

6.12 Bemessung- Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Zentrische und exzentrische beanspruchung

Nachweisformat

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (1)$$

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

N_{Rd} Bemessungswert des Bauteilwiderstandes

Der Einfluss von Lastexzentrizitäten wird durch eine Reduzierung des Bemessungswertes des Bauteilwiderstandes berücksichtigt.

Vereinfachtes Berechnungsverfahren

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad (2)$$

mit:

Φ der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit der Wand und von Lastexzentrizitäten

$$\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3)$$

A Gesamtfläche des Querschnitts. Gemauerte Querschnitte, deren Flächen kleiner als 400 cm^2 sind, sind als tragende Teile unzulässig. Beim Nachweis, dass dieser Mindestquerschnitt eingehalten ist, sind alle Schlitz- und Aussparungen zu berücksichtigen;

f_d Bemessungswert der Mauerwerkfestigkeit

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

f_k charakteristische Druckfestigkeit nach Tab. 6.12-1 und 6.12-2

η der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkung und weiterer Einflüsse; η ist im Allgemeinen mit 0,85 anzunehmen; in begründeten Fällen, z. B. Kurzzeitbelastung, dürfen auch größere Werte für η (mit $\eta \leq 1$) eingesetzt werden; bei außergewöhnlichen Einwirkungen gilt generell $\eta = 1$;

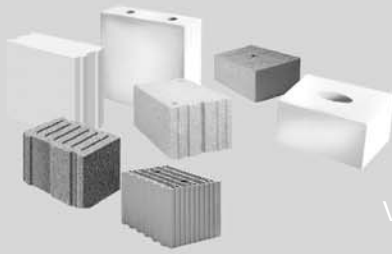
γ_M Teilsicherheitsbeiwert für das Material nach Tab. 6.12-2

Tab. 6.12-1: Charakteristische Druckfestigkeit f_k für Mauerwerk mit Normalmörtel nach DIN 1053-100:2007-09

Steinfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe				
	I N/mm ²	II N/mm ²	IIa N/mm ²	III N/mm ²	IIIa N/mm ²
2	0,9	1,5	1,5 ^a	—	—
4	1,2	2,2	2,5	2,8	—
6	1,5	2,8	3,1	3,7	—
8	1,8	3,1	3,7	4,4	—
10	2,2	3,4	4,4	5,0	—
12	2,5	3,7	5,0	5,6	6,0
16	2,8	4,4	5,5	6,6	7,7
20	3,1	5,0	6,0	7,5	9,4
28	—	5,6	7,2	9,4	11,0
36	—	—	—	11,0	12,5
48	—	—	—	12,5 ^b	14,0 ^b
60	—	—	—	14,0 ^b	15,5 ^b

^a $f_k = 1,8 \text{ N/mm}^2$ bei Außenwänden mit Dicken $\geq 300 \text{ mm}$. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^b Die Werte $f_k \geq 11,0 \text{ N/mm}^2$ enthalten einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert zwischen 1,0 und 1,17 wegen Gefahr von Sprödbrech.



Tab. 6.12-2: Charakteristische Druckfestigkeit f_k für Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel nach DIN 1053-100:2007-09

Steinfestigkeitsklasse	Dünnbettmörtel ^a N/mm ²	Leichtmörtel	
		LM 21 N/mm ²	LM 36 N/mm ²
2	1,8	1,5 (1,2) ^b	1,5 (1,2) ^b (1,8) ^c
4	3,4	2,2 (1,5) ^d	2,5 (2,2) ^e
6	4,7	2,2	2,8
8	6,2	2,5	3,1
10	6,6	2,7	3,3
12	6,9	2,8	3,4
16	8,5	2,8	3,4
20	10,0	2,8	3,4
28	11,6	2,8	3,4

^a Anwendung nur bei Porenbeton-Plansteinen nach DIN V 4165 und bei Kalksand-Plansteinen. Die Werte gelten für Vollsteine. Für Kalksand-Lochsteine und Kalksand-Hohlblocksteine nach DIN V 106-1 gelten die entsprechenden Werte der 0 bei Mörtelgruppe III bis Steinfestigkeitsklasse 20.

^b Für Mauerwerk mit Mauerziegeln nach DIN V 105-1, DIN V 105-2, DIN 105-3 und DIN 105-4 gilt $f_k = 1,2 \text{ N/mm}^2$.

^c $f_k = 1,8 \text{ N/mm}^2$ bei Außenwänden mit Dicken $\geq 300 \text{ mm}$. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Fall der Fußnote b und nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^d Für Kalksandsteine nach DIN V 106-1 der Rohdichteklasse $\geq 0,9$ und Mauerziegel nach DIN V 105-1, DIN V 105-2, DIN 105-3 und DIN 105-4 gilt $f_k = 1,5 \text{ N/mm}^2$.

^e Für Mauerwerk mit den in Fußnote d genannten Mauersteinen gilt $f_k = 2,2 \text{ N/mm}^2$.

