BERECHNUNG

Prof. Dr.-Ing. Martin Homann, FH Münster

4.1 Anforderungen an Entwurf und Ausführung

Während der Errichtung und der vorgesehenen Nutzung sowie bei Instandsetzungsmaßnahmen unterliegen Bauwerke in unterschiedlichem Maße ständigen, veränderlichen, außergewöhnlichen oder seismischen Einwirkungen (Tab. 4.1). Dementsprechend sind Bauwerke so zu entwerfen und auszuführen, dass diese Beanspruchungen mit angemessener Zuverlässigkeit nicht zu folgenden Konsequenzen führen können:

- Einsturz des Bauwerks
- Beschädigungen von Bauteilen oder Einrichtungen und Ausstattungen infolge zu großer Verformungen des Tragwerks
- Beschädigungen durch außergewöhnliche Ereignisse, z. B. durch Brand, Explosion oder Anprall eines Fahrzeugs
- Versagen durch Erdbeben

Im Tragfähigkeitsnachweis wird nachgewiesen, dass diese Anforderungen erfüllt werden. Darüber hinaus dient der Gebrauchstauglichkeitsnachweis dazu, sicherzustellen, dass das Bauwerk während der vorgesehenen Nutzungsdauer neben seiner Tragfähigkeit auch seine Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bei angemessenem Aufwand für den Unterhalt behält.

Die Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, die grundlegend in DIN EN 1990 [4.17] und DIN EN 1990/NA [4.18] genormt sind, umfassen alle Bemessungssituationen, die während der Errichtungsphase und der geplanten Nutzungsdauer eines Bauwerks auftreten können und die entsprechend den Einwirkungen folgendermaßen klassifiziert werden:

- Ständige, während der Nutzungszeit planmäßig auftretende Bemessungssituationen
- Vorübergehende und zeitlich begrenzt auftretende Bemessungssituationen, z. B. im Bauzustand oder bei Instandsetzungsarbeiten
- Außergewöhnliche Bemessungssituationen, z. B. im Brandfall
- Bemessungssituation bei Erdbeben

Art der Einwirkung	Beispiele
Ständige Einwirkungen (G)	Eigenlasten
	Vorspannung (P)
	Erddruck
	Ständiger Flüssigkeitsdruck
Veränderliche Einwirkungen (Q)	Nutzlasten
	Verkehrslasten
	Windlasten
	Schnee- und Eislasten
	Veränderlicher Flüssigkeitsdruck
	Baugrundsetzungen
Außergewöhnliche Einwirkungen (A_d)	Windlasten
	Schnee- und Eislasten
	Explosion
	Fahrzeuganprall
Einwirkungen infolge Erdbeben (A_{Ed})	

Tab. 4.1: Einwirkungen auf Gebäude gemäß DIN EN 1990 [4.17]

Auf dieser Grundlage werden statisch erforderliche Nachweise geführt. Für Mauerwerk gelten außerdem DIN EN 1996 [4.21] und DIN EN 1996/NA [4.22]. Für bewehrte Wand-, Dach- und Deckenplatten gilt DIN EN 12602 [4.24] mit den zugehörigen nationalen Anhängen, bestehend aus DIN 4223-100 bis Teil 103 [4.11].

Tab. 4.2: Eigenlasten (Wichten) von Mauerwerk aus unbewehrten Porenbeton-Plansteinen, Porenbeton-Planelementen und Porenbeton-Mauertafeln gemäß DIN EN 1991-1-1/NA [4.20.1]

Festigkeitsklasse	Rohdichteklasse	Wichte[1] kN/m³
2	**0,35**	4,5
	0,40	5,0
	0,45	5,5
	0,50	6,0
4	**0,50**	6,0
	0,55	6,5
	0,60	7,0
	0,65	7,5
	0,70	8,0
	0,80	9,0
6	**0,60**	7,0
	0,65	7,5
	0,70	8,0
	0,80	9,0
8	**0,80**	9,0
	0,90	10,0
	1,00	11,0

[1] Die Werte schließen den Dünnbett-Fugenmörtel und die übliche Feuchte ein.

Tab. 4.3: Eigenlasten (Wichten) von Planbauplatten aus unbewehrtem Porenbeton mit Dünnbettmörtel gemäß DIN EN 1991-1-1/NA [4.20.1]

Rohdichteklasse	Wichte kN/m³
0,40	5,0
0,45	5,5
0,50	6,0
0,55	6,5
0,60	7,0
0,65	7,5
0,70	8,0

Tab. 4.4: Eigenlasten (Wichten) von Wand-, Dach- und Deckenplatten aus bewehrtem Porenbeton gemäß DIN 4223 [4.11] und DIN EN 1991-1-1/NA [4.20.1]

Rohdichteklasse	Wichte kN/m³
0,40	5,2
0,45	5,7
0,50	6,2
0,55	6,7
0,60	7,2
0,65	7,8
0,70	8,4
0,80	9,5

4.2 Lastannahmen

4.2.1 Eigenlasten (Wichten) von Baustoffen und Bauteilen

Angaben zu Eigenlasten (Wichten) von Porenbetonbauteilen gemäß DIN EN 1991-1-1 [4.19.1] und DIN EN 1991-1-1/NA [4.20.1] können den Tabellen 4.2, 4.3 und 4.4 entnommen werden.

4.2.2 Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten

Eigenlasten sind ständig vorhandene und in der Regel unveränderliche Einwirkungen, welche aus dem Gewicht der tragenden oder stützenden Bauteile sowie den unveränderlichen, von den tragenden Bauteilen dauernd aufzunehmenden Lasten (z. B. Auffüllungen, Fußbodenbeläge) resultieren. Bei der Bemessung werden sie als unabhängige ständige Einwirkungen betrachtet. Die charakteristischen Werte der Eigenlasten des Tragwerks und von nicht tragenden Teilen des Bauwerks werden aus den Wichten bzw. Flächenlasten gemäß DIN EN 1991-1-1 ermittelt.

Nutzlasten sind veränderliche oder bewegliche Einwirkungen auf ein Bauteil (z. B. Personen, Einrichtungsgegenstände, unbelastete leichte Trennwände, Maschinen, Lagerstoffe, Fahrzeuge). Bei der Bemessung werden sie als unabhängige Einwirkungen betrachtet.

Werte sowie Regelungen zu lotrechten und horizontalen Nutzlasten q_k und Q_k können DIN EN 1991-1-1 entnommen werden.

4.2.3 Windlasten

Windlasten sind keine ständigen Einwirkungen auf ein Bauwerk, sondern zählen zu den veränderlichen Einwirkungen. Sie können dazu führen, dass ein Bauwerk in Schwingungen gerät. Nach DIN EN 1991-1-4/NA [4.20.3] gilt ein Bauwerk als nicht schwingungsanfällig gegenüber Böenwirkung, wenn seine Verformungen unter Windeinwirkungen durch Böenresonanz um nicht mehr als 10 % vergrößert werden. Ohne besonderen Nachweis dürfen Wohn-, Büro- und Industriegebäude mit einer Höhe bis zu 25 m und ihnen in Form oder Konstruktion ähnliche Gebäude in der Regel als nicht schwingungsanfällig angenommen werden. Ihre Windlasten werden unter bestimmten Voraussetzungen nach einem vereinfachten Verfahren berechnet.

Winddruck

Der Winddruck w_e, der bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken auf die Außenflächen wirkt, berechnet sich aus dem Geschwindigkeitsdruck q_p in Abhängigkeit von der Bezugshöhe z_e und dem aerodynamischen Beiwert c_{pe} für den Außendruck:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \qquad \text{Gl. (4.1)}$$

Geschwindigkeitsdruck

Bei Bauwerken bis zu einer Höhe von 25 m über Grund wird ein Geschwindigkeitsdruck q_p in Abhängigkeit von Windzonen mit den Bezeichnungen WZ 1 (z. B. Binnenland) bis WZ 4 (z. B. Nordseeküste) vereinfachend konstant über die gesamte Gebäudehöhe angenommen (Abb. 4.1 und Tab. 4.5). Im Regelfall wird der Geschwindigkeitsdruck aber auch durch Bodenrauigkeit, Bewuchs und Bebauung beeinflusst. Eine genauere Berücksichtigung erfolgt jedoch nur für Bauwerke, die höher als 25 m sind.

Abb. 4.1: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland gemäß DIN EN 1991-1-4/NA [4.20.3]

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q_p [kN/m²] bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von		
		h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h ≤ 25 m
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln an der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	–	–

Tab. 4.5: Vereinfachte Geschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe gemäß DIN EN 1991-1-4/NA [4.20.3]

Außendruckbeiwert

Für den Außendruckbeiwert c_{pe} ist neben der Gebäudeform die Lasteinzugsfläche A eine maßgebende Einflussgröße. Für unterschiedliche Gebäudeformen können Außendruckbeiwerte c_{pe} z. B. für vertikale Wände rechteckiger Gebäude, Flachdächer und Satteldächer tabellarisch ermittelt werden. Die von den Lasteinzugsflächen A = 1 m² und A = 10 m² beeinflussten Beiwerte werden jeweils als $c_{pe,1}$ und $c_{pe,10}$ angegeben. Für Lasteinzugsflächen abweichender Größe

ändert sich der Beiwert entsprechend Abb. 4.2. Die Außendruckbeiwerte gelten für nicht hinterlüftete Wand- und Dachflächen. Bei einer luftdichten Außenwandbekleidung ist der Winddruck wie bei einer einschaligen Wand anzusetzen. Weitere Regelungen finden sich in DIN EN 1996-1-4.

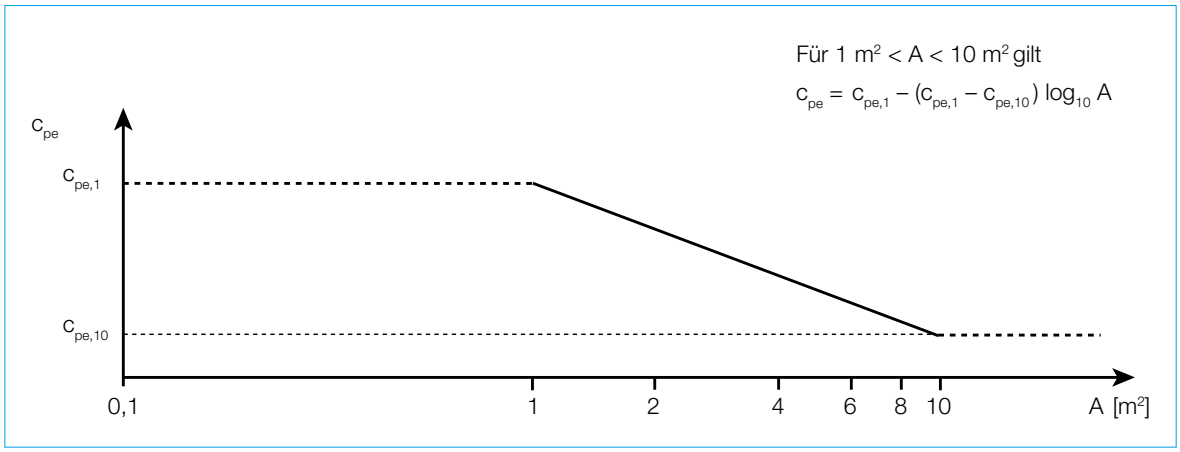


Abb. 4.2: Außendruckbeiwerte c_{pe} in Abhängigkeit von der Lasteinzugsfläche A gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

Vertikale Wände rechteckiger Gebäude

Geschwindigkeitsdrücke für vertikale Wände rechteckiger Gebäude werden nach Gebäudehöhe gestaffelt angesetzt. Die Staffelung erfolgt in Abhängigkeit von dem Verhältnis Baukörperhöhe/Baukörperbreite h/b in drei Kategorien (Abb. 4.3). Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,1}$ und $c_{pe,10}$ werden für Wandbereiche A bis E (Abb. 4.4) in Abhängigkeit vom Verhältnis Baukörperhöhe/Baukörperabmessung parallel zur Anströmrichtung h/d angegeben (Tab. 4.6).

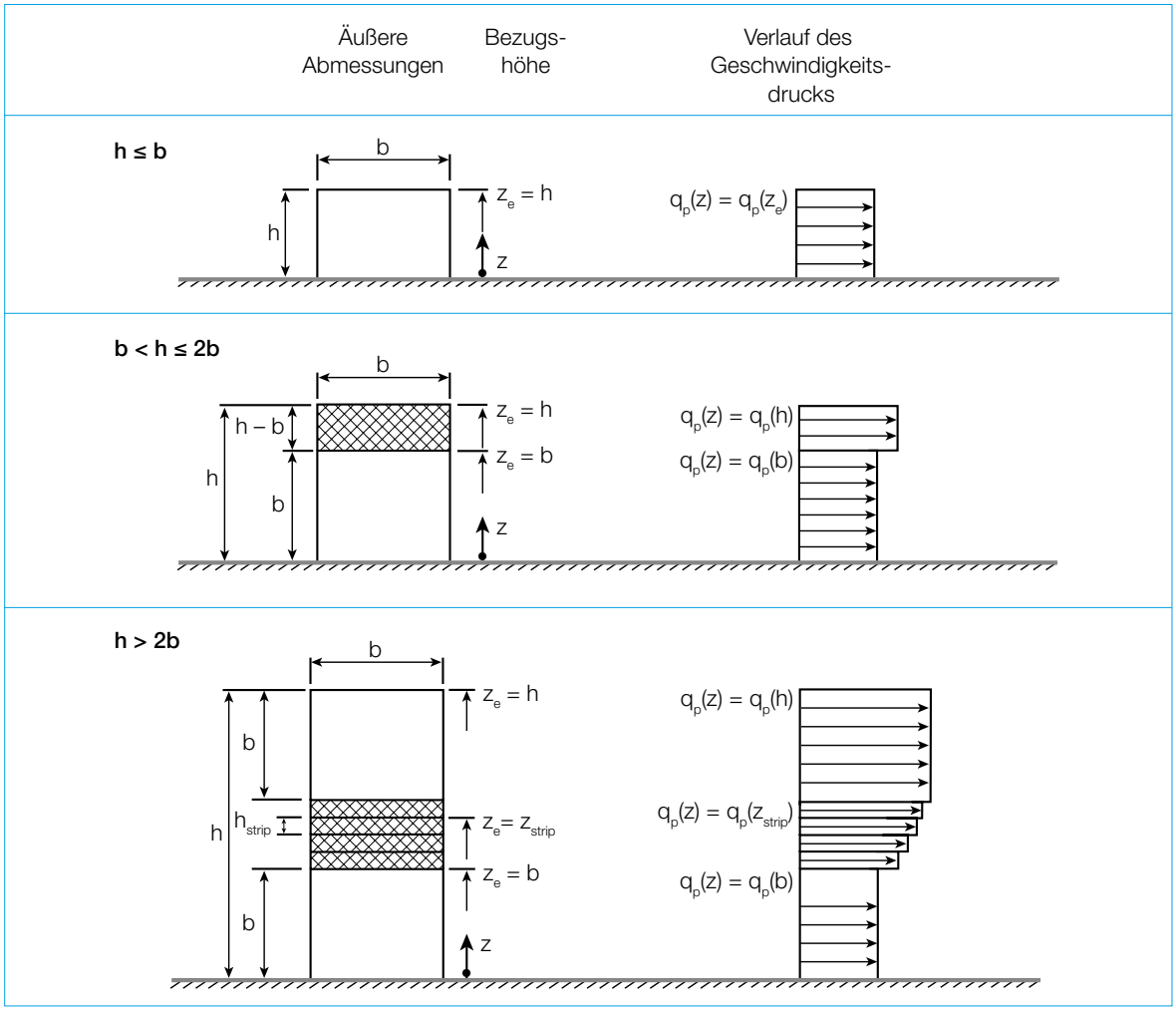


Abb. 4.3: Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von der Höhe h und der Breite b sowie der Winddruckverteilung gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

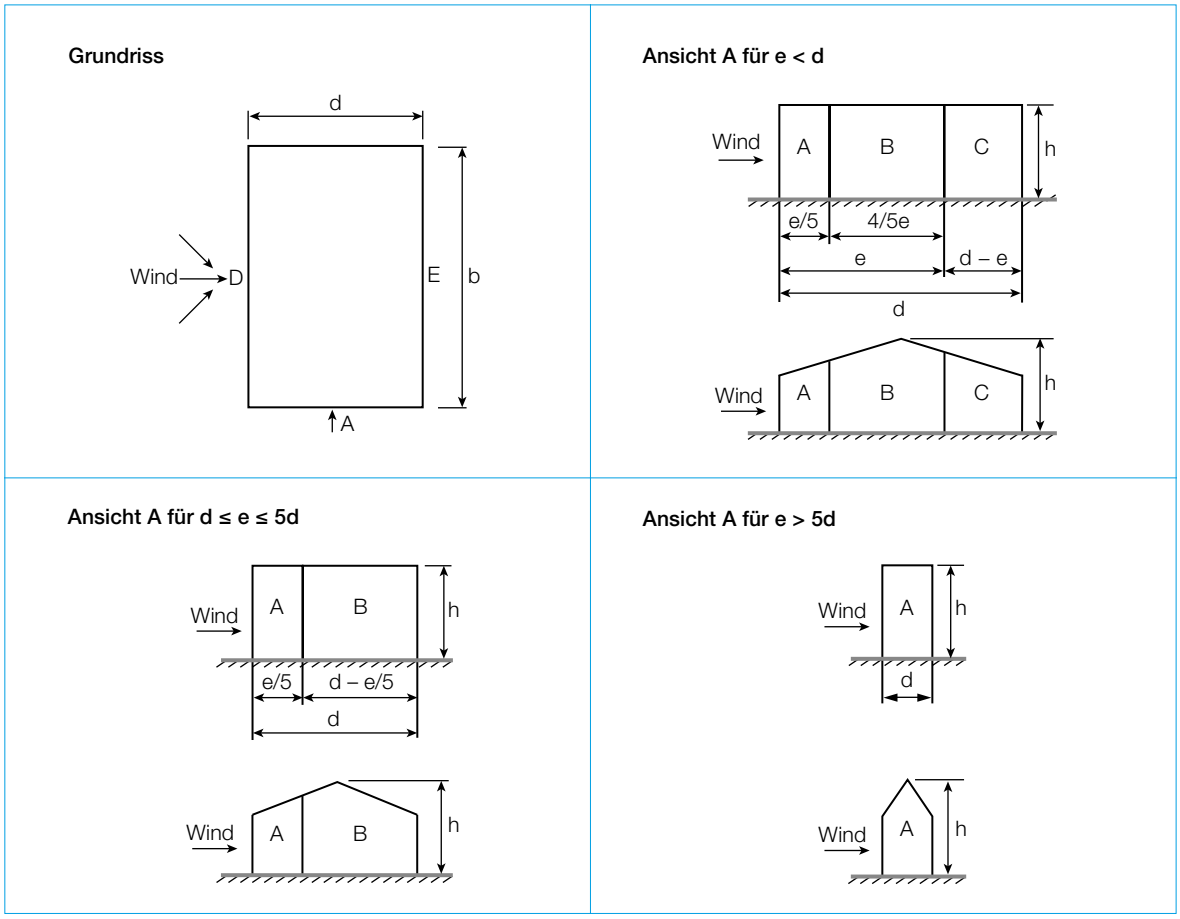


Abb. 4.4: Einteilung der Wandflächen bei vertikalen Wänden gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

e = b oder 2h, der kleinere Wert ist maßgebend
b: Abmessung quer zur Anströmrichtung

Bereich	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≥ 5	−1,4	−1,7	−0,8	−1,1	−0,5	−0,7	+0,8	+1,0	−0,5	−0,7
1	−1,2	−1,4	−0,8	−1,1	−0,5		+0,8	+1,0	−0,5	
≤ 0,25	−1,2	−1,4	−0,8	−1,1	−0,5		+0,7	+1,0	−0,3	−0,5

Für einzeln in offenem Gelände stehende Gebäude können im Sogbereich auch größere Sogkräfte auftreten.
Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.
Für Gebäude mit h/d > 5 ist die Gesamtwindlast anhand der Kraftbeiwerte gemäß DIN EN 1991-1-4 zu ermitteln.

