{ MN/m}^2$$

Mittlere Druckspannung

$$\sigma_m = \frac{\sigma_R}{2} = 0,285 \text{ MN/m}^2$$

Länge des überdrückten Querschnitts

$$3 L_c = \left(\frac{d_{mw}}{2} - \frac{d_{mw}}{3} \right) \cdot 3 = \frac{d_{mw}}{2} = 0,15 \text{ m}$$

Schubspannung

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{Q_o}{3 L_c \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{7,04}{0,15 \cdot 1,0 \cdot 1000} = 0,07 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis Plattenschub

$$\gamma \cdot \tau \leq \beta_{RHS} + \mu \cdot \sigma_m = 0,11 + 0,6 \cdot 0,285 = 0,28 \text{ MN/m}^2$$

$$\gamma \cdot \tau = 2,0 \cdot 0,07 = 0,14 \text{ MN/m}^2 < 0,28 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis ist erfüllt!

Querschnitt bis zur Hälfte gerissen

Eingehende Kennwerte: Die zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit wird aus Tabelle 6, S. 23 für Dünnbettmörtel und unvermörtelte Stoßfugen abgelesen.

Damit ergibt sich der Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit zu

$$\beta_{RHS} = 2 \cdot \sigma_{OHS} = 0,11 \text{ MN/m}^2$$

Der Reibungsbeiwert ist für alle Mörtelarten

$$\mu = 0,6$$

- Wandfuß

Planmäßige Ausmitte aus der Gewölbewirkung

$$e_u = \frac{d_{mw}}{3} = 0,10 \text{ m}$$

Moment am Wandfuß

$$M_u = V_u \cdot e_u = 4,276 \text{ kNm/m}$$

Normalkraft am Wandfuß

$$N_u = V_u + G_W = 49,51 \text{ kN/m}$$

Planmäßige Gesamtausmitte

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,086 \text{ m} < 0,10 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,05 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

Bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e_u}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,086}{0,30} = 1,72$$

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{N_u}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{3 - m} = \frac{42,76}{1,0 \cdot 0,3 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{3 - 1,72} = 0,45 \text{ MN/m}^2$$

Mittlere Druckspannung

$$\sigma_m = \frac{\sigma_R}{2} = 0,225 \text{ MN/m}^2$$

Länge des überdrückten Querschnitts

$$3 L_c = \left(\frac{d_{mw}}{2} - e_u \right) \cdot 3 = \left(\frac{0,30}{2} - 0,086 \right) \cdot 3 = 0,192 \text{ m}$$

Schubspannung

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{Q_u}{3 L_c \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{12,38}{0,192 \cdot 1,0 \cdot 1000} = 0,10 \text{ MN/m}^2$$

Querschnitt bis zur Hälfte gerissen

incl. Wandeigengewicht

Querschnitt ist teilweise gerissen

Nachweis Plattenschub

$$\gamma \cdot \tau \leq \beta_{\text{RHS}} + \mu \cdot \sigma_m = 0,11 + 0,6 \cdot 0,225 = 0,245 \text{ MN/m}^2$$

$$\gamma \cdot \tau = 2,0 \cdot 0,10 = 0,20 \text{ MN/m}^2 < 0,245 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis ist erfüllt!

d) Bemessung Stahlbetonbiegeträger

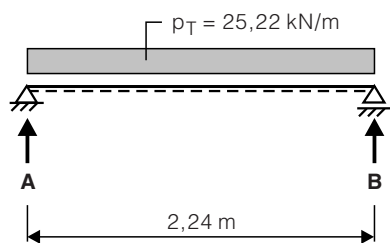


Bild 75: Statisches System Biegeträger

Anordnung des Biegeträgers unterhalb der Fensteröffnung und Deckenebene im Erdgeschoss (s. Bild 54, S. 76)

$$\ell = 1,05 \cdot \ell_w = 1,05 \cdot 2,135 = 2,24 \text{ m}$$

Belastung aus Gewölbeschub

$$p_T = V_o - N_o = 42,76 - 5,53 = 37,23 \text{ kN/m}$$

Schnitt- und Auflagerkräfte

$$A = Q_s = p_T \cdot \frac{\ell}{2} = 41,70 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{p_T \cdot \ell^2}{8} = 23,35 \text{ kNm}$$

Geometrie und Baustoffe

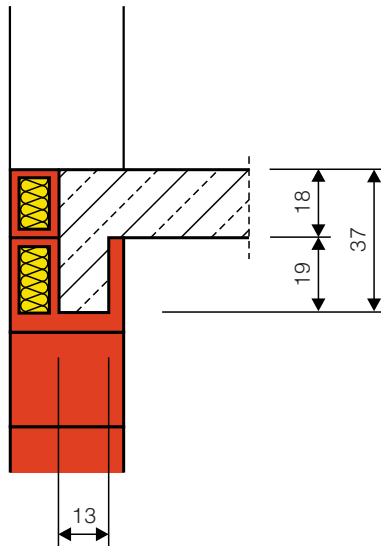


Bild 76: Querschnitt Biegeträger

Biegebemessung

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M_s / b_0}} = \frac{33,5}{\sqrt{23,35 / 0,13}} = 2,50$$

$$k_s = 3,90$$

$$k_z = 0,90$$

$$\text{erf. } A_s = \frac{M_s}{h} \cdot k_s = \frac{23,35}{33,5} \cdot 3,90 = 2,72 \text{ cm}^2$$

gewählt:

$$4 \text{ } \varnothing 10 \text{ mit vorh. } A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung

$$\tau_0 = \frac{Q_s}{b_0 \cdot z} \leq \lim \tau_0$$

$$z = k_z \cdot h = 30,15 \text{ cm}$$

$$\tau_0 = \frac{41,70}{13,0 \cdot 30,15} = 0,11 \text{ MN/m}^2 < 0,75 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{erf } a_{sb\bar{u}} = 0,140 \cdot b_0 \cdot \tau_0 = 0,140 \cdot 13,0 \cdot 0,11 = 0,20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

gewählt:

Bügel 2-schnittig $\varnothing 8/20$ konstruktiv

mit vorh. $a_s = 5,03 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Biegeträger:

Stahlbeton B25,
Betonstahl BSt 500 S

Betonquerschnitt:

$$b_0 = 13,0 \text{ cm}$$

$$d = 37,0 \text{ cm}$$

Nennmaß der Betondeckung:

$$\text{nom } c = 3,0 \text{ cm}$$

gew. Bewehrungsdurchmesser:

$$d_s = 10 \text{ mm}$$

stat. Nutzhöhe:

$$h = d - \text{nom } c - \frac{d_s}{2} = 33,5 \text{ cm}$$

z. B. aus [25]

Zur Rückverankerung des Biegeträgers im Mauerwerk werden an den Enden konstruktiv zwei Betonstabstähle ($2 \varnothing 10$) in einer Ziegel-WU-Schale senkrecht zum Balken angeordnet. Es wird so die Aufnahme des Bogenschubes konstruktiv gesichert. Eine ausreichende Verankerung des Mauerwerks mit der WU-Schale wird mit Flachstahlankern erreicht.

Schubbereich 1

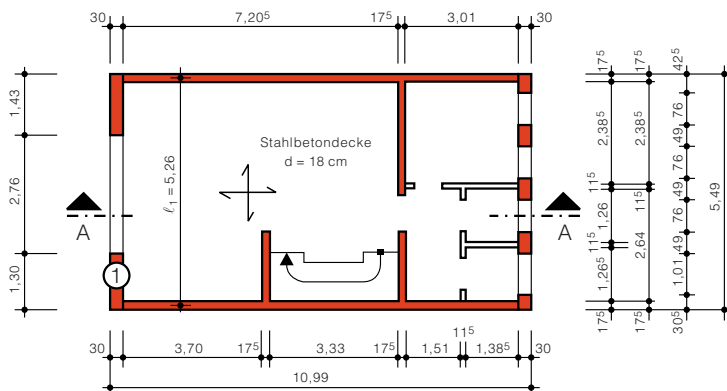
6.4 Aussteifungswand in einem Reihenmittelhaus

6.4.1 Gebäudebeschreibung und Geometrie

Im Beispiel wird der Standsicherheitsnachweis für eine ausgewählte aussteifende Außenwand im Erdgeschoss geführt. Maßgebend für die Nachweisführung ist der Bauzustand, in dem das Reihenmittelhaus frei steht (Einzelhaus). Dieser Belastungsfall ist als besonders kritischer Bemessungsfall für alle aussteifenden Bauteile anzusehen.

Geometrie

Die für die Bemessung wesentlichen Gebäude- und Bauteilabmessungen können dem Grundriss der Decke über dem Erdgeschoss und dem Schnitt A - A entnommen werden.



Beton: B 25

HLz-Block*) 12 - 0,8 / LM 36

HLz 12 - 1,0 / NM IIa

*) Blockhochlochziegel gemäß Zulassung des Herstellers

① Außenwand: HLz-Block*) 12 - 0,8 / LM 36

Bild 77: Grundriss Decke über Erdgeschoss

Tabelle 28: Geschossdecken

Aufgliederung der Lasten		
- Eigenlast		
Fußbodenaufbau		1,37 kN/m ²
180 mm Stahlbetondecke (B 25)		4,50 kN/m ²
		$g_{\text{DEG}} = 5,87 \text{ kN/m}^2$
- Verkehrslasten		
für Wohnräume mit ausreichender Querverteilung der Lasten nach DIN 1055-3, Tab. 1, Zeile 2a		
		1,50 kN/m ²
Trennwandzuschlag nach DIN 1055-3, Abs. 4 (2) für ein Wandgewicht $\leq 150 \text{ kg/m}^2$ Wandfläche (Rohdichteklasse 0,8)		
		1,25 kN/m ²
		$p = 2,75 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 29: Wände

Aufgliederung der Lasten		
Außenwand		
- Ringanker in WU-Schale mit Wärmedämmung und Stahlbeton (d = 300 mm)		
WU-Schale		0,13 kN/m
Stahlbeton		0,62 kN/m
Holzschwelle		0,05 kN/m
		$g_{\text{RA}} = 0,80 \text{ kN/m}$
- Mauerwerkswand incl. Putz ($d_{\text{AW1}} = 300 \text{ mm}$, $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$)		
20 mm mineralischer Leichtputz		0,25 kN/m ²
HLz-Block 12 - 0,8 / LM 36		2,70 kN/m ²
15 mm Gipsputz		0,18 kN/m ²
		$g_{\text{AW1}} = 3,13 \text{ kN/m}^2$
Giebelwand / Haustrennwand		
- Mauerwerkswand incl. Putz ($d_{\text{AW2}} = 175 \text{ mm}$, $\gamma = 12,0 \text{ kN/m}^3$)		
HLz-Block 12 - 1,0 / NM IIa		2,10 kN/m ²
15 mm Gipsputz		0,18 kN/m ²
		$g_{\text{AW2}} = 2,28 \text{ kN/m}^2$

Vertikallasten

● Dachkonstruktion

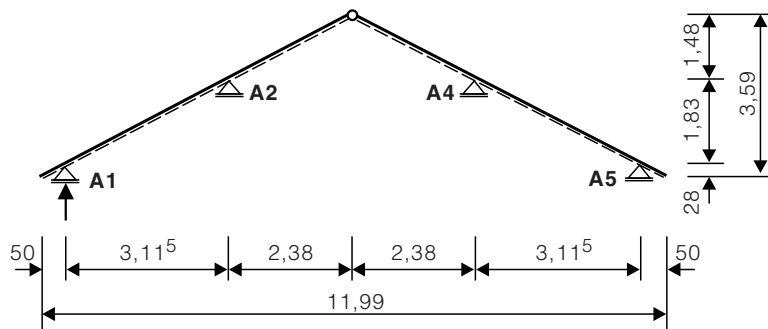


Bild 79: Statisches System der Dachkonstruktion

Die Stützkraftermittlung erfolgte rechnergestützt.

Auflager A1:

$$A_{g,D} = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$A_{p,D} = 1,88 \text{ kN/m}$$

● Decke über Ober-/Erdgeschoss

Als Geschossdecken werden zweiachsig gespannte Stahlbetondeckenplatten vorgesehen. In Gebäudelängsrichtung wird darüber hinaus die Durchlauftragwirkung der Deckenplatte berücksichtigt. Auf Grund der entsprechenden Stützweiten können mit den Berechnungshilfen von GRASSER und THIELEN in [26] die Auflagerreaktionen der zu untersuchenden Außenwand ermittelt werden. Auf eine Darstellung der einzelnen Berechnungsschritte soll im Weiteren jedoch verzichtet werden.

Als Auflagerkräfte der Geschossdecken werden folgende Werte der Berechnung zu Grunde gelegt:

$$A_g = 7,70 \text{ kN/m}$$

$$A_p = 3,62 \text{ kN/m}$$

● Wandeigengewicht

Drempel (Ringbalken und Mauerwerk) ($d = 300 \text{ mm}$, $h = 115 \text{ mm}$)

$$g_{Dr} = g_{RA} + g_{AW1} \cdot h = 1,16 \text{ kN/m}$$

Außenwand / Aussteifungswand Pos. 1 (je Geschoss) ($d_{AW1} = 300 \text{ mm}$)

Geschosshöhe: $h_s = 2,62 \text{ m}$

$g_{AW1,h} = g_{AW1} \cdot h_s = 8,20 \text{ kN/m}$

- Außenwand Pos. 1 und Unterzug im Erdgeschoss

Tabelle 30: Lastzusammenstellung für Außenwand

Lastsprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Dachkonstruktion ($A_{g,D}, A_{p,D}$)	2,40	1,88	4,28
2) Drempe (g_{Dr})	1,16	-	1,16
3) Decke über Ober- / Erdgeschoss (A_g, A_p)	7,70	3,62	11,32
4) Wandeigengewicht Obergeschoss ($g_{AW1,h}$)	8,20	-	8,20
$\Sigma 1 + 2 + 3 + 4$	19,46	5,50	24,96

- Unterzug im Erdgeschoss

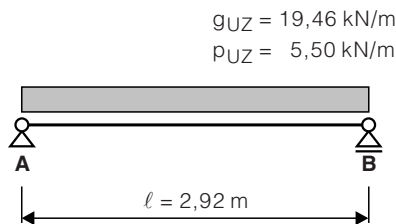


Bild 80: Statisches System und Belastung des Unterzugs

Auflagerkräfte (maßgebender Wandabschnitt):

$$B_g = 1/2 \cdot g_{UZ} \cdot l = 28,41 \text{ kN}$$

$$B_p = 1/2 \cdot p_{UZ} \cdot l = 8,03 \text{ kN}$$

Stabilität des Gesamtgebäudes

Aus dem Grundriss des Reihenmittelhauses ist ersichtlich, dass das Gebäude in Querrichtung (hier längere Seite) hinreichend ausgesteift ist. In Gebäudelängsrichtung fehlen entsprechend lange, aussteifende Wandscheiben, so dass die vorhandenen Wandschäfte der Außenwände rechnerisch unter horizontaler Belastung nachgewiesen werden müssen.

s. Tabelle 30

Die Auflagertiefe beträgt 24,0 cm. Daraus ergibt sich die Stützweite des Unterzugs zu

$$l = \frac{0,24}{3} + 2,76 + \frac{0,24}{3} = 2,92 \text{ m}$$

Außer den Windlasten werden auch die Horizontallasten aus der Schiefstellung des Gebäudes (Lotabweichung) bei der Berechnung berücksichtigt.