Abminderungsfaktoren Φ :

a) bei Biegebeanspruchung: (z.B. Windscheiben)

$$\Phi = \Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e}{b} \quad (3)$$

Dabei ist

b die Länge der Windscheibe bei Scheibenbeanspruchung bzw. $b = d$ bei Plattenbeanspruchung, wobei d die Wanddicke ist;

$e = M_{Ed} / N_{Ed}$
die Exzentrizität der Last; zum Lastfall $\max M + \min N$;

$M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_{Ek}$
der Bemessungswert des Biegemomentes; bei Windscheiben gilt

$M_{Ed} = 1,5 \cdot H_{Wk} \cdot h_{Wk}$;
eventuell vorhandene Exzentrizitäten der Normalkraft sind zusätzlich zu berücksichtigen;

Bei Exzentrizitäten $e > b/6$ bzw. $e > d/6$ sind rechnerisch klaffende Fugen vorausgesetzt. Die Randdehnung ist dabei zu begrenzen.

b) bei Knickgefahr:

$$\Phi = \Phi_2 = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_k}{d} \right)^2 \quad (4)$$

Dabei ist

h_k Knicklänge
 d Dicke des Querschnittes

Schlankheiten $h_k/d > 25$ sind nicht zulässig.

c) Traglastminderung durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern auf Außen- und Innenwänden

Bei Decken zwischen Geschossen

Für Deckenstützweiten $l \leq 4,20 \text{ m}$:

$$\Phi_3 = 0,9 \quad (5)$$

Für Deckenstützweiten $4,20 < l \leq 6,0 \text{ m}$:

$$\text{für } f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/6 = 0,9 \quad (6)$$

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

$$\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/5 = 0,9 \quad (7)$$

Bei Decken im obersten Geschoss (z.B. Dachdecken):

Für alle Deckenstützweiten

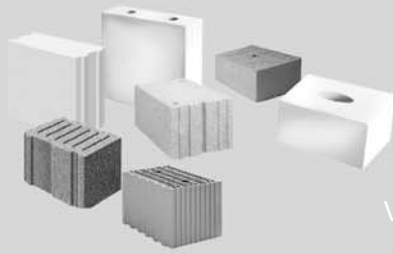
$$\Phi = \Phi_3 = 0,33 \quad (8)$$

Dabei ist l die Deckenstützweite in m.

Wird die Traglastminderung infolge Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_3 = 1,0$.

Außergewöhnliche Einwirkungen auf Wände

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden mit Wanddicken $d < 175 \text{ mm}$ und mit Schlankheiten $h_k/d > 12$ sowie Wandbreiten $< 2,0 \text{ m}$ ist der Einfluss einer ungewollten horizontalen Einzellast $H = 0,5 \text{ kN}$, die als außergewöhnliche Einwirkung A_d in halber Geschosshöhe angreift, nachzuweisen. Sie darf als Linienlast über die Wandbreite gleichmäßig verteilt werden. Der Bemessungswert H_{Ed} ist nach 8.9.3 zu bestimmen.



sungswert der Einwirkungen für die außer-
gewöhnliche Bemessungssituation ist nach An-
hang A, Gleichung (A.3) DIN

1053-100 zu ermitteln. Der Nachweis darf jedoch
entfallen, wenn

$$\frac{h_K}{d} \leq 20 - 1000 \div \frac{H}{A \cdot f_k} \quad (9)$$

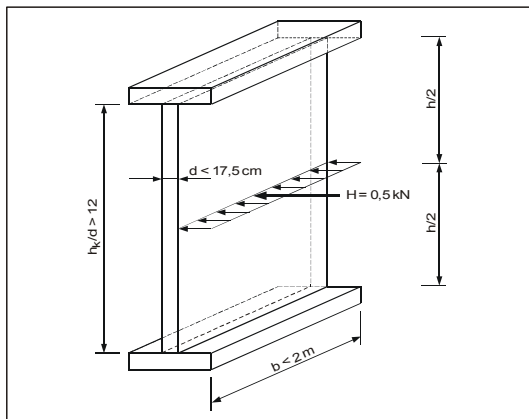


Abb. 6.12-1: Ansatz einer ungewollten horizontalen Einzellast
bei zweiseitig gehaltenen dünnen Wänden [6.12-4]

eingehalten ist.

Dabei ist

H = 0,5 kN die horizontale Einzellast;
A der Wandquerschnitt b · d für Wände
mit Wandbreite b < 2,0 m.

Abb. 6.12-1 zeigt den Ansatz einer ungewollten
Einzellast in halber Wandhöhe.