Tab. 4.6: Außendruckbeiwert c_{pe} für vertikale Wände rechteckiger Gebäude gemäß DIN EN 1991-1-4/NA [4.20.3]

Flachdächer

Außendruckbeiwerte $c_{pe,1}$ und $c_{pe,10}$ für Flachdächer (Tab. 4.7) werden in Abhängigkeit von Bereichen F bis I (Abb. 4.5) ermittelt, in die das Flachdach unterteilt wird. Der Einfluss einer Attika oder von abgerundeten Traufbereichen wird mit berücksichtigt.

Tab. 4.7: Außendruckbeiwerte c_{pe} für Flachdächer gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

Dachtyp		Bereich							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Scharfkantiger Traufbereich		−1,8	−2,5	−1,2	−2,0	−0,7	−1,2	+0,2 −0,6	
Mit Attika	**h_p/h = 0,025**	−1,6	−2,2	−1,1	−1,8	−0,7	−1,2	+0,2 −0,6	
	h_p/h = 0,05	−1,4	−2,0	−0,9	−1,6	−0,7	−1,2	+0,2 −0,6	
	h_p/h = 0,10	−1,2	−1,8	−0,8	−1,4	−0,7	−1,2	+0,2 −0,6	
Abgerundeter Traufbereich	**r/h = 0,05**	−1,0	−1,5	−1,2	−1,8	−0,4		+0,2 −0,2	
	r/h = 0,10	−0,7	−1,2	−0,8	−1,4	−0,3		+0,2 −0,2	
	r/h = 0,20	−0,5	−0,8	−0,5	−0,8	−0,3		+0,2 −0,2	
Mansardenartig abgeschrägter Traufbereich	**α = 30°**	−1,0	−1,5	−1,0	−1,5	−0,3		+0,2 −0,2	
	α = 45°	−1,2	−1,8	−1,3	−1,9	−0,4		+0,2 −0,2	
	α = 60°	−1,3	−1,9	−1,3	−1,9	−0,5		+0,2 −0,2	

Bei Dächern mit Attika oder abgerundetem Traufbereich darf für Zwischenwerte h_p/h und r/h linear interpoliert werden.

Bei Dächern mit mansardendachartigem Traufbereich darf für Zwischenwerte von α zwischen α = 30°, 45° und 60° linear interpoliert werden. Für α > 60° darf zwischen den Werten für α = 60° und den Werten für Flachdächer mit scharfkantigem Traufbereich linear interpoliert werden.

Im Bereich I, für den positive und negative Werte angegeben werden, sollten beide Werte berücksichtigt werden.

Für die Schräge des mansardendachartigen Traufbereichs selbst werden die Außendruckbeiwerte in Tab. 4.8 „Außendruckbeiwerte für Satteldächer und Trogdächer“ Anströmrichtung θ = 0°, Bereiche F und G, in Abhängigkeit von dem Neigungswinkel des mansardendachartigen Traufbereichs angegeben.

Für den abgerundeten Traufbereich selbst werden die Außendruckbeiwerte entlang der Krümmung durch lineare Interpolation entlang der Kurve zwischen den Werten der vertikalen Wand und auf dem Dach ermittelt.

Bei mansardenartig abgeschrägten Traufbereichen mit einem horizontalen Maß weniger als e/10 sollten die Werte für scharfkantige Traufbereiche verwendet werden. Für die Definition von e siehe Abb. 4.5.

Bei den Dachtypen „scharfkantiger Traufbereich” und „mit Attika” ist im Bereich I der negative Druckbeiwert mit −0,6 anzunehmen.

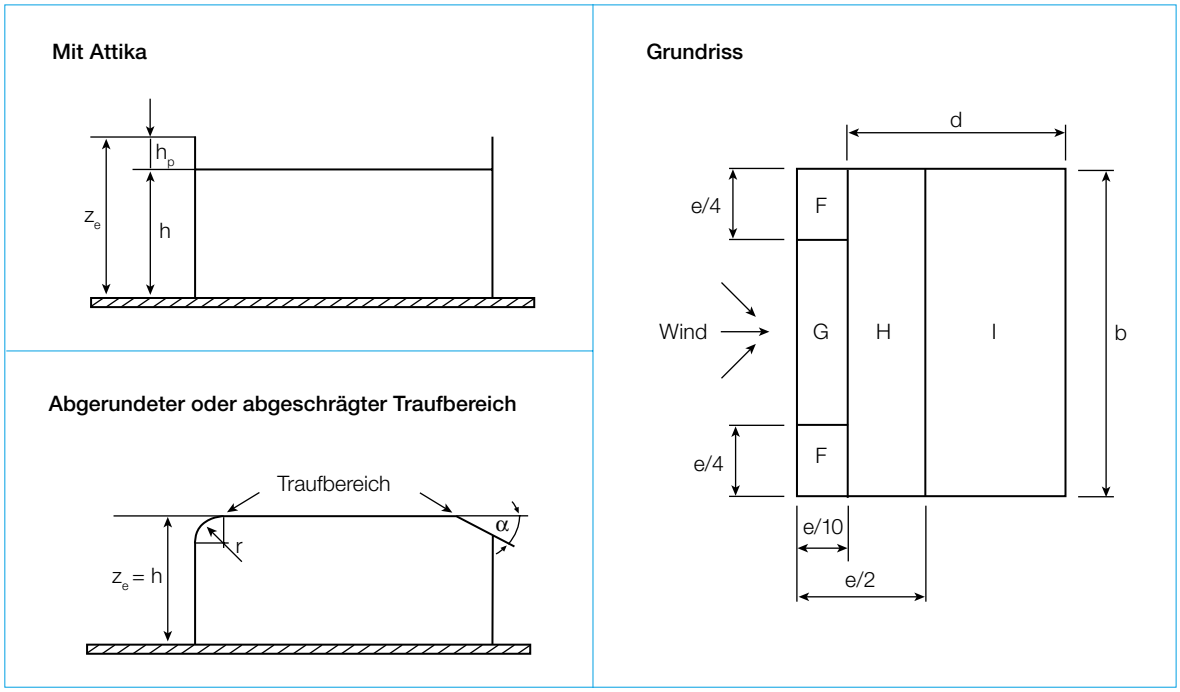


Abb. 4.5: Einteilung der Dachflächen bei Flachdächern gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

e = b oder 2h, der kleinere Wert ist maßgebend
b: Abmessung quer zum Wind

Satteldächer

Satteldächer werden zunächst in Bereiche F bis J eingeteilt (Abb. 4.6). Die Bezugshöhe z_e entspricht der Gebäudehöhe h. Je nach Bereich, Neigungswinkel des Daches und Anströmrichtung werden die Außendruckbeiwerte $c_{pe,1}$ und $c_{pe,10}$ ermittelt (Tab. 4.8).

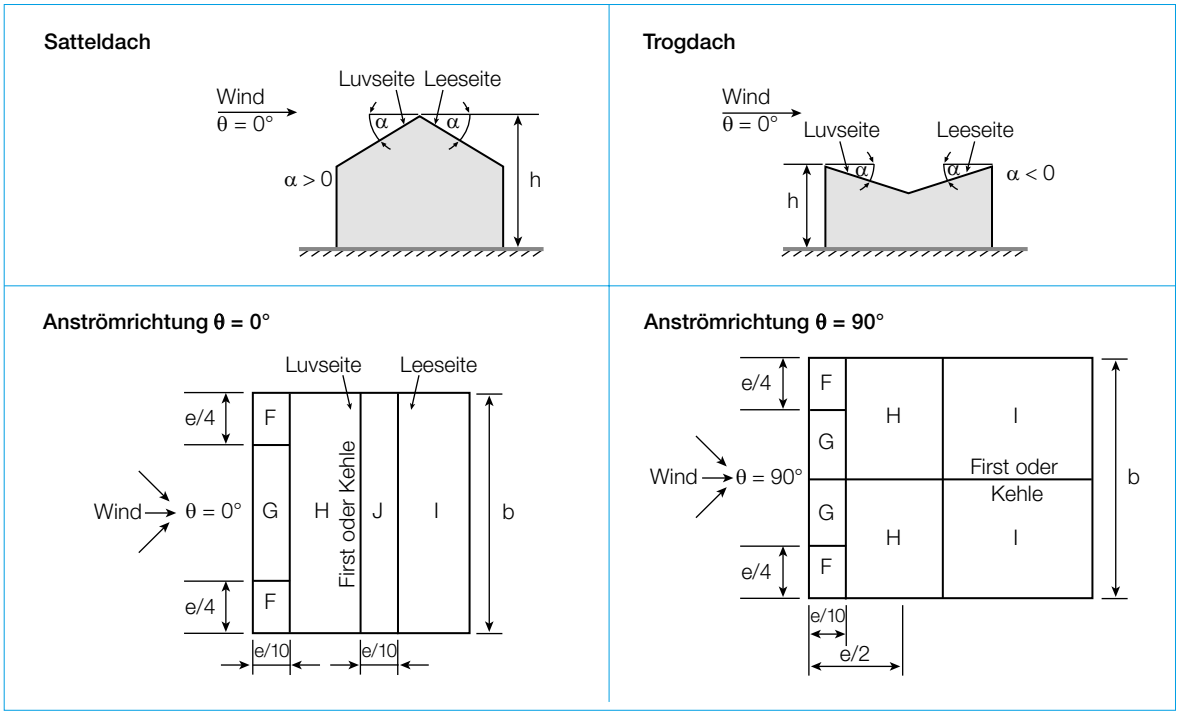


Abb. 4.6: Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

e = b oder 2h, der kleinere Wert ist maßgebend
b: Abmessung quer zum Wind

Tab. 4.8: Außendruckbeiwerte c_{pe} für Sattel- und Trogdächer gemäß DIN EN 1991-1-4 [4.19.3]

Bereich für die Anströmrichtung θ = 0°										
Neigungswinkel α	Bereich									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
−45°	−0,6		−0,6		−0,8		−0,7		−1,0	−1,5
−30°	−1,1	−2,0	−0,8	−1,5	−0,8		−0,6		−0,8	−1,4
−15°	−2,5	−2,8	−1,3	−2,0	−0,9	−1,2	−0,5		−0,7	−1,2
−5°	−2,3	−2,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,2	−0,6/+0,2		−0,6/+0,2	
5°	−1,7	−2,5	−1,2	−2,0	−0,6	−1,2	−0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				−0,6	
15°	−0,9	−2,0	−0,8	−1,5	−0,3		−0,4		−1,0	−1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	−0,5	−1,5	−0,5	−1,5	−0,2		−0,4		−0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	−0,0		−0,0		−0,0		−0,2		−0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		−0,2		−0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		−0,2		−0,3	

Für die Anströmrichtung θ = 0° und einen Neigungswinkel von α = −5° bis +45° ändert sich der Druck schnell zwischen positiven und negativen Werten; daher werden sowohl der positive als auch der negative Wert angegeben. Bei solchen Dächern sind vier Fälle zu berücksichtigen, bei denen jeweils der kleinste bzw. größte Wert für die Bereiche F, G und H mit den kleinsten bzw. größten Werten der Bereiche I und J kombiniert werden. Das Mischen von positiven und negativen Werten auf einer Dachfläche ist nicht zulässig.

Für Dachneigungen zwischen den angegebenen Werten darf linear interpoliert werden, sofern nicht das Vorzeichen der Druckbeiwerte wechselt (zwischen den Werten α = +5° und α = −5° darf nicht interpoliert werden, stattdessen sind die Werte für Flachdächer nach Tab. 4.7 zu benutzen). Der Wert Null ist für Interpolationszwecke angegeben.

Bereich für die Anströmrichtung θ = 90°								
Neigungswinkel α	Bereich							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
−45°	−1,4	−2,0	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,9	−1,2
−30°	−1,5	−2,1	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,9	−1,2
−15°	−1,9	−2,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,2	−0,8	−1,2
−5°	−1,8	−2,5	−1,2	−2,0	−0,7	−1,2	−0,6	−1,2
5°	−1,6	−2,2	−1,3	−2,0	−0,7	−1,2	−0,6	
15°	−1,3	−2,0	−1,3	−2,0	−0,6	−1,2	−0,5	
30°	−1,1	−1,5	−1,4	−2,0	−0,8	−1,2	−0,5	
45°	−1,1	−1,5	−1,4	−2,0	−0,9	−1,2	−0,5	
60°	−1,1	−1,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,0	−0,5	
75°	−1,1	−1,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,0	−0,5	

4.2.4 Schneelasten

Schneelast auf dem Boden

Grundlage für die Ermittlung von Schneelasten sind DIN EN 1991-1-3 [4.19.2] und DIN EN 1991-1-3/NA [4.20.2]. Charakteristische Werte für Schneelasten s_k auf dem Boden werden in Abhängigkeit von den Schneelastzonen 1 (z. B. Düsseldorf) bis 3 (z. B. Garmisch-Partenkirchen) und der Geländehöhe A über Meeresniveau ermittelt (Abb. 4.7). Für die Schneelastzonen 1a und 2a ergeben sich die charakteristischen Werte jeweils durch Erhöhung der Werte aus den Zonen 1 und 2 mit einem Faktor 1,25. Die Sockelbeträge werden in gleicher Weise angehoben (Abb. 4.8).

Zone 1:

$$s_k = 0{,}19 + 0{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \quad \text{Gl. (4.2)}$$

Zone 2:

$$s_k = 0{,}25 + 1{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \quad \text{Gl. (4.3)}$$

Zone 3:

$$s_k = 0{,}31 + 2{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \quad \text{Gl. (4.4)}$$

Schneelast auf Dächern

Die Schneelast auf Dächern wird in Abhängigkeit von der Bemessungssituation, dem Umgebungskoeffizienten C_e, dem Temperaturkoeffizienten C_t sowie aus einem Formbeiwert für Schneelasten μ_i zur Berücksichtigung der Dachform und dem charakteristischen Wert der Schneelast auf dem Boden s_k ermittelt:

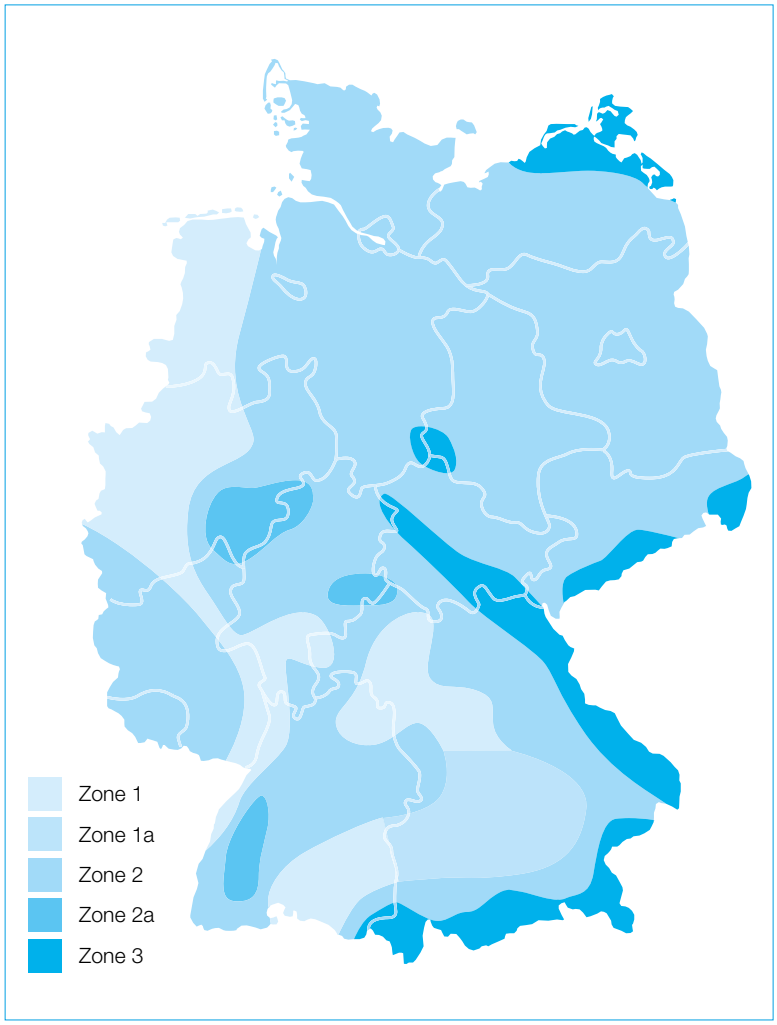


Abb. 4.7: Schneelastzonenkarte gemäß DIN EN 1991-1-3/NA [4.20.2]

