

Eurocode 6 Kompendium

2. Auflage 2021

Fachinformation Statik / Bemessung



natürlich
MASSIV



1. Bemessung von KLB-Mauerwerk nach DIN EN 1996/NA	3
2. Sicherheitskonzept	4
2.1 Nachweisformat	4
2.2 Einwirkungskombinationen und Bemessungswerte der Einwirkungen	4
2.3 Bemessungswerte der Tragwiderstände	5
3. Einwirkungen	5
3.1 Eigenlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA	5
3.2 Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA	6
3.3 Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA	7
3.4 Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA	8
3.5 Auflagerkräfte aus Decken	9
4. Baustoffkennwerte	9
4.1 Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit	9
4.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk	11
4.3 Verformungskenngrößen von Mauerwerk aus Leichtbeton	12
5. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA	12
5.1 Regelungsumfang	12
5.2 Voraussetzungen und Anwendungsgrenzen	12
5.3 Nachweisformat	14
5.4 Knicklänge	14
5.5 Tragwiderstand unter maximaler vertikaler Beanspruchung	15
5.6 Tragwiderstand unter minimaler vertikaler Beanspruchung	20
5.7 Nicht tragende Wände	22
5.8 Bemessungsbeispiele	24

6. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA	33
6.1 Nachweisformat	33
6.2 Schnittgrößenermittlung	33
6.3 Knicklänge	35
6.4 Ermittlung des vertikalen Tragwiderstandes	36
6.5 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	37
6.6 Teilflächenbelastetes Mauerwerk	38
7. Nachweis von Kellerwänden	39
7.1 Grundlegendes Tragmodell	39
7.2 Bemessung nach der vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3/NA	39
7.3 Bemessung mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA	42
7.4 Kellerwände mit hydrostatischer Beanspruchung	43
7.5 Konstruktive Maßnahmen	44
7.6 Hinweise für die Bauausführung	44
8. Bauliche Durchbildung	48
8.1 Mindestabmessungen tragender Wände und Pfeiler	48
8.2 Mindestauflagertiefe von Decken	48
8.3 Mörtelfugen	48
8.4 Mauerwerksverband	48
8.5 Anschlüsse zwischen Wänden sowie zwischen Wänden und Decken	48
8.6 Schlitze und Aussparungen	49
9. KLB-Produkte für Sonderbauteile	50

Literaturnachweise sind im Text *kursiv* [X] dargestellt und verweisen auf die Seite 51.

1. Bemessung von KLB-Mauerwerk nach DIN EN 1996/NA

Das Normenwerk DIN EN 1996 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“, allgemein als „Eurocode 6“ bezeichnet, liegt in den Teilen 1-1, 1-2, 2 und 3 vor. In der Normenreihe wird zwischen dem genaueren Nachweisverfahren (DIN EN 1996-1-1), den die Bauausführung betreffenden Regelungen (DIN EN 1996-2) und den vereinfachten Berechnungsmethoden (DIN EN 1996-3) unterschieden. National anwendbar wird das Normenwerk erst durch den zu jedem Normenteil vorhandenen nationalen Anhang (NA), in dem länderspezifische Besonderheiten geregelt werden.

In EN 1996 sind auch Bauweisen geregelt, die in Deutschland keine Bedeutung haben (z.B. bewehrtes Mauerwerk) oder für die hier keine Erfahrungen vorliegen (z.B. vorgespanntes Mauerwerk). In einer konsolidierten deutschen Fassung DIN EN 1996/NA werden die Inhalte der Norm und des nationalen Anhangs in einem Dokument zusammengeführt, welches ausschließlich die für Deutschland relevanten Regelungen enthält.

Mit der vorliegenden Broschüre wollen wir Sie über die für die Bemessung wesentlichen Sachverhalte des Regelwerks informieren. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf den vereinfachten Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. Mit DIN EN 1996-3/NA ist es gelungen, dem Trend zu immer komplexeren normativen Regeln entgegenzuwirken, damit Mauerwerkkonstruktionen bei Einhaltung bestimmter Anwendungsgrenzen einfach, sicher und wirtschaftlich geplant werden können.

Für komplexere Nachweissituationen steht mit DIN 1996-1-1/NA ein genaueres Nachweisverfahren zur Verfügung. Dieses ermöglicht bei erhöhtem Berechnungsaufwand die Berücksichtigung höherer Traglasten als nach DIN EN 1996-3/NA zulässig.

Wesentlich ist die Kenntnis, dass mit der neuen Normengeneration vereinfachte Berechnungsmethoden und ein genaueres Nachweisverfahren in einem Bauwerk gleichzeitig angewendet werden können. Dies bedeutet, dass in einem Gebäude eine Vielzahl von Nachweisen vereinfacht nach DIN EN 1996-3/NA geführt werden kann und nur ausgewählte Bauteile (z. B. Windscheiben) mit DIN EN 1996-1-1/NA berechnet und bemessen werden müssen.

Die vorliegende Broschüre berücksichtigt integral alle Regelungen der Normenreihe mit den zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumenten einschließlich der durch die Bauaufsicht in den letzten Jahren verfügbaren ergänzenden Regelungen.

- Diese Broschüre gilt für unbewehrtes Einsteinst-Mauerwerk aus Klimaleichtblocksteinen.
- Für Elementmauerwerk mit vermindertem Überbindemaß von $l_{o1} / h_u < 0,4$ gelten zusätzliche, hier nicht behandelte Regelungen.
- Bauaufsichtliche Zulassungen können weitere abweichende Regelungen beinhalten.
- Dieser Broschüre liegen folgende Regelwerke zugrunde:

DIN EN 1996-1-1: 2013-02

DIN EN 1996-1-1/NA: 2019-12

DIN EN 1996-2: 2010-12

DIN EN 1996-2/NA: 2012-01

DIN EN 1996-3: 2010-12

DIN EN 1996-3/NA: 2019-12

Eine nach neuestem Stand inklusive aller nationalen Anhänge konsolidierte Normenfassung, welche auch Erläuterungen zu den einzelnen Regelungen enthält, findet sich in [1].

2. Sicherheitskonzept

2.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen E_d kleiner gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ist:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Gl. 1})$$

Ergänzende Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind in aller Regel nicht erforderlich, wenn die Regelungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA oder nach DIN EN 1996-3/NA erfüllt werden und die sonstigen konstruktiven Anforderungen dieser Normenreihe eingehalten sind.

2.2 Einwirkungskombinationen und Bemessungswerte der Einwirkungen

Es ist zwischen folgenden Einwirkungskombinationen zu unterscheiden:

- ständige und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_Q \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (\text{Gl.2})$$

- außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,i} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,i} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (\text{Gl.3})$$

Dabei ist:

- G_k charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
- Q_k charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
- $Q_{k,1}$ charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung
- A_d Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung
- E_d Bemessungswert der Einwirkung
- γ_G Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (ständige Einwirkung, Tabelle 1)

γ_Q Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (veränderliche Einwirkungen, Tabelle 1)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 Kombinationsbeiwerte (Tabelle 2)

⊕ „ist ungünstig zu kombinieren mit“

Bei Wohn- und Bürogebäuden darf der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Allgemeinen mit den folgenden Einwirkungskombinationen bestimmt werden:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot N_{Gk} + 1,50 \cdot N_{Qk} \quad (\text{Gl.4})$$

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und charakteristischen Nutzlasten einschließlich Trennwandschlag von maximal $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ darf vereinfachend folgende Einwirkungskombination angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (\text{Gl.5})$$

Im Fall größerer Biegemomente, z. B. bei Windscheiben oder beim Nachweis der Mindestauflast (Abschnitt 5.6), ist auch der Lastfall $\max M_{Ed} + \min N_{Ed}$ zu berücksichtigen. Dabei gilt in der Regel:

$$\min. N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk} \quad (\text{Gl.6})$$

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1990/NA.

Teilsicherheitsbeiwert	Einwirkung	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung	außergewöhnliche Bemessungssituation
γ_G	ständige Einwirkung z. B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	1,35	1,00	1,00
γ_Q	veränderliche Einwirkung z. B. Wind-, Schnee-, Nutzlasten	1,50	-	1,00

Tabelle 2: Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA.

Einwirkungen	Kombinationsbeiwerte		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nutzlasten im Hochbau - Wohn-, Aufenthalts- und Büroräume - Versammlungsräume, Verkaufsräume - Lagerräume	0,7	0,5	0,3
Schnee- und Eislasten - Orte bis zu NN + 1000 m - Orte über NN + 1000 m	0,5 0,7	0,2 0,5	0,0 0,2
Windlasten	0,6	0,2	0,0
Temperatur (nicht Brand)	0,6	0,5	0,0

2.3 Bemessungswerte der Tragwiderstände

Der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d beträgt:

$$f_d = f_k \cdot \zeta \cdot \frac{f_d}{\gamma_M} \quad (Gl.7)$$

- ζ Dauerstandsfaktor (Tabelle 3)
- f_k Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit (Tabellen 10 bis 17)
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite (Tabelle 4)

Tabelle 3: Dauerstandsfaktor ζ

Material	Beanspruchungsdauer	
	dauernde Beanspruchung (Eigengewicht, Schnee und Verkehrslasten)	kurzzeitige Beanspruchung
	ζ	
unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung sowie Rezeptmörtel	0,85	1,0

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften.

Material	Bemessungssituation	
	ständig und vorübergehend	außer-gewöhnlich ^a
	γ_M	
unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung sowie Rezeptmörtel	1,5	1,3

^a für die Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2: $\gamma = 1,0$

Für den Bemessungswert der rechnerischen Mauerwerksschubfestigkeit f_{vd} gilt:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (Gl.8)$$

- f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit
- f_{vk} Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit (Abschnitt 4.2)
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

3. Einwirkungen

3.1 Eigenlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA

Die charakteristischen Werte für die Wichte des Mauerwerks ergeben sich aus Tabelle 5a. Dabei sind Fugenmörtel und übliche Feuchtegehalte berücksichtigt. Bei Zwischenwerten der Steinrohrichtklasse darf linear interpoliert werden.

Bedingt durch den geringeren Fugenanteil sind die in Tabelle 5b zusammengestellten Wichten für Wände aus Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten etwas geringer als bei Mauerwerk mit Normalmörtel. Den Wandgewichten sind die Gewichte von Putz oder Bekleidungen hinzuzurechnen.

Für einige Putze sind die charakteristischen Flächenlasten in Tabelle 5c angegeben.

Tabelle 5a: Charakteristische Werte der Wichte von Mauerwerk mit Normal-, Leicht- und Dünnbettmörtel.

Rohdichteklasse der Steine	Mauerwerk mit	
	Normalmörtel	Leicht- und Dünnbettmörtel
charakteristische Wichte von Mauerwerk in kN/m ³		
0,35	5,5	4,5
0,4	6	5
0,5	7	6
0,6	8	7
0,7	9	8
0,8	10	9
0,9	11	10
1,0	12	11
1,2	14	13
1,4	16	15
1,6	16	16
1,8	18	18
2,0	20	20

Tabelle 5b: Charakteristische Werte für die Wichte von Wänden aus Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten.

Rohdichteklasse der Steine	Wichte kN/m ³
0,8	9
0,9	10
1,0	11
1,2	13
1,4	15

Tabelle 5c: Charakteristische Flächenlasten für ausgewählte Putze.

Putz	Dicke mm	Flächenlast kN/m ²
Gipsputz	15	0,18
Kalkzementputz	20	0,40
Zementputz	20	0,42
Leichtputz DIN 18550-4	20	0,30
Wärmedämmputz	20	0,24
	60	0,32
	100	0,40

3.2 Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA

Charakteristische Werte lotrechter Nutzlasten:

- Wohnräume mit ausreichender Querverteilung (Kategorie A2)
 $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Wohnräume ohne ausreichende Querverteilung (Kategorie A3) und Büroräume (B1)
 $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Treppen und Podeste innerhalb der Kategorien A und B1 (T1)
 $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Balkone (Z)
 $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$
- Trennwandzuschlag bei einem Wandgewicht (einschließlich Putz)
 $\leq 3 \text{ kN/m} \quad q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
 $\leq 5 \text{ kN/m} \quad q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

3.3 Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA

Charakteristischer Wert der Windlast:

$$w_k = c_{pe,10} \cdot q_k \quad (\text{Gl. 9})$$

w_k charakteristische Windlast

$c_{pe,10}$ aerodynamischer Beiwert (Tabelle 6)

q_k charakteristischer Geschwindigkeitsdruck (Tabelle 7)

Tabelle 6: Aerodynamischer Beiwert für Außen- druck im D- und E-Bereich nach DIN EN 1991-1-4 (Lasteinzugsfläche $\geq 10 \text{ m}^2$).

h_{tot} / d	$c_{pe,10, \text{Druck, D}}$	$c_{pe,10, \text{Sog, E}}$
≥ 5	+ 0,8	- 0,5
1	+ 0,8	- 0,5
$\leq 0,25$	+ 0,7	- 0,3

Die in Tabelle 6 dargestellten aerodynamischen Beiwerte gelten für Wände, welche senkrecht zur Windanströmrichtung angeordnet werden (Winddruck und Windsog). An windparallelen Gebäudeseiten sind im Eckbereich der Gebäude höhere Sogbeiwerte $c_{pe,10}$ zu berücksichtigen. Die für die Bereiche D und E angegebenen $c_{pe,10}$ - Werte sollten nur dann verwendet werden, wenn die Gebäudeecken in verzahntem Mauerwerk ausgeführt werden. Bei Anwendung der Stumpfstoßtechnik (s. Abschnitt 8.5) wird die Verwendung der für den Bereich A auf der windparallelen Gebäudeecke geltenden höheren $c_{pe,10}$ - Beiwerte (s. DIN-EN 1991-1-4) empfohlen.

Bild 1: D- und E-Bereich eines Gebäudes.

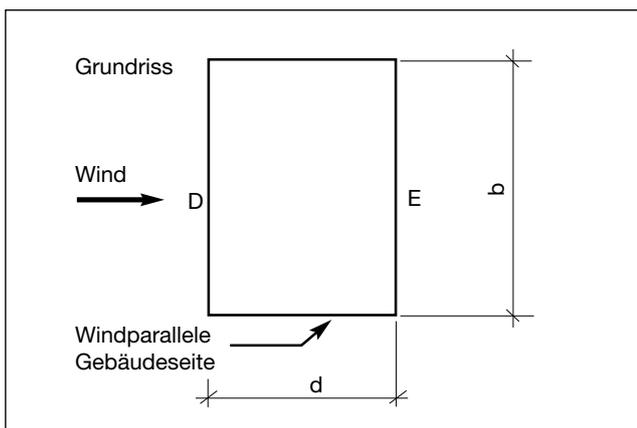
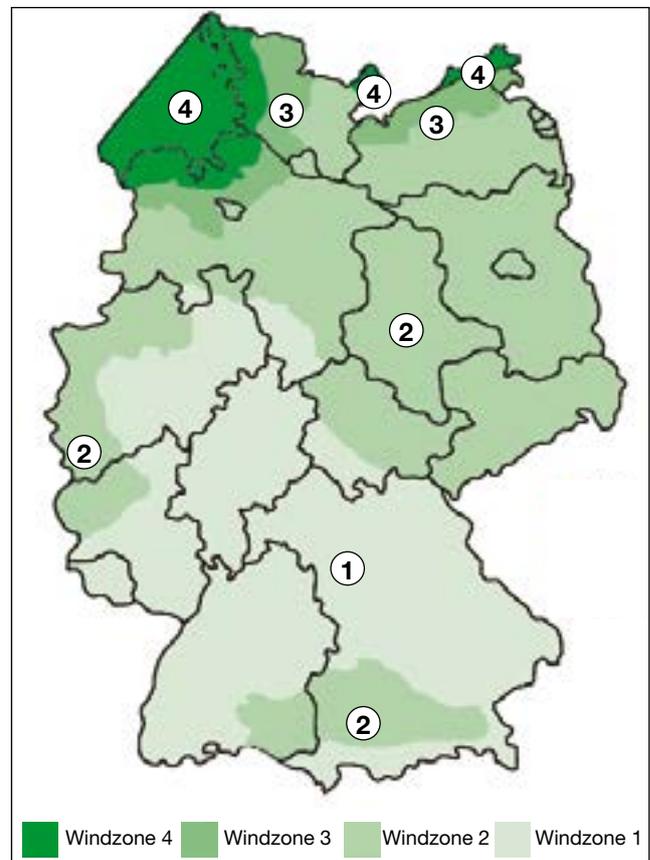


Tabelle 7: Vereinfachter charakteristischer Geschwindigkeitsdruck für Bauwerke bis 25 m Höhe nach DIN EN 1991-1-4.

Windzone		Gebäudehöhe h in den Grenzen von q_k in kN/m^2		
		$h \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} < h \leq 18 \text{ m}$	$18 \text{ m} < h \leq 25 \text{ m}$
		Geschwindigkeitsdruck		
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 der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	-	-

Bild 2: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland.



Die Zuordnung der Windzonen kann mit Hilfe der Tabelle „Zuordnung der Windzonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) erfolgen.

3.4 Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA

Charakteristischer Wert der Schneelast:

$$s_{k,Dach} = \mu_1 \cdot s_k \quad (Gl. 10)$$

$s_{k,Dach}$ charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Dach (bezogen auf den Grundriss)

μ_1 Formbeiwert (Tabelle 8)

s_k charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden (Tabelle 9)

Bild 3: Lastanordnung und Formbeiwerte für Flach- und Pultdächer sowie Satteldächer nach DIN EN 1991-1-3/NA.

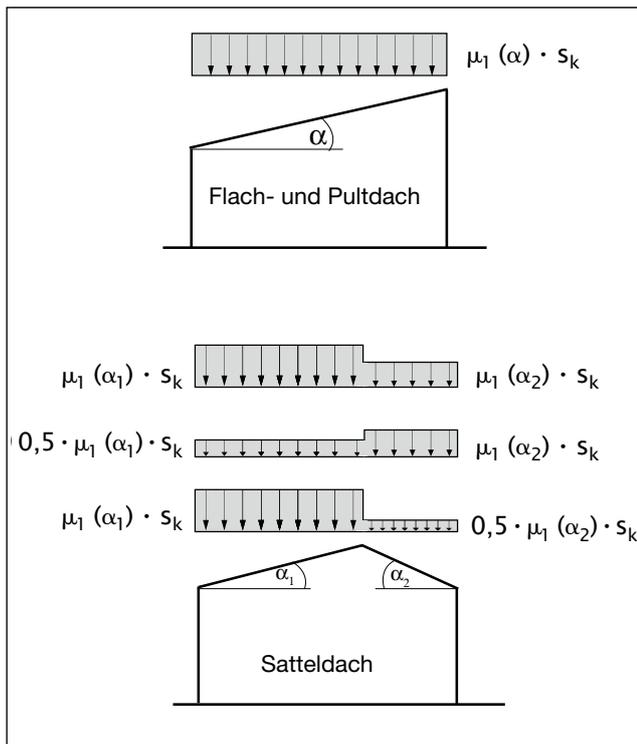


Tabelle 8: Formbeiwerte für Flach- und Pultdächer sowie Satteldächer nach DIN EN 1991-1-3/NA.

Formbeiwert	Dachneigung α		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ$	0

Die Formbeiwerte gelten, wenn der Schnee ungehindert vom Dach abrutschen kann. Wird Abrutschen z. B. durch Schneefanggitter behindert, ist der Formbeiwert mit 0,8 anzusetzen.

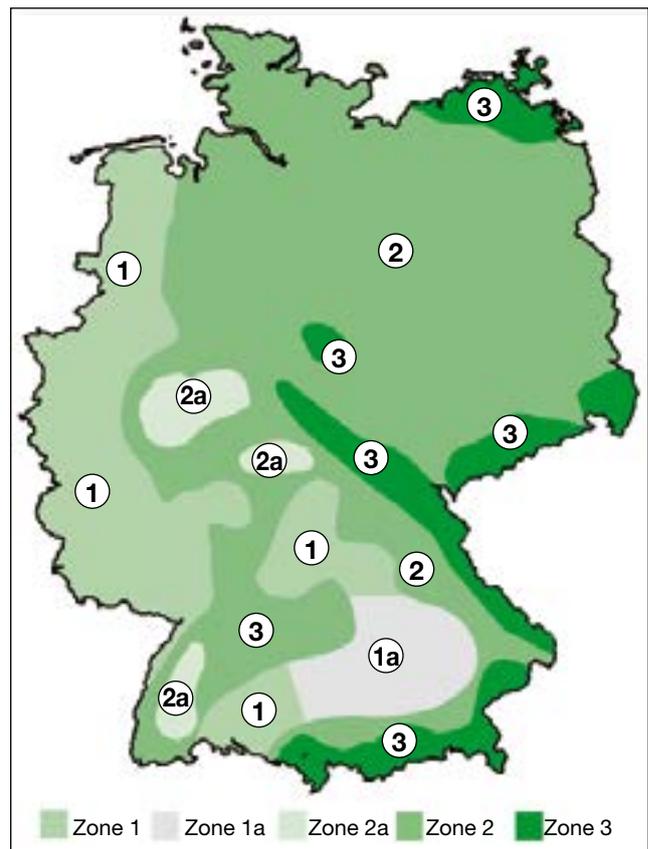
Tabelle 9: Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden s_k nach DIN EN 1991-1-3/NA.

Zone	charakteristischer Wert in kN/m^2
1 ^a	$s_k = 0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760}\right)^2 \geq 0,65$
2 ^a	$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760}\right)^2 \geq 0,85$
3	$s_k = 0,31 + 2,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760}\right)^2 \geq 1,10$

A = Geländehöhe über dem Meeresniveau in m

^a Für die Zonen 1a und 2a muss der charakteristische Wert der Zone 1 bzw. 2 mit dem Faktor 1,25 multipliziert werden. Die Mindestwerte sind in gleicher Weise zu erhöhen.

Bild 4: Schneezonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland.

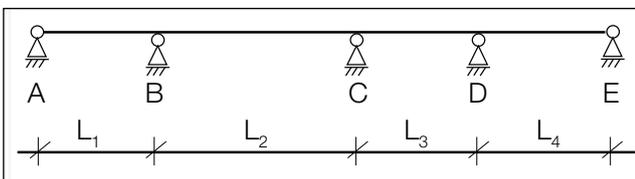


Die Zuordnung der Schneezonen kann mit Hilfe der Tabelle „Zuordnung der Schneezonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) erfolgen.

3.5 Auflagerkräfte aus Decken

- Wände parallel zur Spannrichtung einachsig gespannter Decken sind mit einem Deckenstreifen mit angemessener Breite (i. d. R. 1,0 m) zu belasten.
- Bei zweiachsig gespannten Decken darf die Lastermittlung für die Wände mit Hilfe von Einflussflächen erfolgen.
- Bei einachsig gespannten Decken ist die Durchlaufwirkung wie in Bild 5 erläutert zu berücksichtigen.