Nachweis der Knicksicherheit bei größeren

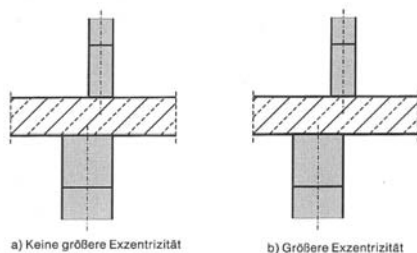


Abb. 6.12-2: Beispiele zur Einstufung von Lastexzentrizitäten
[6.12-4]

Exzentrizitäten

Der Faktor Φ_2 berücksichtigt im vereinfachten
Verfahren die ungewollte Ausmitte und die Ver-
formung nach Theorie II. Ordnung. Dabei ist vo-
rausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe nur

Biegemomente aus Knotenmomenten und aus
Windlasten auftreten. Greifen größere horizontale
Lasten an oder werden vertikale Lasten mit grö-
ßerer planmäßiger Exzentrizität eingeleitet, so ist
der Knicksicherheitsnachweis nach dem
genaueren Verfahren zu führen. Abb. 6.12-2 zeigt
zwei Beispiele für den Versatz von Wänden.

Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Ände-
rung der Wanddicken gilt dann nicht als größere
Exzentrizität, wenn der Querschnitt der dickeren
tragenden Wand den Querschnitt der dünneren
tragenden Wand umschreibt.

Genaueres Berechnungsverfahren

Nachweis am Wandkopf bzw. -fuß:

$$N_{Rd} = \Phi_{o,u} \cdot A \cdot f_d \text{ mit} \quad (10)$$

$$\Phi_{o,u} = 1 - 2 \frac{e_{o,u}}{d} \quad (11)$$

Nachweis in halber Geschosshöhe:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \text{ mit} \quad (12)$$

$$\Phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \frac{e_m}{d}\right) - 0,024 \cdot \frac{h_K}{d} \geq 1 - 2 \frac{e_m}{d} \quad (13)$$

Dabei ist

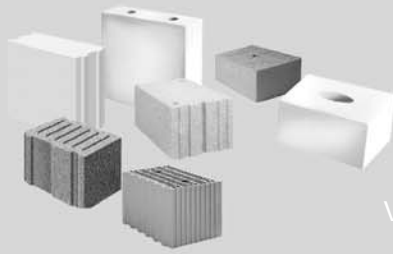
h_K/d die Schlankheit der Wand (Verhältnis
der Knicklänge zu Wanddicke);
Schlankheiten $h_K/d > 25$ sind nicht
zulässig;

$e_{o,u}$ die Exzentrizität der einwirkenden Last
 $N_{Eo,u,d}$ infolge des Biegemomentes
 $M_{Eo,u,d}$ insbesondere aus Decken-
einspannung und Wind.

Es gilt:

$$e_{o,u} = M_{Eo,u,d} / N_{Eo,u,d} \geq 0,05 d;$$

$M_{Eo,u,d}$ Bemessungswert des einwirkenden
Moments am Wandkopf oder -fuß
 $N_{Eo,u,d}$ Bemessungswert der einwirkenden
Normalkraft am Wandkopf oder -fuß
d Wanddicke



e_m die Exzentrizität der einwirkenden Last $N_{m,d}$ in halber Geschosshöhe.

Es gilt:

$$e_m = e_{m0} + e_{mk} = M_{Emd} / N_{Emd} + e_a + e_{mk};$$

- M_{Emd} Bemessungswert des einwirkenden Moments am Wandkopf oder -fuß
- N_{Emd} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft am Wandkopf oder -fuß
- e_{m0} die Exzentrizität infolge der planmäßigen Biegemomente M_{Emd} in halber Geschosshöhe, insbesondere aus Deckeneinspannung und Wind nach 9.2.5 der DIN 1053-100 sowie aus ungewollter Ausmitte e_a ;
- $e_a = h_k / 450$ die ungewollte Ausmitte. Sie kann über die Wandhöhe parabolisch angenommen werden;
- e_{mk} die Exzentrizität in halber Geschosshöhe infolge Kriechen. Falls kein genauerer Nachweis erfolgt, ist folgende Abschätzung zulässig:
für $h_k / d > 10$:
 $e_{mk} = 0,002 \cdot \varphi_{\infty} \cdot h_k \cdot \sqrt{e_{m0} / d}$
für $h_k / d \leq 10$: $e_{mk} = 0$;
- φ_{∞} der Rechenwert der Endkriechzahl nach Tabelle 3 der DIN 1053-100.

Einzellasten und Teilflächenpressung

Werden Wände durch Einzellasten belastet, so ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv sicherzustellen. Dies kann bei sorgfältig ausgeführtem Mauerwerksverband als gegeben angenommen werden. Die Spaltzugkräfte können auch durch Bewehrung oder Stahlbetonkonstruktionen aufgenommen werden.

Ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv gesichert, so darf die Druckverteilung unter den konzentrierten Lasten innerhalb des Mauerwerks unter 60° angesetzt werden, s. Abb. 6.12-3. Der höher beanspruchte Wandbereich darf in höherer Mauerwerksfestigkeit ausgeführt werden. Abschn. 8.5 von DIN 1053-100 ist dabei zu beachten.