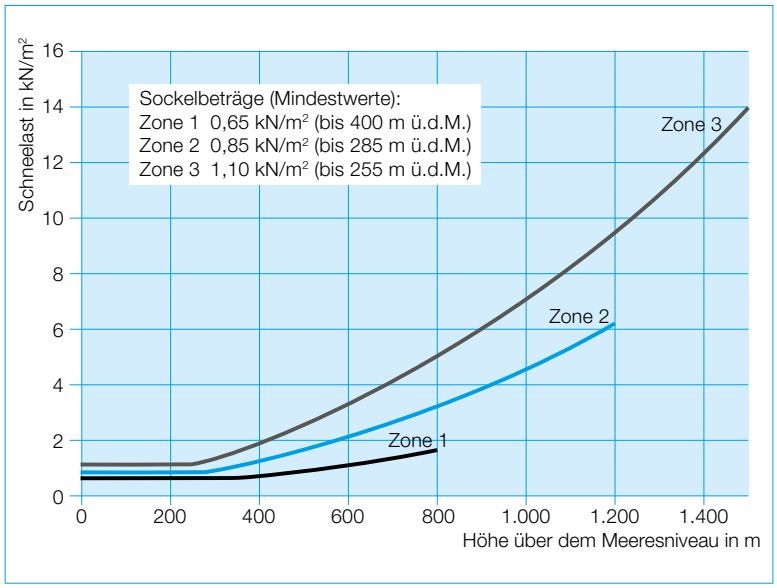


Abb. 4.8: Charakteristischer s_k Wert der Schneelast auf dem Boden gemäß DIN EN 1991-1-3/NA [4.20.2]

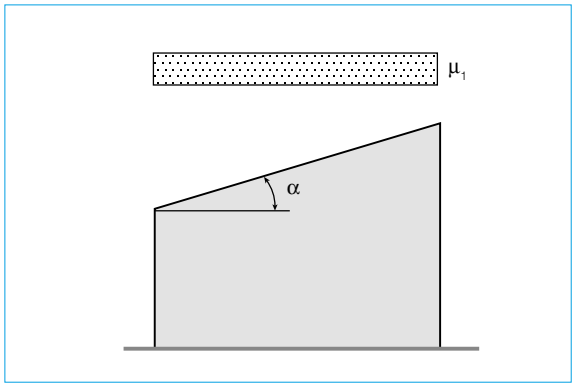


Abb. 4.9: Lastbild der Schneelasten auf Pultdächern gemäß DIN EN 1991-1-3 [4.19.2]

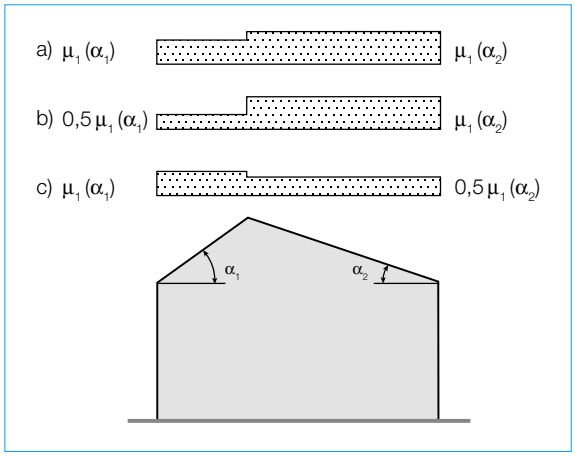


Abb. 4.10: Lastbild der Schneelasten auf Satteldächern und Formbeiwerte μ gemäß DIN EN 1991-1-3 [4.19.2]

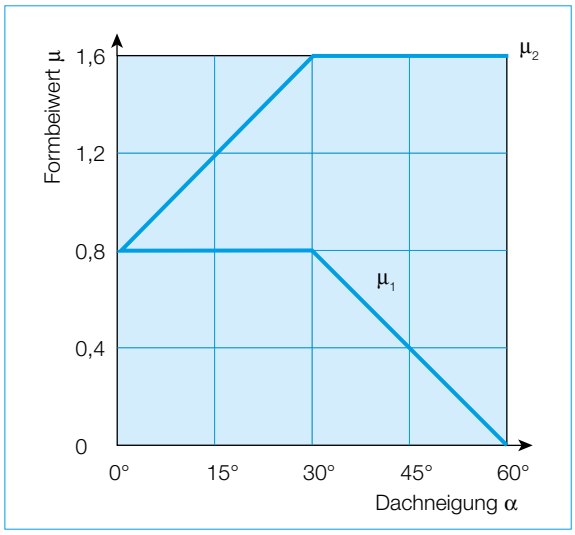


Abb. 4.11: Formbeiwert μ für Schneelasten gemäß DIN EN 1991-1-3 [4.19.2]

Tab. 4.9: Formbeiwerte μ für Schneelasten gemäß DIN EN 1991-1-3 [4.19.2]

Neigungswinkel α des Pultdachs	**0° ≤ α ≤ 30°**	**30° < α < 60°**	**α ≥ 60°**
Formbeiwert μ_1	0,8	$0{,}8\ \frac{(60° - \alpha)}{30°}$	0,0
Formbeiwert μ_2	$0{,}8 + \frac{0{,}8\ \alpha}{30°}$	1,6	–

- Ständige und veränderliche Bemessungssituationen

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \qquad \text{Gl. (4.5)}$$

- Außergewöhnliche Bemessungssituationen, bei denen die außergewöhnliche Schneelast den außergewöhnlichen Einwirkungen entspricht

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \qquad \text{Gl. (4.6)}$$

- Außergewöhnliche Bemessungssituationen, in denen Schneeverwehung die außergewöhnliche Einwirkung darstellt

$$s = \mu_i \cdot s_k \qquad \text{Gl. (4.7)}$$

Der Umgebungskoeffizient C_e und der Temperaturkoeffizient C_t werden gemäß DIN EN 1991-1-3/NA mit 1 angenommen. Die Last ist als lotrecht wirkend anzunehmen und bezieht sich auf die waagrechte Projektion der Dachfläche.

Die Lastbilder der Schneelast sind beispielhaft für Pultdächer in Abb. 4.9 und für Satteldächer in Abb. 4.10 enthalten. Bei Flachdächern wird die anzusetzende Schneelast als gleichmäßig verteilte Voll-Last angenommen, während bei Satteldächern je nach Lastbild der ungünstigste Fall zu berücksichtigen ist.

Formbeiwert der Schneelast

Formbeiwerte zur Berechnung von Schneelasten auf Dächern beziehen sich auf ausreichend wärmegedämmte Konstruktionen (U ≤ 1 W/(m²K)) mit üblicher Dacheindeckung. Sofern im Einzelfall keine weiteren Angaben vorliegen, gelten sie näherungsweise auch für Glaskonstruktionen. Formbeiwerte werden u. a. in Abhängigkeit von der Dachform und der Dachneigung ermittelt.

Für Pultdächer können die Formbeiwerte Abb. 4.11 und Tab. 4.9 entnommen werden. Für Satteldächer gelten Abb. 4.10 und μ_1-Werte aus Tab. 4.9. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Schnee ungehindert vom Dach abrutschen kann. Ist z. B. ein Schneefanggitter oder ein anderes Hindernis vorhanden, ist als Formbeiwert der Schneelast mindestens μ = 0,8 zu wählen.

4.2.5 Erdbebenlasten gemäß DIN 4149

Die Ermittlung von Erdbebenlasten auf Hochbauten ist Bestandteil von DIN 4149 [4.10]. Sie gilt für den Entwurf, die Bemessung und die Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten. Wesentliches Ziel der Norm ist es, im Falle eines Erdbebens durch Sicherstellung der Standsicherheit von Bauwerken Menschenleben zu schützen. Leichte Schäden und Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit werden hingenommen. Beim Erdbeben dürfen z. B. durchaus Risse in Mauerwerk entstehen, jedoch darf die Standsicherheit nicht gefährdet werden.

Grundsätze des erdbebengerechten Entwerfens
Zu einer erdbebengerechten Konzeption von Bauwerken gehört ein erdbebengerechter Entwurf, der bestimmte Konstruktionsmerkmale wie Regelmäßigkeitskriterien hinsichtlich der Grundriss- und Aufrissgestaltung berücksichtigt.

Die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss besagen, dass ein Gebäudegrundriss bezüglich der Horizontalsteifigkeit und der Massenverteilung um zwei zueinander senkrechte Achsen nahezu symmetrisch ist. Außerdem ist der Gebäudegrundriss kompakt, damit die Geschossdecken bei einem Erdbeben ihre Form und Steifigkeit behalten. Rückspringende Ecken und Nischen im Grundriss können das Aussteifungssystem beeinträchtigen und sind daher zu vermeiden. Die Steifigkeit von Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der durch die Decken gekoppelten Stützen und Wände ausreichend groß sein.

Bei der Aufrissgestaltung ist z. B. zu beachten, dass die Steifigkeit über die Bauwerkshöhe gleichmäßig verteilt wird. Alle an der Aufnahme von Horizontallasten beteiligten Tragwerksteile verlaufen ohne Unterbrechung von der Gründung bis zur Oberkante des Gebäudes. Größere sprunghafte Veränderungen mit der Bauwerkshöhe werden vermieden. Bei Skelettbauten bleibt das Verhältnis der tatsächlich vorhandenen Tragfähigkeit für Horizontallasten zur rechnerisch erforderlichen Tragfähigkeit für aufeinanderfolgende Geschosse möglichst gleich.

Gebäude mit einer Regelmäßigkeit im Grundriss und Aufriss verhalten sich im Erdbebenfall günstiger. Dies kann wirtschaftliche Vorteile bieten und das Erdbebenverhalten lässt sich rechnerisch einfacher erfassen.

Empfehlungen für einen erdbebengerechten Entwurf
Zum Entwurf von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten empfiehlt DIN 4149 die Einhaltung folgender Kriterien:

- Das Tragwerk ist einfach konzipiert, d. h. es wird ein System mit eindeutigen und direkten Wegen für die Übertragung der Erdbebenkräfte gewählt.
- In jeder der Hauptrichtungen werden aussteifende Tragwerksteile mit ähnlicher Steifigkeit und Tragfähigkeit gewählt.
- Steifigkeitssprünge zwischen übereinander liegenden Geschossen werden vermieden.
- Unterschiedliche Höhenlagen horizontal benachbarter Geschosse werden vermieden.
- Bei gleichzeitiger Vermeidung von Massenexzentrizitäten, die zu erhöhten Torsionsbeanspruchungen führen, werden torsionssteife Konstruktionen gewählt.
- Imperfektionsempfindliche und stabilitätsgefährdete Konstruktionen sowie Bauteile, deren Standsicherheit schon bei kleinen Auflagerbewegungen gefährdet ist, werden vermieden.
- Geschossdecken werden als Scheiben zur Verteilung der horizontalen Trägheitskräfte auf die aussteifenden Elemente ausgebildet.
- Es werden Gründungskonstruktionen ausgewählt, die eine einheitliche Verschiebung der verschiedenen Gründungsteile bei Erdbebenanregung sicherstellen.
- Es werden duktile Konstruktionen mit der Fähigkeit zu möglichst großer Energiedissipation gewählt.
- Große Massen in oberen Geschossen werden vermieden.
- Falls erforderlich: Das Tragwerk wird mittels Fugen in dynamisch unabhängige Einheiten aufgeteilt.

Erdbebeneinwirkung
Im größten Teil der Bundesrepublik Deutschland sind in den letzten Jahrhunderten keine intensitätsstarken Erdbeben verzeichnet worden, so dass eine Bemessung hinsichtlich besonderer seismischer Einwirkungen nicht erforderlich ist.

Erdbebengefährdete Gebiete gibt es nur wenige. Sie teilen sich auf in einen Übergangsbereich, der als Erdbebenzone 0 (z. B. Frankfurt/Main) definiert ist, und in die Erdbebenzonen 1 (z. B. Karlsruhe) bis 3

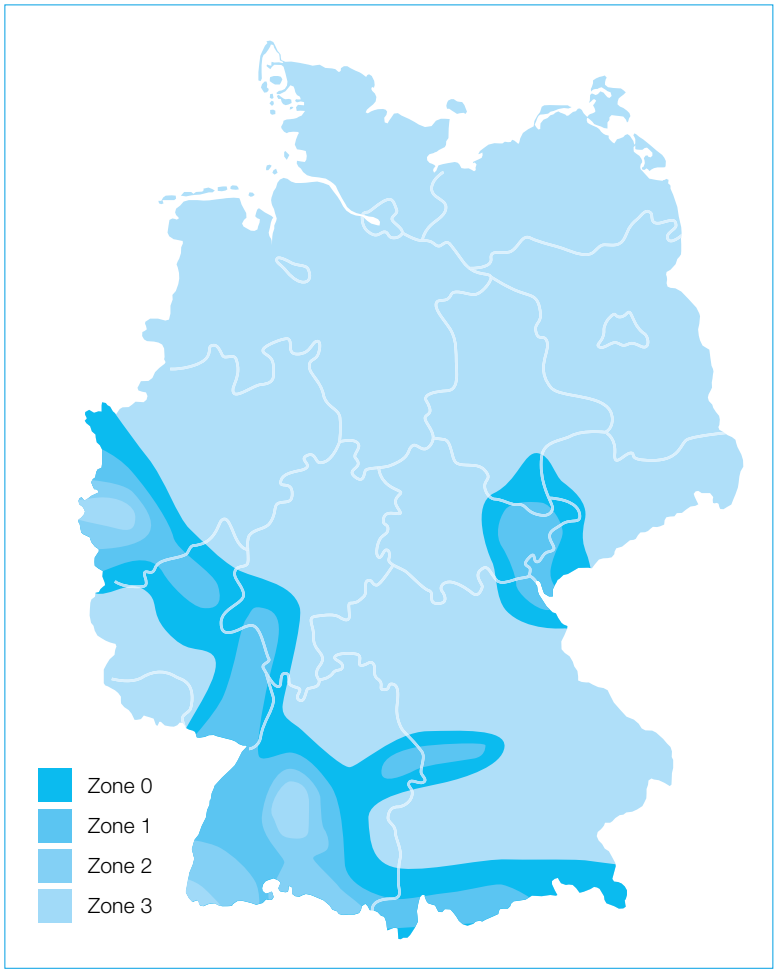


Abb. 4.12: Erdbebenzonen in der Bundesrepublik Deutschland gemäß DIN 4149 [4.10]

(z. B. Tübingen) (Abb. 4.12). Als zonenspezifischer Einwirkungsparameter gilt der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g, der den Erdbebenzonen zugeordnet ist. Darüber hinaus sind innerhalb einer Erdbebenzone die Eigenschaften des Baugrundes (Baugrundklassen A, B und C) von Einfluss. Die darunter liegenden Schichten stellen den geologischen Untergrund (geologische Untergrundklassen R, S und T) dar.

Auf Grundlage der Erdbebenzonierung wird die seismische Einwirkung durch ein sogenanntes elastisches Antwortspektrum erfasst, das die Antwort eines elastisch sich verformenden Bauwerks auf ein Erdbeben beschreibt. Entsprechend ihrer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit und der mit einem Einsturz verbundenen Folgen (z. B. Gefahr für Menschenleben oder Verlust von Sachwerten) werden Hochbauten nach Bedeutungskategorien klassifiziert (Tab. 4.10).

Nachweis der Standsicherheit

Der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann für Hochbauten der Bedeutungskategorien I bis III als erbracht angesehen werden, wenn zwei wesentliche Bedingungen erfüllt sind:

- Die für die Kombination in der Erdbebenbemessungssituation mit einem Verhaltensbeiwert q = 1,0 ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die maßgebende Horizontalkraft, die sich aus den anderen zu untersuchenden Einwirkungskombinationen ergibt.
- Die zu Beginn dieses Abschnitts aufgelisteten Empfehlungen für einen erdbebengerechten Entwurf werden eingehalten.

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, wird die Standsicherheit gemäß DIN 4149 nach einem vereinfachten Verfahren oder rechnerisch nachgewiesen.

Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

Für Mauerwerksbauten gelten besondere Regeln. Sie enthalten Definitionen, zusätzliche Anforderungen an Mauerwerksbaustoffe,

Tab. 4.10: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte für Hochbauten gemäß DIN 4149 [4.10]

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

spezielle Konstruktionsregeln und die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

- **Definitionen**
  Mauerwerksbauten sind als Bauten definiert, bei denen Horizontallasten überwiegend über tragende Wände aus Mauerwerk abgetragen werden. Tragende Wände, die der Aussteifung gegen horizontale Einwirkungen dienen, werden als Schubwände bezeichnet.
  Für Hochbauten aus Mauerwerk in den Erdbebenzonen 1 bis 3 gelten die unten genannten Festlegungen zu Baustoffen und Konstruktionen zusätzlich zu denen nach DIN EN 1996 [4.21] und DIN 1053-4 [4.7.3]. Für nicht tragende Außenschalen von zweischaligem Mauerwerk nach DIN EN 1996 in Gebäuden, die Tab. 4.11 entsprechen, ist ein rechnerischer Nachweis für den Lastfall Erdbeben nicht erforderlich. In Abhängigkeit von der Art des für erdbebenwiderstandsfähige Bauteile verwendeten Mauerwerks sind Mauerwerksbauten einem der folgenden Bauwerkstypen zuzuordnen:
  - Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk
  - Bauwerke aus eingefasstem Mauerwerk
  - Bauwerke aus bewehrtem Mauerwerk

- **Besondere Anforderungen an Mauerwerksbaustoffe**
  Für Hochbauten aus Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten ist die Verwendung von Mauersteinen und Mauermörteln nach DIN EN 1996 zugelassen. Mauersteine für Schubwände aus Mauerwerk, die keine in Wandlängsrichtung durchlaufenden Innenstege haben, müssen in den Erdbebenzonen 2 und 3 in der in Wandlängsrichtung vorgesehenen Steinrichtung eine mittlere Steindruckfestigkeit von mindestens 2,5 N/mm^2 aufweisen.

- **Allgemeine Konstruktionsregeln**
  Neben den oben genannten Empfehlungen für den Entwurf von baulichen Anlagen in Erdbebengebieten ist zu beachten, dass Hochbauten aus Mauerwerk in allen Vollgeschossen durch Geschossdecken ausgesteift werden. Die Aussteifungswirkung muss in allen Horizontalrichtungen gegeben sein. Wände können nur dann zur Aussteifung herangezogen werden, wenn die Mindestanforderungen an Schubwände nach Tab. 4.12 erfüllt sind.