Horizontallasten

- Windlasten

Die Ermittlung der Windlasten erfolgt nach DIN 1055-4. Danach ergibt sich die Windlast rechtwinklig zur angeströmten Fläche zu

$$w = c \cdot q$$

mit

c Druckbeiwert nach DIN 1055-4, Abschnitt 6.3

c_p Winddruck ($c_p = 0,8$)

c_s Windsog ($c_s = -0,5$)

q Staudruck nach DIN 1055-4, Tabelle 1

für Gebäudehöhen $H \leq 8,0$ m

$q = 0,5$ kN/m²

für Gebäudehöhen $8,0$ m $< H \leq 20,0$ m

$q = 0,8$ kN/m²

Für den Nachweis der Stabilität des Gesamtgebäudes werden Winddruck und -sog zusammengefasst.

$$c = |c_p| + |c_s| = 1,3$$

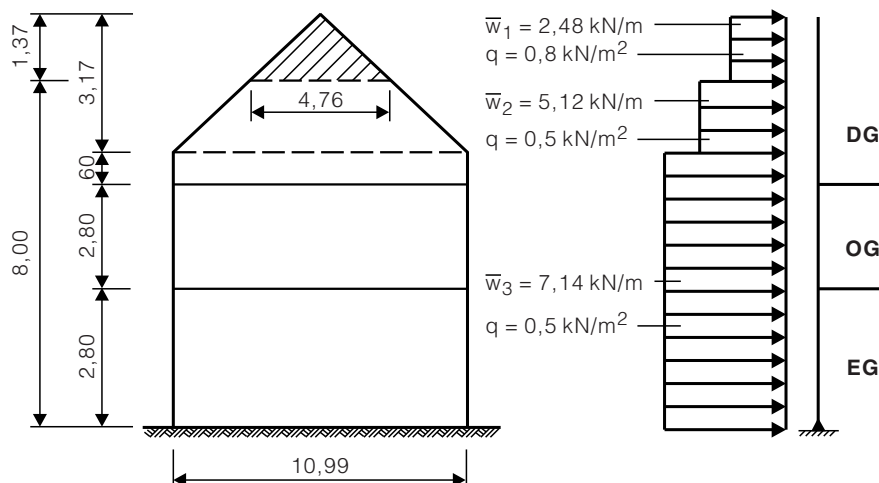


Bild 81: Windbelastung am Systemschnitt und Ersatzsystem (Querschnitt)

$$\bar{w}_1 = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 4,76/2 = 2,48 \text{ kN/m}$$

$$\bar{w}_2 = 1,3 \cdot 0,5 \cdot (10,99 + 4,76)/2 = 5,12 \text{ kN/m}$$

$$\bar{w}_3 = 1,3 \cdot 0,5 \cdot 10,99 = 7,14 \text{ kN/m}$$

- Lotabweichung

$$h_G = 2 \cdot 2,80 + (0,60 + 0,5 \cdot 3,17)^* = 7,785 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_G}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{7,785}} = 3,584 \cdot 10^{-3}$$

*mittlere Giebelhöhe

Tabelle 31: Zusammenstellung der Vertikallasten

Bauteil	maßg. Fläche in m ²	Flächenlast in kN/m ²	Einzellasten in kN
Dach	76,00	1,56	118,56
Kehlbalkendecke	26,40	1,60	42,24
Giebelwand d = 175 mm	41,40	2,28	94,39
Drempel	11,02 ¹⁾	1,16 ²⁾	12,78
Decke über Obergeschoss	55,07	8,62	474,70
Wände OG d = 300 mm	18,75	3,13	58,69
Wände OG d = 175 mm	67,68	2,28	154,31
Decke über Erdgeschoss	55,07	8,62	474,70
Wände EG d = 300 mm	18,75	3,13	58,69
Wände EG d = 175 mm	67,68	2,28	154,31

¹⁾ maßgebende Länge in m

²⁾ Linienlast in kN/m

$$\begin{aligned}
 F_D &= 118,56 + 42,24 + 1/2 \cdot 94,39 = & 208,00 \text{ kN} \\
 H_{L1} &= \varphi \cdot F_D = & 0,75 \text{ kN} \\
 F_{OG} &= 1/2 \cdot 94,39 + 12,78 + 474,70 + 1/2 \cdot (58,69 + 154,31) = & 641,18 \text{ kN} \\
 H_{L2} &= \varphi \cdot F_{OG} = & 2,30 \text{ kN} \\
 F_{EG} &= 1/2 \cdot (58,69 + 154,31) + 474,70 + 1/2 \cdot (58,69 + 154,31) = & 687,70 \text{ kN} \\
 H_{L3} &= \varphi \cdot F_{EG} = & 2,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

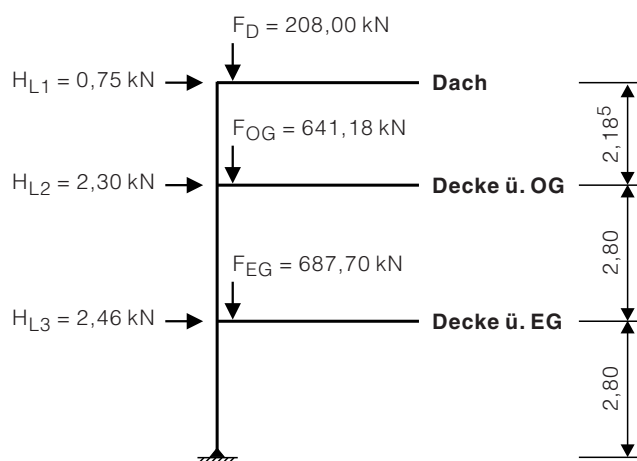


Bild 82: Statisches System und Belastung infolge Lotabweichung

6.4.3 Standsicherheitsnachweise

6.4.3.1 Pos. 1 Außenwand im EG

Bemessung nach DIN 1053-1 - Vereinfachtes Verfahren

Eingangsgrößen

Einschalige Außenwand

Baustoffe: HLz-Block 12-0,8 / LM 36

$$\sigma_0 = 1,1 \text{ MN/m}^2$$

Abmessungen (vgl. Bild 77 und 84)

$$\begin{array}{llll}
 d_{mw} = 0,30 \text{ m} & h_s = 2,62 \text{ m} & h_4 = 3,40 \text{ m} & d_b = 0,18 \text{ m} \\
 b_{mw} = 1,30 \text{ m} & h_1 = h_2 = 2,80 \text{ m} & h_5 = 1,80 \text{ m} & \ell_1 = 5,26 \text{ m} \\
 & h_3 = 2,185 \text{ m} & h_6 = h_{\text{First}} = 1,37 \text{ m} &
 \end{array}$$

s. Tabelle 31

nach Zulassung des DIBt

a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abs. 4.4)

Wanddicke	$d_{mw} = 0,30 \text{ m}$	
Deckenstützweite	$\ell_1 = 5,26 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m} = \text{zul } \ell$
Lichte Geschosshöhe	$h_s = 2,62 \text{ m}$	$< 3,60 \text{ m} = 12 \cdot d_{mw}$
Verkehrslast	$p = 2,75 \text{ kN/m}^2$	$< 5,00 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$
Gebäudehöhe über Gelände	$H = 9,37 \text{ m}$	$< 20 \text{ m}$

für eine einschalige Außenwand

Die Voraussetzungen sind erfüllt.

b) Lastzusammenstellung

- Vertikallasten

Die Auflagerkraft B_{UZ} aus dem Unterzug beträgt:

$$B_g = 28,41 \text{ kN}$$

$$B_p = 8,03 \text{ kN}$$

vgl. Abschnitt 6.4.2

Vereinfacht wird von einer gleichmäßigen Lastverteilung der Auflagerkraft des Unterzuges ausgegangen.

Resultierende Belastung

$$g = B_g / b_{mw} = 28,41 / 1,30 = 21,85 \text{ kN/m}$$

$$p = B_p / b_{mw} = 8,03 / 1,30 = 6,18 \text{ kN/m}$$

Tabelle 32: Zusammenstellung der Vertikallasten

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Auflast am Wandkopf ($\Sigma 1 + 2 + 3 + 4$ nach Tab. 32, Abschnitt 6.3.2)	19,46	5,50	24,96
2) aus Unterzug	21,85	6,18	28,03
$\Sigma 1 + 2$ (am Wandkopf)	41,31	11,68	52,99
3) Wandeigengewicht	8,20	-	8,20
$\Sigma 1 + 2 + 3$ (am Wandfuß)	49,51	11,68	61,19

- Horizontallasten aus Wind und Lotabweichung

Die zu untersuchende Außenwand hat auf Grund der geringen Anzahl ausreichend langer Wandscheiben einen nicht unerheblichen Lastanteil infolge Windbelastung und Lotabweichung in den Baugrund abzutragen. Die Gesamtaussteifung des Gebäudes (in Längsrichtung) wird wie im Bild 83 dargestellt durch die entsprechenden Wandscheiben realisiert. Infolge der zahlreichen Wandöffnungen in den Außenwänden ist die Anordnung von tragenden Innenwänden unumgänglich. Deren Standsicherheit und damit aussteifende Wirkung kann als gegeben vorausgesetzt werden. Für den Nachweis der Standsicherheit der zu betrachtenden Außenwand (Wandschaft 11) muss der resultierende Lastanteil aller in Gebäudelängsrichtung (in Wandrichtung) angreifenden Horizontallasten (Wind u. Lotabweichung) ermittelt werden. Dabei wird über den Abstand der Wirkungslinien der einzelnen Wandscheiben zum gemeinsamen Schubmittelpunkt die horizontale Beanspruchung auf die einzelnen aussteifenden Bauteile (Wand) aufgeteilt (s. Abschnitt 4.3.2 und 4.3.3). Es sind dabei Anteile aus Translation und Rotation zu berücksichtigen. Ein geeignetes Verfahren ist z.B. in [25] enthalten. Auf die Darstellung der einzelnen Berechnungsschritte soll im Rahmen dieser Broschüre verzichtet werden.

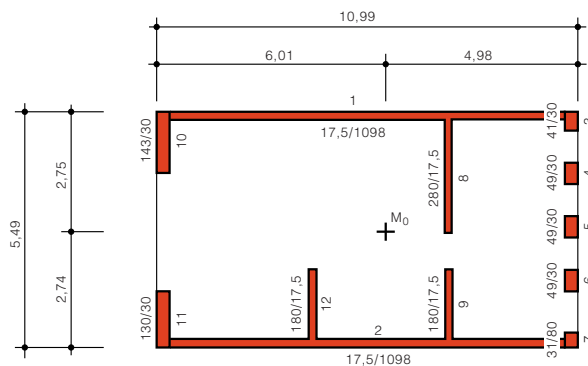


Bild 83: Anordnung der aussteifenden Wandscheiben

Für die nachzuweisende Außenwand (Wandschaft 11) ergibt sich entsprechend der Lage und Größe der aussteifenden Wände folgende horizontale Belastung:

Anteil zu übertragender Horizontallasten der Wandscheibe 11: = 9,5 %

Wind

$$w_1 = 2,48 \cdot 0,095 = 0,236 \text{ kN/m}^2$$

$$w_2 = 5,12 \cdot 0,095 = 0,486 \text{ kN/m}^2$$

$$w_3 = 7,14 \cdot 0,095 = 0,678 \text{ kN/m}^2$$

Lotabweichung

$$H_{L1} = 0,75 \cdot 0,095 = 0,071 \text{ kN/m}$$

$$H_{L2} = 2,30 \cdot 0,095 = 0,219 \text{ kN/m}$$

$$H_{L3} = 2,46 \cdot 0,095 = 0,234 \text{ kN/m}$$

Nach DIN 1053-1 Abschnitt 6.4 dürfen 15% des ermittelten horizontalen Kraftanteils einer Wand auf andere Wände umverteilt werden, wenn dies das statische System erlaubt. Der Horizontallastanteil der Außenwand (Wandschaft 11) wurde so um 15% gemindert. Die Umlagerung erfolgt auf die maßgebende, aussteifende Innenwand (Wandschaft 8).

Der Lastanteil wurde rechnergestützt ermittelt.

s. Abschnitt 6.4.2, S. 123

s. Abschnitt 6.4.2, S. 125

c) Biegemomente infolge Wind, Lotabweichung und Unterzugauf-
 rung

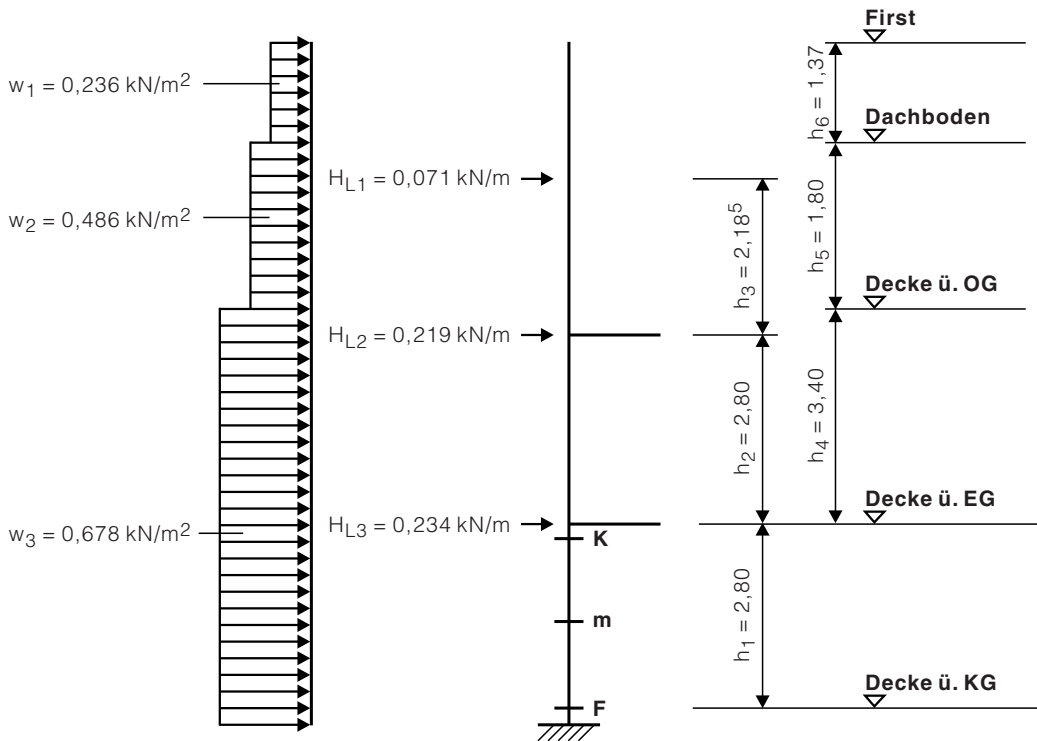


Bild 84: Horizontale Belastung der Wand pro m Wandlänge

am Wandfuß

$$M_{WL,F} = w_1 \cdot h_6 \cdot (h_1 + h_4 + h_5 + h_6/2) + w_2 \cdot h_5 \cdot (h_1 + h_4 + h_5/2) + w_3 \cdot (h_1 + h_4)^2 / 2 + H_{L1} \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + H_{L2} \cdot (h_1 + h_2) + H_{L3} \cdot h_1 = 24,49 \text{ kNm}$$

d) Schlankheit

Eine vereinfachte Ermittlung nach DIN 1053-1, Tabelle 3 ist nicht möglich, da der Knicklängenbeiwert β für die dreiseitig gehaltene Wand maximal bis zu einer Wanddicke von 240 mm tabellarisch angegeben wird.

Mit der Verwendung des Knicklängenbeiwertes β für zweiseitig gehaltene Wände liegt das Ergebnis der Nachweisführung stets auf der "sicheren Seite". Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wird der Beiwert β für eine zweiseitig gehaltene Wand ermittelt.

$$\beta = 0,9$$

Dies gilt für flächig aufgelagerte Massivdecken und Wanddicken von $175 < d_{mw} \leq 250 \text{ mm}$ sowie Mindestauflagertiefen von $a \geq 175 \text{ mm}$ bei $d_{mw} = 300 \text{ mm}$.

$$h_K = \beta \cdot h_s = 0,9 \cdot 2,62 = 2,36 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,36}{0,30} = 7,87 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

e) Abminderungsfaktoren

$$k_1 = 1,00, \quad \text{da } A = b_{mw} \cdot d_{mw} = 3900 \text{ cm}^2 > 1000 \text{ cm}^2 = \text{erf } A$$

$$k_2 = 1,00, \quad \text{da } h_K/d_{mw} = 7,86 < 10$$

$$k_3 = 0,82, \quad \text{da } \ell_1 = 5,26 \text{ m} > 4,20 \text{ m} = \text{zul } \ell$$

$$k = k_1 \cdot k_2 = 1,00 \quad \text{bzw.}$$

$$k = k_1 \cdot k_3 = 0,82$$

Der kleinere Wert ist maßgebend.