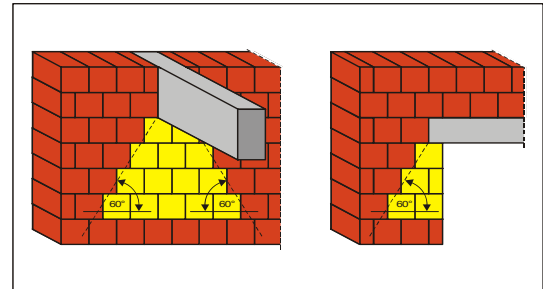


Abb. 6.12-3: Lastverteilung unter einem Auflager eines Trägers [6.12-4] und eines Sturzes

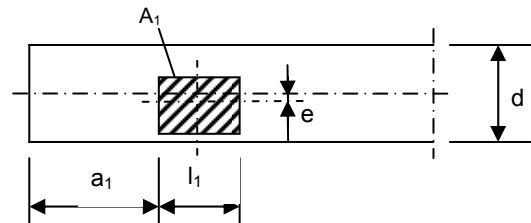


Abb. 6.12-4: Definitionen bei Teilflächenpressung

Vereinfachtes Verfahren

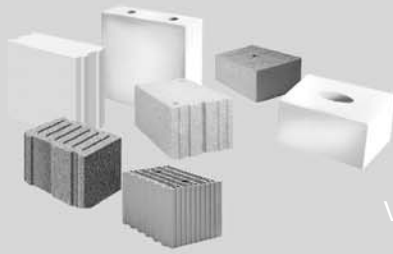
Wird nur die Teilfläche A_1 (Übertragungsfläche, s. Abb. 6.12-4) eines Mauerwerksquerschnittes durch eine Einzellast F_d , z. B. unter Balken, Unterzügen, Stützen usw., mittig oder ausmittig belastet, dann darf A_1 mit folgender Teilflächenpressung σ_{1d} belastet werden:

$$\sigma_{1d} = \frac{F_d}{A_1} \leq \frac{\alpha \cdot \eta \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (14)$$

Dabei ist

- F_d Bemessungswert der Einzellast
- A_1 Lasteinleitungsfläche nach Abb. 6.12-4
- α Vergrößerungsfaktor (infolge mehrachsigem Spannungszustand)
- η Dauerstandsfaktor
- f_k charakteristische Druckfestigkeit
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

Der Wert α nach Gl. (14) darf auf $\alpha = 1,3$ vergrößert werden,



wenn folgende Voraussetzungen (s. auch Abb. 6.12-4) eingehalten sind:

- $A_1 \leq 2 d^2$,
- $e < d/6$,
- $a_1 > 3 l_1$.

Dabei ist

- d Wanddicke
- e Exzentrizität der Lasteintragungsfläche A_1
- a_1 der Abstand der Teilfläche vom nächsten Rand der Wand in Längsrichtung
- l_1 die Länge der Teilfläche in Längsrichtung.

Ein genauerer Nachweis ist zulässig.

Dieser Nachweis ersetzt nicht den Nachweis der gesamten Wand und ihrer Knicksicherheit. Dieser ist zusätzlich zu führen.

Genaueres Verfahren

Der Wert α nach Gl. (14) darf auf

$$\alpha = 1 + 0,1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \leq 1,5 \quad (15)$$

vergrößert werden, wenn folgende Voraussetzungen (s. auch Abb. 6.12-4) eingehalten sind:

- $A_1 \leq 2 d^2$,
- $e \leq d/6$.

Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene

Für Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene gilt Gl. (14) im vereinfachten Verfahren mit $\alpha = 1,3$, im genaueren Verfahren mit Gl. (15). Bei horizontalen Lasten $F_d > 4,0$ kN ist zusätzlich die Schubspannung in den Lagerfugen der belasteten Steine nachzuweisen. Bei Loch- und Kammersteinen ist z. B. durch Unterlagsplatten sicherzustellen, dass die Druckkraft auf mindestens zwei Stege übertragen wird.

Zug- und Biegezugbeanspruchung

Zug- und Biegezugfestigkeiten rechtwinklig zur Lagerfuge dürfen in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werden.

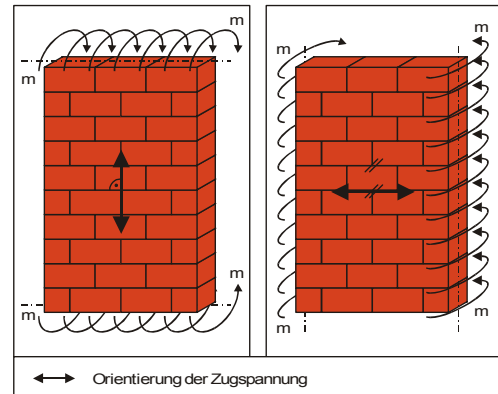


Abb. 6.12-5: Biegezugspannungsbeanspruchung senkrecht (links) und parallel (rechts) zur Lagerfuge aus [6.12-4]