- **Zusätzliche Konstruktionsregeln für eingefasstes Mauerwerk**
  Horizontale und vertikale Einfassungsbauteile sind miteinander zu verbinden und in den Bauteilen des Haupttragwerks zu verankern. Um einen wirksamen Verbund zwischen den Einfassungsbauteilen und dem Mauerwerk zu erzielen, sind Einfassungsbauteile erst nach Ausführung des Mauerwerks zu betonieren. Die Querschnittsabmessung sowohl der horizontalen als auch der vertikalen Einfassungselemente soll nicht kleiner als 100 mm in jeder Richtung sein. Vertikale Einfassungselemente, die rechnerisch in Ansatz gebracht werden, sind folgendermaßen anzuordnen:
  - An den freien Enden jedes tragenden Wandbauteils.
  - Zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche von mehr als 1,5 m^2.
  - Innerhalb einer Wand, wenn ein Abstand von 5 m zwischen zwei Einfassungselementen überschritten wird.
  - An Kreuzungspunkten von tragenden Wänden, wenn die nach den o. g. Regeln angeordneten Einfassungselemente einen Abstand von mehr als 1,5 m von diesem Kreuzungspunkt haben.

  Horizontale Einfassungselemente sind in der Wandebene, in der Höhe jeder Decke und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m anzuordnen. Als horizontale Einfassungselemente gelten entsprechend bewehrte Stahlbetondecken, Ringbalken usw. Die Bewehrung von Einfassungselementen soll einen Mindestquerschnitt von 1 cm^2 oder 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselements nicht unterschreiten. Die Verbügelung der Längsbewehrung ist nach DIN 1045 [4.6] auszuführen, wobei Bewehrungsstahl nach DIN 488 [4.4] oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu verwenden ist. Für die Verankerung der Bewehrungsstäbe gilt DIN 1045.

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Tab. 4.11: Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis gemäß DIN 4149 [4.10]

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

[1)] Wände der Wanddicke ≥ 115 mm dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn $h_k/t \leq 15$ ist
h_k Knicklänge nach DIN 1053-1 bzw. DIN EN 1996
t Wanddicke
l Wandlänge

Tab. 4.12: Mindestanforderungen an aussteifende Wände (Schubwände) gemäß DIN 4149 [4.10]

- **Zusätzliche Konstruktionsregeln für bewehrtes Mauerwerk**
  In die Lagerfugen oder in geeignete Nuten der Mauersteine ist mit einem vertikalen Abstand von nicht mehr als 625 mm eine horizontale Bewehrung einzulegen. Für den Mindestbewehrungsgehalt gilt DIN EN 1996. Hohe Bewehrungsgehalte der Horizontalbewehrung, die gegebenenfalls zum Druckversagen der Mauersteine vor dem Fließen des Stahls führen könnten, sind zu vermeiden. In geeigneten Aussparungen von Mauersteinen ist eine vertikale Bewehrung mit einer Querschnittsfläche von nicht weniger als 1 cm^2 an folgenden Stellen anzuordnen:
  - An beiden freien Enden jedes Wandbauteils.
  - An jeder Wandkreuzung.
  - Innerhalb der Wand, falls ein Abstand von 5 m zwischen zwei Vertikalbewehrungen überschritten wird.

  Die Bestimmungen zur Verbügelung der Längsbewehrung, zum Bewehrungsstahl und zur Verankerung der Bewehrungsstäbe gelten sinngemäß wie im vorhergehenden Abschnitt.

- **Konstruktive Regeln für Mauerwerksbauten ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit**
  Auf einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann verzichtet werden, wenn zusätzlich zu den in den vorhergehenden Abschnitten genannten Anforderungen folgende wesentliche konstruktive Regeln eingehalten werden:
  - Der Gebäudegrundriss ist kompakt, d. h. das Breiten-Längen-Verhältnis beträgt b/l ≥ 0,25.
  - Die maximale Anzahl der Vollgeschosse entspricht Tab. 4.11.
  - Die maximale Geschosshöhe beträgt 3,50 m.
  - Bei der Anordnung aussteifender Wände: Der Steifigkeitsmittelpunkt und der Massenschwerpunkt liegen nahe beieinander.
  - Eine ausreichende Torsionssteifigkeit ist sichergestellt.
  - Aussteifende Wände gehen über alle Geschosse durch.
  - Aussteifende Wände tragen den überwiegenden Teil der vertikalen Lasten.
  - Vertikallasten werden auf die aussteifenden Wände in beiden Gebäuderichtungen verteilt.
  - Das Gebäude ist in beide Richtungen durch genügend lange Schubwände ausreichend ausgesteift.
  - Die Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden gemäß Tab. 4.13 werden eingehalten.
  - Je Gebäuderichtung sind mindestens zwei Schubwände vorhanden, die mindestens 1,99 m lang sind.
  - Für den Bemessungswert $a_g \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0{,}09 \cdot g \cdot k$ müssen mindestens 50 % der Wandquerschnittsflächen gemäß Tab. 4.13 aus Wänden mit mindestens 1,99 m Länge bestehen.
  - Die Verwendung der Steinfestigkeitsklasse 2 für Außenwände ist zulässig, wenn in jeder Richtung wenigstens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsfläche der Schubwände aus Mauerwerk der Festigkeitsklasse 4 oder höher bestehen. Die Gesamtquerschnittsfläche der Schubwände entspricht dann den in Tab. 4.13 genannten Werten für die Steinfestigkeitsklasse 4.

Die prozentuale Bestimmung der Mindestquerschnittsflächen der Schubwände je Gebäudeausrichtung ist von der Anzahl der Vollgeschosse, der Steinfestigkeitsklasse, dem Bemessungswert der Boden-

Tab. 4.13: Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden je Gebäudeausrichtung gemäß DIN 4149 [4.10]

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

[1] Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände in einer Richtung länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert $k = 1 + (l_{ay} - 2)/4 \leq 2$. Dabei ist l_{ay} die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt k = 1. Der Wert γ_I wird nach DIN 4149, Abschnitt 5.3 bestimmt.

[2] Bei Verwendung unterschiedlicher Steinfestigkeitsklassen, z. B. für Innen- und Außenwände, sind die Anforderungswerte im Verhältnis der Flächenanteile der jeweiligen Steinfestigkeitsklasse zu wichten.

[3] Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

beschleunigung a_g, dem Untergrundparameter S sowie dem Bedeutungsbeiwert γ_I abhängig. Mit diesen einfachen Regeln kann der vereinfachte Nachweis leicht erbracht werden und sollte daher dem rechnerischen Nachweis vorgezogen werden.

Falls der Nachweis der Standsicherheit aus bestimmten Gründen rechnerisch geführt werden soll, werden die Rechenverfahren gemäß DIN EN 1996 sowie Abschnitt 11.7 der DIN 4149 angewendet.

4.3 Mauerwerk

4.3.1 Nationale und europäische Normung

Mauerwerk wurde früher entweder nach einem globalen Sicherheitskonzept gemäß DIN 1053-1 oder nach einem Teilsicherheitskonzept gemäß DIN 1053-100 [4.7.4] berechnet. Durch die bauaufsichtliche Einführung von DIN EN 1996 (Eurocode 6) und der nationalen Anhänge in allen Bundesländern gilt diese Norm alleine für die Bemessung und Ausführung von Mauerwerk. Der Eurocode enthält umfassende Regelungen für unbewehrtes, bewehrtes, vorgespanntes und eingefasstes Mauerwerk.

Es handelt sich hierbei um einen auf europäischer Ebene getroffenen Kompromiss, denn insbesondere bei der Bemessung und der Ausführung von Mauerwerk gab es in den europäischen Staaten große Unterschiede. Ergänzend zur europäischen Normenreihe gibt es nationale Anhänge, in denen national festgelegte Parameter zu finden sind.

DIN EN 1996 „Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ besteht aus folgenden Teilen und den zugehörigen nationalen Anhängen:

- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe 2010-12 (Teil 1-1 ersetzt zum Teil DIN 1053-1, zum Teil DIN 1053-3 und zum Teil die zurückgezogene DIN 1053-100)
- Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Ausgabe 2011-04 (Teil 1-2 ersetzt zum Teil DIN 4102-4 [4.8])
- Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk, Ausgabe 2010-12 (Teil 2 ersetzt zum Teil DIN 1053-1 und zum Teil DIN 1053-3)
- Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten, Ausgabe 2010-12 (Teil 3 ersetzt zum Teil DIN 1053-1 und zum Teil die zurückgezogene DIN 1053-100)

4.3.2 Berechnung gemäß DIN EN 1996 (Eurocode 6)

Sicherheitskonzept

Nachweis

Mauerwerk wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach dem Sicherheitskonzept gemäß DIN EN 1990/NA nachgewiesen. Der Bemessungswert E_d einer Schnittgröße infolge von Einwirkungen in einem Querschnitt darf den Bemessungswert R_d des Tragwiderstandes dieses Querschnitts nicht überschreiten:

$$E_d \leq R_d \qquad \text{Gl. (4.8)}$$

Einwirkungen

Für den Bemessungswert E_d der Beanspruchungen in einem Querschnitt sind die maßgebenden Einwirkungen relevant. Im Hochbau wird zwischen ständigen Einwirkungen (z. B. Eigen- und Ausbaulasten), veränderlichen Einwirkungen (z. B. Nutz-, Schnee- und Windlasten) und außergewöhnlichen Einwirkungen (z. B. Explosion oder Fahrzeuganprall) unterschieden:

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \oplus \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\cdot Q_{k,i}\right\} \qquad \text{Gl. (4.9)}$$

Außergewöhnliche Bemessungssituation

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{GA,j}\cdot G_{k,j} \oplus A_d \oplus \Psi_{1,1}\cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i\geq 1}\Psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right\} \qquad \text{Gl. (4.10)}$$

A_d: Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung
E: Auswirkung der Einwirkungen
G_k: Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
Q_k: Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
γ_G: Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (ständige Einwirkung)
γ_{GA}: Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (außergewöhnliche Einwirkungen)
γ_Q: Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (veränderliche Einwirkungen)
Teilsicherheitsbeiwerte können Tab. 4.14 entnommen werden
Ψ: Kombinationsbeiwerte gemäß Tab. 4.15
$\oplus$: Einwirkende Lasten sind ungünstig miteinander zu kombinieren

Tab. 4.14: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen für den Nachweis im Grenzzustand gemäß DIN EN 1990/NA [4.18]

Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert γ		
	Ungünstige Auswirkung	Günstige Auswirkung	Außergewöhnliche Bemessungssituation
Ständig (G)	$\gamma_{g,sup} = 1{,}35$	$\gamma_{G,inf} = 1{,}00$	$\gamma_{GA} = 1{,}00$
Veränderlich (Q)	$\gamma_{Q,sup} = 1{,}50$	$\gamma_{Q,inf} = 0$	$\gamma_{GA} = 1{,}00$

Tab. 4.15: Zahlenwerte für Kombinationsbeiwerte im Hochbau gemäß DIN EN 1990/NA [4.18]

Einwirkungen	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nutzlasten im Hochbau (Kategorien siehe EN 1991-1-1)[1)]			
■ **Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume**	0,7	0,5	0,3
■ **Kategorie B: Büros**	0,7	0,5	0,3
■ **Kategorie C: Versammlungsräume**	0,7	0,7	0,6
■ **Kategorie D: Verkaufsräume**	0,7	0,7	0,6
■ **Kategorie E: Lagerräume**	1,0	0,9	0,8
■ **Kategorie F: Verkehrsflächen, Fahrzeuglast ≤ 30 kN**	0,7	0,7	0,6
■ **Kategorie G: Verkehrsflächen, 30 kN ≤ Fahrzeuglast ≤ 160 kN**	0,7	0,5	0,3
■ **Kategorie H: Dächer**	0	0	0
Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3			
■ **Orte bis zu NN + 1.000 m**	0,5	0,2	0
■ **Orte über NN + 1.000 m**	0,7	0,5	0,2
Windlasten, siehe DIN EN 1991-1-4	0,6	0,2	0
Temperatureinwirkungen (nicht Brand), siehe DIN EN 1991-1-5	0,6	0,5	0
Baugrundsetzungen, siehe DIN EN 1997	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen[2),3)]	0,8	0,7	0,5

1) Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe DIN EN 1991-1-1.

2) Flüssigkeitsdruck ist im Allgemeinen als eine veränderliche Einwirkung zu behandeln, für die die Ψ-Beiwerte standortbedingt festzulegen sind. Flüssigkeitsdruck, dessen Größe durch geometrische Verhältnisse begrenzt ist, darf als eine ständige Einwirkung behandelt werden, wobei alle Ψ-Beiwerte gleich 1,0 zu setzen sind.

3) Ψ-Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen.

Tragwiderstand

Der Tragwiderstand R_d ergibt sich aus den Tragwerksdaten (Abmessung des Bauteils und Baustoffkenngröße), d. h. er ist der Quotient aus Festigkeitseigenschaften f von Mauerwerk und einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Baustoffeigenschaften:

$$R_d = R\left\{\frac{f_k}{\gamma_M}\cdot\zeta\,;\,\frac{f_{vk}}{\gamma_M}\right\} \qquad \text{Gl. (4.11)}$$

R: Widerstand

f_k: Charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit

f_{vk}: Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit

γ_M: Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk aus Porenbeton (Kategorie I mit Mörtel nach Eignungsprüfung oder Rezeptmörtel)
- ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_M = 1{,}5$
- außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_M = 1{,}3$

ζ: Dauerstandsfaktor
- dauernde Beanspruchung infolge Eigengewicht, Schnee- und Verkehrslasten: $\zeta = 0{,}85$
- kurzzeitige Beanspruchungsarten: $\zeta = 1$

Druckfestigkeit

Der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d wird aus der charakteristischen Druckfestigkeit f_k, dem Teilsicherheitsbeiwert für das Material γ_M und dem Dauerstandsfaktor ζ wie folgt ermittelt:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}\cdot\zeta \qquad \text{Gl. (4.12)}$$

Dabei wird gemäß DIN EN 1996-1-1 die charakteristische Druckfestigkeit f_k von Mauerwerk aus dem Rechenwert für die mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} von Mauerwerk (Tab. 4.16) und der Druckfestigkeit f_m des Dünnbettmörtels von 10 N/mm² sowie einer Konstante K, den Exponenten α und β (Tab. 4.17) berechnet:

$$f_k = K\cdot f_{st}^{\alpha}\cdot f_m^{\beta} \qquad \text{Gl. (4.13)}$$

Für Dünnbettmörtel-Mauerwerk aus Porenbeton ergeben sich daraus die in Tab. 4.18 vertafelten Werte.

Schubfestigkeit

Der Bemessungswert der Mauerwerksschubfestigkeit f_{vd} wird im genaueren Nachweisverfahren aus dem charakteristischen Wert der Schubfestigkeit f_{vk} und

dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M ermittelt, wobei nach Scheibenschub und Plattenschub zu differenzieren ist:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (4.14)}$$

Scheibenschub

Die charakteristische Schubkraft f_{vk} von Mauerwerk ist der kleinere Wert aus Reibungs- oder Steinzugversagen:

$$f_{vk} = \min \{f_{vlt1}; f_{vlt2}\} \quad \text{Gl. (4.15)}$$

Reibungsversagen:

- Vermörtelte Stoßfugen

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \quad \text{Gl. (4.16)}$$

- Unvermörtelte Stoßfugen

$$f_{vlt2} = 0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \quad \text{Gl. (4.17)}$$

Steinzugversagen
(vermörtelte und unvermörtelte Stoßfugen):

$$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad \text{Gl. (4.18)}$$

$f_{bt,cal}$: Rechnerische Steinzugfestigkeit
Für Porenbeton-Plansteine der Länge $l \geq 498$ mm und der Höhe $h \geq 248$ mm gilt:

$$f_{bt,cal} = \frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{f_{st}}{25}\right)^{0,5}} \cdot f_{st} \quad \text{Gl. (4.19)}$$

Werte sind in Tab. 4.19 vertafelt

f_{vk0}: Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast
Dünnbettmörtel: $f_{vk0} = 0{,}22$ N/mm²

σ_{Dd}: Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Druckspannung
- Rechteckquerschnitte:

$$\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A \quad \text{Gl. (4.20)}$$

- Im Regelfall ist als minimale Einwirkung maßgebend:

$$N_{Ed} = 1{,}0 \cdot N_{GK} \quad \text{Gl. (4.21)}$$

A: Überdrückte Querschnittsfläche

Bei Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann der Wert f_{vlt2} um den Faktor 1,2 erhöht werden.

Druckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente	Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} N/mm²
2	2,5
4	5,0
6	7,5
8	10,0

Tab. 4.16: Rechenwerte für die mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} von Mauerwerk in Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} N/mm²	Parameter		
	K	α	β
$2{,}5 \leq f_{st} < 5{,}0$	0,9	0,76	–
$5{,}0 \leq f_{st} \leq 10{,}0$	0,9	0,75	–

Tab. 4.17: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Porenbeton mit Dünnbettmörtel gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Steindruckfestigkeitsklasse	f_k N/mm²
2	1,8
4	3,0
6	4,1
8	5,1

Tab. 4.18: Charakteristische Druckfestigkeit f_k von Einsteinmauerwerk aus Porenbetonsteinen mit Dünnbettmörtel gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Plattenschub

- Vermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_{Dd} \quad \text{Gl. (4.22)}$$

- Unvermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_{Dd} \quad \text{Gl. (4.23)}$$

Verformungseigenschaften

Elastizitätsmodul

Der Kurzzeitelastizitätsmodul E wird aus einer Kennzahl K_E und der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k ermittelt:

$$E = K_E \cdot f_k \quad \text{Gl. (4.24)}$$

Steindruckfestigkeitsklasse	Mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} N/mm²	Rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ N/mm²
2	2,5	0,16
4	5,0	0,29
6	7,5	0,39
8	10,0	0,49

Tab. 4.19: Rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ von Porenbeton-Plansteinen in Abhängigkeit von der mittleren Steindruckfestigkeit f_{st} gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Tab. 4.20: Kennwerte für Kriechen, Quellen oder Schwinden und Wärmedehnung von Porenbetonsteinen mit Dünnbettmörtel gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Kenngröße	Rechenwert	Wertebereich
Endkriechzahl[1] ϕ_{∞}	0,5	0,2 bis 0,7
Endwert der Feuchtedehnung[2] ε_f **[mm/m]**	−0,1	−0,2 bis +0,1
Wärmeausdehnungskoeffizient α_t **[10^{-6}/K]**	8	7 bis 9

[1] Endkriechzahl $\phi_{\infty} = \varepsilon_{\infty}/\varepsilon_{el}$, mit ε_{∞} als Endkriechmaß und $\varepsilon_{el} = \sigma/E$.