Ermittlung des Faktors k_3 nach
Tabelle 5, S. 18

$$k_3 = 1,7 - \frac{5,26}{6} = 0,82$$

f) Nachweis der Biegedruckspannung (Wandfuß)

Biegemomente infolge Wind und Lotabweichung

$$M = M_{WL,F} = 24,49 \text{ kNm}$$

maximale Normalkraft

$$\max N = q_F \cdot b_{mw} = 61,19 \cdot 1,30 = 79,55 \text{ kN}$$

Ausmitte

$$e = \frac{M}{\max N} = \frac{24,49}{79,55} = 0,308 \text{ m}$$

Länge des überdrückten Wandquerschnitts

$$3 L_c = 3 \cdot \left(\frac{b_{mw}}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{1,30}{2} - 0,308 \right) = 1,026 \text{ m}$$

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot \max N}{3 L_c \cdot d_{mw}} = \frac{2 \cdot 79,55}{1,026 \cdot 0,3 \cdot 1000} = 0,52 \text{ MN/m}^2$$

zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 = 0,82 \cdot 1,1 = 0,90 \text{ MN/m}^2$$

vgl. Tabelle 32

vgl. Seite 22

Spannungsnachweis

vorh $\sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$

$$\text{vorh } \sigma_D = \sigma_R = 0,52 \text{ MN/m}^2 < 0,90 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_D$$

Nachweis ist erbracht.

g) Nachweis der Schubspannungen (Wandfuß)

Vorhandene Beanspruchung

$$Q = w_1 \cdot h_6 + w_2 \cdot h_5 + w_3 \cdot (h_1 + h_4) + H_{L1} + H_{L2} + H_{L3} = 5,93 \text{ kN}$$

Biegemomente infolge Wind und Lotabweichung

$$M = M_{WL,F} = 24,49 \text{ kNm}$$

minimale Normalkraft

$$\text{min } N = g_F \cdot b_{mw} = 49,51 \cdot 1,30 = 64,36 \text{ kN}$$

Ausmitte

$$e = \frac{M}{\text{min } N} = \frac{24,49}{64,36} = 0,381 \text{ m} < 0,433 \text{ m} = b_{mw}/3$$

$$> 0,217 \text{ m} = b_{mw}/6$$

Länge des überdrückten Wandquerschnitts

$$3 L_c = 3 \cdot \left(\frac{b_{mw}}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{1,30}{2} - 0,381 \right) = 0,807 \text{ m}$$

vorhandene Schubspannung

$$\text{vorh } \tau = \frac{1,5^1 \cdot Q}{3 L_c \cdot b_{mw}} = \frac{1,5 \cdot 5,93}{0,80 \cdot 1,3 \cdot 1000} = 0,008 \text{ MN/m}^2$$

Randspannung

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot \text{min } N}{3 L_c \cdot d_{mw}} = \frac{2 \cdot 64,36}{0,807 \cdot 0,30 \cdot 1000} = 0,53 \text{ MN/m}^2$$

mittlere Bemessungsspannung

$$\sigma_{Dm} = 1/2 \cdot \sigma_R = 0,265 \text{ MN/m}^2$$

zulässige Schubspannung

$$\text{zul } \tau = \sigma_{0HS} + 0,2 \cdot \sigma_{Dm} = 0,098 \text{ MN/m}^2$$

s. auch Bild 84

vgl. Tabelle 32

teilweise gerissener Querschnitt

¹⁾ gilt für hohe Wände mit $H/L > 2$
($H = 2 \cdot 2,80 = 5,60 \text{ m}$ und
 $L = 1,30 \text{ m}$)

$\sigma_{0HS} = 0,045 \text{ MN/m}^2$ für LM 36
gemäß DIN 1053-1, Tabelle 5 incl.
Abminderungsfaktor 0,5 für unvermörtelte Stoßfugen

maximal zulässige Schubspannung

$$\max \tau = 0,012 \cdot \beta_{\text{Nst}} = 0,144 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\text{vorh } \tau \leq \min(\text{zul } \tau, \max \tau)$$

$$\text{vorh } \tau = 0,008 \text{ MN/m}^2 < 0,098 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \tau$$

nach DIN 1053-1 für Hochlochsteine mit $\beta_{\text{Nst}} = 12,0 \text{ N/mm}^2$

Nachweis ist erbracht.

g) Nachweis der Randdehnung bei Scheibenbeanspruchung und klaffender Fuge

Gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.9.1 ist bei Querschnitten mit Scheibenbeanspruchung und klaffender Fuge zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung auf der Seite der Klaffung unter Gebrauchslast den Wert $\epsilon_R = 10^{-4}$ nicht überschreitet. Es gilt:

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_R}{E_{\text{mw}}} \cdot \left(\frac{b_{\text{mw}}}{3 L_c} - 1 \right) < 10^{-4}$$

- LF 1: maximale Normalkraft am Wandfuß (g + p)

Vorwerte

Randspannung	$\sigma_R = 0,52 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_{\text{mw}} = 3000 \cdot \sigma_0 = 3300 \text{ kN/m}$
Länge des überdrückten Querschnittes	$3 L_c = 1,026 \text{ m}$

Nachweis

$$\epsilon_R = \frac{0,52}{3300} \cdot \left(\frac{1,30}{1,026} - 1 \right) = 0,42 \cdot 10^{-4} < 10^{-4} = \text{zul } \epsilon_R$$

Nachweis ist erbracht.

- LF 2: minimale Normalkraft am Wandfuß (g)

Vorwerte

Randspannung	$\sigma_R = 0,53 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_{\text{mw}} = 3000 \cdot \sigma_0 = 3300 \text{ kN/m}$
Länge des überdrückten Querschnittes	$3 L_c = 0,807 \text{ m}$

Nachweis

$$\epsilon_R = 0,000098 = 0,98 \cdot 10^{-4} < 10^{-4} = \text{zul } \epsilon_R$$

Rechengang analog LF 1

Nachweis ist erbracht.

6.5.2.2 Variante 1 - Giebel ohne Ringbalkenausbildung

Baustoffe

Einschalige Außenwand

HLz 12 - 0,8 / LM 36, Wanddicke 300 mm

Überprüfung der Voraussetzungen

zu a) Am unteren Rand wird die Wand durch die Stahlbetondeckenscheibe gehalten; die seitliche/obere Halterung erfolgt durch die Kehlbaldeckendecke bzw. Dachkonstruktion. Nach Möglichkeit sollte auf einen horizontalen Ringbalken im Giebel verzichtet werden, um eine Rissbildung durch unterschiedliche Verformungen von Ziegelmauerwerk und Beton zu vermeiden.

zu b) Vorwerte (Anordnung der Ausfachungsflächen siehe Bild 85)

Der Nachweis wird für die Gesamtausfachungsfläche A bestehend aus den Teilflächen A_1 und A_2 geführt. Ein Ringbalken wird nicht ausgebildet.

Die Giebelwand wird vertikal durch die beiden Mittelpfetten belastet. Dadurch entstehen zwei überdrückte Wandabschnitte, die die danebenliegenden unbelasteten Wandabschnitte seitlich halten.

Vorhandene Ausfachungsfläche A_1 :

- Wandbreite zwischen den Mittelpfetten

$$b_{mw} = 6,58 \text{ m}$$

- maßgebende Breite der Ausfachungsfläche

$$b' = 6,58 - \frac{2,32 + 0,24}{\tan 60^\circ} = 5,10 \text{ m}$$

- Wandhöhe (bis zum Pfettenauflager)

$$h_2 = 2,32 + 0,24 = 2,56 \text{ m}$$

$$\text{vorh } A_1 = 5,10 \cdot 2,56 = 13,06 \text{ m}^2$$

Vorhandene Ausfachungsfläche A_2 :

- mittlere Wandbreite

$$b_m \approx \frac{6,58}{2} = 3,29 \text{ m}$$

- Wandhöhe

$$h_2 = 2,845 + 0,24 = 3,085 \text{ m}$$

$$\text{vorh } A_2 = 3,29 \cdot 3,085 = 10,15 \text{ m}^2$$

Vorhandene Gesamtfläche A:

$$\text{vorh } A = \text{vorh } A_1 + \text{vorh } A_2 = 13,06 + 10,15 = 23,21 \text{ m}^2$$

Zulässige Ausfachungsfläche nach DIN 1053-1, Tabelle 9:

- mittlere Wandbreite (Gesamtfläche)

$$b_{mw} \approx \frac{\text{vorh } A}{h_{\text{ges}}} = \frac{\text{vorh } A}{h_1 + h_2} = \frac{23,21}{2,56 + 3,085} = 4,11 \text{ m}$$

- Seitenverhältnis

$$\varepsilon = \frac{h_{\text{ges}}}{b_{mw}} = \frac{5,645}{4,11} = 1,37 < 2,00$$

- Wanddicke

$$d_{mw} = 300 \text{ mm}$$

- Höhe über Gelände

$$\begin{aligned} \max h &= 11,14 \text{ m} > 8,00 \text{ m} \\ &< 20,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{zul } A = 35 - (35 - 38) \cdot 0,37 = 36,11 \text{ m}^2$$

Nachweis:

$$\text{vorh } A = 23,21 \text{ m}^2 < 36,11 \text{ m}^2 = \text{zul } A$$

Die unbelasteten Wandabschnitte A_3 sind offensichtlich kleiner als die Gesamtausfachungsfläche A. Ein Nachweis ist deshalb nicht erforderlich.

zu c) Es wird Leichtmörtel LM 36 verwendet.

Entfall des rechnerischen Nachweises

Auf einen rechnerischen Mauerwerksnachweis kann verzichtet werden, da die konstruktiven Randbedingungen nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.3.2 a-c erfüllt sind.

nach Abschn. 4.6.3, Tabelle 8,
geradlinig interpoliert

6.5.2.2 Variante 2 - Giebel mit Ringbalkenausbildung

Es wird nunmehr ein Ringbalken angeordnet, um die Außenwand in der geringen Dicke von 175 mm mit Zusatzdämmung ausführen zu können. Der Ringbalken wird in ausbetonierten Ziegel-U-Schalen angeordnet, um die Verformungsdifferenzen zu minimieren.

Baustoffe

Einschalige Außenwand mit Zusatzdämmung

HLz 12 - 1,0 / NM IIa, Wanddicke 175 mm

Überprüfung der Voraussetzungen

zu a) Am unteren Rand wird die Wand durch die Stahlbetondeckenscheibe gehalten; die seitliche/obere Halterung erfolgt durch den mit der Kehlbalckendecke bzw. der Dachkonstruktion in unregelmäßigen Abständen verbundenen Stahlbetonringbalken.

zu b) Vorwerte (Anordnung der Ausfachungsflächen siehe Bild 85)

Die Giebelwand wird vertikal durch die beiden Mittelpfetten belastet. Dadurch entstehen zwei überdrückte Wandabschnitte, die die danebenliegenden unbelasteten Wandabschnitte seitlich halten.

Vorhandene Ausfachungsfläche A_1 :

- Wandhöhe (bis zum Ringbalken)

$$h = 2,32 \text{ m}$$

- Wandbreite

$$b_{mw} = 6,58 \text{ m}$$

- maßgebende Breite der Ausfachungsfläche

$$b' = 6,58 - \frac{2,32 + 0,24}{\tan 60^\circ} = 5,10 \text{ m}$$

$$\text{vorh } A_1 = 5,10 \cdot 2,32 = 11,83 \text{ m}^2$$

- Seitenverhältnis

$$\varepsilon = \frac{b'}{h} = \frac{5,10}{2,32} = 2,20 > 2,00$$

- Wanddicke

$$d_{mw} = 175 \text{ mm}$$

- Höhe über Gelände

$$\max h = 7,82 \text{ m} < 8,00 \text{ m}$$

Zulässige Ausfachungsfläche nach DIN 1053-1, Tabelle 9:

$$\text{vorh } A_1 = 11,83 \text{ m}^2 < 14,00 \text{ m}^2 = \text{zul A}$$

Vorhandene Ausfachungsfläche A_2 :

- mittlere Wandbreite

$$b_m \approx \frac{6,58}{2} = 3,29 \text{ m}$$

- Wandhöhe

$$h = 2,845 + 0,24 = 3,085 \text{ m}$$

$$\text{vorh } A_2 = 3,29 \cdot 3,085 = 10,15 \text{ m}^2$$

- Seitenverhältnis

$$\varepsilon = \frac{b_m}{h} = \frac{3,29}{3,085} = 1,07 < 2,00$$

- Wanddicke

$$d_{mw} = 175 \text{ mm}$$

- Höhe über Gelände

$$\max h = 11,14 \text{ m} > 8,00 \text{ m} \\ < 20,00 \text{ m}$$

Zulässige Ausfachungsfläche nach DIN 1053-1, Tabelle 9:

$$\text{zul A} = 13 - (13 - 9) \cdot 0,07 = 12,72 \text{ m}^2$$

Nachweis:

$$\text{vorh } A_2 = 10,15 \text{ m}^2 < 12,72 \text{ m}^2 = \text{zul A}$$

Die unbelasteten Wandabschnitte A_3 sind kleiner als der Wandabschnitt A_1 . Ein Nachweis ist deshalb nicht erforderlich.

zu c) Es wird Normalmörtel der Mörtelgruppe IIa verwendet.

Entfall des rechnerischen Nachweises

Auf einen rechnerischen Mauerwerksnachweis kann verzichtet werden, da die konstruktiven Randbedingungen nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.3.2 a-c erfüllt sind.

Wert geradlinig interpoliert

6.5.2.4 Nachweis der belasteten Giebelwandabschnitte

Nachfolgend wird anhand der Konstruktionsvariante 1, d.h. der Giebelwand ohne Ringbalkenausbildung, der Standsicherheitsnachweis für die belasteten Wandabschnitte A_4 durchgeführt.

Bemessung nach DIN 1053-1 - Vereinfachtes Verfahren

a) Überprüfung der Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens (vgl. Tabelle 3, Abschn. 4.4)

Wandbreite	$b'_{mw} = 3,16 \text{ m}$	
Wanddicke	$d_{mw} = 0,30 \text{ m}$	
Deckenstützweite	$\ell_1 = 4,00 \text{ m}$	$< 6,00 \text{ m} = \text{zul } \ell$
Lichte Geschosshöhe	$h_s = 2,56 \text{ m}$	$< 3,60 \text{ m} = 12 \cdot d_{mw}$
<small>(für eine einschalige Außenwände)</small>		
Verkehrslast	$p = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$< 5,00 \text{ kN/m}^2 = \text{zul } p$
Gebäudehöhe über Gelände	$< 20 \text{ m}$	

Voraussetzungen erfüllt.

b) Lastzusammenstellung

Auflast aus Pfettenauflagerung (angenommener Wert)

$$F_{MPf} = 20,00 \text{ kN}$$

$$q_{MPf} = \frac{F_{MPf}}{b'_{mw}} = \frac{20,0}{3,16} = 6,33 \text{ kN/m}$$

Wandeigengewicht (incl. Putz und Dämmung), am Wandfuß

$$g_{AW} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{AW,h} = g_{AW} \cdot h_s = 3,13 \cdot 2,56 = 8,01 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis wird mit einer maximalen Belastung am Wandfuß von:

$$N_F = (q_{MPf} + g_{AW,h}) \cdot b'_{mw} = (6,33 + 8,01) \cdot 3,16 = 45,31 \text{ kN}$$

geführt.

c) Schlankheit

Die Knicklänge der belasteten Wandfläche A_4 wird vereinfachend gleich der "lichten" Wandhöhe angenommen. Die Nachweisführung liegt damit auf der "sicheren" Seite.

$$h_K = h_s = 2,56 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,56}{0,3} = 8,53$$

d) Abminderungsfaktoren

$$k_1 = 1,00, \quad \text{da } A = b_{mw} \cdot d_{mw} = 7584 \text{ cm}^2 > 1000 \text{ cm}^2 = \text{erf A}$$

$$k_2 = 1,00, \quad \text{da } h_k/d_{mw} = 8,53 < 10$$

$$k_3 = 0,50, \quad \text{da Dachdecke, (bzw. Holzbalkenauflagerung)}$$

$$k = k_1 \cdot k_2 = 1,00 \quad \text{bzw.}$$

$$k = k_1 \cdot k_3 = 0,50$$

e) Nachweis der Biegedruckspannung

Grundwert der zulässigen Druckspannung

$$\sigma_0 = 1,6 \text{ MN/m}^2$$

zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = k \cdot \sigma_0 = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8 \text{ MN/m}^2$$

vorhandene Druckspannung

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{N}{b_{mw} \cdot d_{mw}} = \frac{45,31}{3,16 \cdot 0,3 \cdot 1000} = 0,05 \text{ MN/m}^2$$

Spannungsnachweis

$$\text{vorh } \sigma_D \leq \text{zul } \sigma_D$$

$$\text{vorh } \sigma_D = 0,05 \text{ MN/m}^2 < 0,80 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_D$$

Der Nachweis ist erfüllt.

e) Nachweis der Auflagerpressung

vorhandene Druckspannung infolge Pfettenauflagerung

$$\text{vorh } \sigma_D = \frac{F_{MPf}}{b_{MPf} \cdot d_{mw}} = \frac{20,0}{0,2 \cdot 0,3 \cdot 1000} = 0,33 \text{ MN/m}^2$$

zulässige Druckspannung

$$\text{zul } \sigma_D = 1,3 \cdot \sigma_0 = 1,3 \cdot 1,6 = 2,08 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\text{vorh } \sigma_D = 0,33 \text{ MN/m}^2 < 2,08 \text{ MN/m}^2 = \text{zul } \sigma_D$$

Der Nachweis ist erfüllt.

nach Tabelle 4, Abschn. 4.4, bzw.
DIN 1053-1, Tabelle 4b für
HLz 12 - 1,0 / NM IIa

erhöhte zulässige Druckspannung
bei Auflagerpressung, siehe
Abschn. 4.4.6

6.6 Schlanke Außenwand in einem Wohn- und Geschäftshaus

6.6.1 Gebäudebeschreibung und Geometrie

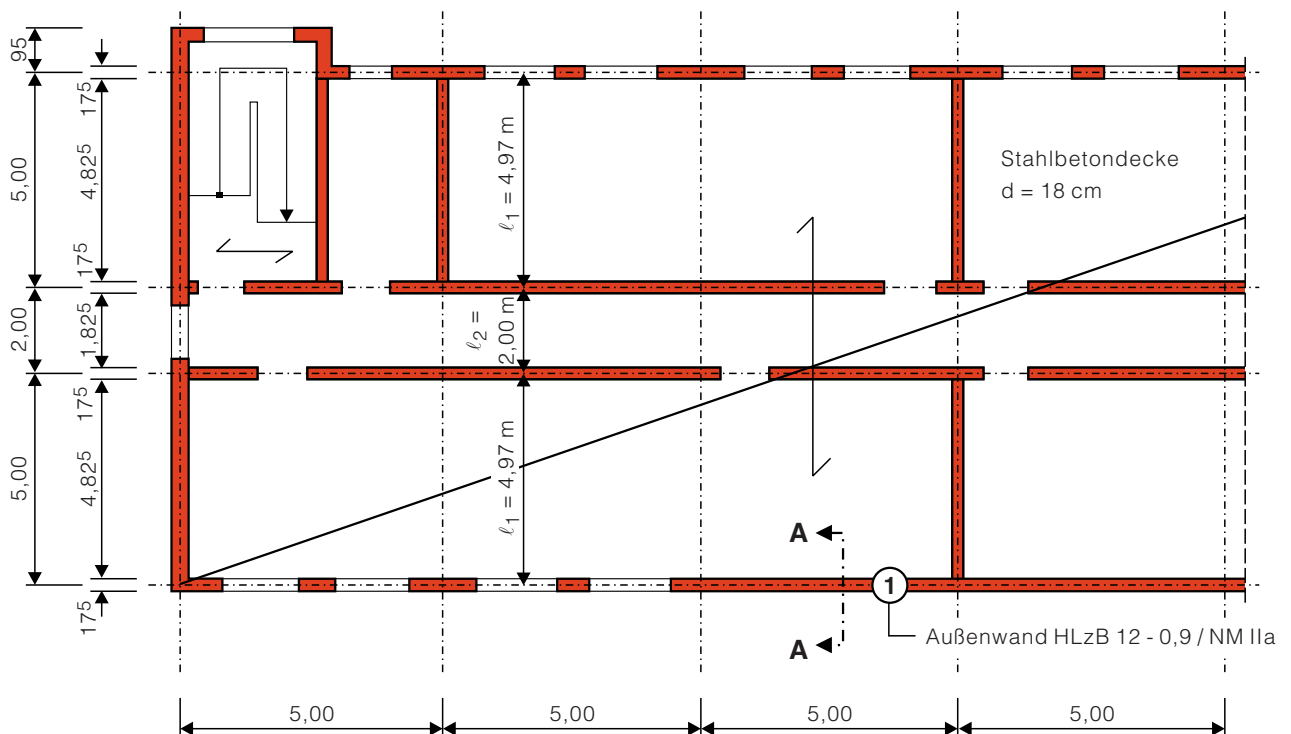
Im Beispiel wird exemplarisch der Nachweis einer schlanken Außenwand nach dem genaueren Nachweisverfahren vorgeführt.