Nachweisformat

Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge:

$$n_{Ed} \leq n_{Rd} = d \cdot \frac{f_{x2}}{\gamma_M} \quad (16)$$

Biegezugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge, s. Abb. 6.12-5:

$$m_{Ed} \leq m_{Rd} = d^2 \cdot \frac{f_{x2}}{6 \cdot \gamma_M} \quad (17)$$

Dabei ist

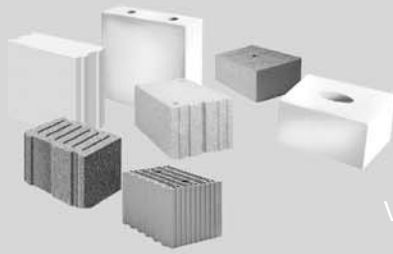
- d die Wanddicke;
- n_{Ed} der Bemessungswert der wirkenden Zugkraft;
- n_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Zugkraft je Längeneinheit;
- m_{Ed} der Bemessungswert des wirkenden Biegemomentes je Längeneinheit;
- m_{Rd} der Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemomentes je Längeneinheit;
- f_{x2} die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge;
- γ_M der Teilsicherheitsbeiwert,

Vereinfachtes Verfahren

Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ergibt sich aus

$$f_{x2} = 0,4 \cdot f_{vk0} + 0,24 \cdot \sigma_{Dd} \leq \max f_{x2} \quad (18)$$



Dabei ist

- f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tab. 6.12-5;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge; er ist i. d. R. mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;
- $\max f_{x2}$ der Höchstwert der ansetzbaren Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge nach Tab. 6.12-3

Tab. 6.12-3: Höchstwerte der Zugfestigkeit $\max f_{x2}$ parallel zur Lagerfuge in N/mm² nach DIN 1053-100

Steinfestigkeitsklasse	2	4	6	8	12	20	≥ 28
$\max f_{x2}$	0,02	0,04	0,08	0,10	0,20	0,30	0,40

Tab. 6.12-4: Höchstwerte der Schubfestigkeit $\max f_{vk}$ im vereinfachten Verfahren nach DIN 1053-100

Steinart	$\max f_{vk}^a$
Hohlblocksteine	$0,012 \cdot f_{bk}$
Hochlochsteine und Steine mit Griff-löchern oder mit Grifföffnungen	$0,016 \cdot f_{bk}$
Vollsteine ohne Griff-löcher und ohne Grifföffnungen	$0,020 \cdot f_{bk}$
^a f_{bk} ist der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse).	

Tab. 6.12-5: Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm² nach DIN 1053-100

Mörtelart, Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
f_{vk0}^a	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26
^a Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen sind die Werte f_{vk0} zu halbieren. Als vermörtelt in diesem Sinn gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.					

Genauerer Verfahren

Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Für die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ist der kleinere der Werte nach Gl. (19) und Gl. (20) maßgebend:

$$f_{xk2} = (f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \frac{\ddot{u}}{h} \quad (19)$$

$$f_{xk2} = 0,5 \cdot f_{bz} \leq 0,75 \text{ N/mm}^2 \quad (20)$$

Dabei ist

- f_{vko} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tab. 6.12-5;
- μ der Reibungsbeiwert; es darf $\mu = 0,6$ angenommen werden;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall; er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;
- \ddot{u}/h das Verhältnis Überbindemaß nach DIN 1053-1:1996-11, Abschn. 9.3 zur Steinhöhe (s. Abb. 6.12-6);
- f_{bz} der Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach Tab. 6.12-6 .

Tab. 6.12-6: Rechenwerte der Steinzugfestigkeit nach Abschn. 9.9.5.2 der DIN 1053-100:2007-09

Steinart	f_{bz}^a
Hohlblocksteine	$0,025 \cdot f_{bk}$
Hochlochsteine und Steine mit Griff-löchern oder mit Grifföffnungen	$0,033 \cdot f_{bk}$
Vollsteine ohne Griff-löcher und ohne Grifföffnungen	$0,040 \cdot f_{bk}$
^a f_{bk} ist der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse).	

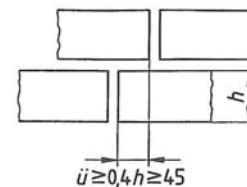
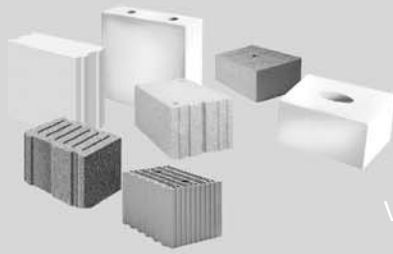


Abb. 6.12-6: Definition des Überbindemaßes



Schubbeanspruchung

Bei der Schubbeanspruchung wird generell zwischen Plattenschub und Scheibenschub unterschieden.

Das Nachweisformat ist für beide Verfahren, das vereinfachte und das genauere, gleich. Der Unterschied zwischen dem vereinfachten und dem genaueren Verfahren besteht in der Berechnung der Schubfestigkeit.