Bild 5: Berücksichtigung der Durchlaufwirkung bei der Ermittlung von Deckenauflagerkräften von einachsig gespannten Decken.



Auflager	Berücksichtigung der Durchlaufwirkung
Endauflager (A und E)	nein
Erstes Zwischenauflager (B und D)	ja
Zwischenauflager (C)	ja, wenn $0,5 < L_i/L_{i+1} < 2$

4. Baustoffkennwerte

4.1 Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit

Das genauere Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1 gestattet eine formelgestützte Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit in Abhängigkeit von Steindruckfestigkeit und Mörtelfestigkeit. Eine derartige Druckfestigkeitsberechnung ist aufwendig und bringt in Deutschland keine Vorteile, da die in DIN EN 1996-3/NA angegebenen Tabellenwerte aus den in DIN EN 1996-1-1/NA angegebenen Formeln abgeleitet wurden. Für KLB-Mauerwerk mit Normalmörtel sind die charakteristischen Druck-

festigkeiten in den Tabellen 10 bis 12 zusammengestellt. Die Tabellen 13 und 14 enthalten die f_k -Werte für KLB-Mauerwerk mit Leichtmörtel und die Tabellen 15 bis 17 für KLB-Mauerwerk mit Dünnbettmörtel.

Tabelle 10: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Steinen mit Normalmauermörtel.

Stein-sorte	Stein-druckfestigkeits-klasse	Mörtelklasse		
		M2,5	M5	M10 und M20
		f_k in N/mm ²		
Hbl, Hbn	2	1,4	1,5	1,7
	4	2,2	2,4	2,6
	6	2,9	3,1	3,3
	8	2,9	3,7	4,0
	10	2,9	4,3	4,6
	12	2,9	4,8	5,1
V, Vbl	2	1,5	1,6	1,8
	4	2,5	2,7	3,0
	6	3,4	3,7	4,0
	8	3,4	4,5	5,0
	10	3,4	5,4	5,9
	12	3,4	6,1	6,7
	16	3,4	6,1	8,3
20	3,4	6,1	9,8	

Tabelle 11: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Vollblöcken mit Schlitzen Vbl-S bzw. Vbl-SW mit Normalmauermörtel.

Steindruckfestigkeits-klasse	Mörtelklasse			
	M2,5	M5	M10 und M20	
		f_k in N/mm ²		
2	1,4	1,6	1,8	
4	2,1	2,4	2,9	
6	2,7	3,1	3,7	
8	2,7	3,9	4,4	
10	2,7	4,5	5,0	
12	2,7	5,0	5,6	

Tabelle 12: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus KLB-Vollblöcken SW1 mit Normalmauermörtel (Z-17.1-426).

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelklasse	
	M2,5	M5
	f_k in N/mm ²	
2	1,3	1,3
4	1,8	2,1
6	2,4	2,6

Tabelle 13: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Voll- und Lochsteinen aus Leichtbeton mit Leichtmauermörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe LM 21 und LM 36	
	f_k in N/mm ²	
2	1,4	
4	2,3	
6	3,0	
8	3,6	

Tabelle 14: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Vollblöcken SW1 mit Leichtmauermörtel (Z-17.1-426).

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe	
	LM 21	LM 36
	f_k in N/mm ²	
2	1,3	1,3
4	1,8	2,1
6	1,8	2,4

Tabelle 15: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Hohlblöcken mit Dünnbettmörtel.

Tabelle 15a: KLB-Hohlblöcke ohne Kammerfüllung

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte		
	Hohlblöcke Z-17.1-797		Hohlblöcke Z-17.1-842
	Typ I	Typ II	
	f_k in N/mm ²		
2	1,6	1,4	1,3
4	2,5	2,2	2,0
6	3,2	2,9	2,6
8	3,9	3,5	-
12	4,3	4,0	-

Tabelle 15b: KLB-Hohlblöcke mit Kammerfüllung

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte			
	Kalopor Z-17.1-959	Kalopor M Z-17.1-1020	ISOSTAR M Z-17.1-1075	SK ^b Z-17.1-1078
	f_k in N/mm ²			
2	0,9	0,9	1,1	1,0 / 0,9 / 0,8
4	1,7	-	1,7 ^a	1,6 / 1,5 / 1,1

^a für Mauerwerk der Wanddicke 425 mm gilt $f_k = 1,8$ N/mm²

^b f_k -Werte für die Wanddicken 365/425/490 mm

Tabelle 16: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Vollblöcken mit Dünnbettmörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte		
	Superdämmblöcke SW1 Z-17.1-730	Wärmedämmblöcke SW1 Z-17.1-766	Plan-Vollblöcke Z-17.1-459
	f_k in N/mm ²		
2	1,5	1,3	-
4	2,7	2,1	-
6	3,8	2,6	4,3
12	-	-	6,9
20	-	-	10,0

Tabelle 17: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Quadro-Planelementen mit Dünnbettmörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte	
	KLB-Großformate / Planelemente KLBQUADRO / Z-17.1-852	
	f_k in N/mm ²	
2	1,6	
4	3,1	
6	4,3	
12	6,9	
20	10,0	

4.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk

(nur im genaueren Verfahren)

Für den Nachweis einer hinreichenden Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit Hilfe des genaueren Nachweisverfahrens nach Abschnitt 6 ist der Nachweis bei Scheiben- und Plattenschub erforderlich. Die zugehörigen charakteristischen Festigkeitswerte werden nachfolgend angegeben.

$$f_{vk} = \min \{ f_{vlt1} ; f_{vlt2} \} \quad (\text{Gl. 11})$$

4.2.1 Scheibenschub

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} für Scheibenschub beträgt:

f_{vk} charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk

f_{vlt1} Grenzwert für f_{vk} (Reibungsversagen)

f_{vlt2} Grenzwert für f_{vk} (Steinzugversagen)

Reibungsversagen

bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 12})$$

bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 13})$$

f_{vk0} charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast nach Tabelle 18

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung ($\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$)

A überdrückte Querschnittsfläche (Berechnung mit der linear-elastischen Spannungsverteilung ($A = t \cdot l_{c,lin}$))

$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_{Gk}$ im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend ($\gamma_G = 1,0$)

Tabelle 18: Charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast f_{vk0} .

Normalmauermörtel der Mörtelklasse				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 bis 3 mm)	Leichtmauermörtel
M2,5	M5	M10	M20	DM	LM
f_{vk0} in N/mm ²					
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Wird in Gl. 12 und 13 die charakteristische Haftscherfestigkeit f_{vk0} in Ansatz gebracht, so ist der Randdehnungsnachweis nach Abschnitt 6.5.3 zu führen.

Steinzugversagen

bei vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (\text{Gl. 14})$$

$f_{bt,cal}$ charakteristische Steinzugfestigkeit (siehe Tabelle 19).

Tabelle 19: charakteristische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeitsklasse und der Steinsorte.

Steindruckfestigkeitsklasse	mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} in N/mm ²	Steinsorte		
		Hohlblocksteine	Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen ohne Griffaschen	Vollsteine ohne Grifflöcher oder Griffaschen
		charakteristische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ in N/mm ²		
2	2,5	0,05	0,07	0,08
4	5	0,10	0,13	0,16
6	7,5	0,15	0,20	0,24
8	10	0,20	0,26	0,32
10	12,5	0,25	0,33	0,40
12	15	0,30	0,39	0,48
16	20	0,40	0,52	0,64
20	25	0,50	0,65	0,80

4.2.2 Plattenschub

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} für Plattenschub beträgt:

$$f_{vk} = f_{vt1} \quad (\text{Gl. 15})$$

bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vt1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 16})$$

bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 17})$$

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannungen an der Stelle der maximalen Schubspannung ($\sigma_{Dd} = N_{Ed} / (t_{c,lin} \cdot l)$)

4.3 Verformungskenngrößen von Mauerwerk aus Leichtbeton

Die Verformungskennwerte von KLB-Mauerwerk sind in der Tabelle 20 wiedergegeben. Schwinden und Kriechen sind von der Zeit abhängige Größen. Ein großer Teil dieser Verformungen ist etwa 6 Monate nach Fertigstellung des Rohbaus abgeschlossen. Sollen die Ausbauarbeiten früher begonnen werden, sind deshalb objektbezogen besondere Überlegungen erforderlich. Diese können zu einer abgestimmten Auswahl der Baustoffe für Roh- und Ausbau und/oder zu besonderen Schutzmaßnahmen während des Rohbaus oder auch zu besonderen Konstruktionen führen.

Tabelle 20: Verformungskennwerte für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen und Betonsteinen.

Kenngröße		Rechenwert Leichtbetonsteine	Rechenwert Betonsteine
Schwinden, Endwert		mm/m	
Mauerwerk mit Normalmörtel		-0,4	-0,2
Mauerwerk mit Leichtmörtel		-0,5	-
Endkriechzahl	-	2,0	1,0
Wärme-dehnungs-koeffizient	$10^{-6}/K^{-1}$	10 ^a	10
Elastizitätsmodul	N/mm^2	$950 \cdot f_k$	$2400 \cdot f_k$

^a Für Leichtbetonsteine mit überwiegendem Blähtonzuschlag gilt 8

5. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA

5.1 Regelungsumfang

Die Norm besteht aus dem eigentlichen Normentext sowie den folgenden normativen Anhängen:

- A** Vereinfachte Berechnungsmethode für unbewehrte Mauerwerkswände bei Gebäuden mit höchstens drei Geschossen
- B** Vereinfachte Berechnungsmethode für vertikal nicht beanspruchte Innenwände mit begrenzter horizontaler Belastung
- C** Vereinfachte Berechnungsmethode für vertikal nicht beanspruchte Wände mit gleichmäßig verteilter horizontaler Bemessungslast
- D** Vereinfachte Methode zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeit von Mauerwerk

Zur Abgrenzung der vereinfachten Berechnungsmethode nach DIN EN 1996-3 wird die Vorgehensweise nach Anhang **A** hier als stark vereinfachte Berechnungsmethode bezeichnet. Im Anhang **B** sind bislang als nicht tragende innere Trennwände bezeichnete Bauteile geregelt. Der Anhang **C** regelt die üblicherweise als Ausfachungswände bzw. als nicht tragende Außenwände bezeichneten Bauteile. Die im Anhang **D** angegebenen Tabellenwerte für die Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeiten des Mauerwerks (siehe Abschnitt 4.1) sind aus den Formeln in DIN EN 1996-1-1/NA abgeleitet.

5.2 Voraussetzungen und Anwendungsgrenzen

Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Bauwerks 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 werden. Damit

entfallen – wenn diese Voraussetzungen erfüllt sind – alle Querkraftnachweise. Bei Bauten in Erdbebengebieten sind jedoch ergänzende Regelungen hinsichtlich der Anordnung von Mindestwandquerschnitten nach der Erdbebenvorschrift DIN EN 1998/NA zu beachten.

Desweiteren gelten für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden folgende Randbedingungen:

- Es wird vorausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten.
- Eine tragende Wand muss unter Berücksichtigung von Schlitz- und Aussparungen einen Mindestquerschnitt von 0,04 m² aufweisen, also mindestens die Größe eines 3DF-Steins haben (0,175 * 0,24 = 0,042 m²). Die Mindestwanddicke beträgt 115 mm. Neben der statischen Tragfähigkeit ergibt sich die erforderliche Wanddicke aber auch aus Gründen des Schall-, Wärme- und Brandschutzes.
- Für die Verwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens gelten ergänzend zu Tabelle 21a folgende Anwendungsgrenzen: Gebäudehöhe über Gelände $h_m \leq 20$ m; als Gebäudehöhe darf bei geneigten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe gelten.

Sind gegenüber Tabelle 21a die folgenden weiteren zusätzlichen Randbedingungen eingehalten, können die teils größeren zulässigen lichten Wandhöhen aus Tabelle 21b angewendet werden.

- Mauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen mit Normal- und Dünnbettmörtel
- Außenwände mit charakteristischer Windlast $w_k \leq 1,25$ kN/m²
- Voll ($a/t = 1,0$) aufliegende Stahlbetondecken der Betonfestigkeitsklasse $\geq C20/25$
- Mindestdeckendicke zur Begrenzung der Deckenschlankheit nach DIN EN 1992-1-1/NA 7.4.2 sowie Deckendicke ≥ 180 mm
- Das betrachtete Geschoss entspricht in Grund- und Aufriss weitgehend den darüber- und darunterliegenden Geschossen
- Interpolation zwischen den f_k -Werten ist nicht zulässig

Tabelle 21: Maximal zulässige lichte Wandhöhe h als weitere Voraussetzung für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens

Tabelle 21a: Mauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen mit Normal-, Leicht- und Dünnbettmörtel, teilweise bis voll aufliegende Deckenplatte ($a/t \geq 0,5$)

Bauteil	Wanddicke t in mm	max. h in m
A	≥ 115 a,b	2,75
	≥ 150 c	2,75 b
	≥ 175	2,75
	≥ 200	2,75
	≥ 240	12 t
	≥ 300	12 t
I	≥ 115	2,75
	≥ 240	k. E.

Tabelle 21b: Mauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen mit Normal- und Dünnbettmörtel, voll aufliegende ($a/t = 1,0$) Deckenplatte mit besonderen Anforderungen

Bauteil	Wanddicke t in mm	f_k in N/mm ²		
		$\geq 3,5$	$\geq 5,0$	$\geq 10,0$
		max. h in m		
A	≥ 115 a,b	2,75	2,75	2,75
	≥ 150 c	2,75 b	3,0 d	3,3 e
	≥ 175	3,0 d	3,3	3,6 e
	≥ 200	3,6	3,6	3,6 e
	≥ 240	3,6	3,6	3,6 e
	≥ 300	12 t	12 t	12 t
I	≥ 115	3,6	3,6	3,6
	≥ 240	k. E.		

Bauteil A: tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände
 Bauteil I: tragende Innenwände
 k.E.: keine Einschränkungen

a Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen dienen. Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal 2 Geschosse zuzüglich ausgebauten Dachgeschoss; aussteifende Wände im Abstand $\leq 4,5$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.
 b Charakteristische Nutzlast einschl. Zuschlag für leichte Trennwände $q_k \leq 3,0$ kN/m².
 c Bei charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeiten $f_k < 1,8$ N/mm² gilt zusätzlich Fußnote a.
 d Bei Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen nur bei einer charakteristischen Windbeanspruchung $w_k \leq 1,1$ kN/m².
 e Bei Außenwänden mit charakteristischer Windlast $1,25 < w_k \leq 2,2$ kN/m² gilt max $h \leq 3,0$ m.

Bei Verwendung von Zentrierleisten ist unter diesen ein Nachweis der Teilflächenpressung nach Abschnitt 6.6 zu führen.

Die maximale Stützweite ist auf $l_f \leq 6,0$ m beschränkt, sofern die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel nicht durch konstruktive Maßnahmen am Wandkopf, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden. Bei zweiachsig gespannten Decken kann für die Länge l_f 85 % der kürzeren der beiden Stützweiten angesetzt werden, wenn das Stützweitenverhältnis im Bereich $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ liegt. Die Wandschlankheit ist begrenzt auf $h_{ef}/t \leq 27$.

- Das Überbindemaß l_{o1} nach DIN EN 1996-2/NA muss mindestens $0,4 \cdot h_u$ (Steinhöhe) und mindestens 45 mm betragen. Bei Verwendung von Planelementen mit Dünnbettmörtel (Elementmauerwerk nach Zulassung) kann das Überbindemaß auf $0,2 \cdot h_u$, mindestens aber 125 mm reduziert werden.
- Bei teilaufliegenden Decken auf Außenwänden wird eine Auflagertiefe von $a \geq 2/3 t$ – oder noch besser $a/t = 0,8$ – empfohlen. Dies hat neben verbesserten Schallschutzeigenschaften den Vorteil, dass auch für den Nachweis hinreichender Feuerwiderstandsdauer die Traglastfaktoren der vereinfachten Berechnungsmethoden ohne Berücksichtigung zusätzlicher Lastzentrierungsmaßnahmen für die Bestimmung des Ausnutzungsgrades zur Anwendung kommen können. Weitere Hinweise zum Nachweis im Brandfall finden Sie in der KLB-Fachinformation Brandschutz.
- Die Deckenaufлагertiefe a muss mindestens die halbe Wanddicke ($t/2$), jedoch mehr als 100 mm betragen. Bei einer Wanddicke $t \geq 365$ mm darf die Mindestdeckenaufлагertiefe auf $0,45 \cdot t$ reduziert werden.
- Für den Nachweis von Kellerwänden gelten die Voraussetzungen nach Abschnitt 7.2.1.
- Freistehende Wände sind stets mit dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA nachzuweisen.

Wird auch nur eine der Anwendungsgrenzen der vereinfachten Berechnungsmethoden nicht eingehalten, ist das genauere Nachweisverfahren nach DIN 1996-1-1/NA anzuwenden. Da beiden Normenwerken das gleiche Sicherheitskonzept zugrunde liegt, kann für die Nachweise innerhalb eines Geschosses zwischen den beiden Verfahren gewechselt werden.

5.3 Nachweisformat

Die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden wird – mit Ausnahme des Nachweises der Mindestauflast (siehe Abschnitt 5.6) – nach DIN EN 1996-3/NA durch Einhaltung der maximal aufnehmbaren Normalkraft nachgewiesen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (\text{Gl. 18})$$

5.4 Knicklänge

5.4.1 Grundlagen

Bei flächig aufgelagerten massiven Plattendecken oder Rippendecken mit lastverteilenden Balken, darf bei mehrseitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch eine Abminderung der rechnerischen Knicklänge berücksichtigt werden. Die aussteifende Wand mit der Dicke t_a muss dabei folgende Bedingungen erfüllen:

$$t_a \geq 115 \text{ mm} \quad t_a \geq 0,3 \cdot t \quad \text{und} \quad l_a \geq h/5$$

Von seltenen Ausnahmen abgesehen, sollte vereinfachend von der Annahme einer zweiseitigen Halterung der Wand ausgegangen werden. Dies berücksichtigt gleichzeitig die rationelle Ausführung mittels der Stumpfstoßtechnik (siehe Abschnitt 8.5).

5.4.2 Zweiseitig gehaltene Wände

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (\text{Gl. 19})$$

h_{ef} rechnerische Knicklänge

ρ_2 Abminderungsbeiwert (Tabelle 22)

h lichte Geschosshöhe

Tabelle 22: Abminderungsbeiwert ρ_2 zur Ermittlung der Knicklänge h_{ef} für zweiseitig gehaltene Wände.

Wanddicke t in cm	Mindestauflagertiefe a in mm	Abminderungsbeiwert ρ_2
≤ 175	$a = t$	0,75
$175 < t < 240$	$a = t$	0,90
$240 \leq t \leq 250$	$a \geq 175$	0,90
> 250	-	1,00

5.4.3 Dreiseitig gehaltene Wände

Für dreiseitig gehaltene Wände mit planmäßigem Überbindemaß $l_{ol}/h_u \geq 0,4$ gilt:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'}\right)^2} \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h \quad (\text{Gl. 20})$$

$$b' \leq 15 \cdot t$$

b' Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand

5.4.4 Vierseitig gehaltene Wände

Für vierseitig gehaltene Wände mit planmäßigem Überbindemaß $l_{ol}/h_u \geq 0,4$ gilt:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{b}\right)^2} \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h \quad (\text{Gl. 21})$$

$$b \leq 30 \cdot t$$

b Mittenabstand der aussteifenden Wände

5.5 Tragwiderstand unter maximaler vertikaler Beanspruchung

5.5.1 Berechnung des Tragwiderstands

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes N_{Rd} darf ermittelt werden aus:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A \quad (\text{Gl. 22})$$

Φ Traglastfaktor (Abschnitt 5.5.2 oder 5.5.3)

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks (Abschnitt 2.3)

Bei Wandquerschnitten kleiner als $0,1 \text{ m}^2$, ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

A Bruttoquerschnittsfläche eines Wandabschnittes

5.5.2 Traglastfaktor der stark vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3 Anhang A/NA

Zusätzlich zu den Voraussetzungen und Anwendungsbedingungen nach Abschnitt 5.2 müssen für die Anwendung der stark vereinfachten Berechnungsmethode folgende weitere Anwendungsbedingungen eingehalten sein:

- Das Gebäude hat nicht mehr als drei Geschosse über Geländehöhe.
- Die Wände sind rechtwinklig zur Wandebene in horizontaler Richtung gehalten und zwar entweder durch die Decken und das Dach 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 200 mm.
- Die kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss beträgt mindestens $1/3$ der Gebäudehöhe ($l_{min} \geq h_{tot}/3$).
- Die lichte Geschosshöhe h ist nicht größer als 3,0 m.
- Die Schlankheit der Wände muss kleiner als 21 sein ($h_{ef}/t \leq 21$).
- Bei teilaufliegenden Decken muss die Wanddicke $t \geq 365 \text{ mm}$ betragen.

Für den Traglastfaktor Φ sind die Werte in Tabelle 23 anzusetzen:

Tabelle 23: Beiwert Φ

Φ	Bedingung
0,33	Wände als Endauflager im obersten Geschoss und insbesondere unter Dachdecken
0,33	$18 < h_{ef}/t \leq 21$
0,40	$h_{ef}/t < 18$ und $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ $5,5 < l_f \leq 6,0 \text{ m}$
0,50	$h_{ef}/t \leq 18$

Bei teilauflegender Decke mit einer Deckenstützweite $l_f > 5,0 \text{ m}$ ist der Traglastfaktor nach Tabelle 23 mit dem Verhältnis a/t abzumindern, wenn die Mauerwerksdruckfestigkeit $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Bei $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ muss diese Abminderung bereits ab einer Deckenstützweite $l_f > 4,0 \text{ m}$ erfolgen.

Faustwerte für die Bemessung von KLB-Mauerwerk

Üblicherweise wird bei bekannter Auflast je lfm Wand und gegebener Wandstärke t die erforderliche Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k gesucht. Nach Umformung der Gleichungen der stark vereinfachten Berechnungsmethode ergibt sich:

$$erf f_k \geq (N_{Ed} \cdot \gamma_M) / (\Phi \cdot \zeta \cdot A)$$

Bei teilweise aufliegenden Deckenplatten in Außenwänden muss die Wanddicke mindestens 365 mm betragen. Die Schlankheit h_{ef}/t ist dann immer ≤ 18 , sodass mit einem Traglastfaktor $\Phi = 0,5$ gerechnet werden kann, falls die Deckenstützweite kleiner als 5 m ist und die Mauerwerksdruckfestigkeit mindestens $1,8 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

Bei Innenwänden liegen die Decken in der Regel voll auf und die Wanddicken betragen 115 mm, 175 mm oder auch 240 mm. Bei einer Wandhöhe von 2,75 m ergibt sich der einheitliche Traglastfaktor $\Phi = 0,5$. Mit diesem Traglastfaktor erhält man für die erforderliche Mauerwerksdruckfestigkeit:

$$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed}/t$$

Diese einfache Beziehung gilt auch bei einschaligen Außenwänden mit Zusatzdämmung und vollaufliegender Decke, da hierbei die Wanddicken üblicherweise 175 mm oder auch 240 mm betragen.