Die lichte Geschosshöhe beträgt 3,00 m. Ein Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren ist daher nicht zulässig ($h_s \leq 2,75$ m, s. Tabelle 3, Abschn. 4.4).

Die gewählte Wanddicke von 175 mm bedingt darüber hinaus den Nachweis von Windlasten rechtwinklig zur Wand nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.3. Dieser Nachweis darf nur bei Wanddicken ab 240 mm entfallen.

Das Gebäude besitzt 4 Vollgeschosse. Es wird eine Außenwand im 1.OG nachgewiesen, da im EG eine tragende Stahlbetonkonstruktion ausgeführt wurde.

Die maßgebenden Gebäude- und Bauteilabmessungen sind den folgenden Bildern zu entnehmen.



$$l_1 = 1/3 \cdot 0,175 + 4,825 + 1/2 \cdot 0,175 = 4,97 \text{ m}$$

$$l_2 = 1/2 \cdot 0,175 + 1,825 + 1/2 \cdot 0,175 = 2,00 \text{ m}$$

Bild 86: Auszug aus Positionsplan 1. Obergeschoss

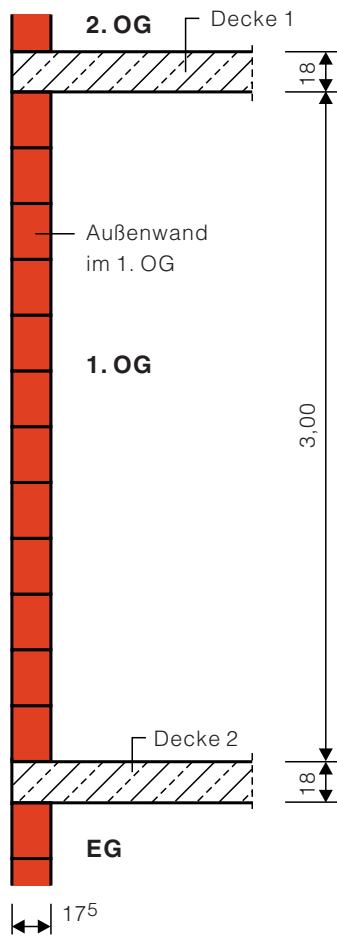


Bild 87: Schnitt A - A



6.6.2 Lastermittlung und -zusammenstellung

Belastung

Tabelle 33: Geschossdecken

Aufgliederung der Lasten		
- Eigenlast		
Fertigparkett		0,12 kN/m ²
50 mm Zementestrich		1,10 kN/m ²
Trennlage		0,02 kN/m ²
70 mm Trittschall- / Wärmedämmung		0,07 kN/m ²
180 mm Stahlbetondecke (B 25)		4,50 kN/m ²
		$g_D = 5,81 \text{ kN/m}^2$
- Verkehrslasten		
für Verkaufsräume nach DIN 1055-3, Tabelle 1, Zeile 5b		$p_D = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 34: Außenwände

Aufgliederung der Lasten		
- Eigenlast		
100 mm WDVS mit Kleber und Kunststoffputzschicht		0,06 kN/m ²
Mauerwerkswand HLz B 12 - 0,9 / NM IIa		1,93 kN/m ²
15 mm Gipsputz		0,18 kN/m ²
		$g_{mw} = 2,17 \text{ kN/m}^2$

Vertikallasten

Nomalkraftermittlung

- Dachkonstruktion (Pfeildach)

Die Stützkraftermittlung erfolgte rechnergestützt.

Auflagerkräfte

$$A_{g,D} = 0,20 \text{ kN/m}$$

$$A_{p,D} = 0,83 \text{ kN/m}$$

- Geschossdecken

Die Deckenaullagerkräfte wurden ebenfalls programmgestützt ermittelt.

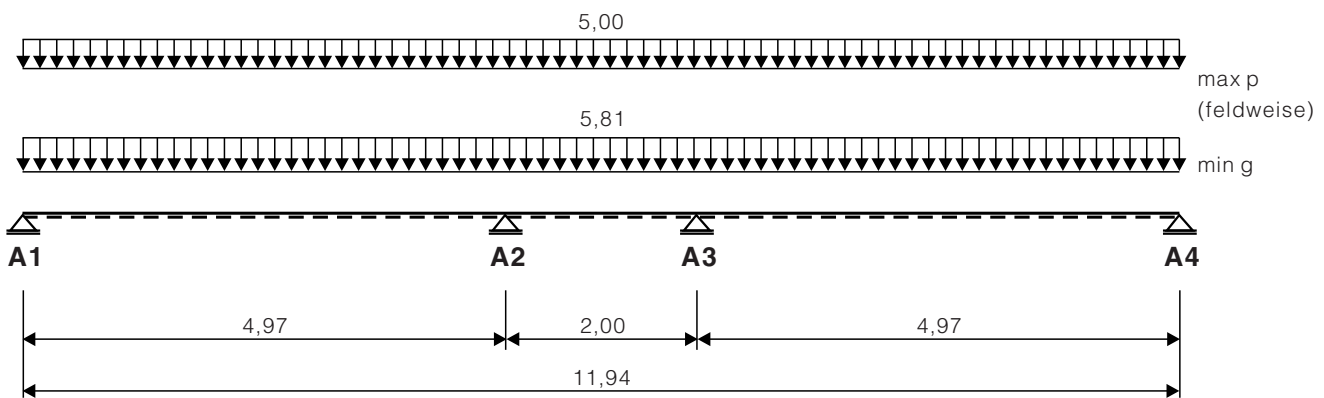


Bild 88: Statisches System und Belastung

Sie betragen am Auflager A1 der Deckenplatte:

$$A_g = 11,91 \text{ kN/m}$$

$$A_p = 10,62 \text{ kN/m}$$

- Wandlasten (Eigengewicht je Geschoss)

Lichte Geschosshöhe

$$h_s = 3,00 \text{ m}$$

$$g_{mw,h} = g_{mw} \cdot h_s = 2,17 \cdot 3,00 = 6,51 \text{ kN/m}$$

Auflasten**Tabelle 35:** Lastzusammenstellung für 1. OG

Lastursprung	g in kN/m	p in kN/m	q in kN/m
1) Dachkonstruktion	0,20	0,83	1,03
2) Decke über 3. Obergeschoss bis Erdgeschoss (einzeln)	11,91	10,62	22,53
3) Σ (Geschossdecken über 1. Obergeschoss)	35,73	31,86	67,59
4) Σ Wandeigengewicht (3. bis 2. Obergeschoss)	13,02	-	13,02
Σ 1 + 3 + 4	48,95	32,69	81,64

Anzahl Geschossdecken über 1. Obergeschoss : 3

Anzahl Wände über 1. Obergeschoss : 2

Stabilität des Gesamtbauwerkes

Aus dem Grundriss des Geschäftshauses ist ersichtlich, dass das Gebäude in Längsrichtung genügend ausgesteift ist, da ausreichend lange Wände vorhanden sind.

Zusätzliche Lasten parallel zur Wandebene der Außenwände infolge Windbeanspruchung und Lotabweichung können demnach für den Nachweis der Außenwand im 1.OG unberücksichtigt bleiben (vgl. DIN 1053-1, Abschnitt 6.4).

Horizontallasten

- Windlasten

Für die Nachweisführung nach dem genaueren Verfahren der DIN 1053-1 sind auf Grund der geringen Wanddicke ($d = 175$ mm) Windlasten senkrecht zur Wand zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Windlasten erfolgt nach DIN 1055-4.

$$w = c \cdot q$$

mit

c Druckbeiwert nach DIN 1055-4, Abschnitt 6.3

 c_p Winddruck ($c_p = 0,8$) c_s Windsog ($c_s = -0,5$)

q Staudruck nach DIN 1055-4, Tabelle 1
für Gebäudehöhen $H \leq 8,0$ m $q = 0,5$ kN/m²

Die Windlasten rechtwinklig zur angeströmten Fläche ergeben sich zu:

$$w_D = c_p \cdot q = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$w_S = c_s \cdot q = -0,25 \text{ kN/m}^2$$

6.6.3 Standsicherheitsnachweis

6.6.3.1 Pos. 1 Außenwand im 1. Obergeschoss

Bemessung nach DIN 1053-1 - Genaueres Verfahren

Eingangsgrößen

Einschalige Außenwand

Baustoffe: HLz-B 12 / NM IIa

$$\sigma_0 = 1,6 \text{ MN/mm}^2$$

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 4,27 \text{ MN/mm}^2$$

Abmessungen

$$d_{mw} = 0,175 \text{ m} \quad h_s = 3,00 \text{ m} \quad d_b = 0,18 \text{ m}$$
$$h_G = h_1 = h_2 = 3,18 \text{ m} \quad \ell_1 = 4,97 \text{ m}$$

Berechnungsgang

a) Lastzusammenstellung

Vertikallasten

Für den Nachweis der Außenwand unter Windbelastung rechtwinklig zur Wandebene ist es erforderlich eine maximale und minimale Normalkraftbeanspruchung zu ermitteln.

Bemessungsrelevante Lastfälle zur Ermittlung der Normalkraft- und Momentenbeanspruchung:

- LF (1)
Verkehrslast von $p/2$ auf Decke ü. 1.OG und p auf Decke ü. EG, sonst nur Eigengewicht g
- LF (2)
Verkehrslast p auf Decke ü. 1.OG u. EG, sonst nur Eigengewicht g

nach Tabelle 4, Abschn. 4.4 bzw.
DIN 1053-1, Tabelle 4a

h_G : Geschosshöhen EG bis 3. OG
 d_b : Deckendicken

Angaben gelten für die Belastung
der Geschossdecken.

- LF (3)
Verkehrslast $p/2$ auf Decke ü. 1.OG und p auf allen anderen Decken
- LF (4)
Verkehrslast von p auf allen Decken (Volllastfall)

Tabelle 36: Zusammenstellung der Vertikallasten

Lastursprung			LF (1)	LF (2)	LF (3)	LF (4)
	g in kN/m	p in kN/m	q ($p/2 + g$) in kN/m	q ($p + g$) in kN/m	q ($p/2 + p$) in kN/m	q ($p + p$) in kN/m
1) Wandfuß 2. Obergeschoss	48,95	32,69	48,95	48,95	81,64	81,64
2) Decke über 1. Obergeschoss	11,91	10,62	17,22	22,53	17,22	22,53
3) am Wandkopf Σ 1 + 2 (3.-1. Obergeschoss)	60,86	43,31	66,17	71,48	98,86	104,17
4) Wandmitte 1. Obergeschoss	3,26	-	3,26	3,26	3,26	3,26
5) in Wandmitte Σ 3 + 4 (3.-1. Obergeschoss)	64,12	43,31	69,43	74,74	102,12	107,43
6) Wandfuß 1. Obergeschoss	6,51	-	6,51	6,51	6,51	6,51
7) am Wandfuß Σ 3 + 6 (3.-1. Obergeschoss)	67,37	43,31	72,68	77,99	105,37	110,68

Horizontallasten

Nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.3 brauchen Windlasten rechtwinklig zur Wandebene unter folgenden Bedingungen nicht angesetzt zu werden:

- Gebäudehöhe ü. Geländeoberkante $H \leq 20$ m,
- Wanddicke $d_{mw} \geq 24,0$ cm,
- lichte Geschosshöhe $h_s \leq 3,0$ m.

Da die vorhandene Wanddicke $d = 175$ mm < 240 mm ist, muss die Windbeanspruchung zusätzlich bei der Wandmomentenberechnung berücksichtigt werden.

Hierfür werden die Windlasten w_D und w_S nach Abschnitt 6.6.2 angesetzt.

b) Biegemomente

b1) Biegemomente infolge Vertikallasten

Nach Abschnitt 7.2.3 der DIN 1053-1 kann zur Ermittlung der Knotenmomente eine stark vereinfachte Berechnung (5%-Regel) herangezogen werden (vgl. auch Abschnitt 4.5.3.2). Voraussetzung hierfür ist, dass die Verkehrslast $p \leq 5 \text{ kN/m}^2$ beträgt. Im Beispiel ist diese Bedingung mit der anzusetzenden Verkehrslast von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ eingehalten. Nachfolgend wird dieses Näherungsverfahren angewendet.

Die Exzentrizität der Auflagerkraft der Decken beträgt 5% der Deckenspannweite, da es sich um eine einachsige gespannte Decke handelt.

Ausmitte der Auflagerkraft

$$e_z = 0,05 \cdot \ell_1 = 0,05 \cdot 4,97 = 0,25 \text{ m}$$

Nachfolgend werden die Biegemomente der Wandmomente infolge der Deckenauflagerung ermittelt. Dabei kann nach DIN 1053-1, Abs. 7.2.2 die halbe Verkehrslast als ständige Last angesetzt werden. So ergeben sich nachfolgende zwei Lastfälle zur Ermittlung der Wandmomente (vgl. auch Tabelle 36).

● Lastfälle (1) und (3)

Knotenmomente am Wandkopf

Auflagerkraft Decke über 1. OG

$$A_{Z,1.OG} = A_g + 0,5 \cdot A_p = 17,22 \text{ kN/m}$$

Deckeneinspannmoment

$$M_{Z,K} = M_{Z,1.OG} = A_{Z,1.OG} \cdot e_z = 17,22 \cdot 0,25 = 4,31 \text{ kNm/m}$$

Knotenmomente am Wandfuß

Auflagerkraft Decke über EG

$$A_{Z,EG} = A_g + A_p = 22,53 \text{ kN/m}$$

Deckeneinspannmoment

$$M_{Z,F} = M_{Z,EG} = A_{Z,EG} \cdot e_z = 22,53 \cdot 0,25 = 5,63 \text{ kNm/m}$$

s. Tabelle 36

s. Tabelle 36

● Lastfälle (2) und (4)

Knotenmomente am Wandkopf

Auflagerkraft Decke über 1. OG

$$A_{Z,1,OG} = A_g + A_p = 22,53 \text{ kN/m}$$

Deckeneinspannmoment

$$M_{Z,K} = M_{Z,1,OG} = A_{Z,1,OG} \cdot e_z = 22,53 \cdot 0,25 = 5,63 \text{ kNm/m}$$

Knotenmomente am Wandfuß

Auflagerkraft Decke über EG

$$A_{Z,EG} = A_g + A_p = 22,53 \text{ kN/m}$$

Deckeneinspannmoment

$$M_{Z,F} = M_{Z,EG} = A_{Z,EG} \cdot e_z = 22,53 \cdot 0,25 = 5,63 \text{ kNm/m}$$

s. Tabelle 36

s. Tabelle 36

Das Biegemoment in Wandmitte wird aus den bereits errechneten Wandmomenten am Kopf und Fuß unter Ansatz der Verteilung nach Bild 89 bzw. Bild 4 nach DIN 1053-1 ermittelt.