Dem Nachweis liegt das Schubmodell von Mann/Müller [6.12-5] zu Grunde. Es wurde allerdings mit Übergang auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept auf die Kraftebene umgestellt [6.12-2].

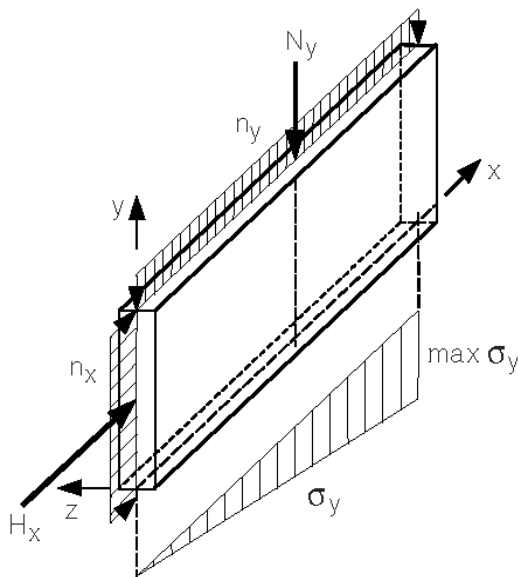


Abb. 6.12-7: Plattenbeanspruchung bei einer Kellerwand (aus [6.12-4])

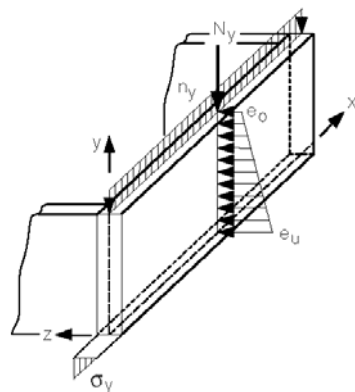


Abb. 6.12-8: Scheibenbeanspruchung bei einer Aussteifungswand (aus [6.12-4])

Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (21)$$

Dabei gilt für Rechteckquerschnitte:

$$V_{Rd} = \alpha_S \cdot f_{vd} \cdot \frac{d}{c} \quad (22)$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft
 V_{Rd} der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes bei Querkraftbeanspruchung

f_{vd} = f_{vk}/γ_M der Bemessungswert der Schubfestigkeit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Material
 α_S der Schubtragfähigkeitsbeiwert. Für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt $\alpha_S = 1,125 \cdot \ell$ bzw. $\alpha_S = 1,333 \cdot \ell_c$, wobei der kleinere der beiden werte maßgebend ist. In allen anderen $\alpha_S = \ell$ bzw. $\alpha_S = \ell_c$

ℓ Länge der Wand

ℓ_c Länge des überdrückten Wandquerschnitts

d Dicke der Wand

c Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt. Für hohe Wände $h_{Wl} / \ell \geq 2$ gilt

$c = 1,5$; für Wände mit $h_{Wl} / \ell \leq 1$ gilt

$c = 1,0$; Dazwischen darf linear interpoliert werden. h_W bedeutet die Gesamthöhe, ℓ die Länge der Wand. Bei Plattenschub gilt stets $c = 1,5$.

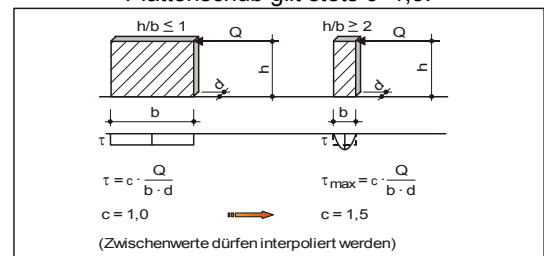
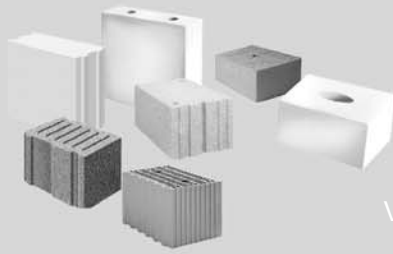


Abb. 6.12-9: Schubspannungsverteilung in der Nachweisfuge bei Wandscheiben unterschiedlicher Geometrie (aus [6.12-4])



Der Schubtragfähigkeitsfaktor wurde erforderlich, da durch die Fakturierung der Lasten bei horizontaler Beanspruchung das bisherige, bewährte Sicherheitsniveau erheblich verschärft wird, ohne dass es dafür einen Grund, d.h. konkrete Versagensfälle oder Sicherheitsunterschreitungen, gibt. Der Sachverhalt ist ausführlich in [6.12-6] erläutert. Der Schubtragfähigkeitsfaktor ist nur anwendbar, wenn mit dem einfachen Ingenieurmodell einer Kragsscheibe im Falle des Nachweises einer Wandscheibe gearbeitet wird. Bei Plattenschub ist analog zu verfahren, die Formeln ergeben sich aus den oben angeführten (21) und (22).