Bei teilaufliegenden Geschossdecken ($a/t \geq 2/3$) mit Stützweiten $l_f \leq 5,0 \text{ m}$ (bei $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$) bzw. $l_f \leq 4,0 \text{ m}$ (bei $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$) auf monolithischen Außenwänden mit Wandstärken $t \geq 36,5 \text{ cm}$ und lichter Wandhöhe $h \leq 3,00 \text{ m}$, bei denen das Mauerwerk neben der Standsicherheit der Konstruktion auch eine hinreichende Wärmedämmung der Außenhaut gewährleistet, kann die genannte Beziehung ebenfalls zur überschlägigen Bestimmung der erforderlichen Mauerwerksdruckfestigkeit genutzt werden. Die zulässige Normalkraft je lfm n_{Rd} bzw. die erforderliche Mauerwerksdruckfestigkeit f_k in Abhängigkeit der einwirkenden Normalkraft $n_{Ed} = n_{Rd}$ kann aber auch direkt aus Tab. 24 entnommen werden.

Tabelle 24: Aufnehmbare Normalkraft n_{Rd} nach dem stark vereinfachten Verfahren

Lichte Wandhöhe h [m] \leq	Wanddicke t in mm	$l_f \leq 4,0 \text{ m}$				$l_f \leq 5,0 \text{ m}$						
		f_k in N/mm^2										
		1,00	1,25	1,50	1,75	1,80	2,00	2,25	2,50	3,00	3,25	3,50
n_{Rd} in kN/m												
3,00	365	103	129	155	181	186	207	233	259	310	336	362
	425	120	151	181	211	217	241	271	301	361	391	421
	490	139	174	208	243	250	278	312	347	417	451	486

Im obersten Geschoss und insbesondere bei einachsig gespannten Dachdecken ergibt sich die erforderliche Mauerwerksdruckfestigkeit nach folgender Beziehung:

$$\text{erf } f_k = 5,3 \cdot n_{Ed}/t$$

In allen anderen Fällen und bei zweiachsig gespannten Dachdecken wird empfohlen, die vereinfachte Berechnungsmethode (siehe Abschnitt 5.5.3) anzuwenden, da sie nur wenig aufwändiger ist.

5.5.3 Traglastfaktor nach der vereinfachten Berechnungsmethode nach DIN EN 1996-3, Kapitel 4.2

Maßgebend für die Bemessung der Wand ist der kleinere der Werte Φ_1 und Φ_2 .

$$\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2) \quad (\text{Gl. 23})$$

Traglastabminderung durch Deckenverdrehung bei Endauflagern

Die Traglastabminderung infolge der Lastausmitte bei Endauflagern auf Außen- und Innenwänden darf abgeschätzt werden zu:

$$\Phi_1 = (1,6 - l_f/6) \cdot a/t \leq 0,9 \cdot a/t \quad (\text{Gl. 24})$$

bei $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ und zu

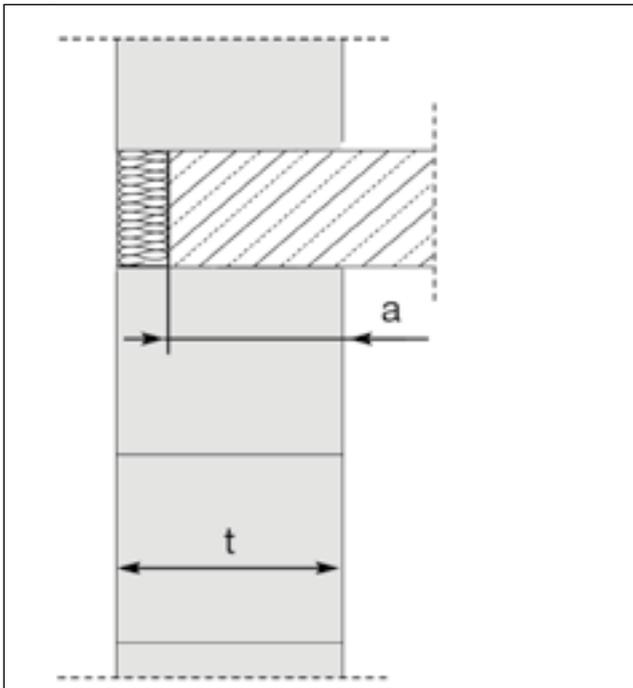
$$\Phi_1 = (1,6 - l_f/5) \cdot a/t \leq 0,9 \cdot a/t \quad (\text{Gl. 25})$$

bei $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$

l_f Stützweite der Decke, bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ darf für l_f das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden.

a/t Verhältnis von Deckenaufлагertiefe a zur Dicke der Wand t (siehe Bild 6)

Bild 6: Teilweise aufliegende Deckenplatte.



Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken, gilt auf Grund geringer Auflasten:

$$\Phi_1 = 0,33 \cdot a/t \quad (\text{Gl. 26})$$

Bei zweiachsig gespannten Decken im obersten Geschoss mit einem Stützweitenverhältnis $0,5 < l_1/l_2 < 2,0$ darf folgender Traglastfaktor verwendet werden:

$$\Phi_1 = 0,4 \cdot a/t$$

Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten mittig unter dem Deckenaufleger, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_1 = 0,9$. Bei nur teilweise aufliegender Deckenplatte gilt dann $\Phi_1 = 0,9 \cdot a/t$. Es muss jedoch der Nachweis der Einhaltung der Teilflächenpressung unterhalb der Zentrierleiste geführt werden.

Traglastminderung bei Knickgefahr

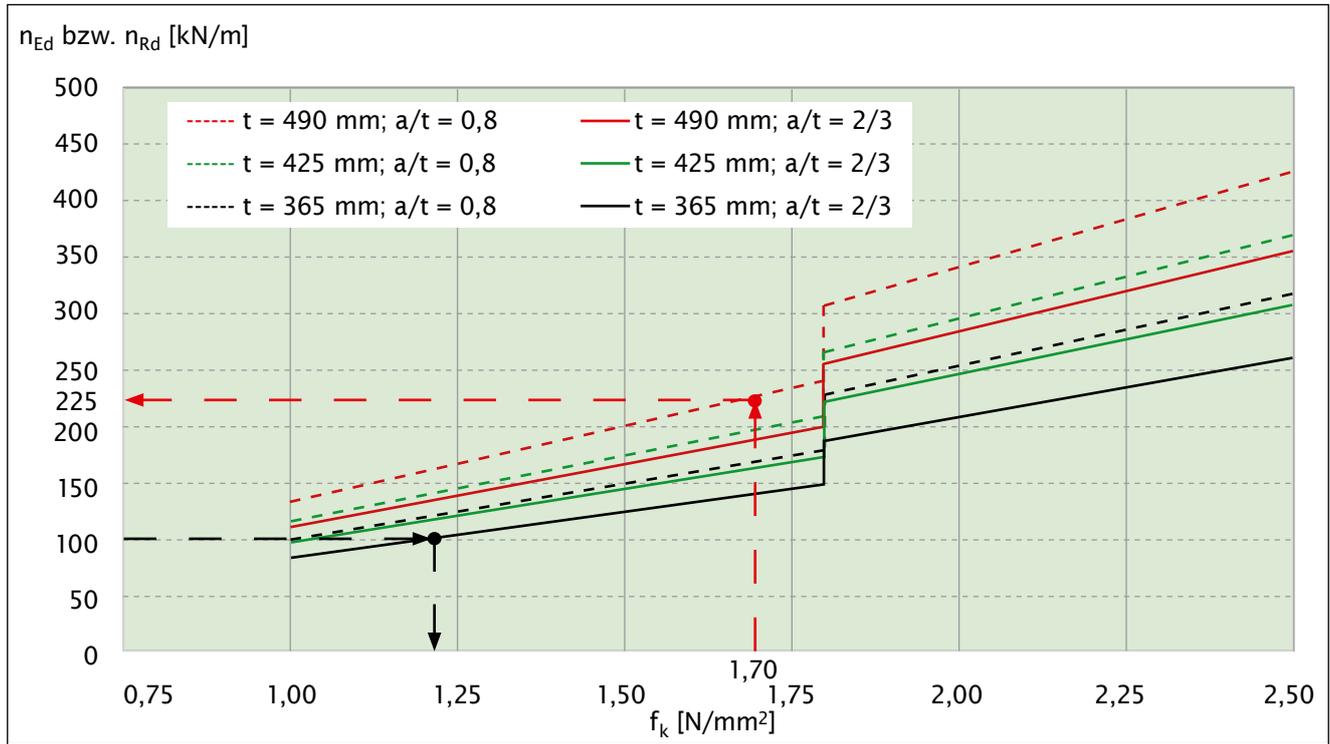
$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \quad (\text{Gl. 27})$$

Aus den Beziehungen zur Bestimmung der aufnehmbaren Normalkraft n_{Rd} je lfm Wand nach den vereinfachten Berechnungsmethoden wird ersichtlich, dass sich bei teilauflegenden Decken das Verhältnis a/t signifikant auf die Tragfähigkeit auswirkt. Auch mit einem Verhältnis von Auflagertiefe/Wanddicke von $a/t = 0,8$ lassen sich bei Wandstärken $t \geq 36,5$ cm Wärmebrücken im Bereich des Wand-Decken-Knotens problemlos vermeiden und gleichzeitig erhöht sich die Tragfähigkeit gegenüber einem Verhältnis $a/t = 2/3$ um 20 %. Daher wird empfohlen - wenn immer möglich - eine Auflagertiefe der Decke von $a = 0,8 \cdot t$ zu wählen.

Im Bereich von Einfamilienhäusern treten selten Deckenstützweiten $l_f > 5,0$ m auf und die Auflast je lfm beträgt pro Geschoss in aller Regel $n_{Ed} \leq 50$ kN/m. Aus Bild 7 wird deutlich, dass bei einer Wandstärke von 36,5 cm und einer Auflagerbreite $a = 24$ cm ($a/t = 2/3$) bereits ein charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit von $f_k = 1,25$ N/mm² genügt um bei 2 Geschossen Auflast hinreichende Tragfähigkeit zu gewährleisten. Bei einer Mauerwerksdruckfestigkeit von $f_k = 1,7$ N/mm² können bei einer Auflagerung der Stahlbetondecke mit $a = 0,8 \cdot t$ je lfm bereits 225 kN/m aufgenommen werden. Mit einer derartigen Tragfähigkeit lassen sich auch kurze Wandabschnitte nachweisen. Bei größeren Wanddicken ergeben sich noch entsprechend höhere Tragfähigkeiten.



Bild 7: Zulässige Belastung n_{Ed} von Wänden mit einer Höhe von 2,75 m in Abhängigkeit des f_k -Wertes bei einachsig gespannten Decken mit $l_f = 5,0$ m



Die in Bild 7 dargestellten Tragfähigkeiten gelten für ungestörte Wände ohne Öffnungen für Fenster oder Türen. Für die überschlägige Berücksichtigung von Fenster und Türen bei der Bemessung der benachbarten Wandabschnitte lässt sich ein Öffnungsanteil vereinfacht wie folgt bestimmen:

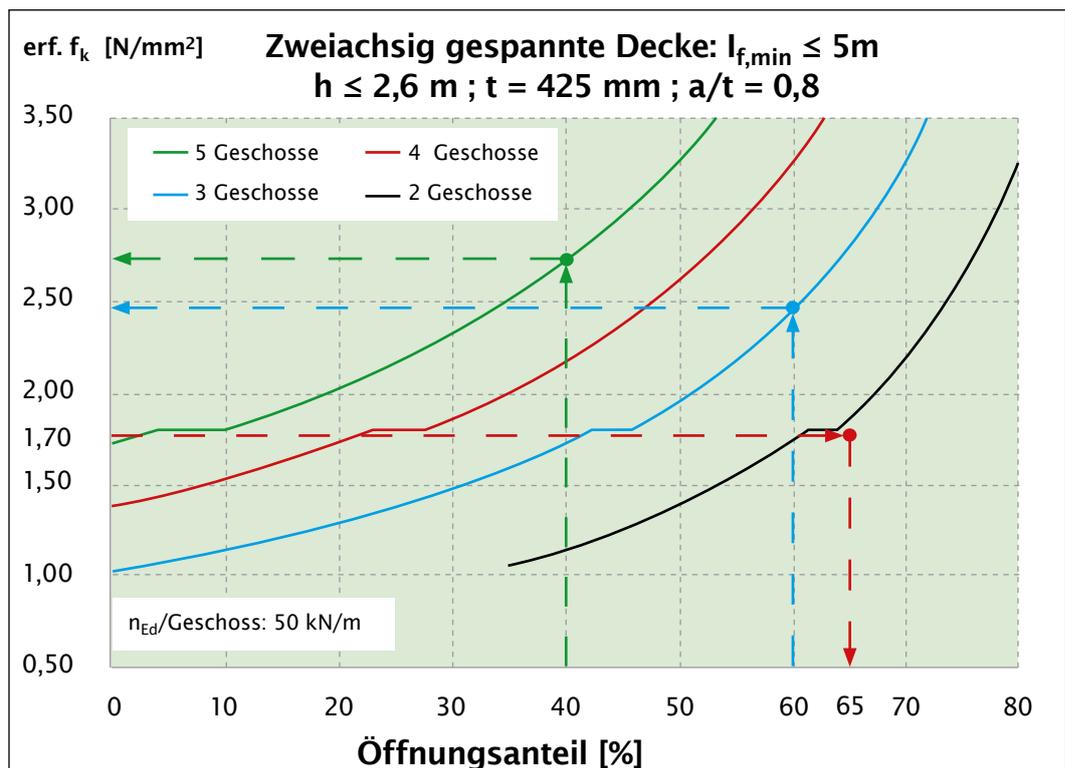
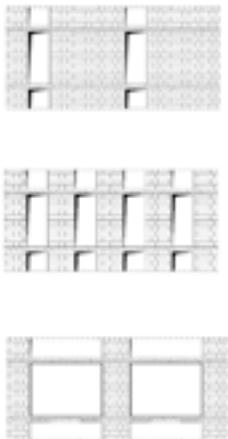
$$\ddot{O} = b_{\ddot{O}} / (b_{\ddot{O}} + b_W) \text{ mit}$$

$b_{\ddot{O}}$: anteilige Öffnungsbreite links und rechts des betrachteten Wandabschnitts

$$(b_{\ddot{O}} = 0,5 \cdot (b_{\ddot{O},l} + b_{\ddot{O},r}))$$

b_W : Länge des betrachteten Wandabschnitts

Bild 8: Möglicher Öffnungsanteil in Außenwänden bei verschiedenen f_k -Werten



Berücksichtigt man diesen Öffnungsanteil und unterstellt die im Geschosswohnungsbau üblichen Randbedingungen hinsichtlich Deckenspannrichtung, Stützweite und lichter Wandhöhe, so ergeben sich für eine Wanddicke von $t = 425$ mm und eine Auflagerverhältnis $a/t = 0,8$ die in Bild 8 dargestellten Zusammenhänge zwischen Öffnungsanteil und erforderlicher Mauerwerksdruckfestigkeit in Abhängigkeit der Geschosshöhe. Es ist zu erkennen, dass bei zweigeschossigen Gebäuden mit einer Festigkeit von $f_k = 1,7$ N/mm² ein Öffnungsanteil etwa 65 % realisierbar ist und auch bei 5 Geschossen Auflast immer noch ein Öffnungsanteil von 40 % möglich ist ohne eine Mauerwerksdruckfestigkeiten $f_k > 2,75$ N/mm² erforderlich sind. Dies bedeutet, dass monolithische Außenwände aus Leichtbeton, welche einen hervorragenden Wärmeschutz gewährleisten, auch bei teilaufliegenden Decken selbst bei relativ niedrigen Mauerwerksdruckfestigkeiten ausreichende Tragfähigkeit aufweisen.

5.5.4 Nachweis mit Bemessungstabellen

Der Nachweis der Tragfähigkeit unter maximaler vertikaler Beanspruchung kann nach den vereinfachten Nachweisverfahren mit Hilfe von Bemessungstabellen geführt werden:

$$n_{Ed} \leq n_{Rd} \left[\frac{kN}{m} \right] = T \cdot f_k \quad (f_k \text{ in N/mm}^2) \quad (\text{Gl. 28})$$

n_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last pro Laufmeter

n_{Rd} Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes pro Laufmeter

T Tafelwert
für $f_k < 1,8$ N/mm²
siehe Tabelle 25
für $f_k \geq 1,8$ N/mm²
siehe Tabelle 26

f_k charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit (Abschnitt 4.1)

Den Tabellen 25 und 26 liegen folgende Anwendungsgrenzen zugrunde:

- Einhaltung der Anwendungsgrenzen und Randbedingungen des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA, Kapitel 4.2 (siehe Abschnitt 5.2)
- Die Abminderung der Knicklänge bei flächig aufgelagerten Stahlbetondecken ist integriert (Annahme: zweiseitige Halterung)
- Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite $\gamma_M = 1,5$; Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$

Es wird davon ausgegangen, dass in halber Geschosshöhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten. Greifen abweichend davon an tragenden Wänden größere horizontale Lasten an, so ist der Nachweis nach dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA zu führen.

- Nach DIN EN 1996-3/NA Kapitel 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 (siehe Abschnitt 5.6). 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 der Regel entfallen.
- Die Tafelwerte gelten nicht für erddruckbelastete Kellerwände oder freistehende Wände.

Für KLB-Mauerwerk mit $f_k < 1,8$ N/mm² sind die T-Werte in Tabelle 25 zusammen gestellt. Hierbei handelt es sich in der Regel um Mauerwerk aus wärmedämmenden Steinen für Außenwände. Üblicherweise werden die Decken dabei mit $a/t = 2/3$ – besser noch mit $a/t = 0,8$ – aufgelegt. Wanddicken unter 300 mm werden heute praktisch nicht mehr ausgeführt.

Tabelle 26 enthält die T-Werte für KLB-Mauerwerk mit $f_k \geq 1,8$ N/mm². Sie wird für Außen- und Innenwände verwendet, wobei auch voll aufliegende Deckenplatten mit $a = t$ zur Ausführung kommen können.

Man erkennt aus Tabelle 26, dass sich in diesem Fall die Traglasten unabhängig von der Wandschlankheit bzw. der Wandhöhe ergeben, da stets der Nachweis am Wand-Decken-Knoten bemessungsrelevant ist.

Weiter vereinfacht wird der Nachweis, wenn die zulässige Belastung am Wandkopf direkt ermittelt wird. Dabei kann jeweils nur eine Tabelle je Steifigkeits-Mörtel-Kombination erstellt werden.

Exemplarisch ist eine solche Tabelle für KLBQUADRO der Steifigkeitsklasse 20 verarbeitet mit Dünnbettmörtel nach Z-17.1-852 erstellt (siehe Tabelle 27).

5.6 Tragwiderstand unter minimaler vertikaler Beanspruchung (Nachweis der Mindestauflast)

Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, darf für Wände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und die durch Wind beansprucht werden, der Nachweis der Mindestauflast der Wand vereinfacht erfolgen:

$$N_{Ed} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot h^2 \cdot b}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300} \right)} \quad (\text{Gl. 29})$$

Dabei ist:

N_{Ed} Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung in Wandhöhenmitte im betrachteten Geschoss (mit $\gamma_G = 1,0$)

q_{Ewd} Bemessungswert der Windlast je Flächeneinheit (Abschnitt 3.3)

b die Breite, über die die vertikale Belastung wirkt (Wandlänge)

a Deckenauflagertiefe

h lichte Geschosshöhe

Der Nachweis der Mindestauflast kann bei Mauerwerkswänden in den Windzonen WZ 1 und WZ 2 im Binnenland in aller Regel entfallen. Ebenso kann der Nachweis in der Regel aufgrund der großen Normalkräfte bei senkrecht zur Wand gespannten Decken entfallen.

Tabelle 25: Tafelwerte T für Außenwände aus KLB-Mauerwerk mit $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$

lichte Wandhöhe h in m		Wanddicke t in mm		$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$									
				$n_{Ed} \leq n_{Rd} = T \cdot f_k$ (mit n_{Rd} in kN/m und f_k in N/mm ²)									
				Geschosdecke ^a						Dachdecke ^b			
				a/t = 0,8			a/t = 2/3			a/t = 0,8		a/t = 2/3	
Deckenspannweite l_f in m													
		≤ 4,5	≤ 5,0	≤ 5,5	≤ 6,0	≤ 4,5	≤ 5,0	≤ 5,5	≤ 6,0	≤ 6,0	≤ 6,0		
Tafelwert T													
≤ 3,0	300	95	81	68	54	77	68	56	45	45	37		
	365	115	99	82	66	96	82	68	55	55	45		
	425	134	115	96	77	112	96	80	64	64	53		
	490	155	133	111	88	129	111	92	74	73	61		

Zwischenwerte der Deckenstützweite dürfen nicht interpoliert werden

^a Bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ darf l_f das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden.

^b Bei Wänden im obersten Geschoss insbesondere unter Dachdecken darf bei zweiachsig gespannten Decke mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ der Tafelwert um 20% vergrößert werden.