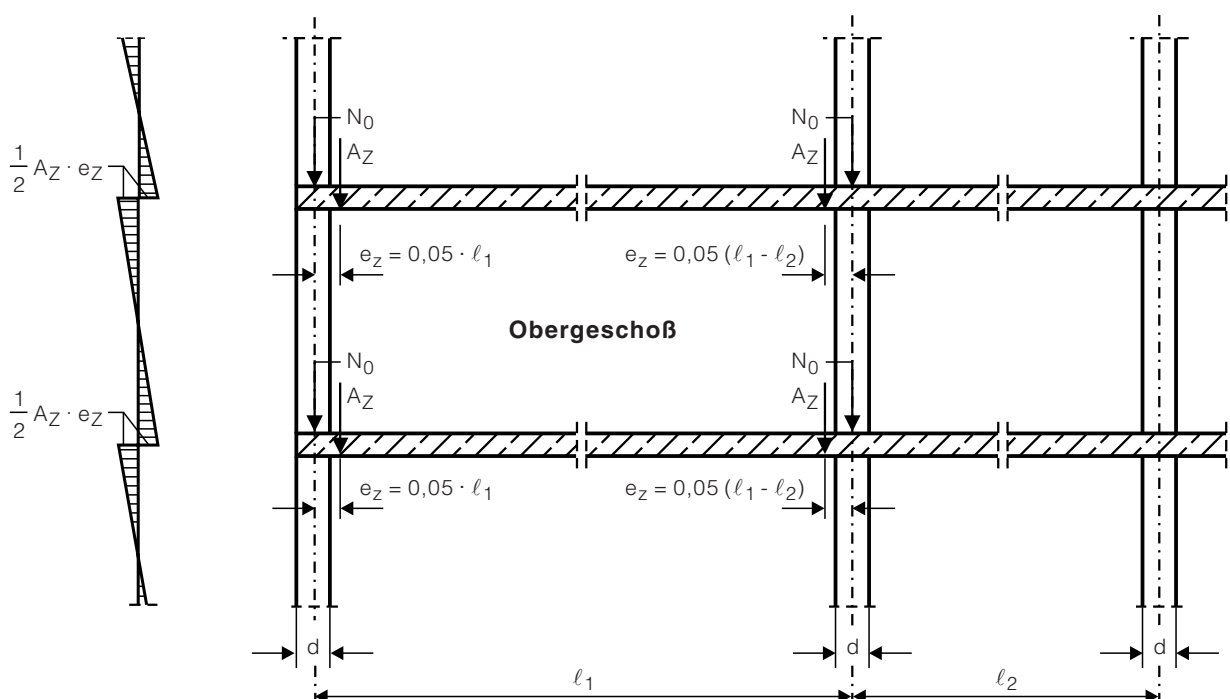


Bild 89: Vereinfachte Annahmen für die Berechnung von Knoten- und Wandmomenten

● Lastfälle (1) und (3)

$$\text{Wandkopf } M_K = |\max M_O| = 4,31 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandmitte } M_m = \left| \frac{M_K + M_F}{2} - M_K \right| = 0,66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandfuß } M_F = \max M_U = 5,63 \text{ kN/m}$$

● Lastfälle (2) und (4)

$$\text{Wandkopf } M_K = |\max M_O| = 5,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandmitte } M_m = \left| \frac{M_K + M_F}{2} - M_K \right| = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandfuß } M_F = \max M_U = 5,63 \text{ kN/m}$$

b2) Biegemomente infolge Horizontallasten

Nach DIN 1053-1 Abschnitt 7.2.5 dürfen die Wandmomente infolge Horizontallasten unter Einhaltung des Gleichgewichts zwischen den Grenzfällen Volleinspannung und gelenkiger Lagerung umgelagert werden.

Im Rechenbeispiel wird das Wandmoment infolge Windbeanspruchung näherungsweise zur Hälfte auf die Stützungen und das Feld aufgeteilt.

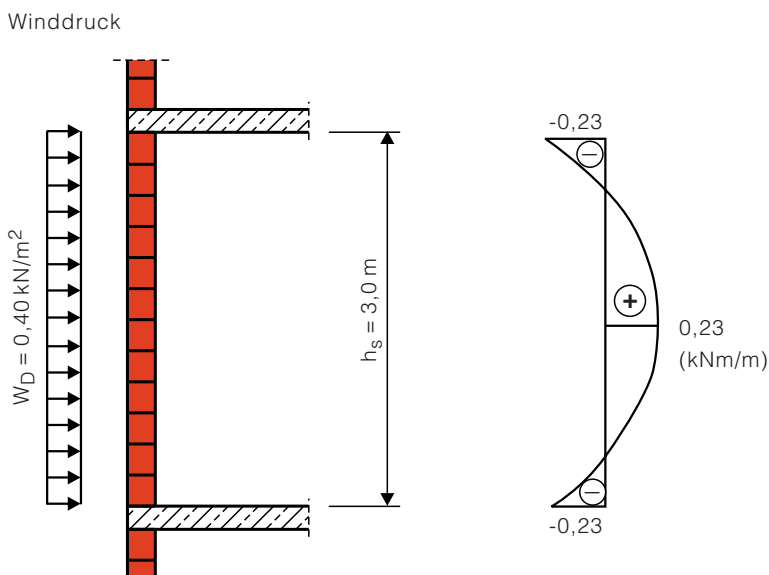


Bild 90: Biegemomente infolge Winddruck

$$M_{WDF} = \frac{1}{2} \cdot \frac{|w_D| \cdot h_s^2}{8} = \frac{1}{2} \cdot \frac{|-0,40| \cdot 3,0^2}{8} = 0,23 \text{ kNm/m}$$

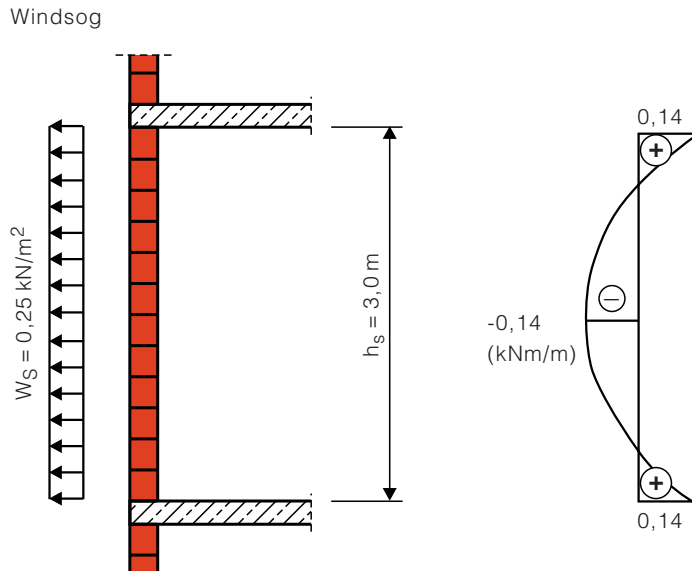


Bild 91: Biegemomente infolge Windsog

$$M_{\text{WSF}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{|w_s| \cdot h_s^2}{8} = \frac{1}{2} \cdot \frac{|-0,25| \cdot 3,0^2}{8} = 0,14 \text{ kNm/m}$$

Zusammenstellung der bemessungsrelevanten Normalkräfte und Wandbiegemomente

Tabelle 37: Zusammenstellung der Schnittgrößen zur Bemessung

Lastursprung	LF (1)	LF (2)	LF (3)	LF (4)
Wandkopf				
N_K in kN/m	66,17	71,48	98,86	104,17
M_K in kNm/m	4,54	5,86	4,54	5,86
Wandmitte				
N_m in kN/m	69,43	74,74	102,12	107,43
M_m in kNm/m	0,89	0,23	0,89	0,23
Wandfuß				
N_F in kN/m	72,68	77,99	105,37	110,68
M_F in kNm/m	5,77	5,77	5,77	5,77

vgl. auch Tabelle 36, S. 145 und S. 148

c) Schlankheit

Nach Abschnitt 7.7.2 der DIN 1053-1 darf bei Wanddicken ≤ 175 mm ohne Nachweis der Knicklängenbeiwert zu $\beta = 0,75$ bzw. $1,0$ angenommen werden. Ist die rechnerische Exzentrizität der Last im Knotenanschnitt $\leq 1/3$ dann ist $\beta = 0,75$, andernfalls ist $\beta = 1,0$ zu setzen.

Lastfall (1)

$$\text{Exzentrizität } e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{4,54}{66,17} = 0,069 \text{ m} > 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\text{Knicklänge } \beta = 1,00$$

$$h_K = \beta \cdot h_s = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Schlankheit } \bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{3,00}{0,175} = 17,14 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

Lastfall (2)

$$\text{Exzentrizität } e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{5,86}{71,48} = 0,082 \text{ m} > 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\text{Knicklänge } \beta = 1,00$$

$$h_K = \beta \cdot h_s = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Schlankheit } \bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{3,00}{0,175} = 17,14 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

Lastfall (3)

$$\text{Exzentrizität } e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{4,54}{98,86} = 0,046 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\text{Knicklänge } \beta = 0,75$$

$$h_K = \beta \cdot h_s = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{Schlankheit } \bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,25}{0,175} = 12,86 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

Lastfall (4)

$$\text{Exzentrizität } e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{5,86}{104,17} = 0,056 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\text{Knicklänge } \beta = 0,75$$

$$h_K = \beta \cdot h_s = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{Schlankheit } \bar{\lambda} = \frac{h_K}{d_{mw}} = \frac{2,25}{0,175} = 12,86 < 25 = \text{zul } \bar{\lambda}$$

d) Spannungsnachweise● **Lastfall (1)***Wandkopf*

Planmäßige Ausmitte

$$e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{4,54}{66,17} = 0,069 \text{ m} > 0,0583 \quad m = \frac{d_{mw}}{3}$$

maßgeb. $e_K = 0,0583 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_K = \frac{6 \cdot e_K}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0583}{0,175} = 2,00$$

Randspannung

$$\sigma_{RK} = \frac{N_K}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_K)} = \frac{66,17}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 2,0)} = 1,51 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,51 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandmitte

Planmäßige Ausmitte

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} = \frac{0,89}{69,43} = 0,0128 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m_m = \frac{6 \cdot e_m}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0128}{0,175} = 0,44$$

Wandverformung

$$f = \bar{\lambda} \cdot \frac{1 + m_m}{1800} \cdot h_K = 17,14 \cdot \frac{1 + 0,44}{1800} \cdot 3,00 = 0,0411 \text{ m}$$

gerissener Querschnitt

 $b = 1,0 \text{ m}$

Gesamtverformung

$$e_{mg} = e_m + f = 0,0539 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_{mg} = 0,0539 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_{mg} = \frac{6 \cdot e_{mg}}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0539}{0,175} = 1,85$$

Randspannung

$$\sigma_{Rm} = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_{mg})} = \frac{69,43}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,85)} = 1,38 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,38 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandfuß

Planmäßige Ausmitte

$$e_F = \frac{M_F}{N_F} = \frac{5,77}{72,68} = 0,0794 \text{ m} > 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

maßgeb. $e_F = 0,0583 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_F = \frac{6 \cdot e_F}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0583}{0,175} = 2,00$$

Randspannung

$$\sigma_{RF} = \frac{N_F}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_F)} = \frac{72,68}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 2,0)} = 1,66 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,66 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

- Lastfall (2)

Wandkopf

Planmäßige Ausmitte

$$e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{5,86}{71,48} = 0,0820 \text{ m} > 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

maßgeb. $e_K = 0,0583 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_K = \frac{6 \cdot e_K}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0583}{0,175} = 2,00$$

Randspannung

$$\sigma_{RK} = \frac{N_K}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_K)} = \frac{71,48}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 2,0)} = 1,63 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,63 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandmitte

Planmäßige Ausmitte

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} = \frac{0,23}{74,74} = 0,0031 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m_m = \frac{6 \cdot e_m}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0031}{0,175} = 0,11$$

Wandverformung

$$f = \bar{\lambda} \cdot \frac{1 + m_m}{1800} \cdot h_K = 17,14 \cdot \frac{1 + 0,11}{1800} \cdot 3,0 = 0,0317 \text{ m}$$

gerissener Querschnitt

 $b = 1,0 \text{ m}$

Gesamtverformung

$$e_{mg} = e_m + f = 0,0348 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_{mg} = 0,0348 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_{mg} = \frac{6 \cdot e_{mg}}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0348}{0,175} = 1,19$$

Randspannung

$$\sigma_{Rm} = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_{mg})} = \frac{74,74}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,19)} = 0,94 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$0,94 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandfuß

Planmäßige Ausmitte

$$e_F = \frac{M_F}{N_F} = \frac{5,77}{77,99} = 0,0740 \text{ m} > 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

maßgeb. $e_F = 0,0583 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_F = \frac{6 \cdot e_F}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0583}{0,175} = 2,00$$

Randspannung

$$\sigma_{RF} = \frac{N_F}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_F)} = \frac{77,99}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 2,0)} = 1,78 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,78 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

● Lastfall (3)

Wandkopf

Planmäßige Ausmitte

$$e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{4,54}{98,86} = 0,0459 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_K = 0,0459 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_K = \frac{6 \cdot e_K}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0459}{0,175} = 1,57$$

Randspannung

$$\sigma_{RK} = \frac{N_K}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_K)} = \frac{98,86}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,57)} = 1,58 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,58 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandmitte

Planmäßige Ausmitte

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} = \frac{0,89}{102,12} = 0,0087 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m_m = \frac{6 \cdot e_m}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0087}{0,175} = 0,30$$

Wandverformung

$$f = \bar{\lambda} \cdot \frac{1 + m_m}{1800} \cdot h_K = 12,86 \cdot \frac{1 + 0,30}{1800} \cdot 2,25 = 0,0209 \text{ m}$$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

Gesamtverformung

$$e_{mg} = e_m + f = 0,0296 \text{ m} \quad < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\quad > 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_{mg} = 0,0296 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_{mg} = \frac{6 \cdot e_{mg}}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0296}{0,175} = 1,01$$

Randspannung

$$\sigma_{Rm} = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_{mg})} = \frac{102,12}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,01)} = 1,17 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,17 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandfuß

Planmäßige Ausmitte

$$e_F = \frac{M_F}{N_F} = \frac{5,77}{105,37} = 0,0548 \text{ m} \quad < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$\quad > 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_F = 0,0548 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_F = \frac{6 \cdot e_F}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0548}{0,175} = 1,88$$

Randspannung

$$\sigma_{RF} = \frac{N_F}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_F)} = \frac{105,37}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,88)} = 2,15 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$2,15 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

● Lastfall (4)

Wandkopf

Planmäßige Ausmitte

$$e_K = \frac{M_K}{N_K} = \frac{5,86}{104,17} = 0,0557 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_K = 0,0557 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_K = \frac{6 \cdot e_K}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0557}{0,175} = 1,91$$

Randspannung

$$\sigma_{RK} = \frac{N_K}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_K)} = \frac{104,17}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,91)} = 2,18 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$2,18 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandmitte

Planmäßige Ausmitte

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} = \frac{0,23}{107,43} = 0,0021 \text{ m}$$

Bezogene Ausmitte

$$m_m = \frac{6 \cdot e_m}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0021}{0,175} = 0,072$$

Wandverformung

$$f = \bar{\lambda} \cdot \frac{1 + m_m}{1800} \cdot h_K = 12,86 \cdot \frac{1 + 0,072}{1800} \cdot 2,25 = 0,0172 \text{ m}$$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

Gesamtverformung

$$e_{mg} = e_m + f = 0,0193 \text{ m} < 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

$$> 0,0097 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{18}$$

maßgeb. $e_{mg} = 0,0193 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_{mg} = \frac{6 \cdot e_{mg}}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0193}{0,175} = 0,66$$

Randspannung

$$\sigma_{Rm} = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} \cdot (1 + m) = \frac{107,43}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot (1 + 0,66) = 1,02 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$1,02 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

Wandfuß

Planmäßige Ausmitte

$$e_F = \frac{M_F}{N_F} = \frac{5,77}{110,68} = 0,0521 \text{ m} < 0,0583 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{3}$$

$$> 0,0292 \text{ m} = \frac{d_{mw}}{6}$$

maßgeb. $e_F = 0,0521 \text{ m}$

Bezogene Ausmitte

$$m_F = \frac{6 \cdot e_F}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,0521}{0,175} = 1,79$$

Randspannung

$$\sigma_{RF} = \frac{N_F}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{(3 - m_F)} = \frac{110,68}{1,0 \cdot 0,175 \cdot 1000} \cdot \frac{4}{(3 - 1,79)} = 2,09 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R < 1,33 \cdot \beta_R / \gamma$$

$$2,09 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot 4,27 / 2,0 = 2,84 \text{ MN/m}^2$$

überdrückter Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

gerissener Querschnitt

$b = 1,0 \text{ m}$

Ergebniszusammenstellung

Tabelle 40: Zusammenstellung der Ergebnisse

Nachweisort	Randspannung σ_R in MN/m ²			
	LF (1)	LF (2)	LF (3)	LF (4)
	$q = p/2 + g$	$q = p + g$	$q = p/2 + p$	$q = p + p$
Wandkopf	1,51	1,63	1,58	2,18
Wandmitte	1,38	0,94	1,17	1,02
Wandfuß	1,66	1,78	2,15	2,09

Anhand der Tabelle ist ersichtlich, dass für den Spannungsnachweis in Wandmitte unter Beachtung der Knickgefährdung der Wand der Lastfall (1) maßgebend wird. Dieser Lastfall liefert aufgrund der geringeren Auflast und der maximalen Biegemomentenbeanspruchung am Wand-Decken-Knoten die größte Ausmitte für den Knicksicherheitsnachweis.