Bei Rechteckquerschnitten genügt es, den Schubnachweis für die Stelle der maximalen

Schubspannung zu führen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist außerdem der Nachweis am Anschnitt der Teilquerschnitte zu erbringen. Zusammengesetzte Querschnitte können nur nach dem genaueren Verfahren nachgewiesen werden.

Bestimmung der überdrückten Länge und der maßgebenden Normalspannung bei Rechteckquerschnitten

Querschnittsbereiche, in denen die Fugen rechnerisch klaffen, dürfen nicht beim Schubnachweis in Rechnung gestellt werden. Die Länge ℓ_c der überdrückten Fläche A darf unter der Annahme, dass es sich um einen linear-elastischen Werkstoff mit Ausschluss von Zugspannungen handelt, bestimmt werden.

Überdrückte Länge beim gerissenem Querschnitt unter Ansatz einer linearen Spannungsverteilung (dreieckförmig)

$$\ell_c = 3 \cdot \left(\frac{\ell}{2} - e \right) \tag{23}$$

Dabei ist

e $M_{Ed}/N_{Ed} = \max M_d / \min N_d$
maßgebende Ausmitte der resultierenden Normalkraft für die Lastkombination, die für den Schubnachweis maßgebend ist (s. auch Abminderungsfaktor Φ_1 beim Nachweis zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung).

Mittlere Druckspannung beim ungerissenem Querschnitt

$$\sigma_{Dd} = \frac{\min N_d}{\ell_c \cdot d} \tag{24}$$

Dabei ist

$\min N_d$ der Bemessungswert der Normalkraft in der maßgebenden Kombination (ständige Lasten mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G=1,0$),
 ℓ Länge der Windscheibe
 d Dicke der Windscheibe

$$\sigma_{Dd} = \frac{\min N_d}{\ell \cdot d} \tag{25}$$

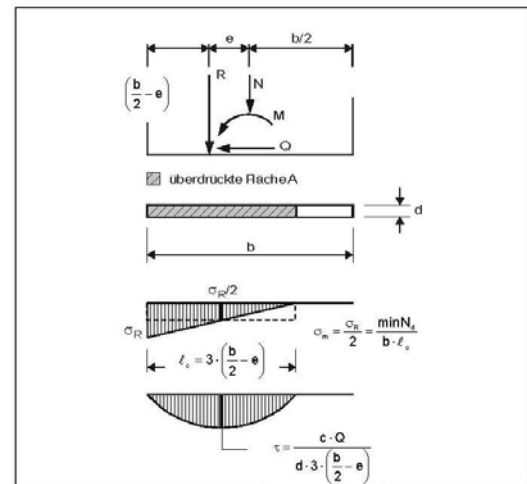


Abb. 6.12-10: Überdrückte Fläche und Spannungsverteilung am gerissenen Querschnitt einer Windscheibe

Vereinfachtes Verfahren

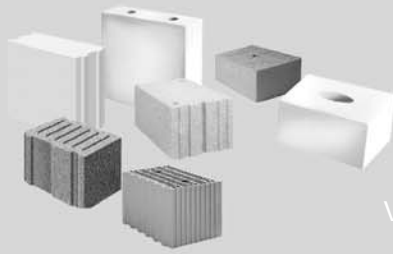
Für die charakteristische Schubfestigkeit gilt beim vereinfachten Verfahren:

- Scheibenschub:

Der kleinere Wert aus den Gln.(26) und (27) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \tag{26}$$

$$f_{vk} = \max f_{vk} \tag{27}$$



▪ Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (28)$$

Dabei bedeuten:

- f_{vko} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tab. 6.12-5;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_G$ maßgebend.
- $\max f_{vk}$ Höchstwert der Schubfestigkeit nach Tab. 6.12-4, abhängig vom Rissverhalten.

Genaueres Verfahren

▪ Scheibenschub

Der kleinere Wert aus den Gln.(26) und (27) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vko} + \bar{\mu} \cdot \sigma_{Dd} \quad (29)$$

▪ Plattenschub

$$f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} \quad (30)$$

$$f_{vk} = f_{vko} + \mu \cdot \sigma_{Dd} \quad (31)$$

Dabei ist

- f_{vko} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6.12-5;
- μ der Reibungsbeiwert. Für alle Mörtelarten darf $\mu = 0,6$ angenommen werden;
- $\bar{\mu}$ der abgeminderte Reibungsbeiwert. Mit der Abminderung wird die Spannungsverteilung in der Lagerfuge längs eines Steins berücksichtigt. Für alle Mörtelgruppen darf $\bar{\mu} = 0,4$ angenommen werden;
- f_{bz} die Steinzugfestigkeit. Werte in Abhängigkeit von der Steinart sind in Tab. 6.12-6 angegeben.

f_{bk} der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse);
 σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_G$ maßgebend.

Bei Rechteckquerschnitten genügt es, den Schubnachweis für die Stelle der maximalen Schubspannung zu führen.