Tabelle 26 : Tafelwerte T für Mauerwerk aus KLB-Steinen, für Mauerwerk $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$

lichte Wandhöhe h in m	Wanddicke t in mm	$f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$															
		$n_{Ed} \leq n_{Rd} = T \cdot f_k$ (mit n_{Rd} in kN/m und f_k in N/mm ²)															
		Innenwand	Geschossdecke ^c												Dachdecke ^d		
			$a/t = 1,0$				$a/t = 0,8$				$a/t = 2/3$				$a/t = 1,0$	$a/t = 0,8$	$a/t = 2/3$
Deckenspannweite l_f in m																	
Tafelwert T																	
≤ 2,50	115 ^{a,b}	36	(36)			(32)	(26)	(10)				(3)			(21)	-	-
	150 ^b	57	57	51	42	34	31			27	22			28	22	18	
	175	71	69	59	49	39	45		39	31	33	33	26	33	26	22	
	200	80	79	68	56	45	57	54	45	36	44		37	30	37	30	25
	240	102	95	81	68	54	76	65	54	43	60	54	45	36	45	36	30
	300	131	119	102	85	68	95	81	68	54	79	68	56	45	56	45	37
	365	165	144	124	103	82	115	99	82	66	96	82	68	55	68	55	45
	425	195	168	144	120	96	134	115	96	77	112	96	80	64	80	64	53
	490	228	194	166	138	111	155	133	111	88	129	111	92	74	92	73	61
≤ 2,62	115 ^{a,b}	34	(34)			(32)	(26)	(7)							(21)	-	-
	150 ^b	56	56	51	42	34	29			27	19			28	22	18	
	175	70	69	59	49	39	42		39	31	31		26	33	26	22	
	200	79	79	68	56	45	55	54	45	36	42		37	30	37	30	25
	240	101	95	81	68	54	74	65	54	43	59	54	45	36	45	36	30
	300	130	119	102	85	68	95	81	68	54	79	68	56	45	56	45	37
	365	164	144	124	103	82	115	99	82	66	96	82	68	55	68	55	45
	425	194	168	144	120	96	134	115	96	77	112	96	80	64	80	64	53
	490	227	194	166	138	111	155	133	111	88	129	111	92	74	92	73	61
≤ 2,75	115 ^{a,b}	32	(32)				-				-			(21)	-	-	
	150 ^b	54	54				26				16			28	22	16	
	175	69	67			59	40				29			33	26	22	
	200	77	77			68	53				40			37	30	25	
	240	99	99		92	81	72			65	57		54	45	36	30	
	300	128	128		116	102	99		92	81	80		77	68	56	45	37
	365	162	162	158	141	124	127	126	113	99	104		94	82	68	55	45
	425	193	193	184	164	144	152	147	131	115	125	123	109	96	80	64	53
	490	226	226	212	189	166	179	170	151	133	147	141	126	111	92	73	61
≤ 3,00	240	96	-				-				-			-	-	-	
	300	125	125		116	102	96		92	81	77		68	56	45	37	
	365	160	158		141	124	125		113	99	101		94	82	68	55	45
	425	191	191	184	164	144	150	147	131	115	123		109	96	80	64	53
	490	224	224	212	189	166	177	170	151	133	145	141	126	111	92	73	61

Zwischenwerte der Deckenstützweite dürfen nicht interpoliert werden

^a 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 Vollgeschossen zzgl. ausgebautem Dachgeschoss. Aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m.
^b Bei Außenwänden gilt: $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.
^c Bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ darf für l_f das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden.
^d Bei Wänden im obersten Geschoss insbesondere unter Dachdecken darf bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ der Tafelwert um 20% vergrößert werden.

Tabelle 27: Bemessungswert der Wandtragfähigkeit n_{Rd} in kN/m am Wandkopf für Innen- und Außenwände, Mauerwerk aus KLBQUADRO-Planelementen Vbl-PE 20/DM nach Z-17.1-852.

lichte Wandhöhe h in m	Wanddicke t in mm	Wand als Endlager mit $a = t$						Innenwand
		Decke im Regelgeschoss				Decke mit geringen Auflasten (z. B. Dachdecke)		
		Deckenspannweite l_f in m						
		$\leq 5,0$	5,25	5,5	5,75	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	
n_{Rd} in kN/m								
$\leq 2,50$	115 ^a	359				217		359
	150	569		534	498	283		570
	175	711	705	664	623	582	330	711
	240	1.015	968	911	854	798	452	1.015
$\leq 2,62^5$	115 ^a	339				217		339
	150	555		533	498	283		555
	175	698		663	622	581	330	698
	240	1.001	967	910	853	797	452	1.001
$\leq 2,75$	115 ^a	318				217		318
	150	539		533	497	283		539
	175	684		663	622	580	330	684
	240	987	966	909	853	796	452	987

Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden.

^a 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 Vollgeschossen zzgl. ausgebautem Dachgeschoss. Aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4,50$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.

5.7 Nicht tragende Wände

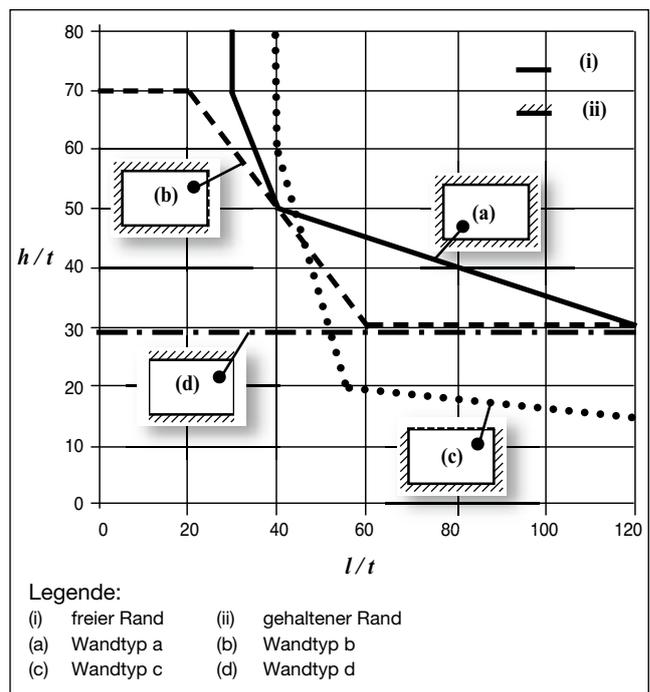
5.7.1 Nicht tragende Innenwände (Anhang B von DIN EN 1996-3)

Anhang B von DIN EN 1996-3 enthält ein Diagramm, siehe Bild 9, aus dem die zulässigen Abmessungen für zwei-, drei- und vierseitig gehaltene nicht tragende Innenwände entnommen werden können. Auf der Ordinate ist der Verhältnisswert Wandhöhe zu Wanddicke h/t und auf der Abszisse der Verhältnisswert Wandlänge zu Wanddicke l/t aufgetragen. Als Grenzwerte sind allgemein einzuhalten:

$$t \geq 50 \text{ mm} \quad h \leq 6,0 \text{ m} \quad l \leq 12,0 \text{ m}$$

Das Diagramm liefert gegenüber der weiter geltenden DIN 4103 auf der sicheren Seite liegende Werte für den Einbaubereich 1. Der Einbaubereich 2 ist nicht abgedeckt, siehe hierzu DIN 4103 bzw. [2].

Bild 9: Minstdicke und Grenzabmessungen für nicht tragende innere Trennwände.



**5.7.2 Nicht tragende Außenwände
(Ausfachungswände nach Anhang C
von DIN EN 1996-3/NA)**

Nicht tragende Außenwände in Fachwerk-, Skelett- oder Schottensystemen werden lediglich durch ihr Eigengewicht und einseitig durch Wind beansprucht. Da eine Zugfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge nicht berücksichtigt werden darf, können diese Wände rechnerisch nicht nachgewiesen werden.

Im nationalen Anhang NA.C zur DIN EN 1996-3 ist deshalb eine Tabelle mit Größtwerten zulässiger Ausfachungsflächen angegeben, siehe Tabelle 28. Bei Zwischenwerten des Wandseitenverhältnisses darf linear interpoliert werden. Ausfachungsflächen müssen vierseitig z. B. durch Verzahnung, Versatz oder Anker gehalten sein. Das Mauerwerk ist aus Steinen mindestens der Festigkeitsklasse 4 mit Normalmörtel mindestens der Mörtelklasse M5 oder mit Dünnbettmörtel herzustellen.

Tabelle 28: Zulässige Größtwerte der Ausfachungsfläche in m² nicht tragender Außenwände bei verschiedenen Einbauhöhen H über Gelände in Abhängigkeit von der Wanddicke t und dem Verhältnis von Wandhöhe zu -länge h_i/l_i

t mm	$h_i/l_i \leq 0,5$ $h_i/l_i \geq 2,0$	$h_i/l_i = 1,0$
H = 0 bis 8 m		
115 a,b	8	12
150 a	8	12
175	14	20
240	25	36
≥ 300	33	50
H = 8 bis 20 m ^b		
115	-	-
150	5	8
175	9	13
240	16	23
≥ 300	23	35

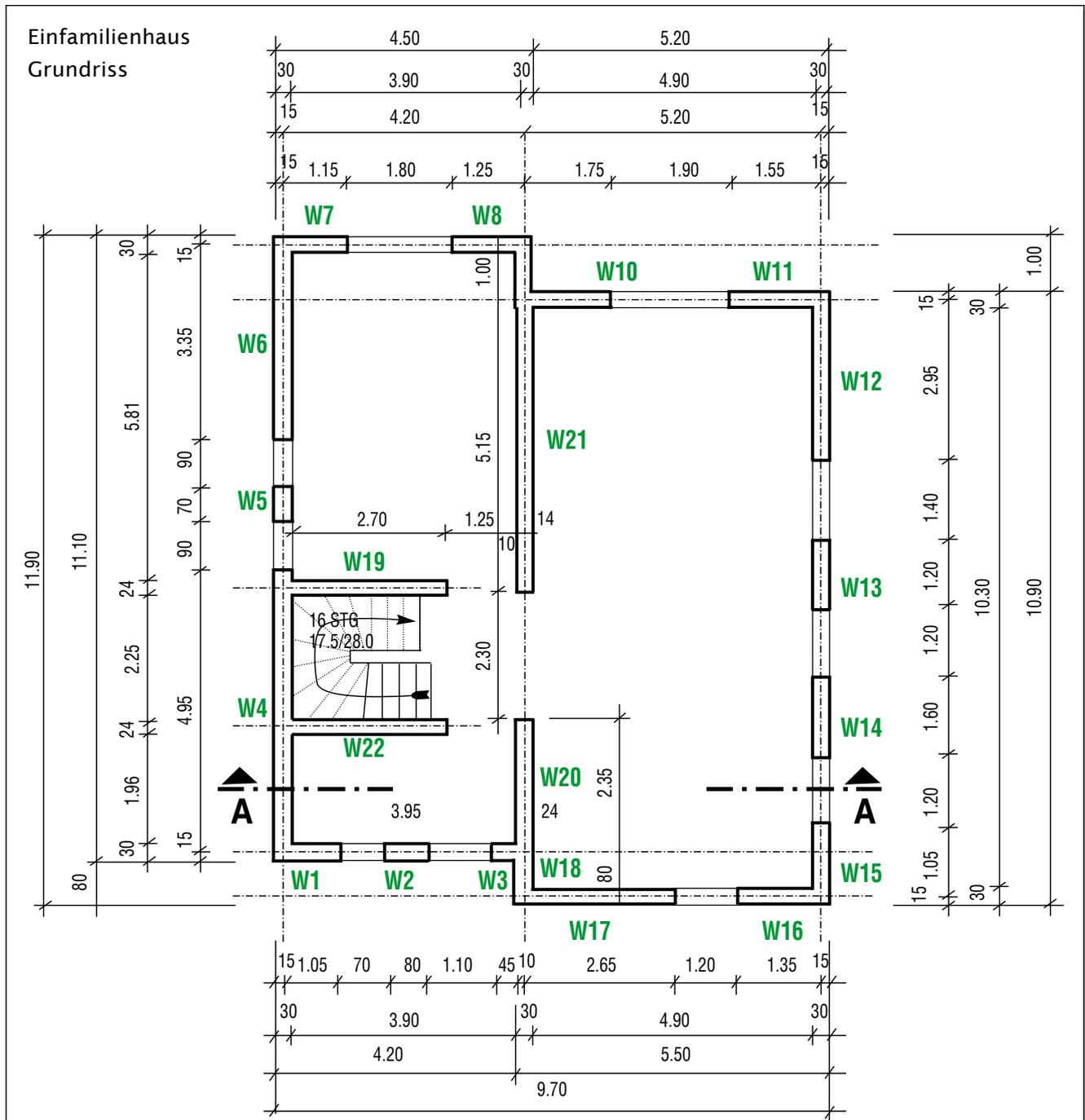
^{a)} Bei Steinen mindestens der Festigkeitsklasse 12 dürfen die zulässigen Ausfachungsflächen um 1/3 vergrößert werden.

^{b)} In Windlastzone 4 nur im Binnenland zulässig.



5.8 Bemessungsbeispiele

5.8.1 Einfamilienhaus



Das Gebäude soll in den Außenwänden mit „Superdämmblöcken SW1“ hergestellt werden. Die Nachweise werden hier – anders als üblich – ausführlicher geführt.

Für dieses Beispiel ist zunächst zu erkennen, dass die Berechnung von N_{Ed} mit dem mittleren Teilsicherheitsbeiwert auf der sicheren Seite liegt, siehe Tabelle 29.

Tabelle 29: Einwirkungen auf die einzelnen Wände.

Wand	g_k kN/m	q_k kN/m	$n_{Ed} =$ $1,35 g_k + 1,5 q_k$ kN/m	$n_{Ed} =$ $1,4 (g_k + q_k)$ kN/m
W1	41,7	3,4	61,4	63,1
W2	59,8	21,1	112,4	113,3
W3	48,0	2,2	68,1	70,3
W4	40,6	9,6	69,2	70,3
W5	96,0	30,7	175,7	177,4
W6	52,9	14,3	92,9	94,1
W7	61,3	9,1	96,4	98,6
W8	54,2	9,1	86,8	88,6
W9	24,2	3,0	37,2	38,1
W10	56,2	11,5	93,1	94,8
W11	62,4	10,1	99,4	101,5
W12	64,5	16,9	112,4	114,0
W13	100,4	29,1	179,2	181,3
W14	99,7	28,1	176,7	178,9
W15	57,4	14,7	99,5	100,9
W16	49,1	6,8	76,5	78,3
W17	44,1	8,4	72,1	73,5
W18	21,8	1,0	30,9	31,9
W19	42,7	8,4	70,2	71,5
W20	120,5	35,9	216,5	219,0
W21	99,9	27,7	176,4	178,6

Die Voraussetzungen für das stark vereinfachte Nachweisverfahren sind erfüllt. Damit sind auch die Voraussetzungen für das vereinfachte Nachweisverfahren erfüllt.

Pos. 1: Außenwand W13 mit $n_{Ed}=179,2$ kN/m

Vorbemessung mit Faustwerten.

Teilweise aufliegende Deckenplatte:

$$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	365	425	490
erf f_k N/mm ²	1,72	1,48	1,28

gewählt:

abweichend von der ursprünglichen Planung (siehe die Zeichnung) und unter Berücksichtigung des Wärmeschutzes

„Superdämmblöcke SW1“ 2/DM mit $f_k = 1,5$ N/mm²

$$t = 425 \text{ mm}$$

$$a/t = 0,8$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\phi = 0,50$$

$$n_{Rd} = 0,50 \cdot 0,85 \cdot 1,5/1,5 \cdot 425$$

$$= 180,6 \text{ kN/m} \approx n_{Ed} = 179,2 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist gerade erfüllt.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\phi_1 = (1,6 - 4,42/5) \cdot 0,8$$

$$= 0,57 < 0,9 \cdot 0,8 = 0,72$$

$$\rho_2 = 1,00$$

$$\lambda = 1,00 \cdot 2600/425 = 6,1$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 0,8 - 0,0011 \cdot 6,1^2 = 0,64$$

$$\phi = 0,57$$

$$n_{Rd} = 0,57 \cdot 0,85 \cdot 1,5/1,5 \cdot 425$$

$$= 206 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 179,2 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 25

Es wird der T-Wert für $l_f = 4,5$ m abgelesen. Er ergibt sich zu $T = 134$ mm. Damit wird

$$n_{Rd} = 134 \cdot 1,5 = 201 \text{ kN/m} > n_{Ed}$$

erhalten und der Nachweis ist erbracht.

Pos. 2: Innenwand 20 mit $n_{Ed} = 216,5$ kN/m

Vorbemessung mit Faustwerten.

Voll aufliegende Deckenplatte:

$$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	115	175	240
erf f_k N/mm ²	6,6	4,3	3,2

gewählt:

KLB-Planvollblock 6/DM mit $f_k = 4,3$ N/mm²

$$t = 175 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$h = 2,6 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 0,75$$

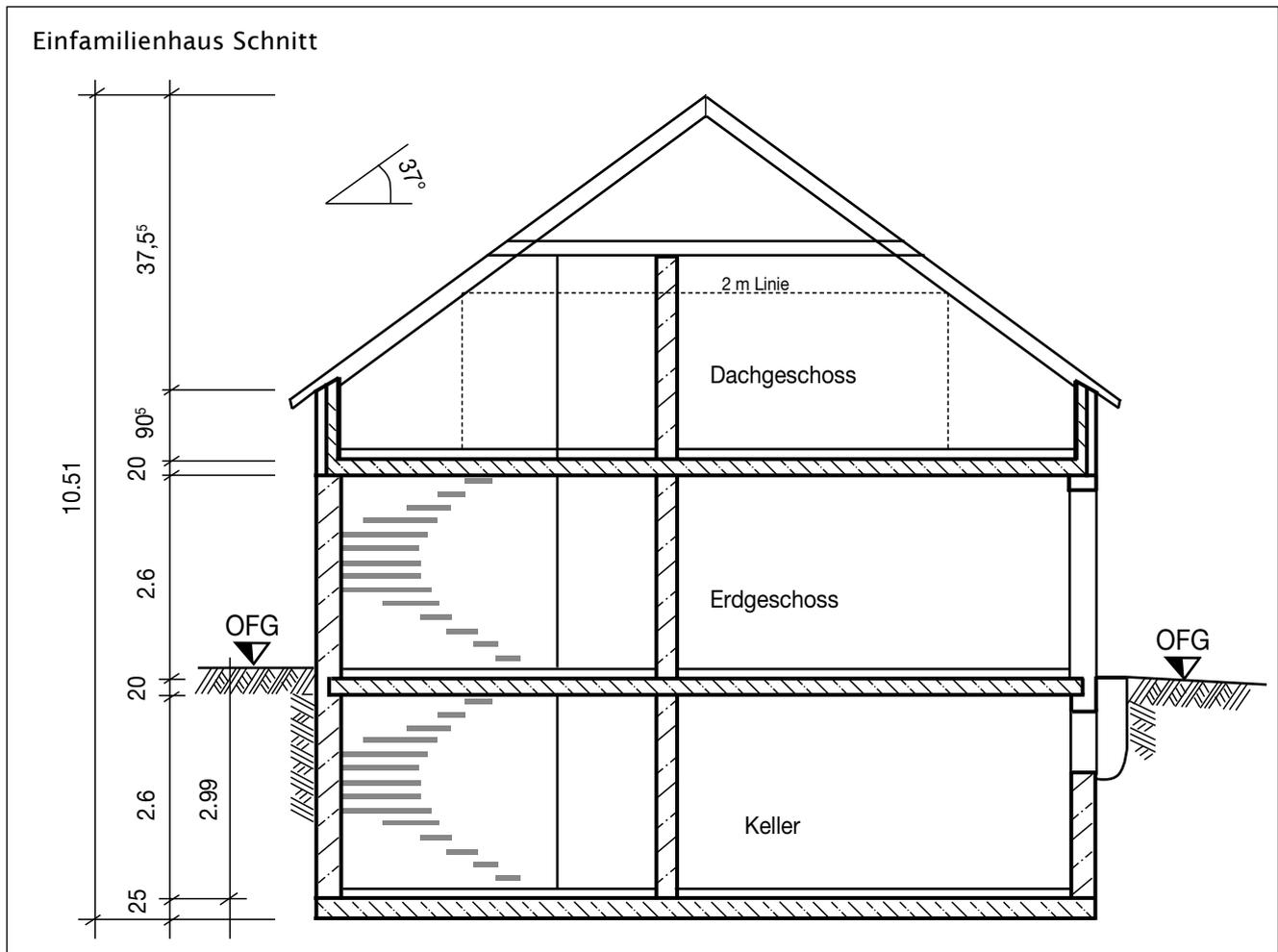
$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi = 0,5$$

$$n_{Rd} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175$$

$$= 213 \text{ kN/m} \approx n_{Ed} = 216 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist gerade erbracht.



Vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\phi_1 = 0,9 \text{ f\u00fcr Zwischenaufleger}$$

$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2,6 / 0,175 = 11,1$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 1 - 0,0011 \cdot 11,1^2 = 0,71 < 0,9$$

$$\phi = 0,71$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,71 \cdot 0,85 \cdot 4,3 / 1,5 \cdot 175 \\ &= 303 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 216 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

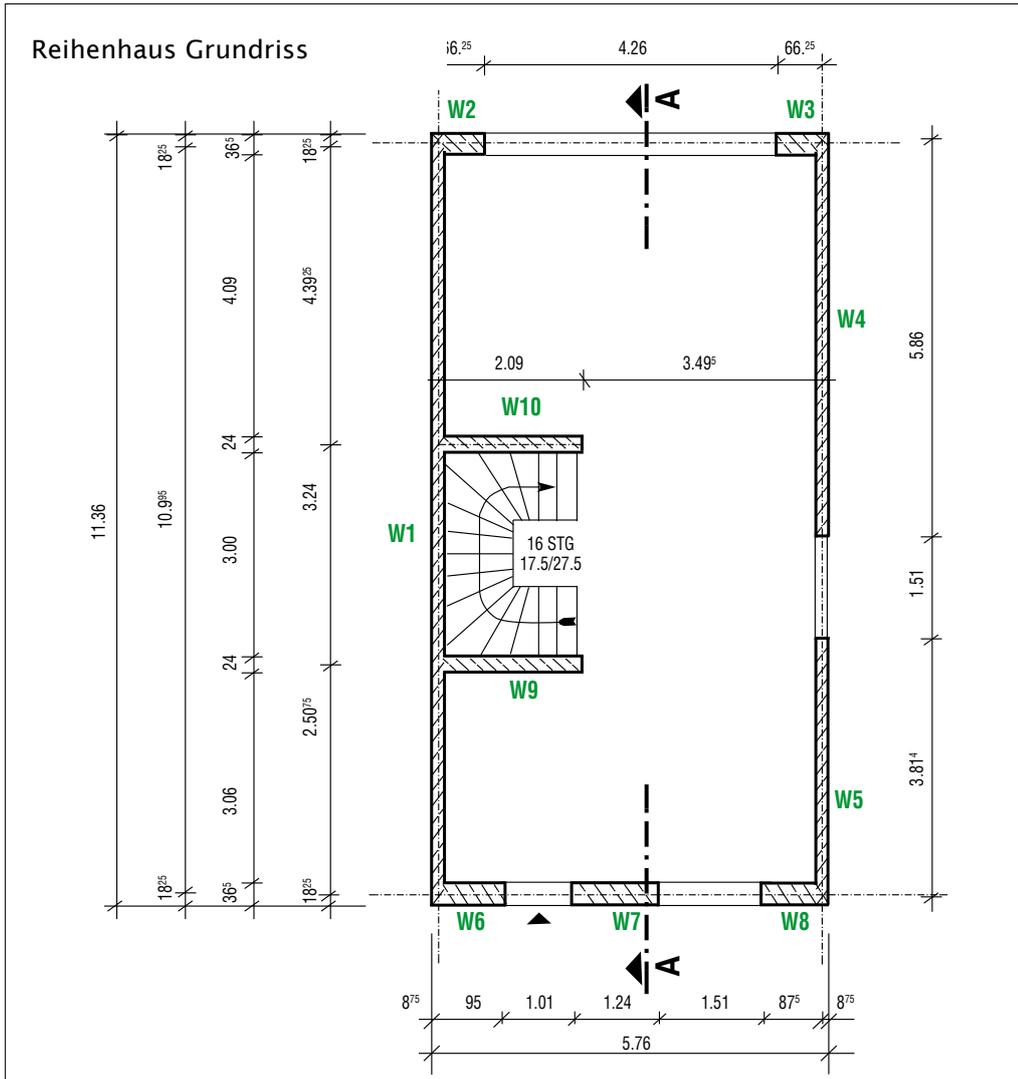
Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 26

F\u00fcr $h = 2,625 \text{ m}$ wird $T = 70 \text{ mm}$ erhalten. Damit wird

$$n_{Rd} = 70 \cdot 4,3 = 301 \text{ kN/m} > n_{Ed}$$

erhalten und der Nachweis ist erbracht.