[2] Endwert der Feuchtedehnung ist bei Stauchung negativ und bei Dehnung positiv angegeben.

Der Rechenwert der Kennzahl für Porenbetonsteine beträgt gemäß DIN EN 1996-1-1/NA $K_E = 550$, wobei der Wertebereich mit 500 bis 650 angegeben wird. Für den Nachweis der vertikalen Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Knicksicherheitsnachweis) ist abweichend davon ein Elastizitätsmodul von $E_0 = 700 \cdot f_k$ zu verwenden.

Kriechen, Quellen, Schwinden und Wärmedehnung
Die Werte für Kriechen, Quellen, Schwinden und Wärmedehnung können Tab. 4.20 entnommen werden.

Vereinfachtes und genaueres Verfahren

Für die Berechnung gemäß DIN EN 1996 stehen ein vereinfachtes und ein genaueres Verfahren zur Verfügung. Teil 1-1 der Norm enthält das genauere Verfahren. Vereinfachte Berechnungsmethoden gemäß Teil 3 können unter bestimmten Anwendungsbedingungen für die Bemessung und Konstruktion folgender unbewehrter Mauerwerkswände angewendet werden:

- Wände, die vertikal und durch Wind beansprucht werden
- Wände, die horizontal, jedoch nicht vertikal beansprucht werden
- Wände, die durch Einzellasten beansprucht werden
- Wandscheiben
- Kellerwände, die durch horizontalen Erddruck und vertikale Lasten beansprucht werden

Die vereinfachten Berechnungsmethoden gelten nicht bei außergewöhnlichen Einwirkungen, es sei denn, Wind- und Schneelasten sind als solche definiert.

Hinsichtlich der Aussteifung und Beanspruchung eines Gebäudes, zu dem die betreffenden Wände gehören, sind folgende Voraussetzungen zu berücksichtigen:

- Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung darf verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.
- Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß l_{ol}, das weniger als das 0,4-fache der Steinhöhe h_u beträgt, ist bei einem Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes die gegebenenfalls geringere Schubtragfähigkeit bei hohen Auflasten zu berücksichtigen.
- Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass seine Aussteifung gesichert ist, so ist ein rechnerischer Nachweis der Schubtragfähigkeit nach dem genaueren Verfahren gemäß DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-1/NA zu führen.

Wände, die vertikal und durch Wind beansprucht werden
Für Mauerwerk aus Porenbeton dürfen die vereinfachten Berechnungsmethoden angewendet werden, wenn allgemeine Bedingungen erfüllt sind:

- Die Gebäudehöhe h_m über Geländeoberfläche darf nicht mehr als 20 m betragen. Hat das Gebäude ein geneigtes Dach, darf als Gebäudehöhe das Mittel aus First- und Traufhöhe gelten.
- Die Stützweite l der auf den Wänden aufliegenden Decken darf nicht mehr als 6 m betragen, sofern die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel nicht durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden. Bei zweiachsig gespannten Decken ist für l die kürzere der beiden Stützweiten anzusetzen.
- Bestimmte Beanspruchungen, z. B. Biegemomente aus Deckeneinspannungen oder Deckenauflagerungen, ungewollte Ausmitten beim Knicknachweis und Wind auf tragende Wände brauchen nicht nachgewiesen zu werden, da sie in den Sicherheiten, die dem Nachweisverfahren zugrunde liegen oder durch konstruktive Regeln berücksichtigt sind. Dabei wird vorausgesetzt, dass in halber

Geschosshöhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten.

- Greifen davon abweichend an tragenden Wänden größere horizontale Lasten an, ist der Nachweis nach dem genaueren Berechnungsverfahren gemäß DIN EN 1996-1-1 zu führen. Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken gilt dann nicht als größere Ausmitte, wenn der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand umschreibt. Gleiches gilt für Lastausmitten aus nicht vollflächig aufgelagerten Decken, wenn diese nach DIN EN 1996-3/NA berücksichtigt werden.
- Sofern kein genauerer Nachweis geführt wird, darf für Wände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, der Bemessungswert N_{Ed} der kleinsten vertikalen Belastung in Wandmittenhöhe im betrachteten Geschoss vereinfacht berechnet werden. Der Bemessungswert q_{Ewd}, die lichte Geschosshöhe h, die über die vertikale Belastung wirkende Breite b und die Deckenauflagertiefe a werden dabei wie folgt berücksichtigt:

$$N_{Ed} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot h^2 \cdot b}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300}\right)} \qquad \text{Gl. (4.25)}$$

- Der Einfluss der Windlast senkrecht zur Wandebene von tragenden Wänden darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten sind und ausreichende horizontale Halterungen vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Wandhöhen.
- Das planmäßige Überbindemaß l_{ol} muss mindestens das 0,4-fache der Steinhöhe h_u und mindestens 45 mm betragen. Nur bei Elementmauerwerk darf das planmäßige Überbindemaß l_{ol} auch mindestens $0{,}2 \cdot h_u$ und mindestens 125 mm betragen.
- Die Deckenauflagertiefe a muss mindestens die halbe Wanddicke t ($0{,}5 \cdot t$), jedoch mehr als 100 mm betragen. Bei einer Wanddicke von 365 mm darf die Mindesttiefe des Deckenauflagers auf $0{,}45 \cdot t$ reduziert werden.
- Freistehende Wände sind nach DIN EN 1996-1-1 nachzuweisen.
- Die Schlankheit λ von Wänden darf nicht größer als 27 sein.
- Weitere Voraussetzungen gemäß Tab. 4.21 werden erfüllt.

Nachweis der Tragfähigkeit von Mauerwerk

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird dadurch nachgewiesen, dass die vertikale Belastung N_{Ed} einer Wand den vertikalen Tragwiderstand N_{Rd} nicht überschreitet:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \qquad \text{Gl. (4.26)}$$

Tab. 4.21: Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Bauteil	Voraussetzungen			
	Wanddicke	Lichte Wandhöhe	Aufliegende Decke	
			Stützweite	Nutzlast[1]
	t mm	h m	l_t m	q_k kN/m²
Tragende Innenwände	≥ 115 < 240	≤ 2,75	≤ 6,00	≤ 5
	≥ 240	–		
Tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 115[2] < 150[2]	≤ 2,75	≤ 6,00	≤ 3
	≥ 150[3] < 175[3]			
	≥ 175 < 240			≤ 5
	≥ 240	≤ 12 t		

[1] Einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände.

[2] Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind.
Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m.

[3] Bei charakteritischen Mauerwerksdruckfestigkeiten f_k < 1,8 N/mm² gilt zusätzlich Fußnote 2.

Vertikale Belastung N_{Ed} einer Wand

Die vertikale Belastung N_{Ed} einer Wand (einwirkende Normalkraft) wird im Allgemeinen vereinfacht aus dem charakteristischen Wert der Normalkraft aus Eigengewicht N_{Gk} und dem charakteristischen Wert der Normalkraft aus Verkehrslast N_{Qk} ermittelt:

$$N_{Ed} = 1{,}35 \cdot N_{Gk} + 1{,}50 \cdot N_{Qk} \qquad \text{Gl. (4.27)}$$

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und charakteristischen Nutzlasten einschließlich Trennwandzuschlag von maximal $q_k \leq 3{,}0$ kN/m² darf vereinfachend angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1{,}4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \qquad \text{Gl. (4.28)}$$

Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstands N_{Rd} einer Wand

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstands N_{Rd} einer Wand wird aus dem Abminderungsbeiwert Φ_s zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte, dem Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks f_d und der belasteten Bruttoquerschnittsfläche A der Wand ermittelt:

$$N_{Rd} = \Phi_s \cdot f_d \cdot A \qquad \text{Gl. (4.29)}$$

Abminderungsbeiwert Φ_s zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte

Für die Ermittlung des Abminderungsbeiwertes Φ_s zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte stehen unter bestimmten Bedingungen zwei Methoden zur Auswahl:

- **Vereinfachte Methode**
  Soll Φ_s gemäß DIN EN 1996-3 Anhang A vereinfacht ermittelt werden, sind zusätzlich zu den Voraussetzungen des vereinfachten Berechnungsverfahrens folgende Bedingungen einzuhalten:
  - Das Gebäude hat nicht mehr als drei Geschosse über Geländehöhe.
  - Die Wände sind rechtwinklig zur Wandebene durch die Decken und das Dach in horizontaler Richtung gehalten, entweder durch die Decken und das Dach selbst oder durch geeignete Konstruktionen, z. B. Ringbalken mit ausreichender Steifigkeit.
  - Die Auflagertiefe der Decken und des Daches auf der Wand beträgt mindestens 2/3 der Wanddicke, jedoch nicht weniger als 85 mm.
  - Die lichte Geschosshöhe ist nicht größer als 3,0 m.
  - Die kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss beträgt mindestens 1/3 der Gebäudehöhe.
  - Die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen auf den Decken und dem Dach sind nicht größer als 5,0 kN/m².
  - Die größte lichte Spannweite des Daches beträgt 6,0 m, ausgenommen Leichtgewichts-Dachkonstruktionen, bei denen die Spannweite 12,0 m nicht überschreiten darf.
  - Das Verhältnis aus Knicklänge h_{ef} der Wand und der effektiven Wanddicke t ist nicht größer als 21.

  Unter diesen Voraussetzungen wird die Größe des Abminderungsbeiwertes Φ_s in Abhängigkeit von der Schlankheit der Wand λ ermittelt (Tab. 4.22), die sich aus der Knicklänge h_{ef} und der effektiven Wanddicke t ergibt:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \qquad \text{Gl. (4.30)}$$

- **Allgemein gültige Methode**
  Bei Traglastminderung infolge der Lastausmitte bei Endauflagern auf Außen- und Innenwänden darf in Abhängigkeit vom charakteristischen Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_k folgendermaßen unter Berücksichtigung der Stützweite l_f der angrenzenden Geschossdecke und des Verhältnisses a/t

Tab. 4.22: Abminderungsbeiwert Φ_s gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4] und DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Schlankheit der Wand λ	Abminderungsbeiwert Φ_s	
	Vollaufliegende Decke	Teilaufliegende Decke
≤ 10	0,70	0,45[1)]
$10 < \lambda \leq 18$	0,50	
$18 < \lambda \leq 21$	0,36	

[1)] Mindestwanddicke t ≥ 300 mm

aus Deckenauflagertiefe zur Wanddicke abgeschätzt werden (Abb. 4.13):

für $f_k \geq 1{,}8 \frac{N}{mm^2}$

$$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l_f}{6} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad \text{Gl. (4.31)}$$

für $f_k < 1{,}8 \frac{N}{mm^2}$:

$$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l_f}{5} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad \text{Gl. (4.32)}$$

Für die Stützweite l_f der angrenzenden Geschossdecke bei zweiachsig gespannten Decken ist die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen. Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken, gilt für den Abminderungsbeiwert aufgrund geringerer Lasten $\Phi_1 = 0{,}333$.

Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen vermieden, z. B. durch Zentrierleisten mittig unter dem Deckenauflager, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite:

- bei teilweise aufliegender Deckenplatte:

$$\Phi_1 = 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad \text{Gl. (4.33)}$$

- bei vollaufliegender Deckenplatte:

$$\Phi_1 = 0{,}9 \qquad \text{Gl. (4.34)}$$

Zur Berücksichtigung der Traglastminderung bei Knickgefahr gilt:

$$\Phi_2 = 0{,}85 \cdot \frac{a}{t} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \qquad \text{Gl. (4.35)}$$

Maßgebend für die Bemessung der Wand ist der kleinere der beiden Werte Φ_1 und Φ_2. Es wird vorausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung und aus Windlasten auftreten.

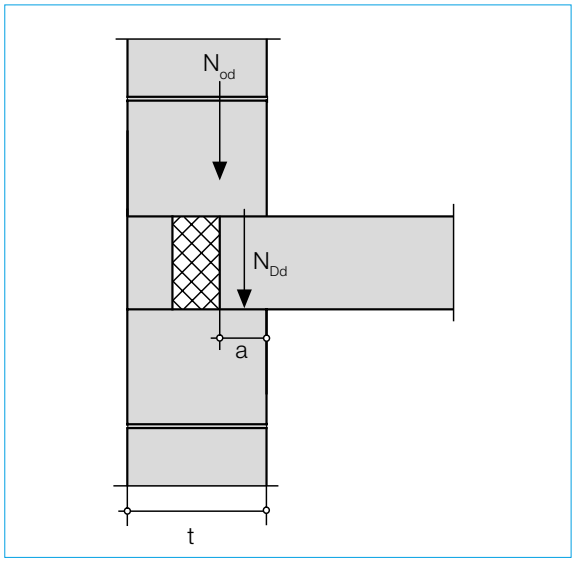


Abb. 4.13: Teilweise aufliegende Deckenplatten, Bezeichnungen gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Knicklänge h_{ef}

Bei Berechnung der Knicklänge h_{ef} ist nach zwei- und mehrseitig (drei- und vierseitig) gehaltenen Mauerwerkswänden zu unterscheiden.

- **Zweiseitig gehaltene Wände**

  Im Falle flächig aufgelagerter Decken, z. B. massiven Plattendecken oder Rippendecken mit lastverteilenden Auflagerbalken, wird bei Berechnung der Knicklänge h_{ef} zweiseitig gehaltener Wände außer der lichten Geschosshöhe h auch die Einspannung der Wand in den Decken durch einen Abminderungsfaktor ρ_2 (Tab. 4.23) berücksichtigt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \qquad \text{Gl. (4.36)}$$

- **Dreiseitig gehaltene Wände**

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_3 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'}\right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \geq 0{,}3 \cdot h \qquad \text{Gl. (4.37)}$$

Wanddicke t mm	Auflagertiefe a mm	Abminderungsfaktor ρ_2
≤ 175	t	0,75
175 < t ≤ 250	t	0,90
> 250	≥ 175	1,00

Tab. 4.23: Abminderungsfaktor ρ_2 der Knicklänge h_{ef} gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Vierseitig gehaltene Wände

bei $\alpha_4 \cdot \frac{h}{b} \leq 1$:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_4 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{b}\right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \qquad \text{Gl. (4.38)}$$

bei $\alpha_4 \cdot \frac{h}{b} > 1$:

$$h_{ef} = \alpha_4 \cdot \frac{b}{2} \qquad \text{Gl. (4.39)}$$

Anpassungsfaktoren α_3 und α_4

Für Mauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $l_{ol}/h_u \geq 0{,}4$ sind die Anpassungsfaktoren α_3 und α_4 gleich Null zu setzen.

Für Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $0{,}2 \leq l_{ol}/h_u < 0{,}4$ sind die Anpassungsfaktoren nach Tab. 4.24 zu ermitteln.

Tab. 4.24: Anpassungsfaktoren α_3 und α_4 zur Abschätzung der Knicklänge von Wänden aus Elementmauerwerk mit einem Überbindemaß von $0{,}2 \leq l_{ol}/h_u < 0{,}4$ gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Steingeometrie h_u/l_u	0,5	0,625	1	2
3-seitige Lagerung α_3	1,0	0,90	0,83	0,75
4-seitige Lagerung α_4	1,0	0,75	0,67	0,60

Abstand des freien Randes von der Mitte der haltenden Wand b' und Mittenabstand der haltenden Wände b (Abb. 4.14)

Ist b' > 15 · t bei dreiseitig bzw. b > 30 · t bei vierseitig gehaltenen Wänden, so darf keine seitliche Halterung angesetzt werden. Diese Wände sind wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln. Hierbei ist t die Dicke der gehaltenen Wand. Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitze oder Aussparungen geschwächt, so ist für t die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aussparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

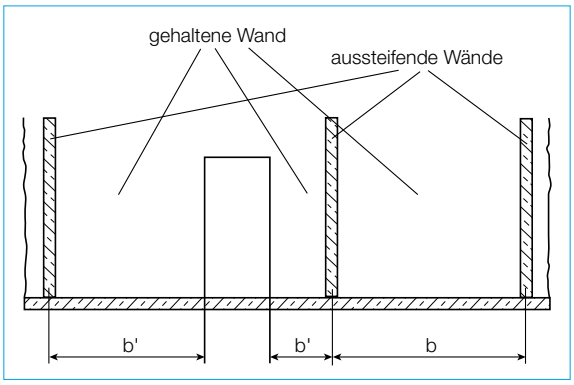


Abb. 4.14: Darstellung der Größen b und b' für drei- und vierseitig gehaltene Wände gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks f_d

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks f_d ergibt sich gemäß DIN EN 1990/NA aus dem Dauerstandsfaktor ζ, dem charakteristischen Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_k (Tab. 4.18) und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite:

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad \text{Gl. (4.40)}$$

Bei Wand-Querschnittsflächen ≤ 0,1 m² ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

Belastete Bruttoquerschnittsfläche A

Für die belastete Bruttoquerschnittsfläche A der Wand ist der maßgebende Wandabschnitt (bezogen auf einen Meter Wandlänge) anzusetzen.

Kelleraußenwände, die durch horizontalen Erddruck beansprucht werden

Kellerwände unter Erddruck dürfen vereinfacht bemessen werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Die lichte Höhe h der Kellerwand ist maximal 2,60 m.
- Die Wanddicke t ist mindestens 20 cm.
- Die Kellerdecke wirkt als aussteifende Scheibe und kann die aus dem Erddruck resultierenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddrucks auf die Kellerwand ist die charakteristische Verkehrslast nicht größer als 5 kN/m² und im Abstand von weniger als 1,50 m zur Wand ist keine Einzellast von mehr als 15 kN vorhanden.
- Der Erddruckbeiwert beträgt höchstens 1/3.
- Die Geländeoberfläche steigt ausgehend von der Wand nicht an.
- Die Anschütthöhe h_e darf höchstens 1,15 · h betragen.
- Es wirkt kein hydrostatischer Druck auf die Wand.
- Es ist entweder keine Gleitfläche vorhanden, z. B. infolge einer Feuchtigkeitssperrschicht, oder es sollten Maßnahmen ergriffen werden, um die Schubkraft aufnehmen zu können. Der Einfluss einer

Feuchtesperrschicht darf vernachlässigt werden, wenn die waagerechte Abdichtung (Querschnittsabdichtung) aus einer besandeten Bitumendachbahn (R 500 nach DIN EN 13969 [4.25]) in Verbindung mit DIN SPEC 20000-202 [4.26] aus mineralischen Dichtungsschlämmen nach DIN 18533-1 [4.12] oder aus Material mit gleichwertigem Reibungsverhalten besteht, für das die jeweiligen Bestimmungen der Zulassungen gelten.