Die vom Betrag her größte Randspannung wird allerdings am Wandkopf für den Lastfall (4) bestimmt. Dies ist auf den Ansatz des Vollastfalls (maximale Normalkraftbeanspruchung) zurückzuführen. Für den Nachweis am Wandfuß wird dagegen der Lastfall (3) maßgebend.

6.7 Nachweis einer Kelleraußenwand mit größerer Anschütthöhe

Bauteilbeschreibung und Geometrie

Es wird die Kelleraußenwand der Pos. C in Abschn. 6.2 unter der Randbedingung nachgewiesen, dass die Anschütthöhe h_e bis zur Oberkante der Kellerdecke reicht.

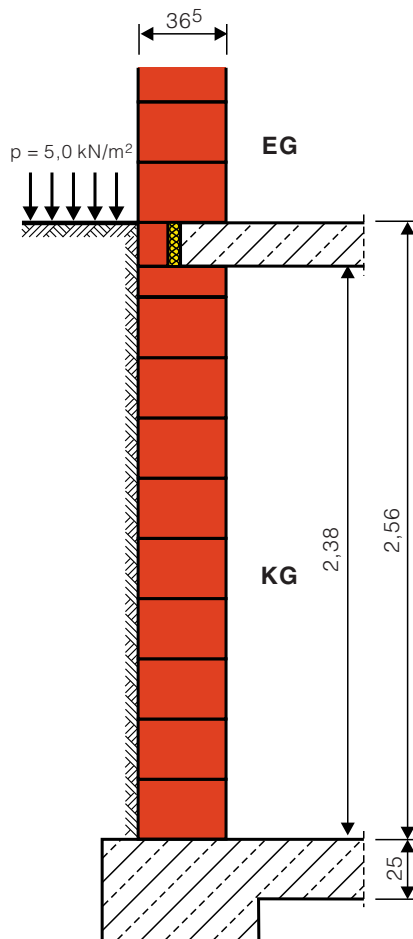


Bild 92: Schnitt

Berechnungsgang

Da die Höhe der Erdanschüttung h_e größer als die lichte Höhe der Kelleraußenwand h_s ist,

$$h_e = 2,56 \text{ m} > 2,38 \text{ m} = h_s$$

darf der vereinfachte Nachweis von Kelleraußenwänden nicht angewendet werden (vgl. Abschn. 4.5).

Bodenkennwerte

Rohwichte der Anschüttung

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Winkel der inneren Reibung

$$\varphi = 30^\circ$$

Wandreibungswinkel

$$\delta = 0^\circ$$

Erddruckbeiwert

$$k_a = 1/3$$

a) Lastermittlung

- Vertikallasten

Tabelle 39: Zusammenstellung der Vertikallasten

Belastung	
Lastfall Eigengewicht	
1) Normalkraft am Wandkopf N_o	51,66 kN/m
2) Wandeigengewicht	8,69 kN/m
Normalkraft am Wandfuß N_u	<u>60,35 kN/m</u>
Lastfall Volllast	
1) Normalkraft am Wandkopf N_o	74,52 kN/m
2) Wandeigengewicht	8,69 kN/m
	<u>83,21 kN/m</u>

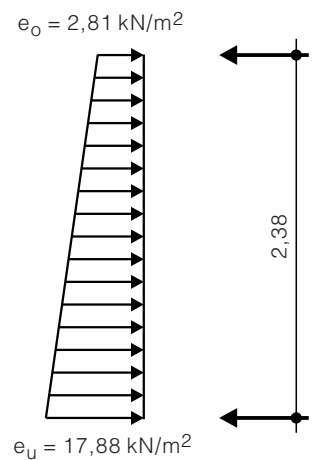
- Horizontallasten

Erddruck am Wandkopf

$$e_o = \frac{1}{3} \cdot 5,0 + \frac{1}{3} \cdot 19 \cdot (2,56 - 2,38) = 1,67 + 1,14 = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck am Wandfuß

$$e_u = 2,81 + \frac{1}{3} \cdot 19 \cdot 2,38 = 2,81 + 15,07 = 17,88 \text{ kN/m}^2$$

aktiver Erddruck, für $\varphi = 30^\circ$ **Bild 93:** Erddruckverteilung

c) Einspannmomente

Lastausmitte am Wandkopf / -fuß

$$e = \frac{M}{N} = \frac{d_{mw}}{3} = \frac{0,365}{3} = 0,122 \text{ m}$$

● Lastfall Eigengewicht

Wandkopf

$$M_o = - 51,66 \cdot \frac{0,365}{3} = - 6,29 \text{ kNm/m}$$

Wandfuß

$$M_u = - 60,35 \cdot \frac{0,365}{3} = - 7,34 \text{ kNm/m}$$

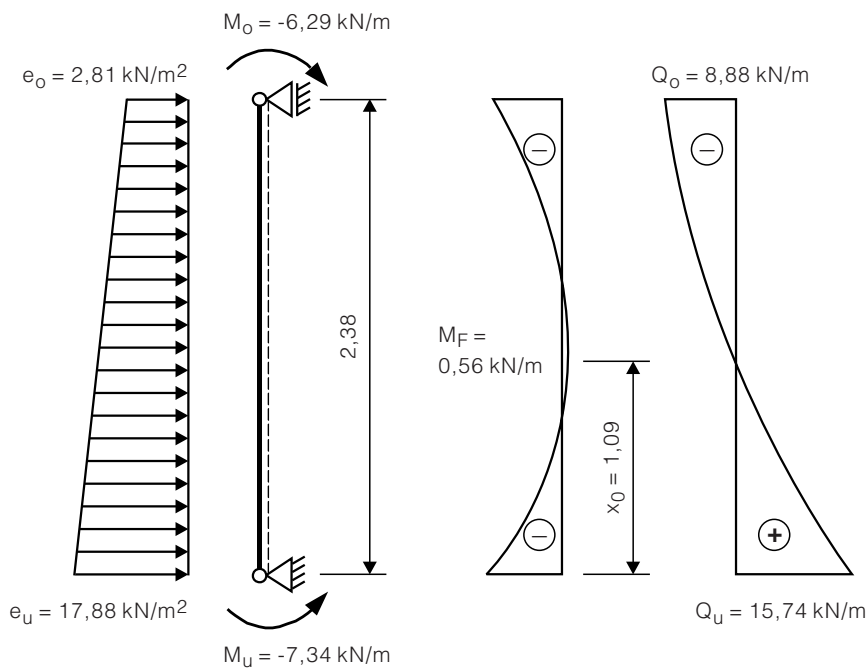


Bild 94: Schnittkraftverlauf für den Lastfall Eigengewicht

Die Ausmitte wird nach DIN 1053-1 zu

$$e = \frac{d_{mw}}{3}$$

gesetzt.

- Lastfall Volllast

Wandkopf

$$M_o = -51,66 \cdot \frac{0,365}{3} = -6,29 \text{ kNm/m}$$

Wandfuß

$$M_u = -60,35 \cdot \frac{0,365}{3} = -7,34 \text{ kNm/m}$$

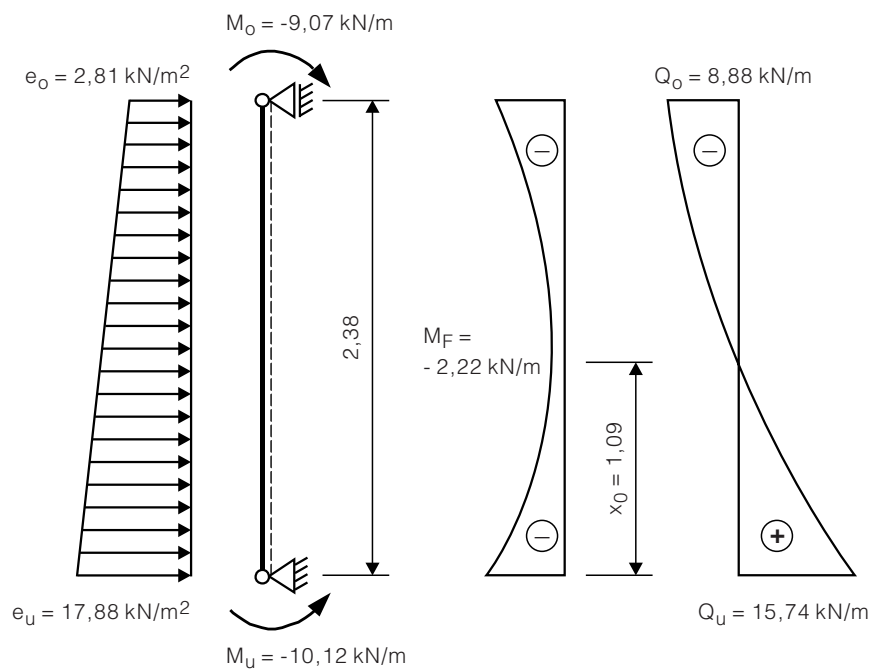


Bild 95: Schnittkraftverlauf für den Lastfall Volllast

d) Nachweise entsprechend der ermittelten Schnittgrößen

Größtes Feldmoment

$$M_{\max} = 2,22 \text{ kNm/m}$$

an der Stelle

$$x_0 = 1,09 \text{ m}$$

Ausmitte

$$e = \frac{M_{\max}}{N_m} + 0,04 \cdot d_{mw} = \frac{2,22}{83,21} + 0,04 \cdot 0,365 = 0,041 \text{ m} > \frac{d_{mw}}{18} = 0,020 \text{ m}$$

$$< \frac{d_{mw}}{6} = 0,061 \text{ m}$$

ungerissener Querschnitt

ungewollte Ausmitte $0,04 \cdot d_{mw}$ nach [25], die im Grenzlastverfahren der DIN 1053-1 bereits enthalten ist

• Randspannungen in Höhe des maximalen Feldmoments

bezogene Ausmitte

$$m = \frac{6 \cdot e}{d_{mw}} = \frac{6 \cdot 0,122}{0,365} = 2,00$$

Kantenpressung

$$\sigma_R = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{3 - m} = \frac{83,21}{1,0 \cdot 0,365} \cdot \frac{4}{3 - 2,0}$$

$$= 91,89 \text{ kN/m}^2 = 0,91 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R = 0,91 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} = 1,33 \cdot \frac{3,20}{2} = 2,13 \text{ MN/m}^2$$

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$$

• Mittlere Spannung

$$\sigma_m = \frac{N_m}{b \cdot d_{mw}} = \frac{(74,52 + 83,21)/2}{1,0 \cdot 0,365} = 216,07 \text{ kN/m}^2 = 0,22 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_m = 0,22 \text{ MN/m}^2 < \frac{\beta_R}{\gamma} = \frac{3,20}{2} = 1,60 \text{ MN/m}^2$$

- Randspannungen am Wandfuß

Kantenpressung

$$\sigma_R = \frac{N_u}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{3-m} = \frac{83,21}{1,0 \cdot 0,365} \cdot \frac{4}{3-2}$$

$$= 911,29 \text{ kN/m}^2 = 0,91 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R = 0,91 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} = 2,13 \text{ MN/m}^2$$

- Randspannungen am Wandkopf

Kantenpressung

$$\sigma_R = \frac{N_o}{b \cdot d_{mw}} \cdot \frac{4}{3-m} = \frac{74,52}{1,0 \cdot 0,24} \cdot \frac{4}{3-2}$$

$$= 1242 \text{ kN/m}^2 = 1,24 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\sigma_R = 1,24 \text{ MN/m}^2 < 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} = 2,13 \text{ MN/m}^2$$

e) Nachweis der Schubspannungen infolge Plattenbeanspruchung

- Wandkopf

Kantenpressung

$$\sigma_R = 1,24 \text{ MN/m}^2$$

Normalspannung in der Mitte des überdrückten Bereiches

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot \sigma_R = \frac{1}{2} \cdot 1,24 = 0,62 \text{ MN/m}^2$$

Querkraft

$$Q_o = 8,88 \text{ kN/m}$$

vorhandene Schubspannung - Plattenschub

$$\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot \frac{8,88}{1/2 \cdot 0,24 \cdot 1,0} = 111,00 \text{ kN/m}^2 = 0,11 \text{ MN/m}^2$$

LF Volllast

$$e = \frac{d_{mw}}{3}, m = 2$$

LF Volllast

reduzierte Wanddicke infolge
Deckenaufleger

$$365 \text{ mm} - 125 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

max. Querkraft für LF Eigenlast

s. a. Abschn. 4.7.7.5

Querschnitt ist zur Hälfte gerissen.

Grenzwert τ für die Schubspannung

$$\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot (\beta_{RHS} + \mu \cdot \sigma) = \frac{1}{2,0} \cdot (0,18 + 0,6 \cdot 0,70) = 0,30 \text{ MN/m}^2$$

mit

$$\beta_{RHS} = 2 \cdot \sigma_{0HS} = 2 \cdot 0,09 = 0,18 \text{ MN/m}^2$$

Schubnachweis

$$\text{vorh } \tau = 0,11 \text{ MN/m}^2 < \text{zul } \tau = 0,30 \text{ MN/mm}^2$$

● Wandfuß

Kantenpressung

$$\sigma_R = 0,91 \text{ MN/m}^2$$

Normalspannung in der Mitte des überdrückten Bereiches

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot \sigma_R = \frac{1}{2} \cdot 0,91 = 0,46 \text{ MN/m}^2$$

Querkraft

$$Q_u = 15,74 \text{ kN/m}$$

vorhandene Schubspannung - Plattenschub

$$\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot \frac{15,74}{1/2 \cdot 0,365 \cdot 1,0} = 129,37 \text{ kN/m}^2 = 0,13 \text{ MN/m}^2$$

Grenzwert τ für die Schubspannung

$$\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot (\beta_{RHS} + \mu \cdot \sigma) = \frac{1}{2,0} \cdot (0,18 + 0,6 \cdot 0,51) = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

Schubnachweis

$$\text{vorh } \tau = 0,13 \text{ MN/m}^2 < \text{zul } \tau = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

Der Nachweis des Kellermauerwerks aus HLz B - 8 - 0,8 und NM IIa ist erbracht.

nach Abschn. 4.7.7.6

σ_{0HS} nach Tabelle 6, S. 23

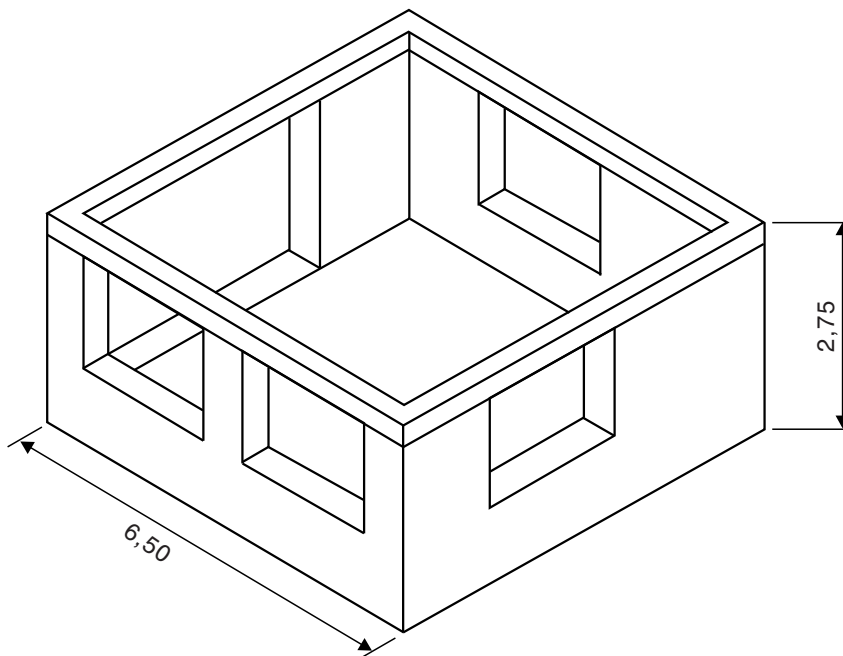
max. Querkraft für LF Volllast

Querschnitt ist zur Hälfte gerissen.

6.8 Nachweis eines Ringbalkens

Gebäudebeschreibung und Geometrie

Es wird die Aussteifung einer großzügigen Garage durch einen Ringbalken am Wandkopf nachgewiesen. Der Ringbalken wird umlaufend ausgebildet und übernimmt dabei auch die Funktion eines Ringankers.