5.8.2 Reihenhaus

Pos. 1: Außenwand W3

$g_k = 128,9 \text{ kN/m}$

$q_k = 39,7 \text{ kN/m}$

$n_{Ed} = 1,4 \cdot (128,9 + 39,7) = 236 \text{ kN/m}$

Einschalige Außenwand mit teilaufliegender Decke

Vorbemessung mit Faustwerten

$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$

t mm	300	365	425
erf f_k N/mm ²	2,75	2,26	1,94

gewählt:

Superdämmblöcke SW1 4/DM mit $f_k = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$t = 365 \text{ mm}$

$a/t = 2/3$

$a = 243 \text{ mm}$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$\phi = 0,50$

$n_{Rd} = 0,50 \cdot 0,85 \cdot 2,7/1,5 \cdot 365$
 $= 279 \text{ kN/m} > 236 \text{ kN/m}$

Der Nachweis ist erbracht.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

$l_f = 1,0 \text{ m}$ (Decke spannt parallel zur Wand)

$\phi_1 = (1,6 - 1,0/6) \cdot 2/3 = 0,96 > 0,9 \cdot 2/3 = 0,59$

$\rho_2 = 1,00$

$\lambda = 1,00 \cdot 2600/365 = 7,1$

$\phi_2 = 0,85 \cdot 2/3 - 0,0011 \cdot 7,1^2 = 0,51$

$\phi = 0,51$

$n_{Rd} = 0,51 \cdot 0,85 \cdot 2,7/1,5 \cdot 365$
 $= 285 \text{ kN/m} > 236 \text{ kN/m}$

Der Nachweis ist erbracht = Reserve.

Nachweis mit Tabelle 26

Für $h = 2,625$ m und $a/t = 2/3$ wird $T = 96$ mm erhalten. Damit wird
 $n_{Rd} = 96 \cdot 2,7 = 259$ kN/m $>$ n_{Ed}
 erhalten und der Nachweis ist erbracht.

Pos. 2: Treppenhauswand W9

$g_k = 126,8$ kN/m
 $q_k = 34,4$ kN/m
 $n_{Ed} = 1,4 \cdot (126,8 + 34,4) = 226$ kN/m
 Voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

erf $f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	4,5	3,3

gewählt:
 Planvollblöcke 6/DM mit $f_k = 4,3$ N/mm²
 $t = 175$ mm
 $a = t$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$\rho_2 = 0,75$
 $\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$
 $\phi = 0,5$
 $n_{Rd} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175$
 $= 213$ kN/m $<$ 226 kN/m
 Der Nachweis ist nicht erbracht.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

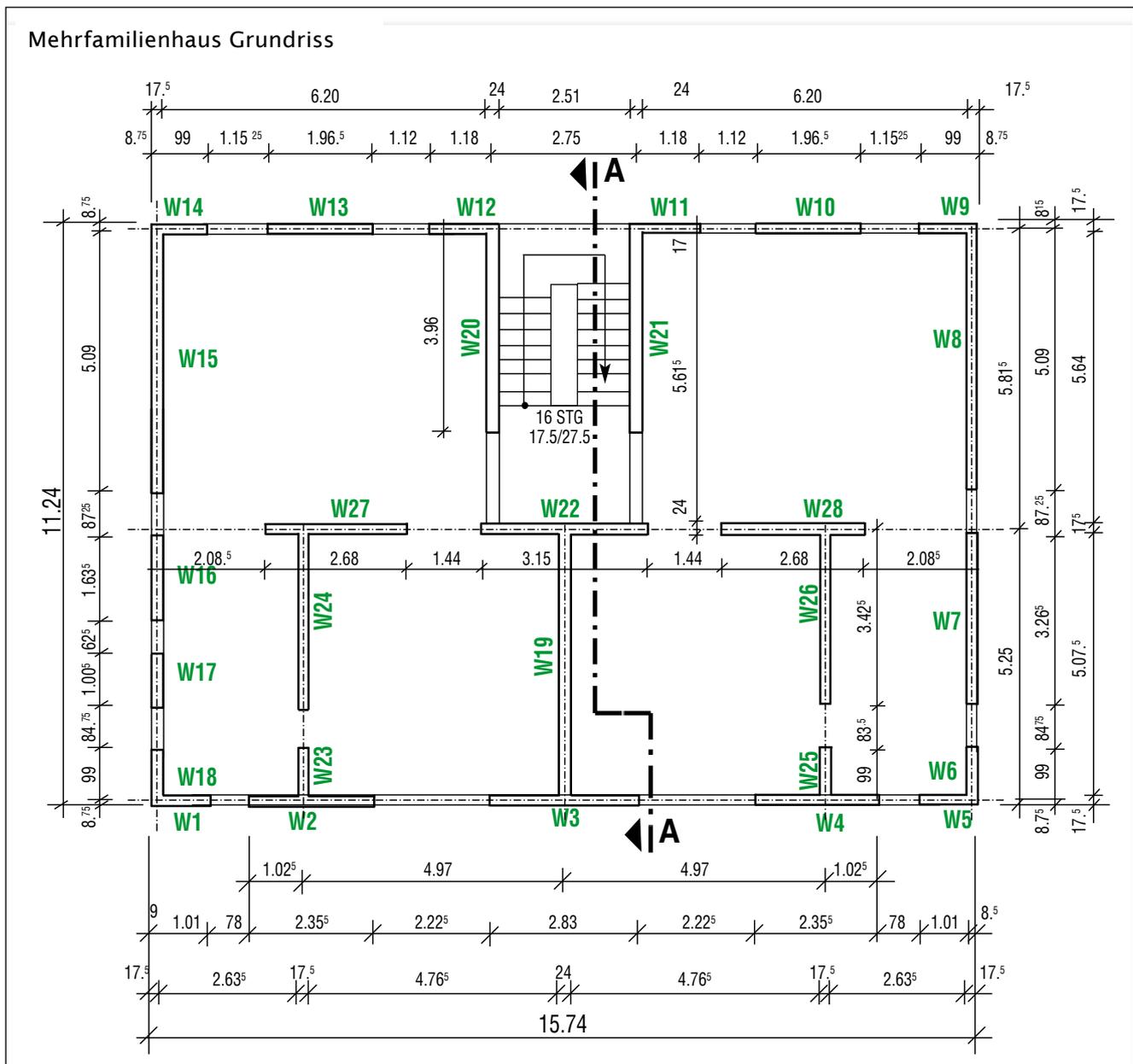
$l_f = 2,508$ m
 $\phi_1 = (1,6 - 2,508/6) = 1,182 > 0,9 \cdot 1,00 = 0,90$
 $\rho_2 = 0,75$
 $\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$
 $\phi_2 = 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 11,12 = 0,71$
 $\phi = 0,71$
 $n_{Rd} = 0,71 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175$
 $= 303$ kN/m $>$ 226 kN/m
 Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 26

Für $h = 2,625$ m wird $T = 70$ mm erhalten.
 Damit ergibt sich
 $n_{Rd} = 70 \cdot 4,3 = 301$ kN/m $>$ n_{Ed}
 und der Nachweis ist erbracht.



5.8.3 Mehrfamilienhaus



Die Voraussetzungen zur Anwendung des stark vereinfachten Nachweisverfahrens sind nicht erfüllt. Da die Faustwerte auf diesem Verfahren beruhen, haben sie bei diesem Objekt keine Grundlage. Beides wird hier jedoch für die Vorbemessung verwendet.

Das vereinfachte Nachweisverfahren kann angewendet werden. Die Voraussetzungen hierfür sind erfüllt.

Pos. 1: Außenwand W13

$$g_k = 231,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 49,9 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 1,4 \cdot (231,3 + 49,9) = 394 \text{ kN/m}$$

Einschaliges Mauerwerk mit WDVS, voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	7,9	5,7

gewählt:

KLBQUADRO Vbl PE 12/DM mit $f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$

$$t = 175 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Vorbemessung mit dem stark vereinfachten Nachweisverfahren

$$\begin{aligned} \rho_2 &= 0,75 \\ \lambda &= 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1 \\ \phi &= 0,5 \\ n_{Rd} &= 0,5 \cdot 0,85 \cdot 6,9/1,5 \cdot 175 \\ &= 342 \text{ kN/m} < 394 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Vorbemessung erfüllt nicht die Anforderungen.

Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren

$$\begin{aligned} l_f &= 5,815 \text{ m (Decke zweiachsig gespannt)} \\ l_{ef} &= 0,85 \cdot 5,815 = 4,94 \text{ m} \\ \phi_1 &= 1,6 - 4,94/6 = 0,77 < 0,9 \cdot 1,00 \\ \rho_2 &= 0,75 \\ \lambda &= 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1 \\ \phi_2 &= 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 11,1^2 = 0,71 \\ \phi &= 0,71 \\ n_{Rd} &= 0,71 \cdot 0,85 \cdot 6,9/1,5 \cdot 175 \\ &= 485 \text{ kN/m} > 394 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 26

Da Zwischenwerte nicht interpoliert werden dürfen ist T für $l_f = 5,0 \text{ m}$ und $h = 2,625 \text{ m}$ abzulesen.

$$\begin{aligned} T &= 59 \text{ mm} \\ n_{Rd} &= 59 \cdot 6,9 = 407 \text{ kN/m} > 394 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Pos. 2: Innenwand W27

$$\begin{aligned} g_k &= 370,7 \text{ kN/m} \\ q_k &= 101,3 \text{ kN/m} \\ n_{Ed} &= 1,4 \cdot (370,7 + 101,3) = 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Einschaliges Mauerwerk, voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,5 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	13,2	9,6

gewählt:

$$\begin{aligned} &\text{KLBQUADRO Vbl PE 20/DM mit } f_k = 10,0 \text{ N/mm}^2 \\ t &= 240 \text{ mm} \\ a &= t \end{aligned}$$

Vorbemessung mit dem stark vereinfachten Nachweisverfahren

$$\begin{aligned} \rho_2 &= 0,90 \\ \lambda &= 0,90 \cdot 2600/240 = 9,8 \\ \phi &= 0,5 \\ n_{Rd} &= 0,5 \cdot 0,85 \cdot 10,0/1,5 \cdot 240 \\ &= 680 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Vorbemessung erfüllt gerade die Anforderungen.

Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 0,9 \text{ für Zwischenaufleger} \\ \rho_2 &= 0,90 \\ \lambda &= 0,90 \cdot 2600/240 = 9,8 \\ \phi_2 &= 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 9,8^2 = 0,74 \\ \phi &= 0,74 \\ n_{Rd} &= 0,74 \cdot 0,85 \cdot 10,0/1,5 \cdot 240 \\ &= 1006 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 26

Da Zwischenwerte nicht interpoliert werden dürfen ist T für $h = 2,625 \text{ m}$ abzulesen.

$$\begin{aligned} T &= 101 \text{ mm} \\ n_{Rd} &= 101 \cdot 10,0 = 1010 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

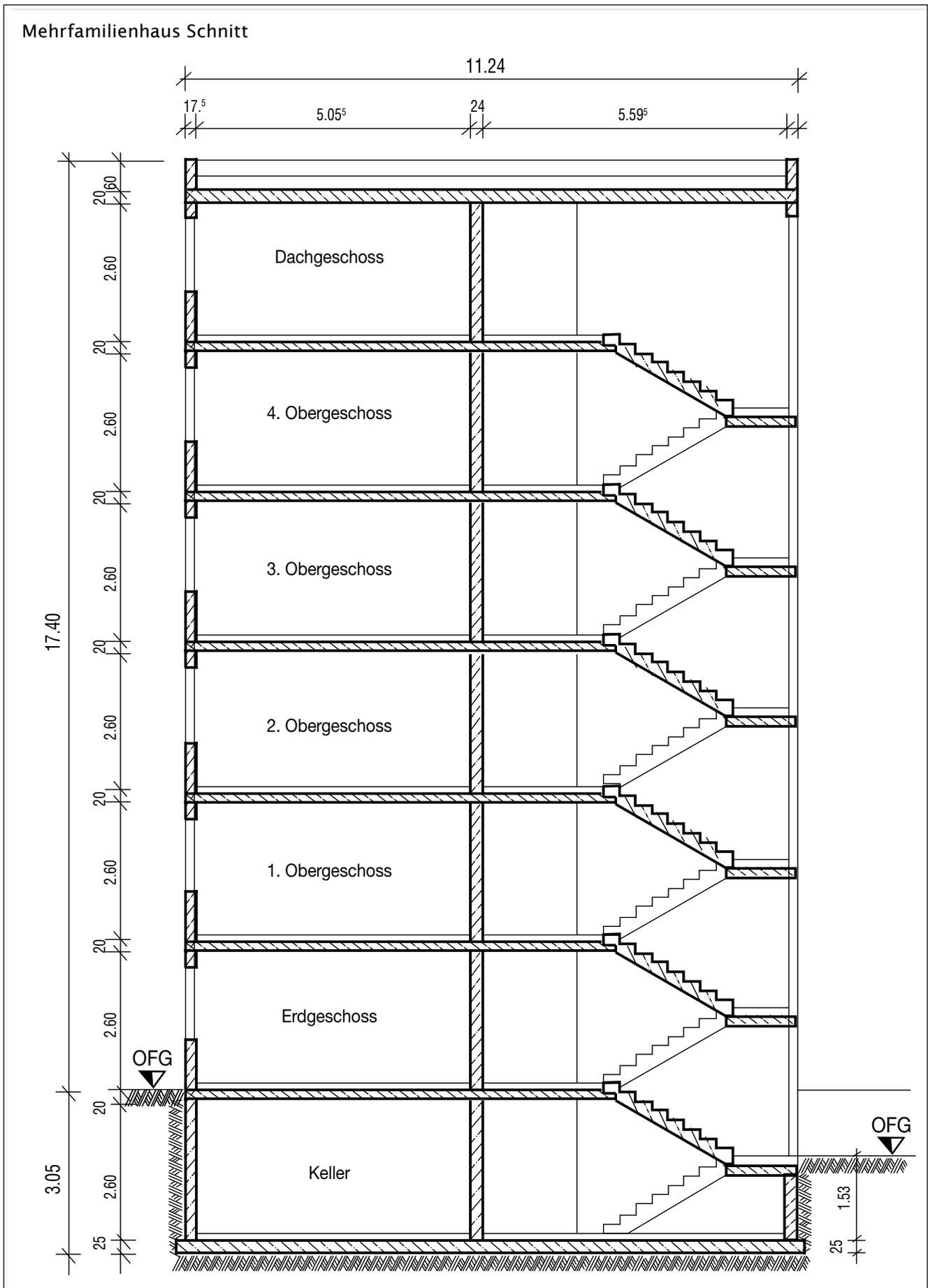
Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 27

Bei $h = 2,625 \text{ m}$ kann aus Tabelle 28 unmittelbar die Tragfähigkeit zu

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 1001 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \\ &\text{abgelesen werden.} \end{aligned}$$

Auch hier ist die Anforderung erfüllt.



6. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

6.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der einwirkenden Last N_{Ed} einer vertikal beanspruchten Wand kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} sein:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (Gl. 30)$$

6.2 Schnittgrößenermittlung

6.2.1 Momente am Wand-Decken-Knoten

Alternativ zu einer Rahmenrechnung darf die Ermittlung der Knotenmomente infolge der Deckenverdrehung mit dem Verfahren nach DIN EN 1991-1/NA Anhang C (siehe Bild 10) erfolgen:

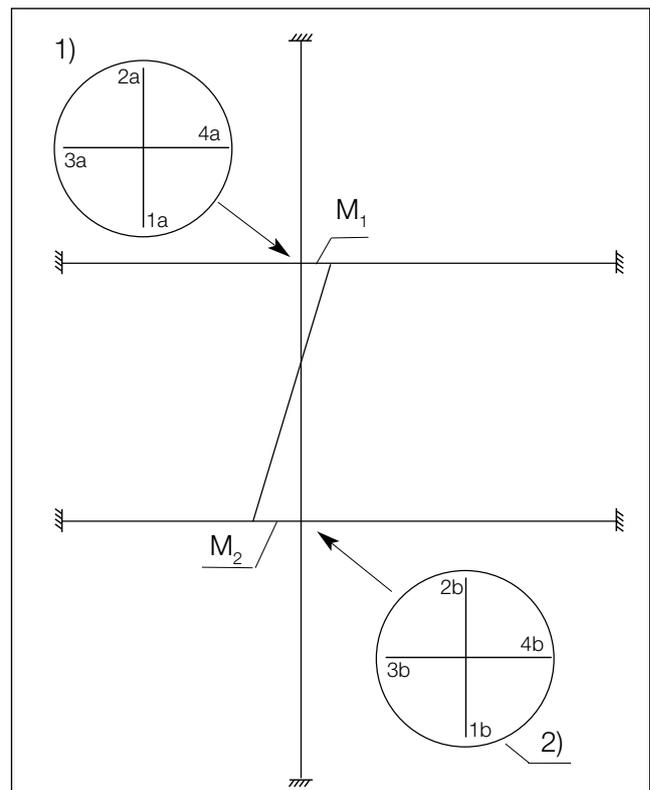
$$M_{1,2} = \frac{\frac{n_{1,2} E_{1,2} I_{1,2}}{h_{1,2}} \left[\frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \quad (Gl. 31)$$

- n_i Steifigkeitsfaktor der Stäbe
Stab an beiden Enden eingespannt: $n = 4$
in allen anderen Fällen: $n = 3$
- E_i Elastizitätsmodul der Stäbe
- I_i Trägheitsmomente der Stäbe: Für Wände mit nur teilweise aufliegender Deckenplatte darf vereinfachend für die Wanddicke die Deckenauflagertiefe a angesetzt werden.
- h_1 die lichte Höhe des Stabes 1
- h_2 die lichte Höhe des Stabes 2
- l_3 die lichte Spannweite des Stabes 3
- l_4 die lichte Spannweite des Stabes 4
- q_3 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 3
- q_4 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 4

Bei der Berechnung des Wand-Decken-Knotens dürfen die ständigen Lasten (G) in allen Deckenfeldern und allen Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert werden und die halbe Nutzlast darf wie eine ständige wirkende Last (jedoch mit $\gamma_Q = 1,50$) angesetzt werden.

Bei nur teilweise aufliegenden Deckenplatten darf vereinfachend die Berechnung der Ausmitte an einem System mit einer ideellen Wanddicke, die gleich der Deckenauflagertiefe a ist, erfolgen. Bei der Nachweisführung in Wandmitte am Gesamtquerschnitt vergrößert sich die Ausmitte entsprechend um $(t - a) / 2$. In diesem Fall darf bei der vereinfachten Nachweisführung am Wandkopf und -fuß nur der Bereich der Deckenauflagerung herangezogen werden.

Bild 10: Vereinfachtes Rahmenmodell.



Anmerkung 1: Das Biegemoment M_1 wird am Rahmen a und das Biegemoment M_2 am Rahmen b ermittelt.

Anmerkung 2: Bei zweiachsig gespannten Decken (mit Spannweitenverhältnissen bis 1:2 darf als Spannweite zur Ermittlung der Lastexzentrizität $2/3$ der kürzeren Seite eingesetzt werden.

Da sich die Schnittgrößen in der Wand infolge Rißbildung in den Stahlbetondecken reduzieren, dürfen die nach Gl. (31) ermittelten Knotenmomente mit dem Faktor η abgemindert werden.

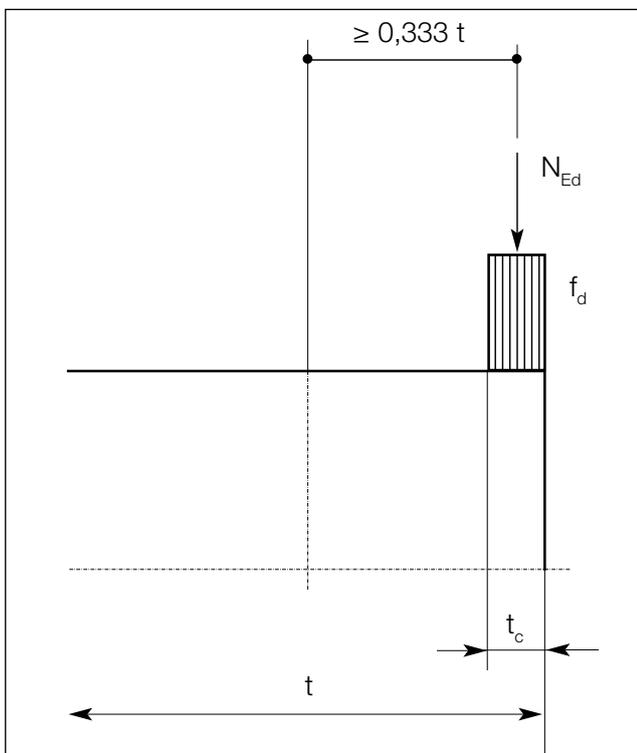
$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (\text{Gl. 32})$$

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_3 I_3}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2,0 \quad (\text{Gl. 33})$$

Ist die rechnerische Ausmitte der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand größer als $1/3$ der Wanddicke t , darf die resultierende Last auch vereinfacht über einen am Rand des Querschnittes angeordneten Spannungsblock mit der Ordinate f_d abgetragen werden, dessen Breite höchstens $1/3$ der Wanddicke sein darf (Rücksetzregel, siehe Bild 11). Es gilt somit $\Phi = 0,333$.

$$t_c = \text{überdrückte Tiefe} \leq 0,333 \cdot t$$

Bild 11: Ausmitte der Bemessungslast bei Aufnahme mit einem Spannungsblock.



Anmerkung: Bei der Berechnung der Ausmitte nach vorstehendem Absatz können Rissbildungen an der der Last gegenüber liegenden Seite der Wand infolge der dabei entstehenden Deckenverdrehung auftreten. Diesen ist – wenn dies für die Gebrauchstauglichkeit erforderlich ist – durch konstruktive Maßnahmen entgegenzuwirken.

6.2.2 Momente infolge Windbeanspruchung

Die Ermittlung der Windlasten ist in Abschnitt 3.3 dargestellt.

Für die Ermittlung der Momente infolge der Windbeanspruchung darf ein statisches System zwischen gelenkig gelagert und starr eingespannt gewählt werden (siehe Bild 12).