- Bezüglich der Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes ist sicherzustellen, dass nur nichtbindiger Boden nach DIN 1045 und nur Rüttelplatten oder Stampfer mit folgenden Eigenschaften zum Einsatz kommen:
  - Breite des Verdichtungsgerätes ≤ 50 cm
  - Wirktiefe ≤ 35 cm
  - Gewicht bis etwa 100 kg bzw. Zentrifugalkräfte bis maximal 15 kN

  Können diese Bedingungen nicht eingehalten werden, sind entsprechende Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit während des Einbaus der Verfüllmassen zu ergreifen oder es ist ein gesonderter Nachweis unter Berücksichtigung höherer Verdichtungslasten zu führen. Die Verfüllung des Arbeitsraumes darf erst erfolgen, wenn sichergestellt ist, dass die in den rechnerischen Nachweisen angesetzten Auflasten vorhanden sind.

Werden Kellerwände, die durch horizontalen Erddruck beansprucht werden, unter Einhaltung dieser Bedingungen vereinfacht bemessen, gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Plattenschub) als erbracht.

Vertikale Belastung N_{Ed} einer Wand

Die Bemessungswerte $N_{Ed,max}$ und $N_{Ed,min}$ der vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung je Meter Wandlänge werden nach folgenden Beziehungen ermittelt, wobei hinsichtlich des Maximalwertes eine Lastexzentrität von e = 1/3 vorausgesetzt wird:

- Bemessungswert $N_{Ed,max}$ der größten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung:

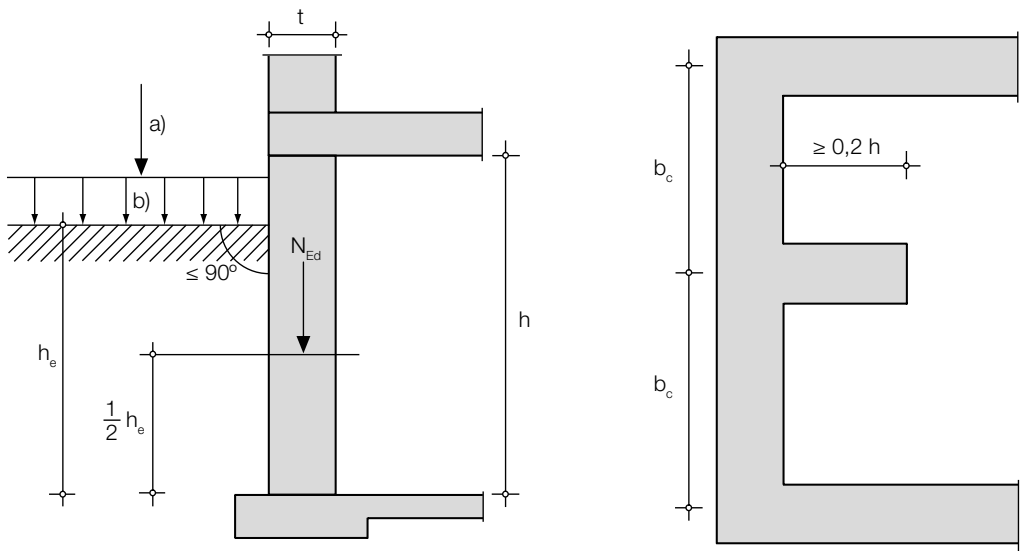
$$N_{Ed,max} \leq \frac{t \cdot b \cdot f_d}{3} \qquad \text{Gl. (4.41)}$$

- Bemessungswert $N_{Ed,min}$ der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung:

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\rho_e \cdot b \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t} \qquad \text{Gl. (4.42)}$$

b: Breite der Wand
f_d: Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks
h: Lichte Höhe der Kellerwand
h_e: Höhe der Anschüttung
t: Wanddicke
β: Faktor zur Berücksichtigung des Abstandes zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen (Tab. 4.25)
ρ_e: Wichte der Anschüttung

Die Größen für die vereinfachte Bemessung von Kellerwänden unter Erddruck werden in Abb. 4.15 erläutert.



a) Keine Einzellast ≥ 15 kN näher als 1,5 m an der Wand, gemessen in horizontaler Richtung
b) Charakteristische Verkehrslast auf der Geländeoberfläche ≤ 5 kN/m²

Abb. 4.15: Größen für die vereinfachte Bemessung von Kellerwänden unter Erddruck im Vertikalschnitt (links) und im Horizontalschnitt (rechts) gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4]

Tab. 4.25: Faktor β zur Berücksichtigung des Abstandes zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4] und DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen b_c m	Faktor β
≥ 2 · h	20
$h < b_c < 2 \cdot h$	$60 - 20 \cdot b_c/h$
≤ h	40

Für Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß von $0{,}2 \cdot h_u \leq l_{ol} < 0{,}4 \cdot h_u$ ist generell β = 20 einzusetzen.

Wände, die vertikal nicht beansprucht werden und deren horizontale Bemessungslast gleichmäßig verteilt ist (nicht tragende Ausfachungswände)

Vorwiegend windbelastete, nicht tragende Ausfachungswände dürfen unter bestimmten Voraussetzungen vereinfacht bemessen werden:

- Die Wände werden durch Verzahnung, Versatz oder Anker vierseitig gehalten.
- Die Größe der Ausfachungsflächen, ermittelt aus der Höhe h_i und der Länge l_i gemäß Tab. 4.26 wird nicht überschritten.
- Der horizontale Abstand zwischen senkrechten Dehnungsfugen in nicht tragenden Außenwänden aus Porenbetonmauerwerk sollte nicht größer als l_m = 6 m sein.

Innenwände, die vertikal nicht beansprucht werden und deren horizontale Belastung begrenzt ist (nicht tragende Innenwände)

Die Mindestdicke und die maximalen Abmessungen nicht tragender Innenwände können in Abhängigkeit von der seitlichen Halterung unter bestimmten Bedingungen vereinfacht berechnet werden. Sie gelten dann, wenn es sich um Bereiche mit geringer Menschenansammlung handelt, in denen eine horizontale Nutzlast von 0,5 kN/m nicht überschritten wird.

Hinsichtlich der Maße und der Ausführung gelten folgende Anforderungen:

- Die lichte Höhe h der Wand ist nicht größer als 6 m.
- Die lichte Länge l der Wand zwischen den seitlichen Halterungen ist nicht größer als 12 m.
- Die Wanddicke t ist nicht kleiner als 50 mm. Dabei wird der Putz nicht berücksichtigt.
- Die verwendeten Mauersteine entsprechen DIN EN 1996-1-1.

Im Weiteren gelten folgende Voraussetzungen:

- Die Wand ist innerhalb eines Gebäudes angeordnet.
- Die Außenfassade des Gebäudes ist nicht durch eine große Tür oder durch ähnliche Öffnungen durchbrochen.
- Die Wand ist außer ihrem Eigengewicht keiner weiteren ständigen oder zeitweise auftretenden veränderlichen Belastung einschließlich Windbelastung ausgesetzt.
- Die Wand wird nicht als Auflager schwerer Gegenstände wie Möbel, Sanitär- oder Heizungsanlagen verwendet.
- Die Stabilität der Wand wird nicht durch Verformungen anderer Teile des Gebäudes, z. B. infolge von Deckendurchbiegungen oder durch Betriebsabläufe im Gebäude ungünstig beeinflusst.

Tab. 4.26: Größte zulässige Werte der Ausfachungsfläche von nichttragenden Außenwänden ohne rechnerischen Nachweis gemäß DIN EN 1996-3/NA [4.22.4]

1	2	3	4	5
Wanddicke t mm	Größte zulässige Werte[1),2)] der Ausfachungsfläche in m² bei einer Höhe über Gelände von			
	0 m bis 8 m		8 m bis 20 m[3)]	
	h_i/l_i = 1,0	h_i/l_i ≥ 2,0 oder h_i/l_i ≥ 0,5	h_i/l_i = 1,0	h_i/l_i ≥ 2,0 oder h_i/l_i ≥ 0,5
115[3),4)]	12	8	–	–
150[4)]	12	8	8	5
175	20	14	13	9
240	36	25	23	16
≥ 300	50	33	35	23

1) Bei Seitenverhältnissen $0{,}5 < h_i/l_i < 1{,}0$ und $1{,}0 < h_i/l_i < 2{,}0$ dürfen die größten zulässigen Werte der Ausfachungsflächen geradlinig interpoliert werden.

2) Die angegebenen Werte gelten für Mauerwerk mindestens der Steindruckfestigkeitsklasse 4 mit Normalmauermörtel mindestens der Gruppe NM IIa und Dünnbettmörtel.

3) In Windlastzone 4 nur im Binnenland zulässig.

4) Bei Verwendung von Steinen der Festigkeitsklassen ≥ 12 dürfen die Werte dieser Zeile um 1/3 vergrößert werden.

- Die Auswirkung von Türen oder anderen Öffnungen in der Wand wird berücksichtigt.
- Die Auswirkung von Schlitzen in der Wand wird berücksichtigt.

In Abhängigkeit von der seitlichen Halterung der Wand werden die Mindestdicke t und die maximale Abmessung nach Abb. 4.16 bestimmt. Dabei werden vier Arten der seitlichen Halterung unterschieden:

- Typ a: Wände, die an allen vier Rändern gehalten werden.
- Typ b: Wände, die an allen Rändern gehalten werden, außer an einem vertikalen Rand.
- Typ c: Wände, die an allen Rändern gehalten werden, außer am oberen Rand.
- Typ d: Wände, die nur am oberen und am unteren Rand gehalten werden.

Für Wände mit Öffnungen dürfen die Mindestdicke und die Grenzabmessungen ebenfalls nach Abb. 4.16 bestimmt werden, wenn der Wandtyp auf Grundlage von Abb. 4.17 abgeleitet wird. Der Einfluss von Öffnungen in der Wand darf vernachlässigt werden, wenn die Gesamtfläche der Öffnungen nicht größer als 2,5 % der Wandfläche ist, sowie die größte Fläche einer Einzelöffnung nicht größer als 0,1 m^2 und die Länge oder Breite einer Einzelöffnung nicht größer als 0,5 m ist.

Wandtyp a mit Öffnung ist als Wandtyp b zu berücksichtigen, wobei l der größere Wert von l_1 und l_2 ist (Abb. 4.17). Für Wandtyp c mit Öffnung ist die vereinfachte Berechnung nicht möglich. Für Wandtyp d mit Öffnungen sind diese Regelungen für den linken, mittleren und rechten Teil der Wand anwendbar, wenn $l_3 \geq 2/3 \cdot l$ und $l_3 \geq 2/3 \cdot h$ ist (Abb. 4.18).

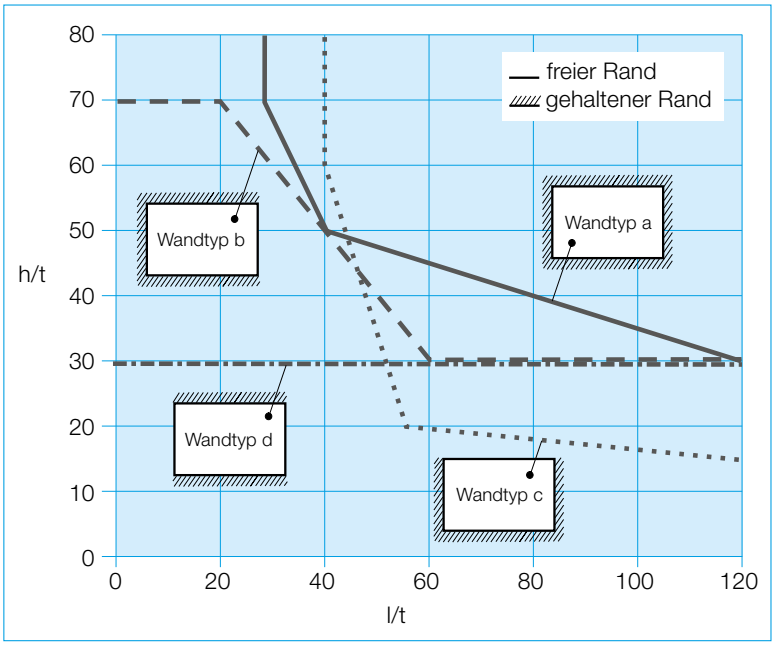


Abb. 4.16: Mindestdicke und Grenzabmessungen von vertikal nicht beanspruchten Innenwänden mit begrenzter horizontaler Belastung gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4]

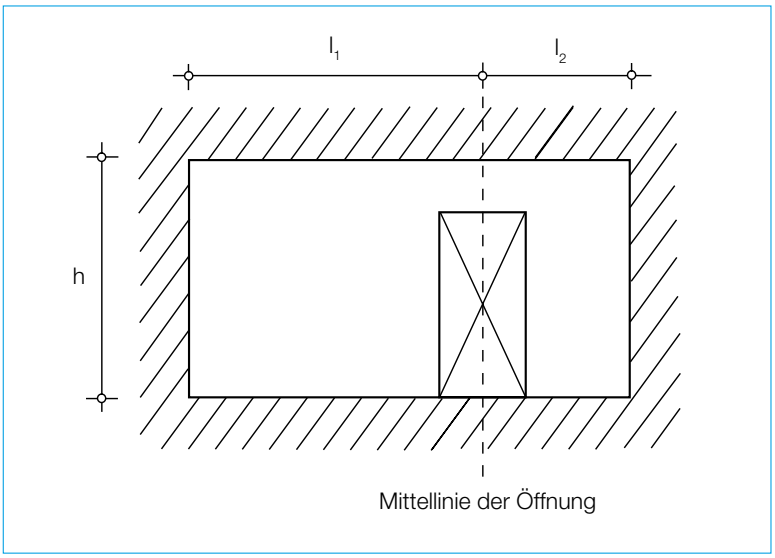


Abb. 4.17: Wandtyp a mit einer Öffnung gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4]

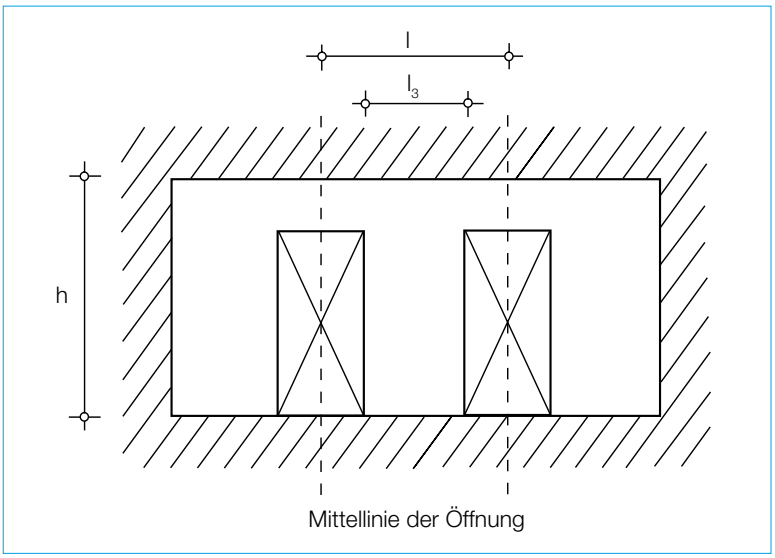


Abb. 4.18: Wandtyp d mit Öffnungen gemäß DIN EN 1996-3 [4.21.4]

Berechnungsbeispiele

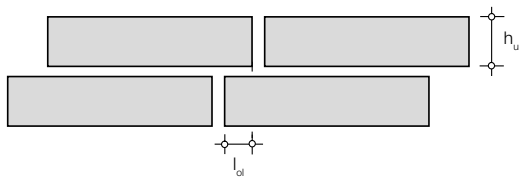
Ausführliche Beispielbemessungen nach Eurocode 6 für Mauerwerk aus Porenbeton enthält der Porenbetonbericht 14 [4.1]. Die dabei zugrunde liegenden Mauerwerkskonstruktionen entstammen bereits ausgeführten Bauvorhaben.

Zur schnellen und effizienten Nachweisführung von Mauerwerkswänden aus Porenbeton liegen Tragfähigkeitstafeln für die Bemessung von Außen- und Innenwänden aus Porenbeton nach dem vereinfachten Nachweisverfahren der DIN EN 1996-3/NA [4.2] vor. In Tab. 4.27 ist die Tragfähigkeitstafel für die Mauerwerksdruckfestigkeit f_k = 1,8 N/mm² beispielhaft dargestellt.

Voraussetzung für die Anwendung der Tragfähigkeitstafel ist die Einhaltung der Anwendungsgrenzen und Randbedingungen des vereinfachten Berechnungsverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA Kap. 4.2

Des Weiteren ist Folgendes zu beachten:

- Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden.
- Abminderung der Knicklänge durch flächenaufgelagerte Stahlbetondecken ist bereits integriert (Annahme: zweiseitige Halterung)
- Teilsicherheitsbeiwert Material γ_M = 1,5; Dauerstandsfaktor ζ = 0,85



Überbindemaß l_{ol}
- wenn $h_u \leq 250$ mm: Überbindemaß $\geq 0{,}4\ h_u$ oder 40 mm. Der größere Wert ist maßgebend.
- wenn $h_u > 250$ mm: Überbindemaß $\geq 0{,}2\ h_u$ oder 100 mm. Der größere Wert ist maßgebend.

Abb. 4.19: Überbindemaß von Mauersteinen gemäß DIN EN 1996-1-1 [4.21.1]

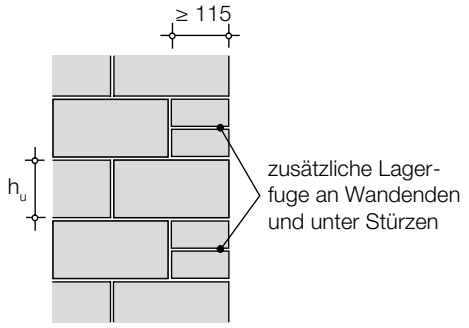


Abb. 4.20: Zusätzliche Lagerfugen gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

- Nach DIN EN 1996-3/NA Abs. 4.2 ist neben dem Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft bei windbeanspruchten Außenwänden mit geringer Auflast aus Decken und Dächern – z. B. bei parallel zur Wand gespannten Decken – stets eine Mindestauflast nachzuweisen. In den Windzonen 1 und 2 im Binnenland können die praxisüblichen lichten Geschosshöhen problemlos realisiert werden, d. h. der Nachweis der Mindestauflast kann in diesen Windzonen in aller Regel entfallen.
- Die Tafelwerte gelten nicht für erddruckbelastete Kellerwände

Bauliche Durchbildung

Mindestwanddicken

Die erforderliche Wanddicke t_{min} von tragenden Innen- und Außenwänden muss mindestens 115 mm betragen, sofern aus Gründen der Standsicherheit, der Bauphysik oder des Brandschutzes nicht größere Dicken erforderlich sind. Wenn die gewählte Wanddicke offensichtlich ausreicht, darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden.