Wanddicke $d = 240 \text{ mm}$

Bild 96: Gebäudeansicht

Berechnungsgang

a) statisches System

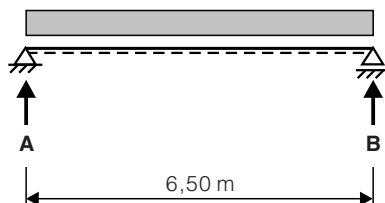


Bild 98: statisches System

b) Lastannahmen

Vertikallast aus Dachkonstruktion	= 9,50 kN/m
Windlast	= $1,2 \cdot 0,50 \text{ kN/m}^2 = 0,60 \text{ kN/m}^2$

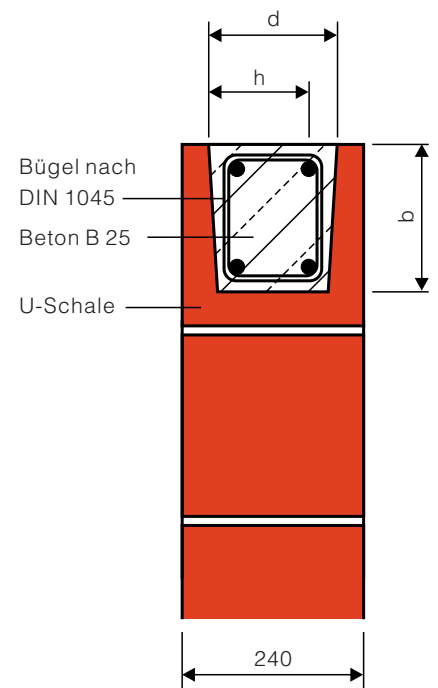
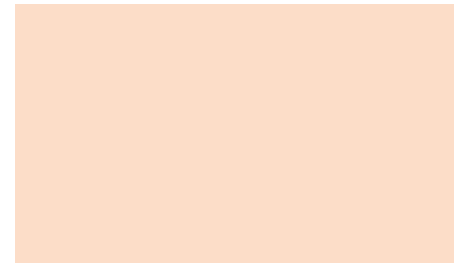
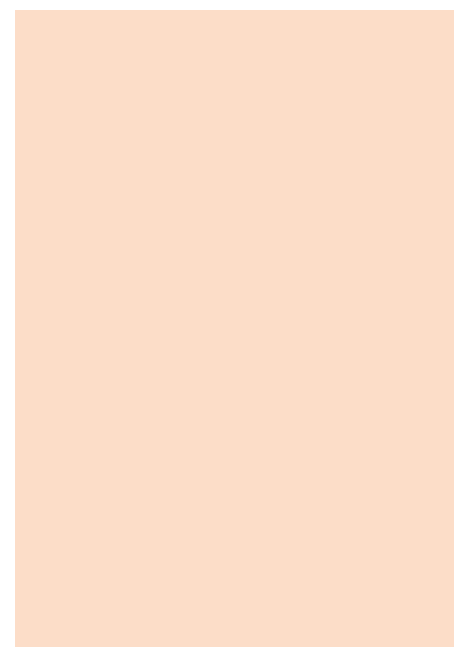


Bild 97: Querschnitt durch den Ringbalken



c) Belastung des Ringbalkens

$$q_W = 0,60 \cdot \frac{2,75}{2} = 0,83 \text{ kN/m}$$

$$q_D = 9,50 \cdot \frac{1}{100} = 0,10 \text{ kN/m}$$

$$q = q_W + q_D = 0,93 \text{ kN/m}$$

d) Schnittgrößen

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{0,93 \cdot 6,50^2}{8} = 4,91 \text{ kNm}$$

$$A = B = \frac{q \cdot \ell}{2} = \frac{0,93 \cdot 6,50}{2} = 3,02 \text{ kN}$$

e) Bemessung

● Eingangsgrößen

Baustoffe

Beton B 25
Bewehrung BSt 500 S

Querschnittswerte

b / d / h 19,5 cm / 17 cm / 15 cm

● Biegebemessung

$$k_h = \frac{h [\text{cm}]}{\sqrt{\frac{M [\text{kNm}]}{b [\text{m}]}}} = \frac{15}{\sqrt{\frac{4,91}{0,195}}} = 2,99$$

$$k_s = 4,5$$

$$\text{erf. } A_s = \frac{M [\text{kNm}]}{h [\text{cm}]} \cdot k_s = \frac{4,91}{15} \cdot 4,5 = 1,47 \text{ cm}^2$$

gewählt : 2 Ø 12 je Seite

$$\text{vorh. } A_s = 2,3 \text{ cm}^2$$

● Schubbemessung

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{Q}{b \cdot k_z \cdot h} = \frac{3,02}{19,5 \cdot 0,85 \cdot 15} = 0,012 \text{ kN/cm}^2 = 0,12 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis

$$\tau_0 = 0,12 \text{ MN/m}^2 < \tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

k_s aus Bemessungstabellen abgelesen, z.B. aus [23]

zur Reduzierung der Schwindverformung des Ringbalkens werden insgesamt 4 Ø 12 als Bewehrung angeordnet

gleichzeitig $A_s > 1,05 \text{ cm}^2 = \min A_s$ für Ringanker mit BSt 500 S

bei Rechteckquerschnitten im allgemeinen $k_z = 0,85$

keine Schubbewehrung erforderlich, konstruktiv. Bügelmatte R 188

- [1] DIN 1053-1: Mauerwerk - Teil 1: Berechnung und Ausführung. November 1996
- [2] ENV 1996-1-1, 06.95: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten; Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung, Juni 1995
- [3] DIN 1053-2: Mauerwerk - Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen auf Grund von Eignungsprüfungen. November 1996
- [4] DIN 1053-3: Mauerwerk - Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung. Februar 1990
- [5] DIN 1053-4: Mauerwerk - Bauten aus Ziegelfertigteilen. September 1978
- [6] Bauregelliste A, Teil 1. In Mauerwerk-Kalender 2001, Hrsg. v. H.-J. Irmschler, P. Schubert, 26. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 2001, S. 615-637
- [7] Reeh, H.; Jäger, W.: Bemessung von Mauerwerk, Beispiele nach DIN 1053-1 und Eurocode 6. In Mauerwerk-Kalender 2000, Hrsg. v. H.-J. Irmschler, P. Schubert, 25. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 2000, Seiten 455-520
- [8] Mann, W.: Prüfbericht Nr. 1 und 2, Statische Nachweise von Keller-Außenwänden unter Erdanschüttung und Verkehrslast p auf dem Gelände. Aufsteller: Hammes, K. D., Ingenieurgemeinschaft PRB. Darmstadt 1988 und 1991
- [9] DIN 4103 Teil 1: Nichttragende innere Trennwände; Anforderungen, Nachweise. Juli 1984
- [10] Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau (DGfM): Nichttragende innere Trennwände; Fassung 2001-07. Bonn: Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, Schlossallee 10, 53179 Bonn
- [11] Anstötz, W.: Biegetragfähigkeitsversuche an Mauerwerk (nichttragende Außenwände) aus Unipor Hochlochziegeln HLz B 12 - 0,8 - 8 DF (175) und Normalmörtel MG IIa und MG III. Hannover: Amtlicher Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1991. Prüfzeugnis 398/91
- [12] Kirtschig, K.: Gutachten zur Größe der Ausfachungsfläche von nichttragenden Außenwänden unter Verwendung von Mauerziegeln. Hannover 1992 *)
- [13] Frick; Knöll; Neumann, D.; Weinbrenner, U.: Baukonstruktionslehre Teil 2. 29. Aufl., B. G. Teubner, Stuttgart 1993
- [14] Schubert, P.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - Untersuchungsergebnisse an kleinen Wandprüfkörpern. In Mauerwerk-Kalender 1997, Hrsg. v. P. Funk, 22. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 1997, Seiten 611-628
- [15] Mann, W.: Grundlagen der vereinfachten und der genaueren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1, Ausgabe November 1996. In Mauerwerk-Kalender 2000, Hrsg. v. H.-J. Irmschler, P. Schubert, 25. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 2000, Seiten 407-435
- [16] Mann, W.: Schubtragfähigkeit und Schubnachweis von gemauerten Wänden. In Mauerwerk-Kalender 1995, Hrsg. v. P. Funk, 20. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 1995, Seiten 95-114
- [17] Zilch, K.: Ausbildung des Wand-Decken-Knotens mit Trennlage, Gutachten Az. 96508, München, 1996 *)
- [18] Kirtschig, K.; Anstötz, W.: Ermittlung der Reibungsbeiwerte von Feuchtesperrschichten. Förderer: BM Raumordnung, Städtebau und Bauwesen. Hannover 1990.
- [19] Wessig, J; Rich, H.: Vermeidung von Rissen im Leichtziegelmauerwerk, die hauptsächlich durch Ringanker und Decken aus Stahlbeton verursacht werden. Hannover: Institut für Arbeitstechnik und Didaktik im Bau- und Gestaltungswesen, 1992. - Forschungsbericht IAD 4/92
- [20] DAfStb Flachstürze, 07.79: Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Flachstürzen; Fassung 1977-08 (berichtigte Fassung 1979-07)

- [21] Schießl, P.; Schubert, P.; Caballero González, A.: Tragverhalten von Ziegel-Flachstürzen mit unvermörtelten und vermörtelten Stoßfugen. Aachen : Institut für Bauforschung, 1998. - Forschungsbericht Nr. F 492
- [22] Meyer, U.: Übermauerung von Ziegel-Flachstürzen, Bonn: Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e. V., 1999, AMz- Bericht 1/1999.
- [23] Zilch, K.: Tragverhalten von Ziegelflachstürzen mit Übermauerung ohne Stoßfugenvermörtelung unter Berücksichtigung des Einflusses verschiedener Aussteifungen am Wandkopf. Gutachten Az. 99820, München, 2000 *)
- [24] DIN 18554 Teil 1: Prüfung von Mauerwerk; Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls. Dezember 1985
- [23] Schneider, K.-J.: Bautabellen für Ingenieure mit europäischen und nationalen Vorschriften. Hrsg. v. K.-J. Schneider, 14. Auflage, Werner, Düsseldorf 2001, Abschnitt 3.3, Seite 5.39 ff
- [24] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. DAfStb-Heft 240, Beuth, Berlin 1991
- [25] Mann, W., Bernhardt, G.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten gemauerten Wänden, insbesondere von Kellerwänden auf Erddruck. In Mauerwerk-Kalender 1984, Hrsg. v. P. Funk, 9. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 1984, Seiten 69 - 84

*) die aufgeführten Gutachten können über die Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V., Schaumburg-Lippe-Straße 4, 53113 Bonn, bezogen werden

Weiterführende Literatur

NAD zu ENV 1996-1-1: Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1 (Nationales Anwendungsdokument zu Eurocode 6).

DIN 1045 07.88. Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung

Markmann, C.: Bemessung im Mauerwerksbau. Buchreihe: Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn, Berlin 1998

Schneider, K.-J., Schubert, P. u. Wormuth, R.: Mauerwerksbau.: Gestaltung, Baustoffe, Konstruktion, Berechnung, Ausführung, Umweltverträglichkeit. 6. Aufl., Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1999

Reeh, H.; Jäger, W.: Bemessung von Mauerwerk, Beispiele nach DIN 1053-1 und Eurocode 6. In Mauerwerk-Kalender 2001, Hrsg. v. H.-J. Irmschler, P. Schubert, 26. Jg., Ernst & Sohn, Berlin 2001, Seiten 287-347

Jäger, W.; Schneider, K.-J.; Weickenmeier, N. (Hrsg.): Mauerwerksbau aktuell, Praxishandbuch 2002. 6. Jg., Bauwerk, Berlin, 2002

8.1 Anhang A: Zur Ermittlung der Momente am Wand-Decken-Knoten anhand von Ersatzsystemen

8.1.1 Übersicht der Teilsysteme

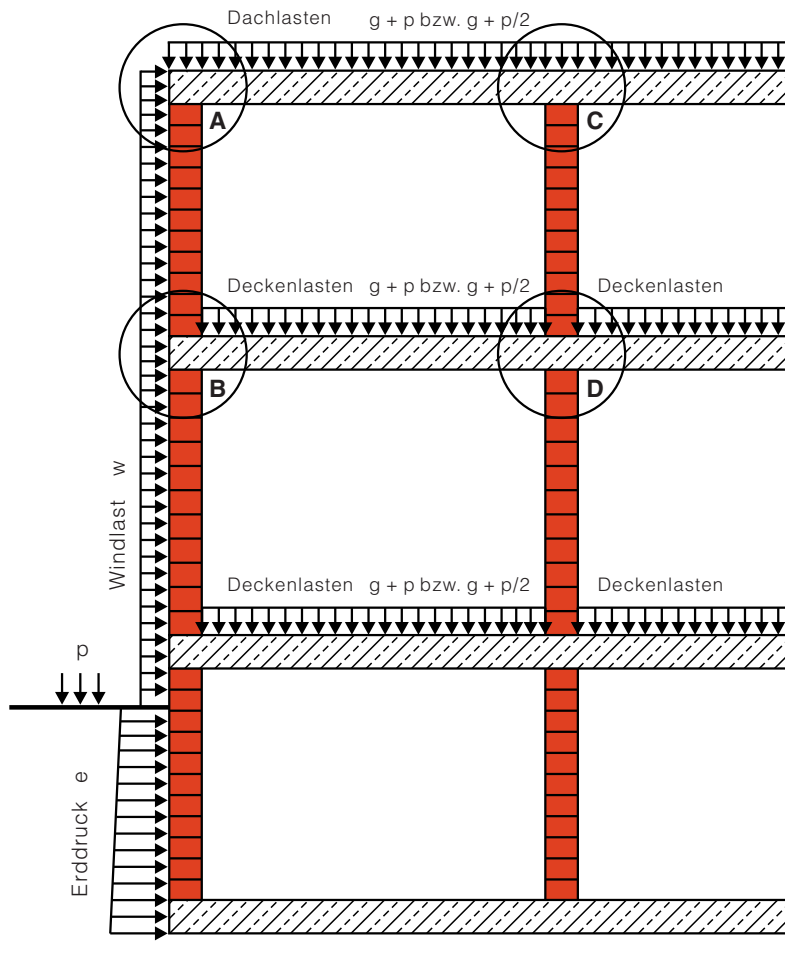


Bild 99: Lage der Teilsysteme zur Ermittlung der Knotenmomente

Anmerkung: Nicht in jedem Falle kann eine Einspannung der Decken in die Außenwände angenommen werden. Hierfür ist vielmehr mit einer gelenkigen Auflagerung der Decke auf die Außenwände zu rechnen ("sichere Seite"), dies ist bei den Teilsystemen C und D für Innenwand-Decken-Knoten zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 8.1.3).

8.1.2 Berechnungen am Außenwandknoten

8.1.2.1 Teilsystem A - Einspannmomente einer Dachdecke

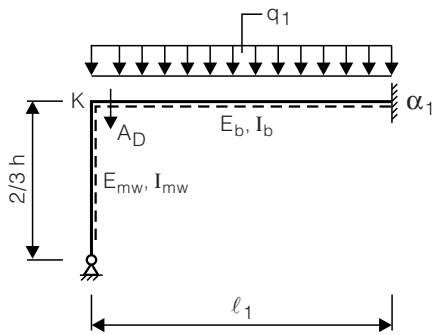


Bild 100: Teilsystem A

Einspanngrad:

$$\alpha_1 = -\frac{1}{12} \quad (A1)$$

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_1 \cdot q_1 \cdot l_1^2 \quad (A2)$$

mit

α_1 Einspanngrad

q_1 Deckenlast

l_1 Deckenstützweite

Steifigkeitsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1} \quad (A3)$$

mit

E_b Elastizitätsmodul des Betons

E_{mw} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

I_b Flächenträgheitsmoment der Betondecke

I_{mw} Flächenträgheitsmoment des Mauerwerks

h Geschosshöhe

l_1 Deckenstützweite

Knotenmomente:

$$M_K = M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1} \quad (\text{A4})$$

mit
 M_{voll} Volleinspannmoment
 k_1 Steifigkeitsfaktor

8.1.2.2 Teilsystem B - Einspannmomente einer Zwischendecke

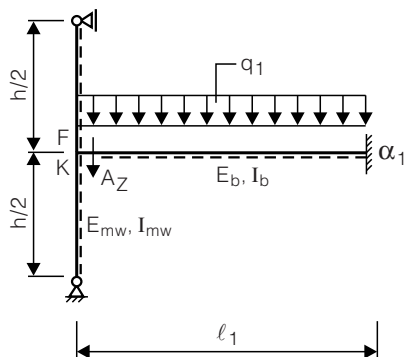


Bild 101: Teilsystem B

Einspanngrad:

$$\alpha_1 = -\frac{1}{12} \quad (\text{A1})$$

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_1 \cdot q_1 \cdot l_1^2 \quad (\text{A2})$$

mit
 α_1 Einspanngrad
 q_1 Deckenlast
 l_1 Deckenstützweite

Steifigkeitsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1} \quad (A3)$$

mit
 E_b Elastizitätsmodul des Betons
 E_{mw} Elastizitätsmodul des Mauerwerks
 I_b Flächenträgheitsmoment der Betondecke
 I_{mw} Flächenträgheitsmoment des Mauerwerks
 h Geschosshöhe
 l_1 Deckenstützweite