6.2.3 Imperfektionen

Die Auswirkungen von möglichen Imperfektionen sollen durch die Annahme einer Schiefstellung des Tragwerkes mit dem Winkel berücksichtigt werden.

$$v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{\text{tot}}}} \quad (\text{Gl. 34})$$

v Winkel der Schiefstellung

h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes in m

6.2.4 Theorie II. Ordnung

Eine Berücksichtigung der Verformungen des Gesamttragwerkes ist nicht erforderlich, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung der Biegebeanspruchung im maßgebenden untersten Schnitt die Bedingungen der folgenden Gleichungen erfüllen:

$$h_{\text{tot}} = \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq \begin{cases} 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{für } n < 4 \\ 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases} \quad (\text{Gl. 35})$$

h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes in m

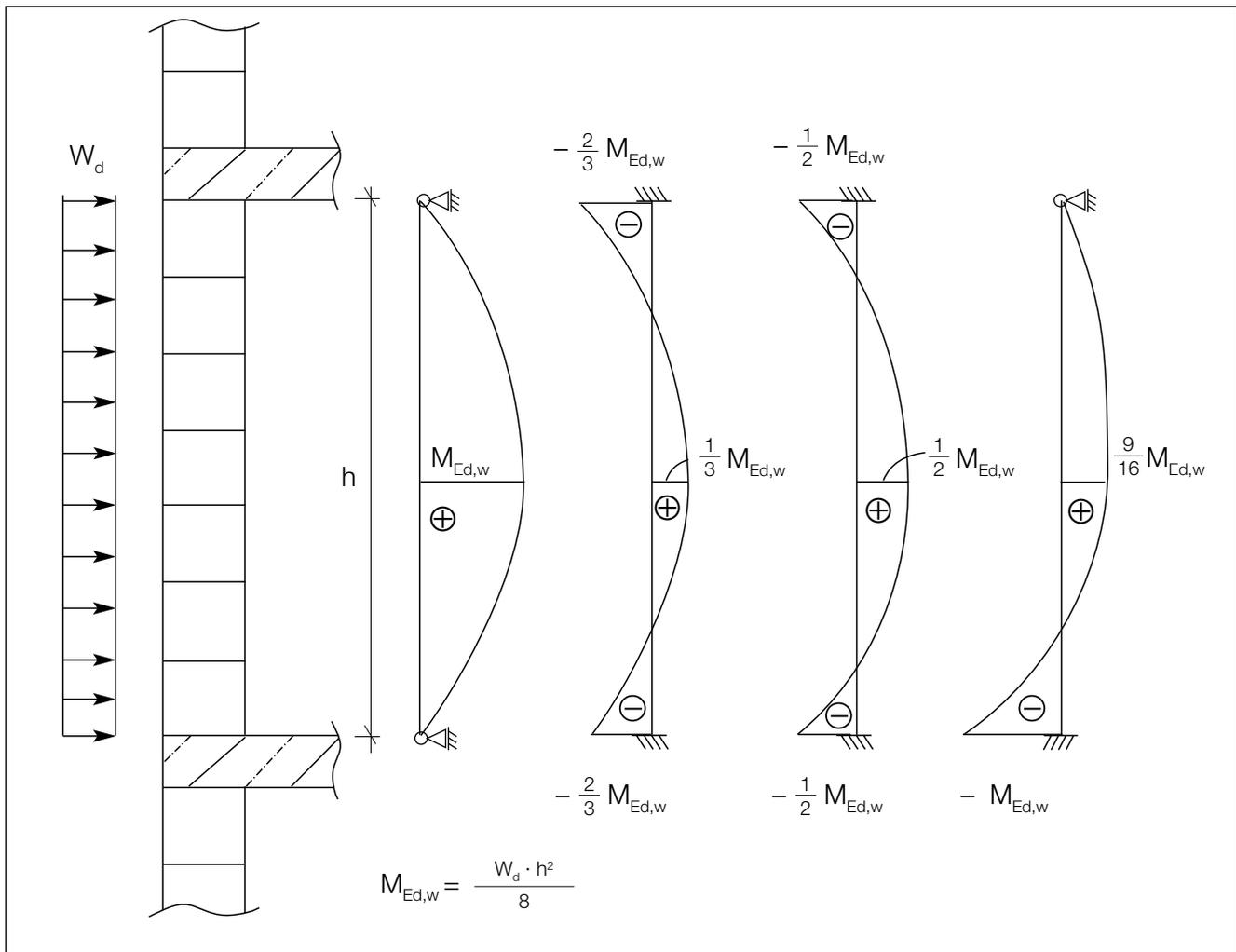
N_{Ed} Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen (am Fußpunkt des Gebäudes)

$\sum EI$ Summe der Biegesteifigkeit aller vertikal aussteifenden Bauteile in der maßgebenden Richtung

Anmerkung: Öffnungen in vertikal aussteifenden Elementen mit einer Fläche von weniger als 2 m^2 und einer Höhe von nicht mehr als $0,6 h$ dürfen vernachlässigt werden.

n Anzahl der Geschosse

Bild 12: Möglichkeiten zur Schnittgrößenermittlung infolge Windbeanspruchungen.



6.3 Knicklänge

6.3.1 Zweiseitig gehaltene Wände

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (\text{Gl. 36})$$

- h_{ef} Knicklänge
- ρ_2 Abminderungsbeiwert
- h lichte Geschosshöhe

Für flächig aufgelagerte Massivdecken gilt:

$$\rho_2 = 0,75 \text{ wenn } e \leq t/6 \quad (\text{Gl. 37})$$

$$\rho_2 = 1,00 \text{ wenn } e \geq t/3$$

- e planmäßige Ausmitte des Bemessungswertes der Längsnormalkraft am Wandkopf (Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden)

Eine Abminderung der Knicklänge mit $\rho_2 < 1,0$ ist jedoch nur zulässig, wenn folgende erforderliche Auflagertiefen a gegeben sind:

$$t < 125 \text{ mm } a \geq 100 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 38})$$

$$t \geq 125 \text{ mm } a \geq 2/3 \cdot t$$

6.3.2 Drei- oder vierseitig gehaltene Wände

Die Knicklänge für drei- oder vierseitig gehaltene Wände kann mit Gleichung (20) oder (21) gemäß Abschnitt 5.4.3 oder 5.4.4 ermittelt werden.

6.4 Ermittlung des vertikalen Tragwiderstandes

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} beträgt:

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot f_d \cdot A \quad (\text{Gl. 39})$$

Dabei ist:

Φ_i Traglastfaktor nach Abschnitt 6.4.1 und 6.4.2

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Abschnitt 2.3

Hinweis: Wenn der Wandquerschnitt kleiner als 0,1 m² ist, muss der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d mit dem Faktor $(0,7 + 3 A)$ reduziert werden. Dabei ist A die Bruttoquerschnittsfläche des Wandabschnittes in m².

6.4.1 Traglastfaktor am Wandkopf und -fuß

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (\text{Gl. 40})$$

Dabei ist e_i die Lastexzentrizität e am Wandkopf bzw. -fuß.

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} \geq 0,05 \cdot t \quad (\text{Gl. 41})$$

M_{id} Bemessungswert des Biegemomentes am Wandkopf bzw. -fuß

N_{id} Bemessungswert der Vertikalkraft am Wandkopf bzw. -fuß

e_{he} Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten (z. B. Wind)

6.4.2 Traglastfaktor in halber Wandhöhe

$$\Phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}\right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad (\text{Gl. 42})$$

e_{mk} Ausmitte der Last in halber Wandhöhe

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (\text{Gl. 43})$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (\text{Gl. 44})$$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad (\text{Gl. 45})$$

e_m Ausmitte infolge der Lasten in halber Wandhöhe

e_k Ausmitte infolge Kriechen

M_{md} Bemessungswert der einwirkenden Biegemomente in halber Wandhöhe

N_{md} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft in halber Wandhöhe

e_{hm} Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind)

e_{init} ungewollte Ausmitte mit dem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_i erhöht wird

ϕ_{∞} Endkriechzahl (Tabelle 30)

Für Wände mit Schlankheiten von $h_{ef} / t \leq \lambda_c$ darf die Ausmitte infolge Kriechens e_k vernachlässigt werden.

Tabelle 30: Grenzschlankheit und Endkriechzahl in Abhängigkeit der Mauersteinart.

Mauersteinart	Grenzschlankheit λ_c	Endkriechzahl ϕ_{∞}
Betonsteine	15	1,0
Leichtbetonsteine	10	2,0

6.4.3 Traglastfaktor bei Beanspruchung in Scheibenrichtung

Bei Beanspruchung in Scheibenrichtung (z. B. Aussteifungsscheiben) beträgt der Traglastfaktor:

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \quad (\text{Gl. 46})$$

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

l Länge der Wandscheibe

$$e_w = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} \quad (\text{Gl. 47})$$

M_{Ewd} Bemessungswert des in Wandlängsrichtung einwirkenden größten Biegemoments

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. mit $\gamma_G = 1,0$)

6.4.4 Traglastfaktor bei kombinierter Beanspruchung

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung um die starke Achse y und Biegung um die schwache Achse z ist der Nachweis der Doppelbiegung an der maßgebenden Stelle zu führen. Vereinfachend dürfen die Traglastsfaktoren Φ multiplikativ kombiniert werden.

$$\Phi = \Phi_y \cdot \Phi_z \quad (\text{Gl. 48})$$

Biegemomente um die starke Achse y dürfen vernachlässigt werden, wenn diese beim Nachweis nach Gl. 48 von untergeordneter Bedeutung sind.

6.5 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

6.5.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die maßgebende Einwirkungskombination an der zugehörigen Nachweisstelle hinreichende Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen:

$$V_{ed} \leq V_{Rdlt} \quad (\text{Gl. 49})$$

6.5.2 Querkrafttragfähigkeit in Scheibenrichtung, Reibungs- und Steinzugversagen

$$V_{Rdlt} = I_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} \quad (\text{Gl. 50})$$

V_{Rdlt} Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

I_{cal} rechnerische Wandlänge für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt:

$$I_{cal} = 1,125 \cdot l \text{ bzw. } I_{cal} = 1,333 \cdot I_{c,lin}$$

Der kleinere Wert ist maßgebend.

In allen anderen Fällen $I_{cal} = l$ bzw. $I_{cal} = I_{c,lin}$

f_{vd} rechnerische Mauerwerksschubfestigkeit (Gl. 8)

c Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannung

$$c = 1,0 \text{ für } h/l \leq 1,0$$

$$c = 1,5 \text{ für } h/l \geq 2,0$$

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l \quad (\text{Gl. 51})$$

$I_{c,lin}$ überdrückte Länge bei linear-elastischer Spannungsverteilung

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

l Wandlänge

6.5.3 Nachweis der Randdehnung bei Scheibenbeanspruchung

Sofern beim Nachweis des Reibungsversagens nach Abschnitt 4.2.1 der Rechenwert der Haftscherfestigkeit in Ansatz gebracht wird, ist bei Windscheiben mit einer Ausmitte $e > l/6$ unter Gebrauchslast ($e = M_{Ek} / \min N_{Ek}$) zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung auf der Seite der Klaffung für charakteristische Bemessungssituation nach DIN EN 1990 den Wert $\epsilon_R = 10^{-4}$ nicht überschreitet. Der Elastizitätsmodul für Mauerwerk darf hierfür zu $E = 1000 \cdot f_k$ angenommen werden.

$$\epsilon_R \leq 10^{-4} \quad (\text{Gl. 52})$$

Die rechnerische Randdehnung ϵ_R setzt sich wie folgt zusammen:

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_D}{I_{c,lin}} \cdot l - \frac{\sigma_D}{1.000 \cdot f_k} \quad (\text{Gl. 53})$$

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{I_{c,lin} \cdot t} \quad (\text{Gl. 54})$$

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq I_w \quad (\text{Gl. 55})$$

ϵ_R rechnerische Randdehnung

ϵ_D rechnerische Randstauchung

σ_D Kantenpressung mit linear-elastischer Spannungsverteilung

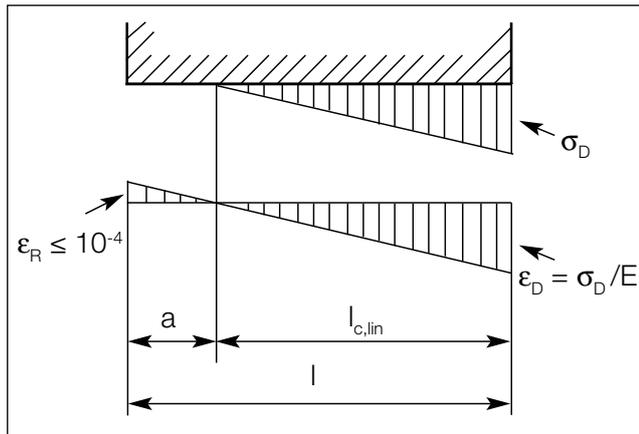
l Länge der Wandscheibe

$I_{c,lin}$ überdrückte Länge der Wandscheibe

e_w Exzentrizität in der charakteristischen Bemessungssituation

N_{Ed} Bemessungswert der Normalkraft in der charakteristischen Bemessungssituation

Bild 13: Begrenzung der Randdehnung bei Windscheiben.



6.5.4 Querkrafttragfähigkeit in Plattenrichtung

Reibungs- und Steinzugversagen:

$$V_{Rdl} = f_{vd} \cdot t_{cal} \cdot \frac{l}{c} \quad (\text{Gl. 56})$$

f_{vd} rechnerische Mauerwerksschubfestigkeit (Gl. 8)

t_{cal} rechnerische Wanddicke. Es gilt für die Fuge am Wandfuß $t_{cal} = t$ bzw. $t_{cal} = 1,25 \cdot t_{c,lin}$. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend. In allen anderen Fällen ist $t_{cal} = t$ bzw. $t_{c,lin}$

l Länge der Wand: bei gleichzeitig kombinierter Beanspruchung (Platten- und Scheibenschub) gilt $l = l_{c,lin}$

c Schubspannungsverteilungsfaktor, hier $c = 1,5$

$$t_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \leq t \quad (\text{Gl. 57})$$

$t_{c,lin}$ überdrückte Dicke der Wandscheibe bei linear-elastischer Spannungsverteilung

e Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. mit $\gamma_G = 1,0$)

t Wanddicke

6.6 Teilflächenbelastetes Mauerwerk

Der Nachweis für teilflächenbelastetes Mauerwerk ist ausschließlich im genaueren Nachweisverfahren geregelt. Nach DIN EN 1996-1-1, Kapitel 6.1.3 gilt:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}$$

N_{Edc} Bemessungswert der vertikalen Einwirkung

N_{Rdc} Bemessungswert des Tragwiderstandes

Für den Bemessungswert des Tragwiderstandes gilt:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (\text{Gl. 58})$$

Für den Erhöhungsfaktor β gilt bei normativ geregelten Vollsteinen mit einem Lochanteil $\leq 15\%$ und einer Lastausmitte $e \leq t/4$:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c} \right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \quad (\text{Gl. 59})$$

$$\frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45$$

mit: $1,0 \leq \beta < 1,25 + \frac{a_1}{2h_c}$ und $\beta \leq 1,5$

a_1 Abstand der belasteten Fläche zum nächstgelegenen Rand (vgl. Bild 14)

h_c Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung

A_b belastete Fläche

A_{ef} wirksame Wandfläche, i. Allg. $l_{efm} \cdot t$

l_{efm} Länge der Lastausbreitung in halber Wand- bzw. Pfeilerhöhe

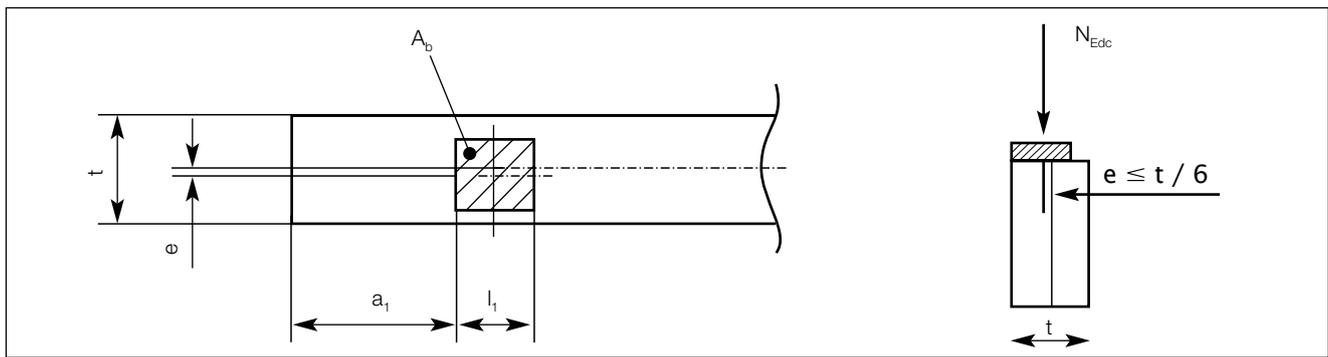
t Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm

Bei Steinen mit einem Lochanteil $> 15\%$ und Lastausmitte quer zur Wand von $e \leq t/6$ gilt für die Bestimmung des Lasterhöhungsfaktors β (vgl. Bild 14):

$$\beta = 1 + 0,1 \frac{a_1}{l_1} \leq 1,5 \quad \text{mit} \quad A_b \leq 2 \cdot t^2 \quad (\text{Gl. 60})$$

Bei einer randnahen Einzellast am Wandende mit $a_1 \leq 3 \cdot l_1$ gilt ebenfalls Gl. 59. Bei Randabständen $a > 3 \cdot l_1$ oder bei mehreren Einzellasten mit einem lichten Abstand $a > 6 \cdot l_1$ darf Gl. 58 angewendet werden.

Bild 14: Randnahe Einzellasten.



Bei zulassungsgeregelten KLB-Steinen enthält die jeweilige Zulassung Angaben hinsichtlich des ansetzbaren Erhöhungsfaktors β .

Zusätzlich zum Nachweis der Teilflächenpressung ist stets auch der Knicksicherheitsnachweis in halber Wandhöhe nach Abschnitt 6.4.2 zu führen.

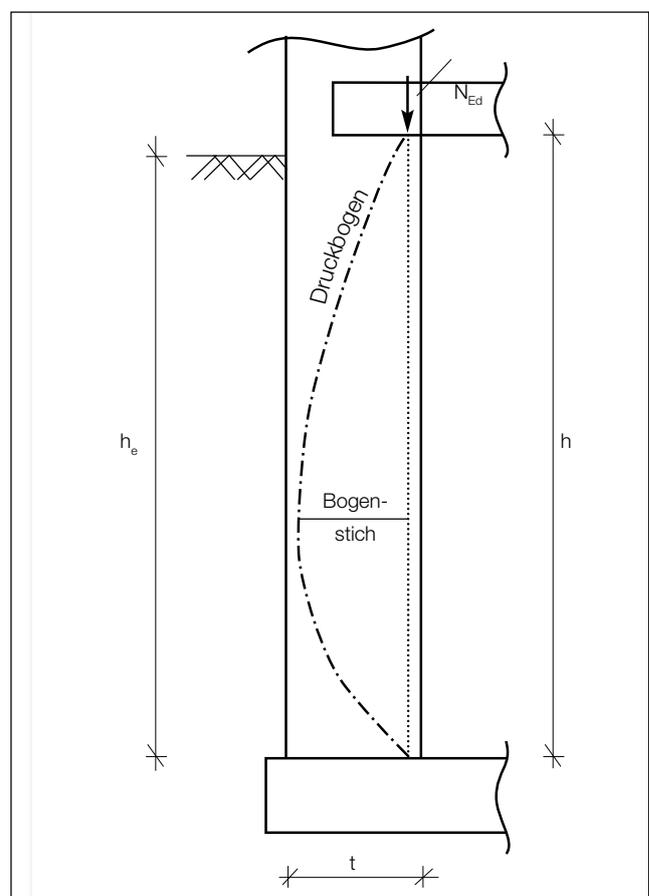
7. Nachweis von Kellerwänden

7.1 Grundlegendes Tragmodell

Die Bemessung von Kellerwänden, die durch horizontal wirkenden Erddruck beansprucht werden, erfolgt üblicherweise mit Hilfe eines Bogenmodells. Dabei wird unterstellt, dass sich innerhalb der Wand ein Druckbogen (siehe Bild 15) ausbildet, dessen Umlenkkräfte der horizontalen Beanspruchung entgegenwirken.

Gleichzeitig wird angenommen, dass die vorhandene vertikale Normalkraft an Wandkopf und -fuß zur Kellerinnenseite gerichtet exzentrisch angreift, während in Wandhöhenmitte die Lastexzentrizität zur Wandaußenseite hin orientiert ist. Beide Exzentrizitäten ergeben zusammen den zur Verfügung stehenden Bogenstich. Die einwirkende Normalkraft in Kombination mit dem zur Verfügung stehenden Bogenstich determiniert das aufnehmbare Moment. Setzt man das aufnehmbare Moment mit dem einwirkenden Biegemoment infolge der Horizontallasten gleich, so kann die erforderliche Mindestauflast, welche nötig ist um die Biegetragfähigkeit sicherzustellen, ermittelt werden.

Bild 15: Druckbogen innerhalb einer Kellerwand.



7.2 Bemessung nach der vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3/NA

7.2.1 Anwendungsbedingungen

Dem vereinfachten Nachweis von Kelleraußenwänden liegen einige Annahmen zugrunde, z. B. dass die maßgebende Bemessungsstelle in halber Anschütthöhe liegt. Deshalb ist der Einsatz des normativen Nachweisverfahrens an die Einhaltung folgender Anwendungsbedingungen geknüpft:

- Wanddicke $t \geq 240$ mm.
- Lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2,60$ m.
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck resultierenden Kräfte aufnehmen.
- Erddruckbeiwert $\leq 1/3$ (Mit dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA kann ein Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert geführt werden).
- Im Einflussbereich des Erddruckes auf die Kellerwand beträgt der charakteristische Wert q_k der Verkehrslast auf der Geländeoberfläche nicht mehr als 5 kN/m^2 und es ist keine Einzellast $> 15 \text{ kN}$ im Abstand von weniger als $1,5 \text{ m}$ zur Wand vorhanden.
- Die Anschütthöhe h_e darf höchstens $1,15 \cdot h$ betragen.
- Die Geländeoberfläche steigt nicht an.
- Es darf kein hydrostatischer Druck auf die Wand wirken.
- Am Wandfuß ist entweder keine Gleitfläche, z. B. infolge einer Feuchtigkeitssperrschicht, vorhanden oder es sollten konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, um die Querkraft aufnehmen zu können (Sperrschichten aus besandeten Bitumendachbahnen R500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202 oder aus mineralischen Dichtungsschlämmen nach DIN 18533 haben einen ausreichenden Reibungsbeiwert und gelten nicht als Gleitflächen).
- Für die Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes sind die Vorgaben aus DIN EN 1996-2/NA, Anhang E (3) zu beachten.