Die Nettoquerschnittsfläche einer tragenden Wand muss unter Berücksichtigung von Schlitzen und Aussparungen mindestens 0,04 m² betragen.

Mauerwerksverband und Mörtelfugen

Für Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen beträgt das Überbindemaß l_{ol} der Mauersteine ($h_u \leq 250$ mm) mindestens das 0,4-fache der Mauersteinhöhe h_u oder mindestens 45 mm. Dabei ist der größere Wert maßgebend (Abb. 4.19). Für Mauerwerk aus Porenbeton-Planelementen ist ein Überbindemaß l_{ol} von mindestens dem 0,2-fachen der Elementhöhe oder mindestens 125 mm erforderlich ($h_u > 250$ mm). Es wird vorausgesetzt, dass die Reduzierung des Überbindemaßes bei Planelementen in der statischen Berechnung und in den Ausführungsunterlagen, z. B. im Versetzplan oder im Positionsplan ausgewiesen ist.

Plansteine oder Planelemente einer Schicht müssen die gleiche Höhe aufweisen. An Wandenden und unter Einbauteilen wie Stürzen ist eine zusätzliche Lagerfuge in jeder zweiten Schicht zum Längen- und Höhenausgleich zulässig, sofern die Aufstandsfläche der Steine mindestens 115 mm lang ist und Steine und Mörtel mindestens die gleiche Festigkeit haben wie im übrigen Mauerwerk (Abb. 4.20). In Schichten mit Längsfugen darf die Steinhöhe nicht größer als die Steinbreite sein. Abweichend davon muss die Aufstandsbreite von Steinen der Höhe 175 mm und 240 mm mindestens 115 mm betragen.

Tab. 4.27: Tragfähigkeitstafel für die Mauerwerksdruckfestigkeit f_K = 1,8 N/mm² nach dem vereinfachten Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-3/NA [4.2]

Bemessungswert der Wandtragfähigkeit n_{Rd} in kN/m am Wandkopf nach DIN EN 1996-3/NA für Porenbetonsteine mit Dünnbettmörtel											
Steindruckfestigkeitsklasse 2; Rohdichteklasse ≤ 0,5 (Wichte Mauerwerk γ_{MW} ≤ 6,0 kN/m³)											
Wanddicke t cm	Lichte Wandhöhe h m	Innenwand	Außenwand								
			Decke im Regelgeschoss						Decke mit geringen Auflasten (z. B. Dachdecke)		
			vollaufliegende Decke a/t = 1,0				a/t = 2/3	a/t = 1/2 [1]	a/t = 1,0	a/t = 2/3	a/t = 1/2 [1]
		l_f m	Deckenspannweite l_f [m]						Deckenspannweite l_f [m]		
		≤ 6,00	≤ 4,50	5,00	5,50	6,00	≤ 6,00	≤ 6,00	≤ 6,00	≤ 6,00	≤ 6,00
11,5 [2][3]	≤ 2,50	64	64				– [4]	– [4]	39	– [4]	– [4]
15,0 [3]		102	102		101	88	– [5]	– [4]	50	– [5]	– [4]
17,5		127	127		118	103	– [5]	– [4]	59	– [5]	– [4]
20,0		142	142		135	118	– [5]	– [5]	67	– [5]	– [5]
24,0		181	181		162	142	– [5]	– [5]	81	– [5]	– [5]
30,0		233	233	228	203	177	145	103	101	101	101
36,5		293	293	278	247	215	185	119	123	123	119
42,5		347	347	323	287	251	222	163	144	144	144
48,0		396	396	365	324	284	255	188	163	163	163
11,5 [2][3]	≤2,75	56	56				– [4]	– [4]	39	– [4]	– [4]
15,0 [3]		96	96			88	– [5]	– [4]	50	– [5]	– [4]
17,5		122	122		118	103	– [5]	– [4]	59	– [5]	– [4]
20,0		136	136		134	117	– [5]	– [5]	67	– [5]	– [5]
24,0		176	176		161	141	– [5]	– [5]	81	– [5]	– [5]
30,0		228	228	227	202	176	140	98	101	101	98
36,5		289	289	277	246	215	181	115	123	123	115
42,5		343	343	322	286	250	218	159	144	144	144
48,0		393	393	364	323	283	251	185	163	163	163
24,0	≤ 3,00	171	– [6]				– [6]	– [6]	– [6]	– [6]	– [6]
30,0		222	222		201	176	134	92	101	101	92
36,5		284	284	276	245	214	176	110	123	123	110
42,5		339	339	322	285	249	214	155	144	144	144
48,0		389	389	363	322	282	247	181	163	163	163
24,0	≤ 3,25	164	– [6]				– [6]	– [6]	– [6]	– [6]	– [6]
30,0		216	216		201	175	128	86	101	101	86
36,5		279	279	275	244	213	171	105	123	123	105
42,5		334	334	321	285	248	209	150	144	144	144
48,0		385	385	362	321	281	243	177	163	163	163
24,0	≤ 3,50	158	– [6]				– [6]	– [6]	– [6]	– [6]	– [6]
30,0		210	210		200	175	121	79	101	101	79
36,5		273	273		244	213	166	99	123	123	99
42,5		330	330	320	284	248	204	145	144	144	144
48,0		380	380	361	320	280	239	172	163	163	163
24,0	≤ 3,75	151	– [6]				– [6]	– [6]	– [6]	– [6]	– [6]
30,0		202	– [6]				– [6]	– [6]	– [6]	– [6]	– [6]
36,5		267	267		243	212	160	93	123	123	93
42,5		324	324	319	283	247	199	140	144	144	140
48,0		375	375	360	319	279	234	167	163	163	163

Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden

[1] Bei t = 36,5 ist a/t = 0,45 angesetzt (a = 16,5 mm)

[2] Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind. Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m

[3] Nur für Außenwände: Nutzlast q_k ≤ 3,0 kN/m² einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände

[4] Nicht zulässig, da Mindestauflagertiefe nicht eingehalten

[5] Wände t ≤ 24 cm werden in der Praxis in der Regel nur mit a/t = 1 ausgeführt

[6] Für Außenwände nicht zulässig, da h > 12 ·

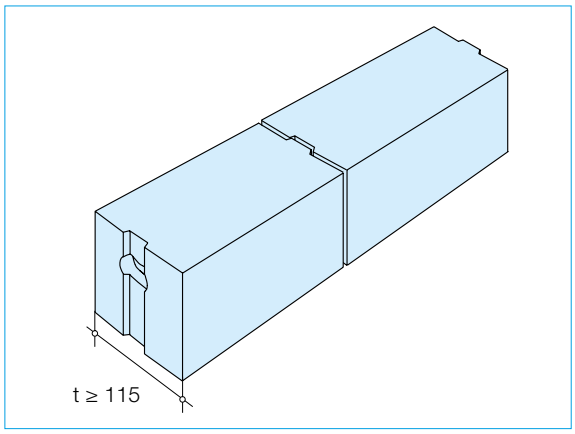


Abb. 4.21: Vermauerung von Plansteinen und Planelementen ohne Stoßfugenvermörtelung gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Bei Vermauerung der Plansteine oder Planelemente beträgt die Dicke der Lagerfuge mindestens 1 mm und höchstens 3 mm. Dabei ist darauf zu achten, dass der Dünnbettmörtel vollflächig aufgetragen wird. Plansteine und Planelemente aus Porenbeton können aufgrund ihrer Form und Maßgenauigkeit ohne Stoßfugen vermörtelt werden. Die Steine werden stumpf oder mit Verzahnung durch ein Nut- und Federsystem versetzt (Abb. 4.21). Sind die Stoßfugenbreiten größer als 5 mm,werden die Fugen beidseitig an den Wandoberflächen mit einem geeigneten Mörtel verschlossen.

Ringanker

Sofern die Decke nicht als Scheibe ausgebildet ist, werden Ringanker zur Übertragung horizontaler Lasten auf Außenwände oder andere aussteifende Bauteile in jeder Deckenlage oder unmittelbar darunter z. B. in Form von mit Bewehrung versehenen und ausbetonierten U-Schalen aus Porenbeton angeordnet. Solchermaßen ausgebildete U-Schalen sollten in der Lage sein, eine Zugkraft mit einem Bemessungswert von 45 kN zu übertragen. Ringanker aus Stahlbeton enthalten mindestens zwei Bewehrungsstäbe mit einem Querschnitt von jeweils mindestens 150 mm^2.

Bei der Ausführung ist darauf zu achten, dass in der Ebene des Ringankers außenseitig eine ausreichend dicke Wärmedämmschicht vorhanden ist. Sie kompensiert Wärmeverluste, die aus der hohen Wärmeleitfähigkeit des Stahlbetons resultieren. Außerdem verhindert sie eine Haftwirkung zwischen Stahlbeton und Porenbeton-Deckenrandstein, die aufgrund von Verformungen des Stahlbetons zu Rissen in der Außenwand führen könnte (siehe Kapitel 9 „Konstruktionen“).

Anschlüsse zwischen Wänden

Aneinander anschließende Wände werden durch Mauerwerksverband oder über Maueranker miteinander verbunden. An Wandecken wird Mauerwerk aus Porenbeton als einbindende Verzahnung ausgebildet. Alle übrigen Anschlüsse, z. B. zug- und druckfeste Verbindungen von aussteifenden Innenwänden und auszusteifenden Außenwänden, werden in Stumpfstoßtechnik mit Mauerankern hergestellt (siehe Kapitel 8 „Ausführung“).

Zweischalige Außenwände

Zweischalige Außenwände mit tragenden Innenschalen aus Porenbetonmauerwerk werden im Regelfall mit einer Wärmedämmschicht und einer Vormauerschale erstellt. Die Vormauerschale darf statisch nicht angesetzt werden, so dass bei der Bemessung nur die tragende Schale zugrunde liegt. Für die Ausführung zweischaliger Außenwände gelten folgende Bestimmungen:

- Tragende Innenschalen sind mindestens 115 mm dick. Anforderungen aus Standsicherheit, Bauphysik oder Brandschutz können dickere Schalen zur Folge haben.
- Die Dicke einer Außenschale beträgt mindestens 90 mm. Dünnere Außenschalen sind Bekleidungen, deren Ausführung in DIN 18515 [4.14] geregelt ist. Die Länge von gemauerten Pfeilern in der Außenschale, die nur Lasten aus der Außenschale zu tragen haben, beträgt mindestens 240 mm. Die Außenschale muss in der Regel über ihre ganze Länge und vollflächig aufgelagert sein. Bei unterbrochener Auflagerung (z. B. auf Konsolen) müssen in der Abfangebene alle Steine beidseitig aufgelagert sein.
- Außenschalen müssen aus frostwiderstandsfähigen Mauersteinen bestehen oder aus nicht frostwiderstandsfähigen Mauersteinen mit Außenputz, der die Anforderungen nach DIN EN 998-1 [4.5] in Verbindung mit DIN 18550 [4.15] erfüllt.
- Außenschalen von 115 mm Dicke sollen in Höhenabständen von etwa 12 m abgefangen werden. Sie dürfen bis zu 25 mm über ihr Auflager vorstehen. Ist eine 115 mm dicke Außenschale nicht höher als zwei Geschosse oder wird sie alle zwei Geschosse abgefangen, darf sie bis zu 38 mm über ihr Auflager vorstehen. Diese Überstände sind beim Nachweis der Auflagerpressung zu berücksichtigen. Bei nachträglicher Verfugung müssen Fugen der Sichtflächen mindestens 15 mm tief flankensauber ausgekratzt und anschließend handwerksgerecht ausgefugt werden.
- Außenschalen mit Dicken von t ≥ 105 mm und t < 115 mm dürfen nicht höher als 25 m über Gelände geführt werden und sind in Höhenabständen

von etwa 6 m abzufangen. Bei Gebäuden mit bis zu zwei Vollgeschossen darf ein Giebeldreieck bis 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung ausgeführt werden. Solche Außenschalen dürfen höchstens 15 mm über ihr Auflager vorstehen. Die Ausführung der Fugen erfolgt in der Regel im Fugenglattstrich. Bei nachträglicher Verfugung müssen die Fugen der Sichtflächen mindestens 15 mm tief flankensauber ausgekratzt und anschließend handwerksgerecht ausgefugt werden.

- Außenschalen mit Dicken von t ≥ 90 mm und t < 105 mm dürfen nicht höher als 20 m über Gelände geführt werden und sind in Höhenabständen von etwa 6 m abzufangen. Bei Gebäuden bis zu zwei Vollgeschossen darf ein Giebeldreieck bis 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung ausgeführt werden. Die Fugen der Sichtflächen dieser Verblendschalen müssen im Fugenglattstrich ausgeführt werden. Diese Außenschalen dürfen höchstens 15 mm über ihr Auflager vorstehen.
- Mauerwerksschalen mit tragender Schale aus Porenbeton sind durch Anker aus nichtrostendem Stahl nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung oder durch Anker aus nichtrostendem Stahl nach DIN EN 845-1 [4.16] zu verbinden, deren Verwendung in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt ist.
- Innenschalen und Geschossdecken sind an den Fußpunkten des Schalenzwischenraums gegen Feuchte zu schützen. Dies gilt auch bei Fenster- und Türstürzen sowie im Bereich von Sohlbänken. Die Mauerwerksschalen sind an ihren Berührungspunkten, z. B. Fenster- und Türanschlägen, gegen Feuchtigkeit abzudichten. Die Aufstandsfläche muss so beschaffen sein, dass ein Abrutschen der Außenschale auf ihr nicht eintritt. Die erste Ankerlage ist so tief wie möglich anzuordnen. Die Querschnittsabdichtung und deren Lage müssen DIN 18533-1 [4.12] entsprechen. Andere Querschnittsabdichtungen sind zulässig, wenn deren Eignung nach den bauaufsichtlichen Vorschriften nachgewiesen ist, z. B. durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.
- Abfangkonstruktionen, die nach dem Einbau nicht mehr kontrolliert werden können, müssen aus Materialien bestehen, die dauerhaft korrosionsbeständig sowie für die Anwendung genormt oder bauaufsichtlich zugelassen sind.
- In der Außenschale sollten vertikale Dehnungsfugen angeordnet werden. Ihre Abstände richten sich nach der klimatischen Beanspruchung, z. B. Temperatur und Feuchte, der Art der Baustoffe und dem Farbton der äußeren Wandfläche. Darüber hinaus muss die freie Beweglichkeit der Außenschale auch in vertikaler Richtung sichergestellt sein. Die unterschiedlichen Verformungen der Außen- und Innenschale sind insbesondere bei Gebäuden mit über mehrere Geschosse durchgehender Außenschale auch bei der Ausführung der Türen und Fenster zu beachten.
- Wird eine Luftschicht im Schalenzwischenraum angeordnet, muss diese mindestens 60 mm betragen. Die Dicke der Luftschicht darf bis auf 40 mm vermindert werden, wenn der Mauermörtel mindestens an einer Hohlraumseite abgestrichen wird.
- Die Dicke der Luftschicht wird als Planungsmaß festgelegt. Abweichungen vom Planungsmaß sind in den durch DIN 18202 [4.13] bestimmten Grenzen zulässig.
- Die Außenschale darf oberhalb von Abdichtungen mit Entwässerungsöffnungen oder Lüftungsöffnungen, z. B. offenen Stoßfugen versehen werden. Dies gilt auch für die Brüstungsbereiche der Außenschale.

Für zweischalige Außenwände, die mit Wärmedämmung ausgebildet werden, sind weitere Aspekte zu beachten:

- Es sind Wärmedämmstoffe des Anwendungstyps WZ nach DIN 4108-10 [4.9] zu verwenden.
- Platten- und mattenförmige Mineralfaserdämmstoffe sowie Platten aus Schaumkunststoffen und Schaumglas sind an der Innenschale so zu befestigen, dass eine gleichmäßige Schichtdicke sichergestellt ist.
- Platten- und mattenförmige Mineralfaserdämmstoffe sind so dicht zu stoßen, Platten aus Schaumkunststoffen so auszubilden und zu verlegen (Stufenfalz, Nut und Feder oder versetzte Lagen), dass ein Wasserdurchtritt an den Stoßstellen dauerhaft verhindert wird.
- Bei lose eingebrachten Wärmedämmstoffen (z. B. Mineralfasergranulat, Polystyrolschaumstoff-Partikeln, Blähperlit) ist darauf zu achten, dass der Dämmstoff den Hohlraum zwischen Außen- und Innenschale vollständig ausfüllt.

Schlitze und Aussparungen

Vertikale Schlitze und Aussparungen in Wänden aus Porenbetonmauerwerk brauchen in die Berechnung nicht mit einbezogen zu werden, wenn die in Tab.

Tab. 4.28: Ohne Nachweis zulässige vertikale Schlitze und Aussparungen in Mauerwerk gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke mm	Nachträglich hergestellte Schlitze und Aussparungen[3]		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen im gemauerten Verband			
	Maximale Tiefe[1] $t_{ch,v}$ mm	Maximale Breite (Einzelschlitz)[2] mm	Verbleibende Mindest-wanddicke mm	Maximale Breite[2] mm	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen	
					Von Öffnungen	Untereinander
115 – 149	10	100	–	–	≥ 2-fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
150 – 174	20	100	–	–		
175 – 199	30	100	115	260		
200 – 239	30	125	115	300		
240 – 299	30	150	115	385		
300 – 364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

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

[2] Die Gesamtbreite von Schlitzen nach Spalte 3 und Spalte 5 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 5 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 5 proportional zur Wandlänge zu verringern.

[3] Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

4.28 aufgeführten Grenzwerte zu Schlitztiefe und -breite, Mindestwanddicke sowie Mindestabständen zwischen Schlitzen und Aussparungen eingehalten werden. Werden die Anforderungen an Restwanddicke und Mindestabstand eingehalten, sind vertikale Schlitze und Aussparungen auch dann ohne Nachweis zulässig, wenn die Querschnittsschwächung, bezogen auf 1 m Wandlänge, nicht mehr als 6 % beträgt und die Wand nicht drei- oder vierseitig gehalten gerechnet wird.