Knotenmomente:

$$M_K = \frac{1}{2} \cdot \left[M_{voll} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1} \right] = -M_F \quad (A5)$$

mit
 M_{voll} Volleinspannmoment
 k_1 Steifigkeitsfaktor

8.1.3 Berechnungen am Innenwandknoten

8.1.3.1 Teilsystem C - Einspannmomente einer Dachdecke

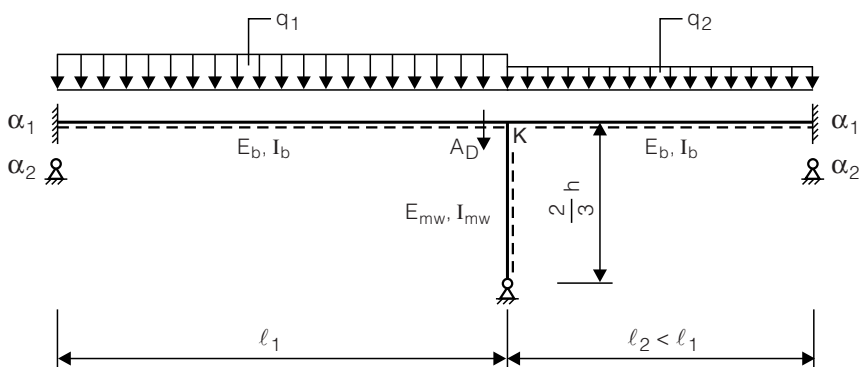


Bild 102: Teilsystem C

Einspanngrad:

$$\alpha_1 = -\frac{1}{12} \quad \alpha_2 = -\frac{1}{8} \quad (A6)$$

(α_2 bei Deckenauflagerung auf einer Außenwand)

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_i \cdot q_1 \cdot \ell_1^2 - \alpha_i \cdot q_2 \cdot \ell_2^2 \quad (\text{A7})$$

mit

α_i Einspanngrad

q_1, q_2 Deckenlast

ℓ_1, ℓ_2 Deckenstützweite

Steifigkeitsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{\text{mw}}} \cdot \frac{I_b}{I_{\text{mw}}} \cdot \frac{h}{\ell_1} \quad (\text{A3})$$

mit

E_b Elastizitätsmodul des Betons

E_{mw} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

I_b Flächenträgheitsmoment der Betondecke

I_{mw} Flächenträgheitsmoment des Mauerwerks

h Geschosshöhe

ℓ_1 Deckenstützweite

Knotenmomente:

Beidseitig Einspannung:

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \quad (\text{A8})$$

Gelenk an Stab 1, Stab 2 eingespannt:

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \quad (\text{A9})$$

Beidseitig Gelenke:

$$M_K = -M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \quad (\text{A10})$$

mit

M_{voll} Volleinspannmoment

k_1 Steifigkeitsfaktor

ℓ_1, ℓ_2 Deckenstützweite

8.1.3.2 Teilsystem D - Einspannmomente einer Zwischendecke

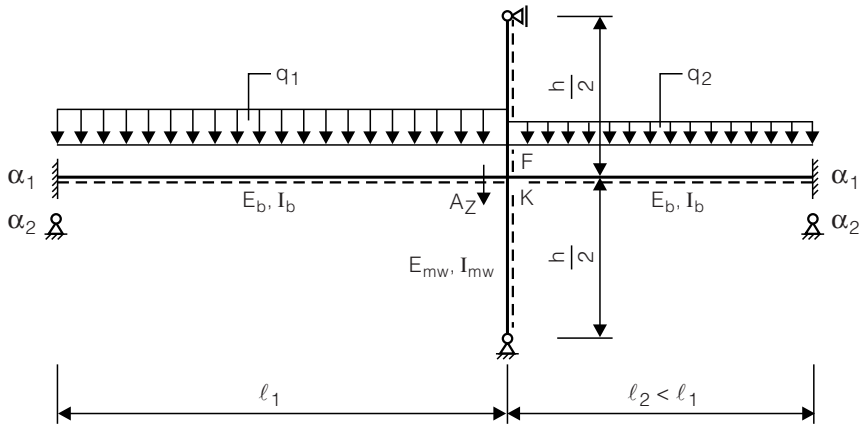


Bild 103: Teilsystem D

Einspanngrad:

$$\alpha_1 = -\frac{1}{12} \quad \alpha_2 = -\frac{1}{8} \quad (A6)$$

(α_2 bei Deckenauftragung auf einer Außenwand)

Volleinspannmoment:

$$M_{\text{voll}} = \alpha_i \cdot q_1 \cdot l_1^2 - \alpha_i \cdot q_2 \cdot l_2^2 \quad (A7)$$

mit

 α_i Einspanngrad q_1, q_2 Deckenlast l_1, l_2 Deckenstützweite

Steifigkeitsfaktor:

$$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_b}{E_{mw}} \cdot \frac{I_b}{I_{mw}} \cdot \frac{h}{l_1} \quad (A3)$$

mit

 E_b Elastizitätsmodul des Betons E_{mw} Elastizitätsmodul des Mauerwerks I_b Flächenträgheitsmoment der Betondecke I_{mw} Flächenträgheitsmoment des Mauerwerks h Geschosshöhe l_1 Deckenstützweite

Knotenmomente:

Beidseitig Einspannung:

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \right] = -M_F \quad (\text{A11})$$

Gelenk an Stab 1, Stab 2 eingespannt:

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + k_1 \cdot \left(\frac{3}{4} + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \right] = -M_F \quad (\text{A12})$$

Beidseitig Gelenke:

$$M_K = -\frac{1}{2} \cdot \left[M_{\text{voll}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2}\right)} \right] = -M_F \quad (\text{A13})$$

mit

M_{voll} Volleinspannmoment

k_1 Steifigkeitsfaktor

ℓ_1, ℓ_2 Deckenstützweite

8.2 Anhang B: Ermittlung der Knicklängen für das genauere Verfahren

Die Knicklänge h_K einer Wand kann nach DIN 1053-1 über folgende Gleichungen in Abhängigkeit deren Halterung bzw. der Aussteifung durch angrenzende Querwände bestimmt werden:

1. Freistehende Wand (einseitig gehalten):

$$h_K = 2 \cdot h_s \cdot \sqrt{\frac{1 + 2 \cdot \frac{N_o}{N_u}}{3}} \quad (\text{A14})$$

mit

h_s lichte Geschosshöhe

N_o Normalkraft am Wandkopf

N_u Normalkraft am Wandfuß

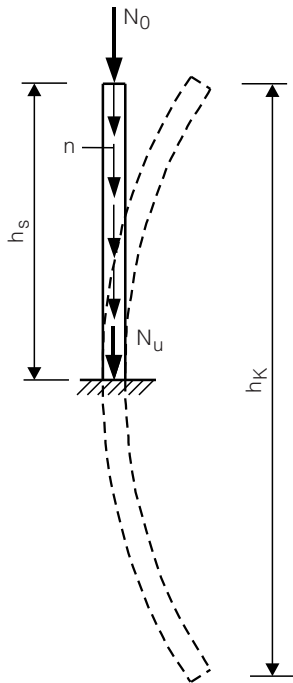


Bild 104: Einseitig gehaltene Wand

2. Zweiseitig gehaltene Wand:

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt der Zusammenhang

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (\text{A15})$$

mit

β Beiwert zur Ermittlung der Knicklänge

h_s lichte Geschosshöhe

Vereinfachend kann auf der "sicheren Seite" liegend mit gerechnet werden.

$$h_K = h_s \quad (\text{für } \beta = 1,0) \quad (\text{A16})$$

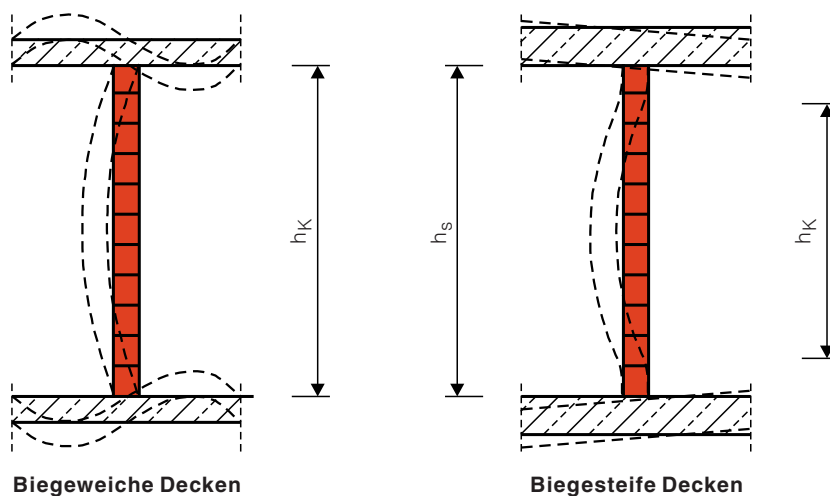


Bild 105: Zweiseitig gehaltene Wand

Bei flächig aufgelagerten Decken darf unter Berücksichtigung bestimmter Randbedingungen der Auflagertiefe und planmäßiger Ausmitte (siehe DIN 1053-1, Tabelle 7) sowie der Steifigkeitsverhältnisse die Knicklänge abgemindert werden.

$$\beta = 1 - 0,15 \cdot \frac{E_b \cdot I_b}{E_{mw} \cdot I_{mw}} \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{\ell_1} + \frac{1}{\ell_2} \right) \geq 0,75 \quad (\text{A17})$$

mit

E_b Elastizitätsmodul des Betons

I_b Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Betondecke

E_{mw} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

I_{mw} Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Mauerwerkswand

h_s lichte Geschosshöhe

ℓ_1, ℓ_2 angrenzende Deckenstützweiten

Bei Wanddicken $d \leq 175$ mm darf dagegen ohne weiteren Nachweis $\beta = 0,75$ angesetzt werden, wenn die rechnerische Ausmitte $e \leq d/3$ beträgt.

Bei größeren rechnerischen Ausmitten gilt immer $\beta = 1,0$.

3. Dreiseitig gehaltene Wand (ein freier vertikaler Rand):

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{3 \cdot b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \geq 0,3 \cdot h_s \quad (\text{A18})$$

mit

- β Beiwert zur Ermittlung der Knicklänge
- h_s lichte Geschosshöhe
- b Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand

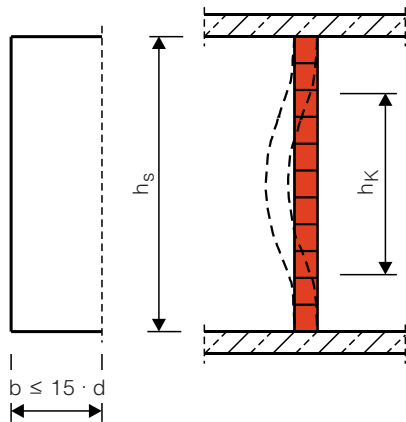


Bild 106: Dreiseitig gehaltene Wand

4. Vierseitig gehaltene Wand:

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad \text{für } h_s \leq b \quad (\text{A19})$$

$$h_K = \frac{b}{2} \quad \text{für } h_s > b$$

mit

- β Beiwert zur Ermittlung der Knicklänge
- h_s lichte Geschosshöhe
- b Mittenabstand der aussteifenden Wände

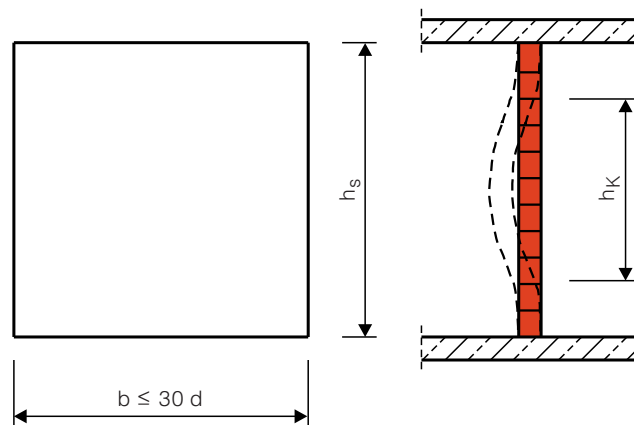


Bild 107: Vierseitig gehaltene Wand

Wenn bei vierseitig gehaltenen Wänden der Wert b größer als die 30-fache Wanddicke d oder bei dreiseitig gehaltenen Wänden größer als die 15-fache Wanddicke ist, so muss diese Wand wie eine zweiseitig gehaltene Wand behandelt werden (vgl. hierzu Abschn.4.4.4.3 und 5.3).

Sollte die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen sein, so sind die Bedingungen nach Abschnitt 5.3 einzuhalten. Weitere Regelungen zur Annahme von aussteifenden Wänden enthält der Abschnitt 6.7.1 der DIN 1053-1.

Schwächungen des Wandquerschnittes durch Schlitze und Aussparungen in der Wand werden im Abschnitt 5.4 der Broschüre behandelt. Hierbei regeln die Größenverhältnisse der Querschnittsschwächungen der Mauerwerkswand den Ansatz, deren Halterung und damit die rechnerisch ansetzbare Knicklänge bei der Nachweisführung.

Stichwort	Seite	Stichwort	Seite
5%-Regel	36	Sicherheitsbeiwert	23, 39
Abminderungsfaktor	16	Teilflächenpressung	44, 45
Auflagerpressung	26	Trennschicht	50
Ausfachungsflächen	34	überdrückte Querschnittsfläche	22
Aussparungen	55	vereinfachtes Berechnungsverfahren	14
Aussteifung	12, 53	Wand-Decken-Knoten	50
Bemessungskonzept	10	Wandöffnungen	54
Biegezugbeanspruchung	27, 48	Windbeanspruchung	39
Biegezugspannungen	27	Zugbeanspruchung	27, 48
Deckenaufleger	19, 50	zulässige Druckspannung	16
Druckspannungsnachweis	16, 42, 52		
Exzentrizität	14, 37, 41		
Flachstürze	59		
Formfaktor c	21		
Gebäudestabilität	11		
Giebelwände	32		
genaueres Berechnungsverfahren	35		
Haftscherfestigkeit	23, 47		
Horizontallast	26		
Kelleraußenwände	28, 31		
Knicklänge	16		
Knicklängenfaktor	18		
Knicksicherheitsnachweis	41, 43		
Knotenmomente	35		
kurze Wände	26		
Lotabweichung	14		
nichttragende Wände	32		
Plattenschub	48		
Randdehnung	24		
Randspannung	23, 40		
Ringanker	57		
Ringbalken	57		
Scheibenschub	21, 25		
Schlankheit	27		
Schlitze	55		
Schubspannungsnachweis	21, 46, 49		

Beratungsstellen der Ziegelindustrie

Wünschen Sie technische Beratung zum Bauen mit Ziegeln, wenden Sie sich bitte an folgende Stellen:

Bundesverband der Deutschen
Ziegelindustrie e.V.
Schaumburg-Lippe-Straße 4
53113 Bonn
Telefon: 02 28/9 14 93-0
Telefax: 02 28/9 14 93-28

Bauberatung:

Über der Nonnenwiese 3
99428 Weimar-Tröbsdorf
Telefon: 0 36 43/83 51-0
Telefax: 0 36 43/83 51-0

Zum Kiefernwald 60
14532 Kleinmachnow
Telefon: 03 32 03/2 48 41
Telefax: 03 32 03/7 14 30

Fachverband
Ziegelindustrie NORD e.V.
Bahnhofsplatz 2a
26122 Oldenburg
Postfach 1809
26008 Oldenburg
Telefon: 04 41/2 10 26-0
Telefax: 04 41/2 10 26-20

Fachverband
Ziegelindustrie NORTHWEST e.V.
Am Zehnthof 197-203
45307 Essen
Telefon: 02 01/5 92 13-06
Telefax: 02 01/5 92 13-59

Fachverband
Ziegelindustrie SÜDWEST e.V.
Friedrich-Ebert-Straße 11-13
67433 Neustadt/Weinstraße
Postfach 101062
67410 Neustadt/Weinstraße
Telefon: 0 63 21/85 22 55
Telefax: 0 63 21/85 22 90

BAYERISCHER Ziegelindustrie
Verband e.V.
Bavariaring 35
80336 München
Telefon: 0 89/74 66 16-0
Telefax: 0 89/74 66 16-30

Impressum

Herausgeber:
Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel
im Bundesverband der Deutschen
Ziegelindustrie e. V.,
Schaumburg-Lippe-Straße 4,
53113 Bonn

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
Dipl.-Ing. Torsten Pflücke
Dipl.-Ing. Ralph Waurig
Dipl.-Ing. Dieter Figge
Dr.-Ing. Udo Meyer

unter Mitarbeit von:

Prof. Dr.-Ing. Heinrich Metzemacher
Prof. Dr.-Ing. Wolf-Rüdiger Metje

1. Ausgabe, Juli 2002

Alle Rechte vorbehalten.
Nachdruck, auch auszugsweise nur
mit ausdrücklicher Genehmigung von
©Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V.,
Bonn, 2002

Gestaltung und Satz:
triangle service GbR, Aachen
M. Krebs - A. Caballero González

ISBN 3-923773-20-X

Druck:

M. Brimberg
Druck und Verlag GmbH
Dresdener Straße 1
52068 Aachen