7.2.2 Nachweise

Sind die Randbedingungen nach 7.2.1 erfüllt, so ist eine hinreichende Tragfähigkeit von Kelleraußenwänden gegeben, wenn der jeweils maßgebende Bemessungswert der einwirkenden Wandnormalkraft je lfm Wandlänge in halber Anschütthöhe innerhalb folgender Grenzen liegt:

$$n_{\text{Ed,min}} \leq \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t} \quad (\text{Gl. 61})$$

$$n_{\text{Ed,max}} \geq \frac{t \cdot f_d}{3} \quad (\text{Gl. 62})$$

$n_{\text{Ed,min}}$	kleinster Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung
$n_{\text{Ed,max}}$	größter Bemessungswert der maximalen vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung
f_d	Bemessungswert der Druckfestigkeit (Abschnitt 2.3)
b	Wandlänge
b_c	Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen
h	lichte Höhe der Kellerwand
h_e	Höhe der Anschüttung
t	Wanddicke
ρ_e	Wichte der Anschüttung
β	= 20 für $b_c \geq 2 h$ (1-achsiger Lastabtrag) = $60 - 20 b_c / h$ für $h < b_c < 2 h$ = 40 für $b_c \leq h$ (2-achsiger Lastabtrag)

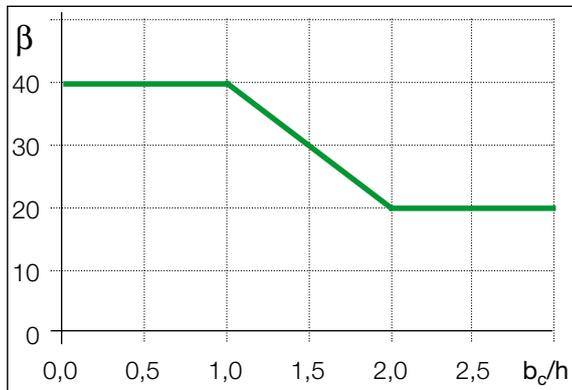
Den Nachweisgleichungen der vereinfachten Berechnungsmethode liegt stets ein Erddruckbeiwert von $k = 1/3$ für aktiven Erddruck zugrunde. DIN EN 1996-1-1/NA enthält ergänzende Regelungen zum Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert (siehe Abschnitt 7.3).

Bei der Ermittlung von $n_{\text{Ed,min}}$ ist zu beachten, dass nur die Lasten, die zum Zeitpunkt des Einbaus der Anschüttung wirken (ggf. Bauzustand), angesetzt werden dürfen.

Neben dem in vertikaler Ebene liegenden Bogenmodell kann der Lastabtrag – bei annähernd starrer Lagerung der seitlichen Begrenzung in Wandlängsrichtung – auch über eine horizontale Bogentragwirkung gewährleistet werden. Werden beide Modelle überlagert, kann eine 2-achsige Tragwirkung modelliert werden, welche normativ über den Beiwert β erfasst wird. Dieser errechnet sich in Abhängigkeit des Verhältnisses der Wandhöhe zum horizontalen Abstand b_c der aussteifenden Querwände oder anderen aussteifenden Elementen (siehe Bild 16).

In Bild 16 ist der Faktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses b_c/h grafisch dargestellt.

Bild 16: Faktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses b_c/h



Wird der zweiachsige Lastabtrag ($b_c < 2 \cdot h$ bzw. $\beta > 20$) rechnerisch in Ansatz gebracht, so wird empfohlen, die Stoßfugen zu vermörteln und Mauersteine mit ausreichender Längsdruckfestigkeit (vorzugsweise Vollsteine bzw. Vollblöcke) zu verwenden.

Tabelle 31: Erforderliche Mindestauflast für Kellerwände mit Erddruckbeanspruchung bei einachsigem Lastabtrag nach DIN EN 1996-3/NA.

Wand- dicke in mm	Höhe der Anschüttung h_e in m				
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	$n_{Ed, \min, Kopf}$ in kN/m				
240	11	24	43	68	98
300	9	20	35	54	78
365	7	16	28	45	64
425	6	14	24	38	55
490	5	12	21	33	48

Randbedingungen:

- Anwendungsgrenzen des vereinfachten Nachweisverfahrens sind eingehalten, siehe auch Bild 17.
- Lichte Wandhöhe $h \leq 2,6$ m
- Verkehrslast auf Geländeoberkante $q_k \leq 5$ kN/m²
- Erddruckbeiwert $k_1 \leq 1/3$
- Rohdichte Erdreich $\rho_e \leq 20$ kN/m³
- Teilsicherheitsbeiwert Material $\gamma_M = 1,5$
- Teilsicherheitsbeiwert Erdreich $\gamma_e = 1,35$
- Bei zweiachsigem Lastabtrag ($b_c \leq h = 2,6$ m) dürfen die Werte halbiert werden.
- Zusätzlich ist der Nachweis der maximal aufnehmbaren Auflast zu führen.

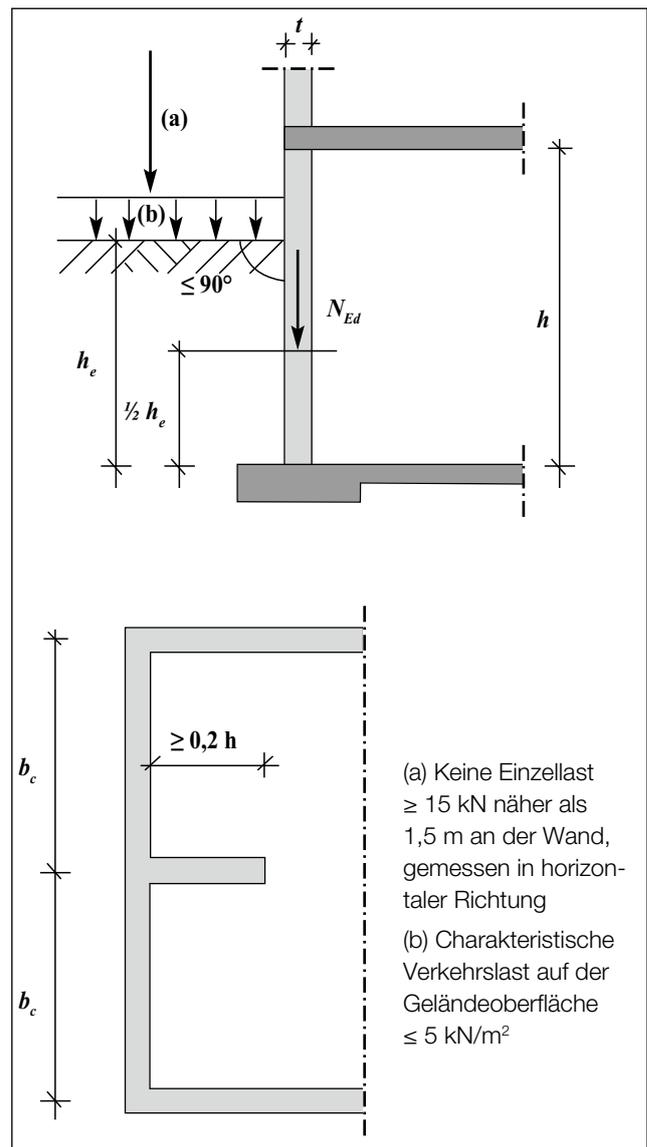
Für eine einfache Bemessung wurden Gl. 60 für praxisübliche Fälle ausgewertet. Aus Tabelle 31 kann die am Wandkopf minimal erforderliche Auflast je lfm Wandlänge $n_{Ed, \min, Kopf}$ abgelesen werden und der dort vorhandenen Auflast gegenübergestellt werden.

Normativ ist im vereinfachten Nachweisverfahren kein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Plattenschub) vorgesehen, da der Nachweis der Biegetragfähigkeit nach Gl. 61 in vielen Fällen ausreicht.

Bei dicken Wandstärken oder nur teilweise angeschütteten Wänden wird jedoch empfohlen einen Nachweis der Querkrafttragfähigkeit über eine minimal erforderliche Auflast zu führen:

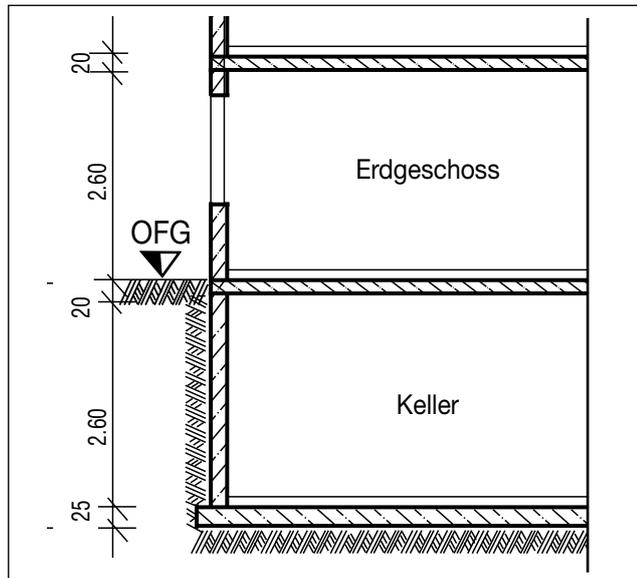
$$n_{Ed, \min} \geq \frac{\gamma_M \cdot V_{Ed}}{0,6} \tag{Gl. 63}$$

Bild 17: Variablen für Kellerwände in Schnitt und Grundriss.



7.2.3 Bemessungsbeispiel

Bild 18: Beispiel Gebäudeschnitt.



Gegeben: KLB-Planvollblock Vbl 12/DM

$$f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$$

$$t = 240 \text{ mm}$$

$$\rho_e = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$b_c = 6,0 \text{ m}$$

Bemessungsschnittgrößen in halber Anschütthöhe:

$$\min n_{Ed} = 96 \text{ kN/m}$$

$$\max n_{Ed} = 281 \text{ kN/m}$$

Überprüfung der Anwendungsbedingungen der vereinfachten Berechnungsmethode:

- Wanddicke $t = 24 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm} \checkmark$
- Anschütthöhe $h_e = 2,6 + 0,2 = 2,8 \text{ m} \leq 1,15 \cdot 2,6 = 2,99 \text{ m} \checkmark$
- Lichte Höhe der Kellerwand $h = 2,6 \leq 2,6 \text{ m} \checkmark$
- Die weiteren Anwendungsbedingungen nach Abschnitt 7.2.1 sind eingehalten. \checkmark

Nachweis der mindestens erforderlichen Normalkraft:

$$b_c = 6,0 \text{ m} > 2 \cdot 2,6 = 5,2 \text{ m}$$

$$\rightarrow \beta = 20 \text{ (einachsiger Lastabtrag)}$$

$$N_{Ed, \min} = 96 \text{ kN/m} \geq \frac{20 \cdot 2,6 \cdot 2,8^2}{20 \cdot 0,24} = 84 \text{ kN/m}$$

Nachweis der maximal zulässigen Normalkraft:

$$f_d = 0,85 \cdot \frac{6,9}{1,5} = 3,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$n_{Ed, \max} = 281 \text{ kN/m} \leq \frac{0,24 \cdot 3,9}{3} \cdot 10^3 = 312 \text{ kN/m}$$

Es wurden alle Nachweise erbracht.

7.3 Bemessung mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

Im Gegensatz zur vereinfachten Berechnungsmethode (siehe Abschnitt 7.2) kann im genaueren Nachweisverfahren der Erddruckbeiwert k_i explizit berücksichtigt werden, um auch Kellerwände mit höherem Erddruckansatz (z.B. Erdruhedruck) nachweisen zu können. Die Anwendung des genaueren Nachweisverfahrens wird nur empfohlen, wenn ein Erddruckbeiwert $k_i > 1/3$ berücksichtigt werden soll, da dann die vereinfachte Berechnungsmethode nicht mehr zulässig ist.

Die minimal erforderliche Auflast in halber Anschütthöhe je lfm Wandlänge $n_{1, \text{lim}, d}$ berechnet sich zu:

$$n_{Ed, \min} \geq n_{1, \text{lim}, d} = \frac{k_i \cdot \rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{7,8 \cdot t} \quad (\text{Gl. 64})$$

Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b (siehe z. B. Bild 17) ausgesteift, sodass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wandlängsrichtung stattfinden kann, darf der untere Grenzwert $n_{1, \text{lim}, d}$ wie folgt abgemindert werden:

$$b_c \leq h: 1/2 \cdot n_{1, \text{lim}, d} \quad (\text{zweiachsiger Lastabtrag})$$

$$b_c \geq 2 \cdot h: 1,0 \cdot n_{1, \text{lim}, d} \quad (\text{zweiachsiger Lastabtrag})$$

Zwischenwerte dürfen wie folgt interpoliert werden:

$$\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{b_c}{h} \right) \cdot n_{1, \text{lim}, d}$$

Der obere Bemessungswert der Wandnormalkraft in halber Anschütthöhe je lfm Wandlänge $n_{Ed,max}$ muss die Bedingung erfüllen:

$$n_{Ed,max} \geq n_{1,Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot t \quad (Gl. 65)$$

Im Gegensatz zur vereinfachten Nachweismethode muss beim genaueren Nachweisverfahren der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit immer geführt werden. Dafür genügt es, ein Reibungsversagen an Wandkopf und Wandfuß auszuschließen. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn die minimal vorhandene Auflast größer als folgende Grenze ist:

$$n_{Ed,min} \geq \frac{\gamma_M \cdot V_{Ed}}{0,6} \quad (Gl. 66)$$

Dabei wird der einwirkende Bemessungswert der Querkraft je lfm Wandlänge mit V_{Ed} bezeichnet.

7.4 Kellerwände mit hydrostatischer Beanspruchung

Normativ ist die Bemessung von Kellerwänden mit hydrostatischem Druck (drückendes Wasser) nicht geregelt. Dennoch muss bei planmäßig drückendem Wasser nicht auf die Ausführung von Wänden aus Mauerwerk verzichtet werden. Lediglich die in den Abschnitten 7.2 und 7.3 dargestellten Nachweisverfahren dürfen auf Grund der Nichteinhaltung der Randbedingungen nicht für die Bemessung herangezogen werden. In [3] wurde ein Bemessungsmodell vorgestellt, mit dem – in Abhängigkeit des einwirkenden Momentes und der Querkraft – die minimal erforderliche Auflast auch bei hydrostatischem Druck ermittelt werden kann. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird hier auf eine genauere Darstellung des Verfahrens verzichtet.

Für baupraktisch übliche Bemessungsfälle wurden mit dem Bemessungsmodell die minimal erforderlichen Auflasten bestimmt. Diese können aus Tabelle 32 in Abhängigkeit der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit und der Wanddicke für verschiedene Wasserstandshöhen abgelesen werden. Die in der Tabelle angegebenen Randbedingungen müssen stets eingehalten sein. Der Nachweis der Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn die minimal erforderliche Auflast je lfm Wandlänge $n_{Ed,min}$ (siehe Tabelle 32) kleiner oder gleich der minimal vorhandenen Auflast je lfm Wandlänge $n_{Ed,vorh.}$ ist.

Die Tragfähigkeit der Wand muss zudem für die Bemessungssituation mit der maximal einwirkenden Normalkraft sichergestellt werden. Vereinfacht darf für Lastexzentrizitäten $e \leq 1/3$ die maximal aufnehmbare Normalkraft je lfm Wandlänge wie folgt berechnet werden:

$$n_{Rd,max} = 0,33 \cdot f_d \cdot t \text{ für } e = \frac{M_{ED}}{N_{ED}} \leq \frac{1}{3} \quad (Gl. 67)$$

Tabelle 32: Mindestens erforderliche Auflast für KLB-Mauerwerk mit Erd- und Wasserdruckbeanspruchung bei einachsigem Lastabtrag.

charakt. Druckfestigkeit f_k in N/mm ²	Wanddicke t in mm	Verhältnis Wasserstandshöhe zur lichten Wandhöhe h_w/h				
		0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		$n_{Ed,min,Kopf}$ in kN/m				
10,0	240	76	79	86	101	122
2,1	300	74	75	84	-	-
	365	67	70	79	95	111
1,5	425	58	61	69	84	103
	490	50	52	60	73	90

Randbedingungen:

- Lichte Wandhöhe $h \leq 2,625$ m
- Verhältnis Anschütthöhe des Erdreich zur lichten Wandhöhe $h_e/h \leq 1,15$ (vollständig angeschüttete Kellerwand)
- Verkehrslast auf Geländeoberkante $q_k \leq 5$ kN/m²
- Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$ und Teilsicherheitsbeiwert Material $\gamma_M = 1,5$
- Erddruckbeiwert $k_1 \leq 1/3$
- Rohdichte Erdreich $\rho_e \leq 20$ kN/m³, Rohdichte Erdreich unter Auftrieb $\rho_e' \leq 11$ kN/m³
- Charakteristische Haftscherfestigkeit $f_{vk0} = 0,22$ N/mm² (gültig für M10, M20 und DM)
- Teilsicherheitsbeiwert Erdreich $\gamma_e = 1,35$
- Teilsicherheitsbeiwert Wasserdruck $\gamma_w = 1,1$
- Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mod} = 1,1$
- Zusätzlich muss der Nachweis der maximal aufnehmbaren Auflast geführt werden.

7.5 Konstruktive Maßnahmen

Sollte der Nachweis der Kellerwand mit den vorgenannten Nachweisgleichungen nicht gelingen, so können konstruktive Maßnahmen Abhilfe schaffen. Da im Mauerwerksbau die Tragfähigkeit von der einwirkenden Normalkraft abhängig ist, wird in vielen Fällen nicht der Nachweis der maximal zulässigen Auflast, sondern der Nachweis der minimal erforderlichen Auflast bemessungsrelevant. Dies ist insbesondere in Bereichen unterhalb großer Fenster- und Türöffnungen (z. B. im Terrassenbereich) der Fall.

Eine Möglichkeit die vorhandene Auflast der Kellerwand zu erhöhen, ist die Deckenspannrichtung zu verändern. Wird die Stahlbetondecke anstelle parallel lotrecht zur Wandlängsrichtung gespannt, so erhöht sich die Auflast auf die zu bemessende Kellerwand und die Tragfähigkeit dieser Wand.

Bei nur einachsig gespannten Decken kann es daher zielführend sein, diese als zweiachsig gespannte Decke auszubilden. Statt des rechnerischen Ansatzes eines 1,0 m breiten Deckenstreifens kann dann die Lastezugsfläche berücksichtigt werden, wodurch sich die Auflast der Wand erhöht.

Sollte dies nicht den gewünschten Erfolg herbeiführen, kann die Tragfähigkeit des Mauerwerks durch Stahlbetonelemente gesteigert werden. Wenn der Abstand der aussteifenden Elemente b_c (siehe Bild 17) zu groß ist um einen zweiachsigen Lastabtrag der Kellerwand in Rechnung stellen zu können, so kann dieser durch vertikale Stahlbetonstützen mit hinreichender Biegesteifigkeit in horizontaler Richtung verringert werden.

Wird ein Abstand von $b_c = h$ realisiert, dann kann der zweiachsige Lastabtrag voll aktiviert werden und die minimal erforderliche Auflast wird gegenüber dem einachsigen Lastabtrag halbiert. Wie bereits in Abschnitt 7.2 und 7.3 erwähnt, wird bei rechnerischem Ansatz des zweiachsigen Lastabtrags empfohlen, die Stoßfugen zu vermörteln und Mauersteine mit ausreichender Längsdruckfestigkeit zu verwenden.

Für die Bemessung der vertikalen Stahlbetonbalken an den Wandaußenecken (siehe Bild 19) ist zu beachten, dass diese neben der Erddruckbeanspruchung auch für die horizontal auftretende Beanspruchung aus der Bogenlängskraft (Bogenshub) bemessen werden müssen. Des Weiteren muss die Steifigkeit der äußersten Stahlbetonstützen ausreichend groß sein, damit sich der horizontale Bogen einstellen kann.

Alternativ kann auch ein horizontaler Stahlbetonbalken (Ringbalken) einfach mittels vorgefertigter U-Schalen hergestellt und angeordnet werden, siehe Bild 20. Dadurch kann sich im Mauerwerk ober- und unterhalb des Balkens je ein Bogen zum Lastabtrag einstellen, wodurch die Last auf zwei Druckbögen verteilt und weniger Auflast benötigt wird.

Kommen vertikale oder horizontale Stahlbetonelemente zum Einsatz, so müssen diese ausreichende Steifigkeiten aufweisen und für die auftretenden Beanspruchungen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA bemessen werden.

7.6 Hinweise für die Bauausführung

KLB-Kellermauerwerk stellt an den Maurer keine besonderen Anforderungen. Die Baugrubenverfüllung darf erst erfolgen, wenn die Kellerdecke betoniert ist und mit dem Tragwerkplaner ist abzustimmen, ob evtl. auch das nächste Geschoss vorher erstellt werden muss. Diese Überprüfung ist notwendig, weil Mauerwerk den horizontalen Erddruck leichter abträgt, wenn es von oben belastet wird.

Die Verfüllung der Baugrube muss lagenweise erfolgen und die eingesetzten Verdichtungsgeräte dürfen nicht zu schwer sein. Die Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes sollte nur mit nichtbindigem Boden DIN 1054 und Rüttelplatten oder Stampfer mit einer maximalen Breite von 50 cm, einer Wirtiefe von maximal 35 cm und einem maximalen Gewicht von 100 kg bzw. Zentrifugalkräften ≤ 15 kN erfolgen.

Bild 19: Kellermauerwerk mit bewehrten Stahlbetonstützen zur Aktivierung des zweiachsigen Lastabtrages (Grundriss).