Tab. 4.29 enthält Angaben zur maximalen Schlitztiefe von horizontalen und schrägen Schlitzen, die ohne gesonderten Nachweis der Tragfähigkeit des reduzierten Mauerwerksquerschnitts auf Druck, Schub und Biegung zulässig sind, sofern eine Begrenzung der zusätzlichen Ausmitte in diesem Bereich vorgenommen wird.

Tab. 4.29: Ohne Nachweis zulässige horizontale und schräge Schlitze in Mauerwerk gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4.22.1]

Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$[1] mm	
	Unbeschränkte Länge	Länge[2] ≤ 1.250 mm
115 – 149	–	–
150 – 174	–	0[3]
175 – 239	0[3]	25
240 – 299	15[3]	25
300 – 364	20[3]	30
≥ 365	20[3]	30

[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.

4.4 Stürze

Für die Berechnung von Stürzen sind DIN EN 1991, DIN 4149, DIN EN 12602 sowie die Bestimmungen allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen [4.3] maßgebend.

Tragende Porenbeton-Fertigstürze

Für Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen werden steinhohe, tragende Porenbeton-Fertigstürze gemäß DIN EN 12602 angeboten. Eingesetzt werden sie in Gebäuden mit vorwiegend ruhenden Verkehrslasten. Fertigstürze sind bauaufsichtlich zugelassen und in vielen Abmessungen erhältlich. Sie werden mit den Abmessungen eingebaut, in denen sie angeliefert wurden; Stemm- oder Fräsarbeiten an Stürzen sind nicht zulässig.

Tragende Flachstürze

Flachstürze sind Fertigstürze aus bewehrtem Porenbeton AAC 4,5 mit einer Höhe von 124 mm. Durch die niedrige Höhe haben Flachstürze, die über Tür- und Fensteröffnungen eingebaut werden, ein sehr geringes Verarbeitungsgewicht. Die Tragwirkung des Sturzsystems wird durch eine 125 bis 750 mm hohe Übermauerung des Flachsturzes mit Porenbeton-Mauersteinen und/oder einer Massivdecke erreicht. Die Höhe der Übermauerung bestimmt die Tragfähigkeit des Sturzes. Bei der Bemessung ist zu berücksichtigen, dass die Auflagerlänge an beiden Enden

Tab. 4.30-1: Maßgebliche maximale Belastung von Flachstürzen gemäß Typenstatik und allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [4.3]

Sturz-abmessungen L/B/H	Stütz-weite	Max. lichte Öffnungs-weite	Auflager-tiefe	Maßgebliche maximale Belastung gemäß q_k in kN/m (Eigenlast des Flachsturzes einschließlich Übermauerung bereits berücksichtigt)					
				Übermauerungshöhe ü					
mm	mm	mm	mm	125 mm	250 mm	375 mm	500 mm	625 mm	750 mm
1.250/100/125	1.005	760	245	5,65	13,24	15,38	15,30	15,21	15,13
1.250/100/125	1.068	885	183	4,98	11,96	14,34	14,37	14,29	14,21
1.250/100/125	1.130	1.010	120	4,43	10,85	13,18	13,56	13,48	13,40
1.500/100/125	1.375	1.250	125	2,94	7,37	9,67	10,98	10,99	10,91
1.750/100/125	1.625	1.500	125	2,06	5,21	7,24	8,47	9,22	9,14
2.000/100/125	1.875	1.750	125	1,51	3,85	5,53	6,66	7,44	7,85
2.250/100/125	2.125	2.000	125	1,26	2,86	4,28	5,31	6,05	6,58
2.500/100/125	2.375	2.250	125	0,97	2,11	3,34	4,28	4,96	5,47
2.750/100/125	2.625	2.500	125	0,77	1,57	2,63	3,47	4,10	4,58
3.000/100/125	2.875	2.750	125	0,61	1,15	2,08	2,83	3,41	3,86
1.250/115/125	1.005	760	245	6,68	15,23	17,68	17,59	17,50	17,40
1.250/115/125	1.068	885	183	5,89	13,75	16,49	16,52	16,43	16,34
1.250/115/125	1.130	1.010	120	5,24	12,25	15,16	15,59	15,50	15,41
1.500/115/125	1.375	1.250	125	3,48	8,18	11,12	12,62	12,64	12,54
1.750/115/125	1.625	1.500	125	2,44	5,78	8,33	9,74	10,61	10,51
2.000/115/125	1.875	1.750	125	1,79	4,27	6,36	7,66	8,56	9,03
2.250/115/125	2.125	2.000	125	1,47	3,29	4,92	6,11	6,96	7,56
2.500/115/125	2.375	2.250	125	1,14	2,43	3,84	4,92	5,71	6,29
2.750/115/125	2.625	2.500	125	0,90	1,80	3,03	3,99	4,72	5,27
3.000/115/125	2.875	2.750	125	0,72	1,33	2,39	3,25	3,92	4,44
1.250/125/125	1.005	760	245	6,66	16,55	19,22	19,12	19,02	18,92
1.250/125/125	1.068	885	183	5,88	14,95	17,92	17,96	17,86	17,76
1.250/125/125	1.130	1.010	120	5,23	13,48	16,48	16,95	16,85	16,75
1.500/125/125	1.375	1.250	125	3,47	9,01	12,09	13,72	13,74	13,64
1.750/125/125	1.625	1.500	125	2,42	6,36	9,05	10,59	11,53	11,43
2.000/125/125	1.875	1.750	125	1,77	4,70	6,91	8,33	9,30	9,81
2.250/125/125	2.125	2.000	125	1,57	3,57	5,35	6,64	7,56	8,22
2.500/125/125	2.375	2.250	125	1,22	2,64	4,18	5,34	6,21	6,84
2.750/125/125	2.625	2.500	125	0,96	1,96	3,29	4,33	5,13	5,73
3.000/125/125	2.875	2.750	125	0,77	1,44	2,60	3,53	4,27	4,83
1.250/150/125	1.005	760	245	8,21	19,70	23,06	22,94	22,82	22,70
1.250/150/125	1.068	885	183	7,24	17,40	21,50	21,55	21,43	21,31
1.250/150/125	1.130	1.010	120	6,44	15,51	19,77	20,34	20,22	20,09
1.500/150/125	1.375	1.250	125	4,27	10,36	14,51	16,46	16,48	16,36
1.750/150/125	1.625	1.500	125	2,99	7,31	10,87	12,71	13,84	13,71
2.000/150/125	1.875	1.750	125	2,19	5,40	8,29	9,99	11,17	11,77
2.250/150/125	2.125	2.000	125	1,77	4,29	6,42	7,97	9,07	9,86
2.500/150/125	2.375	2.250	125	1,37	3,17	5,01	6,41	7,45	8,20
2.750/150/125	2.625	2.500	125	1,07	2,35	3,95	5,20	6,16	6,88
3.000/150/125	2.875	2.750	125	0,85	1,73	3,12	4,24	5,12	5,79
1.250/175/125	1.005	760	245	9,22	22,28	26,91	26,77	26,62	26,48
1.250/175/125	1.068	885	183	8,13	19,68	25,09	25,15	25,00	24,86
1.250/175/125	1.130	1.010	120	7,24	17,54	23,07	23,73	23,59	23,44
1.500/175/125	1.375	1.250	125	4,80	11,71	16,93	19,21	19,23	19,09
1.750/175/125	1.625	1.500	125	3,35	8,26	12,68	14,83	16,14	16,00
2.000/175/125	1.875	1.750	125	2,45	6,10	9,67	11,66	13,03	13,73
2.250/175/125	2.125	2.000	125	2,08	5,00	7,49	9,29	10,59	11,51
2.500/175/125	2.375	2.250	125	1,61	3,70	5,85	7,48	8,69	9,57
2.750/175/125	2.625	2.500	125	1,27	2,74	4,60	6,07	7,18	8,02
3.000/175/125	2.875	2.750	125	1,01	2,02	3,64	4,95	5,97	6,76

Tab. 4.30-2: Maßgebliche maximale Belastung von Flachstürzen gemäß Typenstatik und allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [4.3]

Sturzabmessungen L/B/H mm	Stützweite mm	Max. lichte Öffnungsweite mm	Auflagertiefe mm	Maßgebliche maximale Belastung gemäß q_k in kN/m (Eigenlast des Flachsturzes einschließlich Übermauerung bereits berücksichtigt)					
				Übermauerungshöhe ü					
				125 mm	250 mm	375 mm	500 mm	625 mm	750 mm
1.250/200/125	1.005	760	245	10,24	24,33	30,75	30,59	30,43	30,27
1.250/200/125	1.068	885	183	9,03	21,49	28,67	28,74	28,58	28,41
1.250/200/125	1.130	1.010	120	8,03	19,15	26,37	27,12	26,95	26,79
1.500/200/125	1.375	1.250	125	5,32	12,77	19,35	21,95	21,98	21,82
1.750/200/125	1.625	1.500	125	3,72	9,01	14,49	16,95	18,45	18,29
2.000/200/125	1.875	1.750	125	2,71	6,65	11,06	13,33	14,89	15,70
2.250/200/125	2.125	2.000	125	2,28	5,72	8,56	10,62	12,10	13,15
2.500/200/125	2.375	2.250	125	1,76	4,23	6,69	8,55	9,93	10,94
2.750/200/125	2.625	2.500	125	1,38	3,13	5,26	6,93	8,21	9,17
3.000/200/125	2.875	2.750	125	1,10	2,30	4,16	5,65	6,83	7,73

des Sturzes durch Nachweis der Verankerung und Tragfähigkeit des Auflagers nachgewiesen wird; sie muss jedoch mindestens 115 mm betragen. Die aufnehmbare Gesamtlast geht aus Tab. 4.35-1 und 4.35-2 hervor.

Stürze aus U-Schalen
Bei der Herstellung von Stürzen aus U-Schalen werden die aneinandergereihten U-Elemente für die Montage unterstützt, mit einem Bewehrungskorb gemäß DIN EN 1992 bewehrt und mit Beton vergossen. Ein statischer Nachweis ist in jedem Einzelfall erforderlich.

Nicht tragende Porenbeton-Fertigstürze
Sofern Öffnungen in nicht tragenden Trennwänden aus Porenbeton-Plansteinen oder Porenbeton-Planbauplatten nicht geschosshoch ausgestaltet werden, werden für die Abdeckung der Öffnungen nicht tragende Porenbeton-Fertigstürze eingesetzt.

4.5 Mauertafeln

Grundlage der Bemessung von Mauertafeln sind DIN 1053-4 und DIN EN 1996-1-1. Außerdem gelten DIN EN 1991, DIN 4149 und die Bestimmungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

Die Zulassung enthält für die Bemessung u. a. folgende Bestimmungen:

- Angaben zu den Grundwerten σ_0 der zulässigen Druckspannungen bzw. zu charakteristischen Druckfestigkeiten f_k.
- Das Mauerwerk wird als zweiseitig gehalten in Rechnung gestellt. Bei Mauertafeln aus 750 mm hohen Planelementen ist für die Knicklänge stets die lichte Geschosshöhe in Rechnung zu stellen.
- Bei Wänden, die rechtwinklig zu ihrer Ebene belastet werden, dürfen Biegezugspannungen nicht in Rechnung gestellt werden. Ist ein rechnerischer Nachweis der Aufnahme dieser Belastung erforderlich, so darf eine Tragwirkung nur senkrecht zu den Lagerfugen unter Ausschluss von Biegezugspannungen angenommen werden.
- Für den Nachweis der räumlichen Steifigkeit und Stabilität dürfen zur Aufnahme der horizontalen Kräfte nur Wandabschnitte als Scheibe angenommen werden, die aus Mauertafeln ohne Stoß in Wandebene bestehen (raumbreite Mauertafeln). Wandabschnitte mit in Scheibenebene gestoßenen Mauertafeln dürfen herangezogen werden, wobei die Mauertafeln als Einzelscheiben anzusetzen sind, wenn die Lastweiterleitung sichergestellt ist und der rechnerische Nachweis unter Ausschluss von Schubspannungen in den lotrechten Mauertafelfugen geführt werden kann. Für den rechnerischen Nachweis dürfen nur Wandabschnitte einer Scheibenebene, jedoch keine zusammengesetzten Querschnitte in Rechnung gestellt werden.
- In lotrechten Fugen von Mauertafelverbindungen dürfen keine Schubspannungen in Ansatz gebracht werden.
- Die Beanspruchungen aus Lagerung, Transport, Montage und Bauzustand sind bei der Bemessung zu berücksichtigen.

4.6 Geschosshohe stehende Wandbauteile

Geschosshohe stehende Wandbauteile aus Porenbeton werden als tragende Bauteile für Außen- und Innenwände eingesetzt. Sie verfügen je nach Anwendungsbereich über statisch anrechenbare oder statisch nicht anrechenbare Bewehrung.

Wandbauteile mit statisch anrechenbarer Bewehrung
Wandelemente aus Porenbeton mit statisch anrechenbarer Bewehrung werden nach DIN EN 1991, DIN 4149, DIN EN 12602 und DIN 4223-101 [4.11.2] berechnet. Sie können Biegebeanspruchungen senkrecht zur Wandebene, z. B. aus Erddruck, aufnehmen.

Wandbauteile mit statisch nicht anrechenbarer Bewehrung
Wandbauteile aus Porenbeton mit statisch nicht anrechenbarer Bewehrung werden nach DIN EN 1991, DIN 4149, DIN EN 12602 und DIN 4223-101 berechnet.

4.7 Dach- und Deckenplatten

Dach- und Deckenplatten aus Porenbeton werden nach DIN EN 1991, DIN 4149, DIN EN 12602 und DIN 4223-101 berechnet. Die Ausführung erfolgt nach DIN 4223-102 [4.11.3].

Literatur

[4.1] Bundesverband Porenbetonindustrie e.V. (Herausgeber): Mauerwerk aus Porenbeton – Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 6, Bericht 14

[4.2] Graubner, C.-A.: Tragfähigkeitstafeln für die Bemessung von Außen- und Innenwänden aus Porenbetonsteinen der Steindruckfestigkeitsklassen 2 - 8 nach dem vereinfachten Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-3/NA; Stellungnahme Az 150177 vom 1.11.2015

[4.3] Landeshauptstadt Hannover: Bescheid zur Typenprüfung in statischer Hinsicht, Porenbeton-Flachstürze mit Zuggurt Typ A nach bauaufsichtlicher Zulassung Z-17.1-634. Hannover 2010

[4.4] DIN 488: Betonstahl, mehrere Teile

[4.5] DIN EN 998-1: Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 1: Putzmörtel; Ausgabe 2017-02

[4.6] DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, mehrere Teile

[4.7] DIN 1053: Mauerwerk

[4.7.1] Teil 1: Berechnung und Ausführung, Ausgabe 1996-11

[4.7.2] Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung, Ausgabe 1990-02

[4.7.3] Teil 4: Fertigbauteile, Ausgabe 2018-05

[4.7.4] Teil 100: Berechnung auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, Ausgabe 2007-09

[4.8] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Ausgabe 1994-03

[4.9] DIN 4108: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 10: Anwendungsbezogene Anforderungen an Wärmedämmstoffe – Werkmäßig hergestellte Wärmedämmstoffe, Ausgabe 2015-12

[4.10] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Ausgabe 2005-04

[4.11] DIN 4223: Anwendung von vorgefertigten bewehrten Bauteilen aus dampfgehärtetem Porenbeton

[4.11.1] Teil 100: Eigenschaften und Anforderungen an Baustoffe und Bauteile. Ausgabe 2014-12

[4.11.2] Teil 101: Entwurf und Bemessung. Ausgabe 2014-12

[4.11.3] Teil 102: Anwendung in Bauwerken. Ausgabe 2014-12

[4.11.4] Teil 103: Sicherheitskonzept. Ausgabe 2014-12

[4.12] DIN 18533-1: Abdichtung von erdberührten Bauteilen – Teil 1: Anforderungen, Planungs- und Ausführungsgrundsätze, Ausgabe 2017-07

[4.13] DIN 18202: Toleranzen im Hochbau – Bauwerke, Ausgabe 2013-04

[4.14] DIN 18515: Außenwandbekleidungen, mehrere Teile

[4.15] DIN 18550: Putz und Putzsysteme – Ausführung, Ausgabe 2018-01

[4.16] DIN EN 845-1: Festlegungen für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 1: Maueranker, Zugbänder, Auflager und Konsolen, Ausgabe 2016-12

[4.17] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe 2010-12

[4.18] DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe 2010-12

Änderung A1, Ausgabe 2012-08

[4.19] DIN EN 1991: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke

[4.19.1] Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Ausgabe 2010-12

[4.19.2] Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, Ausgabe 2010-12

[4.19.3] Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Ausgabe 2010-12

[4.20] DIN EN 1991-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke

[4.20.1] Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Ausgabe 2010-12

Änderung A1, Ausgabe 2015-05

[4.20.2] Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, Ausgabe 2010-12

Änderung A1, Ausgabe 2015-12

[4.20.3] Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Ausgabe 2010-12

[4.21] DIN EN 1996: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten

[4.21.1] Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe 2013-02

[4.21.2] Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Ausgabe 2011-04

[4.21.3] Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk, Ausgabe 2010-12

[4.21.4] Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten, Ausgabe 2010-12

[4.22] DIN EN 1996/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten

[4.22.1] Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe 2012-05

Änderung A1. Ausgabe 2014-03

Änderung A2. Ausgabe 2015-01

[4.22.2] Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Ausgabe 2013-06

[4.22.3] Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk, Ausgabe 2012-01

[4.22.4] Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten, Ausgabe 2012-01

Änderung A1. Ausgabe 2014-03

Änderung A2. Ausgabe 2015-01

[4.23] DIN EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen, mehrere Teile

[4.24] DIN EN 12602: Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton. Ausgabe 2016-12

[4.25] DIN EN 13969: Abdichtungsbahnen – Bitumenbahnen für die Bauwerksabdichtung gegen Bodenfeuchte und Wasser – Definitionen und Eigenschaften, Ausgabe 2007-03

[4.26] DIN SPEC 20000-202: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 202: Anwendungsnorm für Abdichtungsbahnen nach Europäischen Produktnormen zur Verwendung als Abdichtung von erdberührten Bauteilen, Ausgabe 2016-03