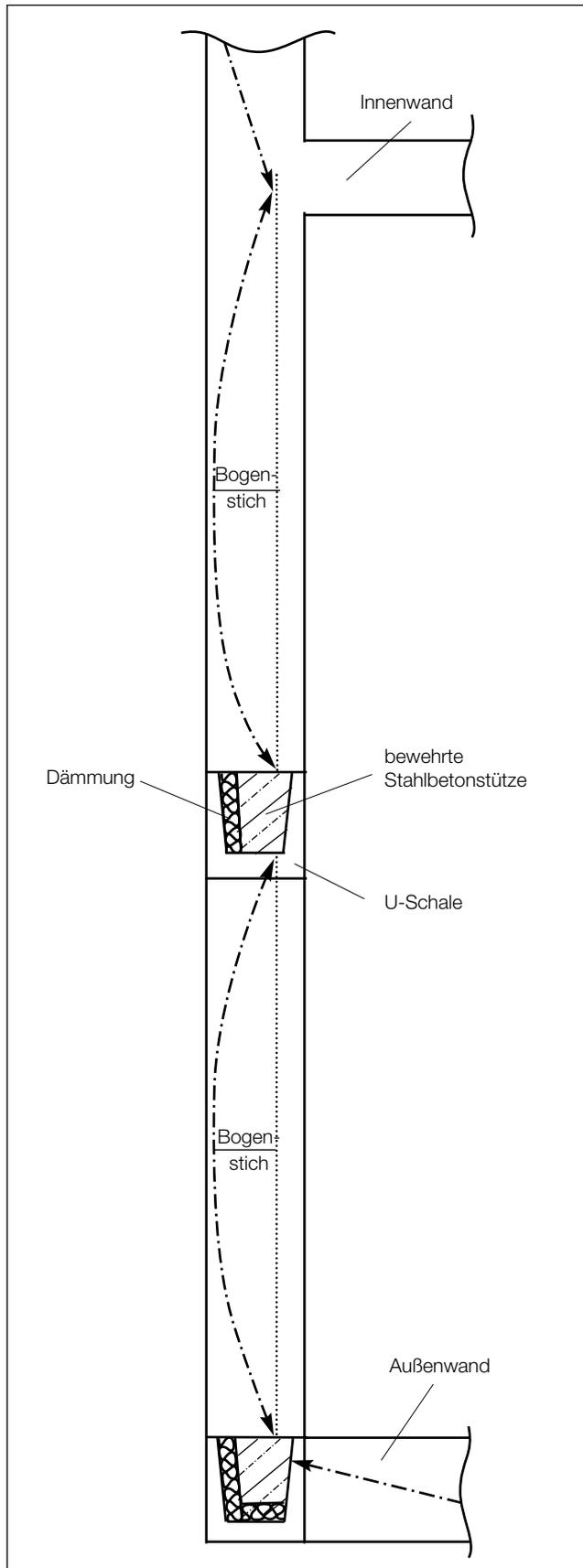
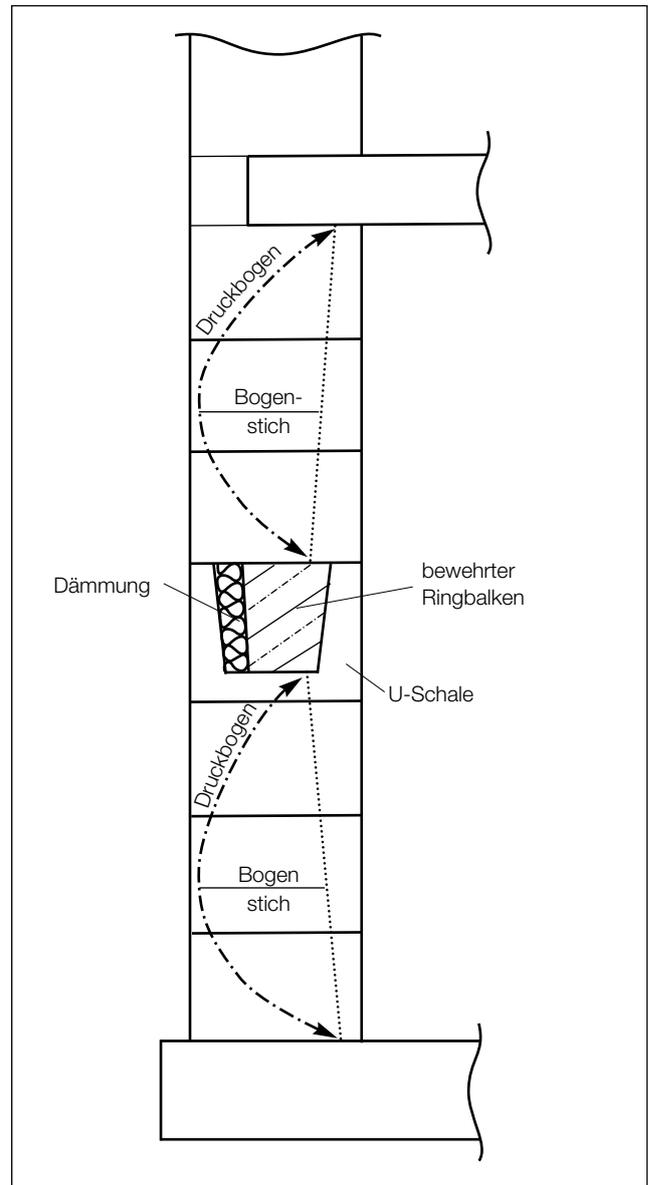


Bild 20: Kellermauerwerk mit horizontalen Stahlbetonbalken (Schnitt).



Zum Feuchteschutz gibt § 13 (Schutz gegen schädliche Einflüsse) der Musterbauordnung vor: „Bauliche Anlagen müssen so angeordnet, beschaffen und gebrauchstauglich sein, dass durch Wasser, Feuchtigkeit, pflanzliche und tierische Schädlinge sowie andere chemische, physikalische oder biologische Einflüsse Gefahren oder unzumutbare Belästigungen nicht entstehen.“ Wie diese Forderung der Abdichtung bei KLB-Kellermauerwerk umzusetzen ist, beschreibt DIN 18533.

Als zuverlässige Abdichtung gegen Bodenfeuchtigkeit und vorübergehend anstauendes Sickerwasser haben sich kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen und kaltselbstklebende Bitumendichtungsbahnen bewährt. Bitumendickbeschichtungen sind eine zähflüssige Masse aus in Wasser gelöstem Bitumen. Diese gleichmäßig auf die Kellerwand aufgestrichene oder aufgespachtelte Bitumenmasse bildet nach der Austrocknung eine gleichmäßige, 3,0 bis 4,0 mm dicke, dichte Haut. Sie muss die wasserdichte Keller-
sohle überlappen.

Kaltselbstklebende Bitumendichtungsbahnen werden überlappend auf das Mauerwerk geklebt und benötigen keine Aushärtezeit. Damit beim Verfüllen der Baugrube keine mechanischen Schäden auftreten, brauchen beide Abdichtungssysteme einen Anfüllschutz. Dazu eignen sich z .B. Noppenbahnen oder dicke Dämmstoffplatten, diese verbessern bei Bedarf zusätzlich den Wärmeschutz der Kellerwand.

Bild 21: Verfüllung und Verdichtung der Baugrube.



Bild 22: Abdichtung der Kellerwand.



Bild 23: Kellerabdichtung mit Dämmung/Schutzschicht ca. 4,0 bis 6,0 cm.

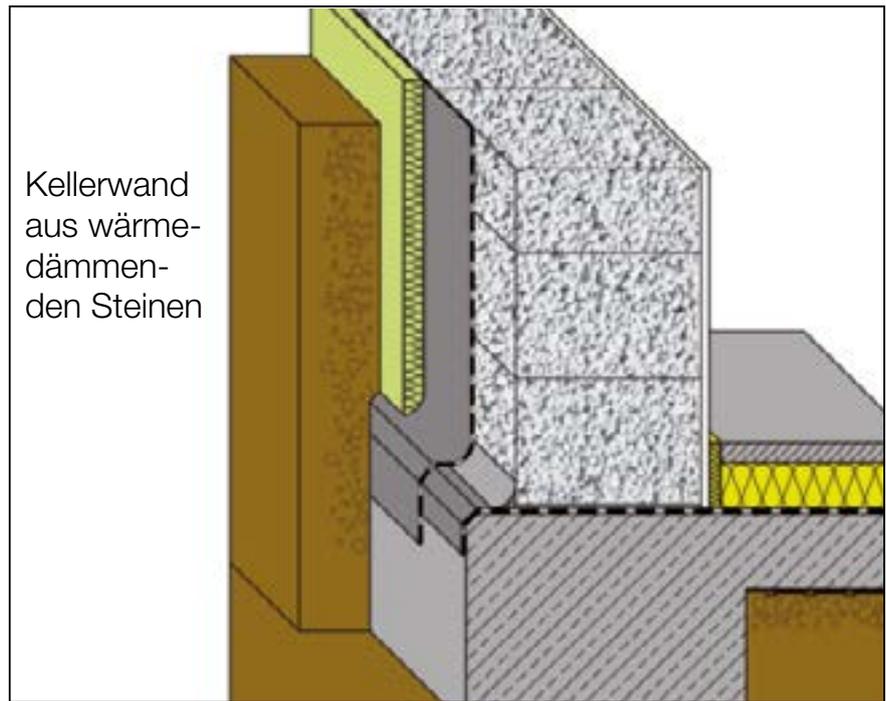
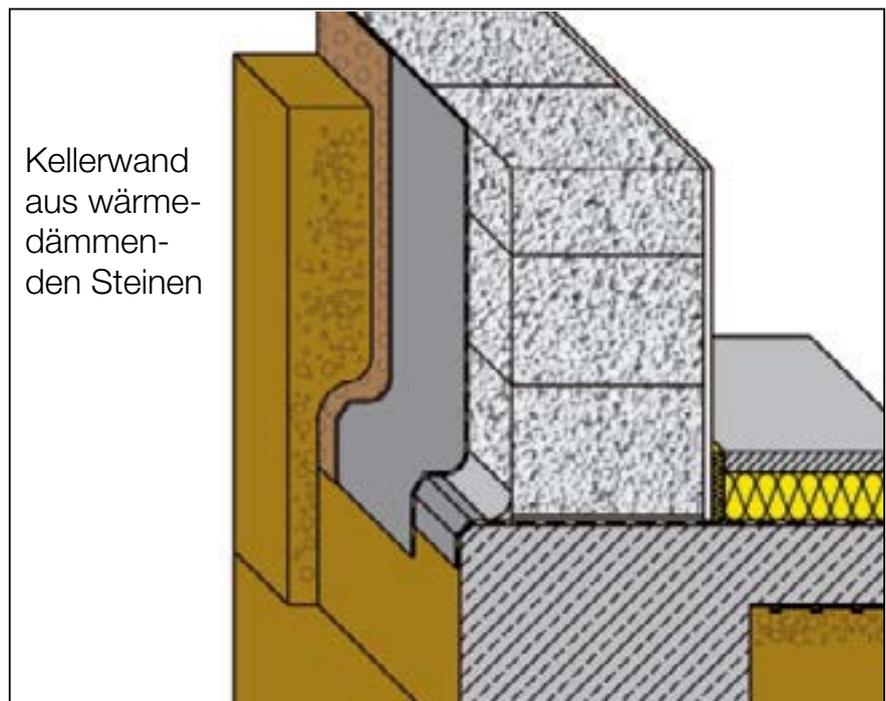


Bild 24: Kellerabdichtung mit Schutzbahn oder Schutzplatte.



8. Bauliche Durchbildung

8.1 Mindestabmessungen tragender Wände und Pfeiler

Die Mindestdicke von tragenden Innen- und Außenwänden beträgt $t = 115$ mm, sofern aus statischen oder bauphysikalischen Gründen nicht größere Wandstärken erforderlich sind. Die Mindestabmessungen von tragenden Pfeilern betragen $11,5$ cm \times $36,5$ cm bzw. $17,5$ cm \times $24,0$ cm. Pfeiler mit $A < 400$ cm² (Nettoquerschnitt unter Berücksichtigung von Schlitzern) sind unzulässig.

8.2 Mindestauflagertiefe von Decken

Die Auflagertiefe von Decken muss mindestens 40 mm größer sein als $1/3$ der Wanddicke ($a \geq t/2$ bei Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethoden), jedoch mindestens 100 mm betragen. Bei Außenwänden wird eine Mindestauflagertiefe von $2/3$ der Wanddicke empfohlen, da sich mit dieser bauphysikalischen, statischen und konstruktiven Aspekte erfüllen lassen.

8.3 Mörtelfugen

Bei Verwendung von Normal- und Leichtmörtel beträgt die planmäßige Lagerfugendicke 12 mm. Bei Vermauerung der Steine mit Dünnbettmörtel muss die Dicke der Lagerfugen zwischen 1 und 3 mm liegen. Die Lagerfugen sind vollflächig mit Mörtel zu verfüllen. Eine Randstreifenvermörtelung ist in Deutschland unzulässig.

Stoßfugen können vermörtelt (Stoßfugendicke 10 mm bei Verwendung von Normal- oder Leichtmörtel) oder unvermörtelt ausgeführt werden. Die Stoßfuge gilt als vermörtelt, wenn mindestens die halbe Steinbreite auf die volle Steinhöhe vermörtelt ist. Werden die Steine in Längsrichtung lediglich knirsch verlegt, so sollte der Abstand der Steine nicht größer als 5 mm sein. Bei Stoßfugenbreiten > 5 mm müssen die Fugen beim Mauern beidseitig an der Wandoberfläche mit geeignetem Mörtel verschlossen werden.

8.4 Mauerwerksverband

Mauersteine müssen im Verband mit Mörtel vermauert werden. Das Überbindemaß muss mindestens 40 % der Steinhöhe, mindestens jedoch 45 mm, betragen. Bei Elementmauerwerk mit Dünnbettmörtel darf das Überbindemaß auf 20 % der Steinhöhe (mindestens jedoch 125 mm) reduziert werden, wenn dies in der statischen Berechnung berücksichtigt und in den Ausführungsplänen ausgewiesen ist.

8.5 Anschlüsse zwischen Wänden sowie zwischen Wänden und Decken

Aneinander anschließende Wände (Längs- und Querwände) müssen durch einen Mauerwerksverband nach Abschnitt 8.4 miteinander verbunden werden. Eine Verbindung über Anker oder Bewehrung (Stumpfstoßtechnik) ist alternativ zulässig. Senkrecht zueinanderstehende Wände werden dabei nicht mehr verzahnt, sondern stumpf gestoßen und mittels Ankern oder Bewehrung miteinander verbunden. Dadurch können auch Wände aus Steinen unterschiedlicher Steinhöhe bzw. Fugenhöhe miteinander kombiniert werden. Der Stumpfstoß ist kraftschlüssig zu vermörteln. Die Verbindungselemente sind hinreichend zu dimensionieren und sollten insbesondere aus Gründen der Standsicherheit im Bauzustand mindestens in den Drittelpunkten der Wandhöhe angeordnet werden. Hinsichtlich der Anforderungen an die Anker sind die entsprechenden Zulassungen zu beachten.

Wände, die von Decken oder Dächern gehalten werden sollen, müssen derart mit den horizontalen Bauteilen verbunden sein, dass sämtliche horizontalen Einwirkungen in die aussteifenden Bauteile übertragen werden können. Hierzu können Ringanker oder Ringbalken angeordnet werden. Wenn Betondecken, Dächer oder Ringbalken direkt auf der Wand aufliegen, muss der Reibungswiderstand in der Lage sein, die Horizontallasten zu übertragen.

8.6 Schlitzte und Aussparungen

Bei der Bemessung von KLB-Mauerwerk aus Steinen nach Norm können Schlitzte und Aussparungen, deren Abmessungen die Grenzmaße nach Tabelle 33

bzw. Tabelle 34 nicht überschreiten, unberücksichtigt bleiben. Bei Steinen nach Zulassung können zusätzliche Anforderungen erforderlich sein.

Tabelle 33: Ohne Nachweis zulässige Abmessungen $t_{ch,h}$ horizontaler und schräger Schlitzte.

Wanddicke in mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ in mm ^a	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1.250 ^b
115 bis 149	-	-
150 bis 174	-	0 ^c
175 bis 239	0 ^c	25
240 bis 299	15 ^c	25
300 bis 364	20 ^c	30
≥ 365	20 ^c	30

^a Horizontale und schräge Schlitzte sind nur zulässig in einem Bereich $\leq 0,4$ m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.
^b Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.
^c 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 Schlitzte mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

Tabelle 34: Ohne Nachweis zulässige Abmessungen $t_{ch,v}$ vertikaler Schlitzte und Aussparungen.

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke in mm	Nachträglich hergestellte Schlitzte und Aussparungen ^c		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitzte und Aussparungen im gemauerten Verband			
	max. Tiefe ^a $t_{ch,v}$ in mm	maximale Breite ^b (Einzelschlitz) in mm	verbleibende Mindestwanddicke in mm	maximale Breite ^b in mm	Mindestabstand der Schlitzte und Aussparungen	
					von Öffnungen	untereinander
115 bis 149	10	100	-	-	≥ 2 -fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	\geq Schlitzbreite
150 bis 174	20		-	-		
175 bis 199	30	100	115	260		
200 bis 239	30	125	115	300		
240 bis 299	30	150	115	385		
300 bis 364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

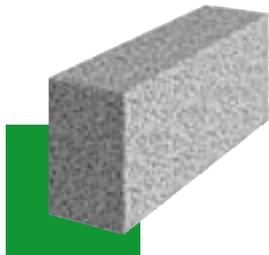
^a Schlitzte, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.

^b Die Gesamtbreite von Schlitzten 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.

^c Abstand der Schlitzte und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

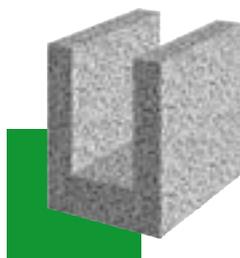
9. KLB-Produkte für Sonderbauteile

KLB-Deckenabmauerungsstein



KLB-Deckenabmauerungssteine dienen der Abmauerung der Decke und stehen sowohl als ungedämmte als auch gedämmte Abmauerungssteine für die üblichen Deckendicken von 15 bis 25 cm zur Verfügung. Bei KLB-Deckenabmauerungssteinen ergibt sich mit einer Fugenhöhe von ca. 1,0 cm die Höhe der jeweiligen Rohdecke. Die ungedämmten Abmauerungssteine müssen in der Stoßfuge vermörtelt werden. Zusätzlich ist bauseits eine umlaufende Dämmschicht von mindestens 6,0 cm zwischen Deckenabmauerung und zu betonierender Decke anzubringen, um Wärmebrücken zu verhindern. Sie werden in der Stoßfuge stumpf aneinander gestoßen. Die gedämmten Abmauerungssteine haben eine angeformte Dämmschichtdicke von 80 mm.

KLB-U-Steine



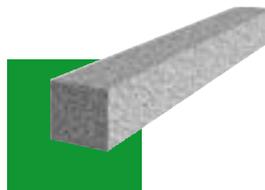
KLB-U-Steine für Wanddicken von 175, 240, 300 oder 365 mm machen zeitaufwändige Schalarbeiten bei der Ringanker- bzw. Ringbalkenausbildung oder der Herstellung von Trägerummantelungen überflüssig. In diesem Falle dienen sie als verlorene Schalung. Der freie Querschnitt der U-Schalen beträgt 9,5; 12,0; 18,0 oder 24,5 x 18,0 cm. Bewehrungsstäbe werden eingelegt und der Hohlraum mit Beton ausgegossen. Eine bauseits nach außen eingelegte oder auch vorgesetzte Dämmschicht kann Wärmebrücken verhindern.

KLB-Flachstürze



Flachstürze bestehen aus einem vorgefertigten bewehrten Zuggurt und erlangen mit der Druckzone aus Mauerwerk oder Beton ihre Tragfähigkeit. Der Zuggurt der KLB-Flachstürze besteht aus stabbewehrtem Leichtbeton. Im Gegensatz zu den bügelbewehrten tragenden KLB-Stürzen, die nicht übermauert werden müssen und ausreichend hohe Tragfähigkeiten aufweisen.

KLB-Stürze tragend, stabbewehrt oder bügelbewehrt



Tragende KLB-Stürze werden für alle Mauerwerksdicken in Schichthöhen von 11,5 und 24,0 cm angeboten. Die Auflagertiefe beträgt jeweils mindestens 25,0 cm. Ab 240 mm Wanddicke können anstelle eines Sturzes zwei oder drei Stürze nebeneinander verbaut werden. Die jeweilige Sturzunterseite ist als solche gekennzeichnet und muss beim Einbau unbedingt beachtet werden. Die sich im Anschluss am Mauerwerk ergebenden Fugen sind mit Mörtel zu schließen. Bei Wandöffnungen mit KLB-Anschlagsteinen gilt die größte Öffnungsbreite als lichte Weite.

Literatur

[1] Autorenkollektiv: Eurocode 6 – DIN EN 1996 mit Nationalen Anhängen: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Kommentierte Fassung; Deutscher Ausschuss für Mauerwerksbau (Herausgeber), Schriftenreihe H. 1, Berlin, 2020.

[2] Deutscher Ausschuss für Mauerwerksbau (Herausgeber): Richtlinie Nr. 1: Nichttragende innere Trennwände aus Mauerwerk; Berlin, 2019.

[3] Förster, V.; Graubner, C.-A.: Design of basement walls under lateral earth pressure. 16th International brick and block masonry conference. 2016 in Padova.

Autor

Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner
Institut für Massivbau
Technische Universität Darmstadt

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

Wir liefern über den
Baustoff-Fachhandel



KLB KLIMALEICHTBLOCK bietet Ihnen alles aus einer Hand

Die umfangreichen und vielseitigen KLB-Produkte bilden den KLB-Baukasten. Dieser bietet für jede Anforderung den richtigen Stein, das passende Fertigteil oder System. Alle Bauteile sind bauphysikalisch und bautechnisch aufeinander abgestimmt. Wärmedämmung, Schalldämmung, Tragfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und Gesundheit sind gleichermaßen berücksichtigt.

Bei konsequentem Einsatz der leichten, hochwärmedämmenden KLB-Wandbaustoffe zur Erstellung von monolithischen Wänden werden die Anforderungen für Niedrigenergiehäuser nach dem GEG (2020), und förderungswürdige Energieeffizienzhäuser 70, 55 und 40 sowie für Passivhäuser erfüllt. Hochwertige Rohstoffe und produktspezifisch optimierte Herstellungsverfahren garantieren behagliches Wohnen und Leben in gut klimatisierten Räumen zu jeder Jahreszeit. Bauschäden durch Mischbauweise sind ausgeschlossen.

KLB liefert den KLB-Baukasten ausschließlich über den Baustoff-Fachhandel. Qualitätsverständnis und Verantwortungsbewusstsein beweisen wir mit einer 10-jährigen Gewährleistungsgarantie nach HGB und über die Nutzungsdauer eines Gebäudes hinaus.

Die in dieser Information enthaltenen Produktbeschreibungen stellen allgemeine Hinweise aufgrund unserer Erfahrungen und Prüfungen dar. Sie berücksichtigen nicht den konkreten Anwendungsfall. Aus den Angaben können keine Ersatzansprüche abgeleitet werden. Bei Fragen wenden Sie sich bitte an unsere technische Abteilung. Für die Richtigkeit der Angaben und etwaige Fehler wird keine Haftung übernommen. Änderungen vorbehalten.

- KLB-Mauerwerksysteme
- KLB-Schornsteinsysteme



KLB KLIMALEICHTBLOCK GMBH

Postfach 1517 · 56605 Andernach | Lohmannstraße 31 · 56626 Andernach

Tel.: 02632 2577-0 · Fax: 02632 2577 770 · info@klb.de · www.klb-klimaleichtblock.de

natürlich
MASSIV