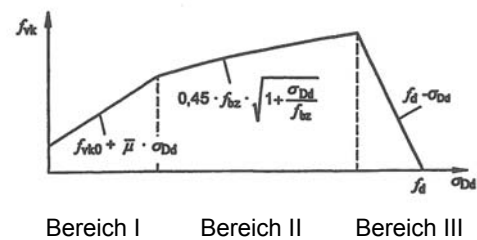


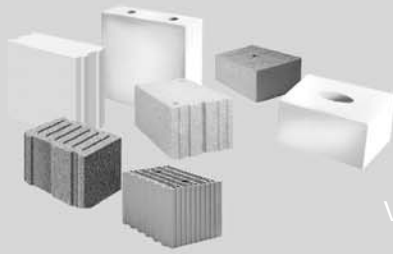
Abb.6.12-11: Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub nach DIN 1053-100:2007-09

In Abb. 6.12-11 wird Gl. im Bereich I (Reibungsversagen), Gl. (30) im Bereich II (Steinzugversagen) maßgebend. Bereich III (Schub-Druckversagen) ist in der Regel durch den Biegenachweis mit der entsprechenden, maßgebenden Lastkombination abgedeckt.

Kellerwände

Bei Kellerwänden darf der genauere Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind (DIN 1053-100:2007-09, Abschn. 10):

- Lichte Höhe der Kellerwand $h_s \leq 2,6$ m, Wanddicke $d \geq 240$ mm.
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddrucks auf die Kellerwände beträgt die Verkehrslast auf der Geländeoberfläche nicht mehr als 5 kN/m^2 , die Geländeoberfläche steigt nicht an, und die Anschütthöhe h_e ist nicht größer als die Wandhöhe h_s .
- Eine ausreichende Auflast ist vorhanden, damit sich das zugrunde gelegte Bogenmodell auch ausbilden kann



$$N_{1,Ed,inf} \geq N_{1,lim,d} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{20 \cdot d} \quad (32)$$

- Die Tragkraft der Druckzone des Bogens ausreichend ist.

$$N_{1,Ed,sup} \geq N_{1,Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (33)$$

Dabei ist

- $N_{1,Ed,inf}$ der untere Bemessungswert der Wandnormalkraft
- $N_{1,Ed,sup}$ der obere Bemessungswert der Wandnormalkraft
- $N_{1,Rd}$ der Bemessungswert des Tragwiderstands des Querschnitts
- $N_{1,lim,d}$ der Grenzwert der Normalkraft als Voraussetzung für die Gültigkeit des Bogenmodells
- h_s die lichte Höhe der Kellerwand
- h_e die Höhe der Anschüttung
- d die Wanddicke.

Bei allen Wänden, die Erddruck ausgesetzt sind, soll eine Querschnittsabdichtung gegen aufsteigende Feuchtigkeit aus besandeter Pappe oder aus Material mit entsprechendem Reibungsverhalten bestehen.

In die Herleitungen von *Mann/Bernhardt* (s. [6.12-1] u. *Vassilev/Jäger* [6.12-7]), ist der aktive Erddruck eingegangen. Das setzt voraus, dass nicht mit schwerem Verdichtungsgerät (vgl. *Graubner/Spengler* [6.12-9]) gearbeitet wird, da sich ansonsten ein Verdichtungsdruck einstellt, der größer ist als der aktive (vgl. *Broms* [6.12-8]). Der Nachweis geht davon aus, dass die Kellerwand nicht überdimensioniert ist, damit sie die für die Einstellung des aktiven Erddrucks notwendige Verformung im Grenzzustand der Tragfähigkeit mitmacht. Genau genommen handelt es sich bei dem System Kellerwand – Boden um ein selbstregulierendes. Mit zunehmender Verformung baut sich der Erddruck ab.

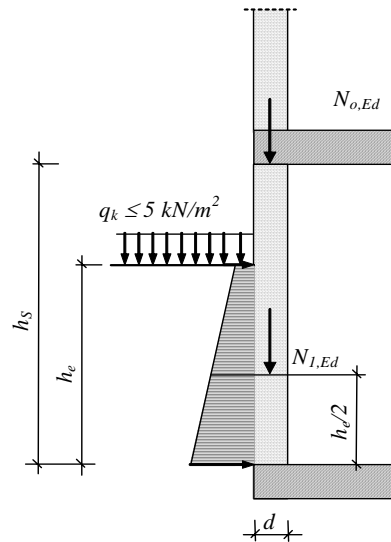


Abb. 6.12-12: Lastannahmen und Eingangswerte für den vereinfachten Kellerwandnachweis

Anstelle der Gln. (29) und (33) darf nachgewiesen werden, dass der jeweils maßgebende Bemessungswert der Wandnormalkraft $N_{o,Ed}$ je Einheit der Wandlänge infolge ständiger Einwirkungen unterhalb der Kellerdecke innerhalb folgender Grenzen liegt:

$$N_{o,Ed,inf} \geq N_{o,lim,d} \quad (34)$$

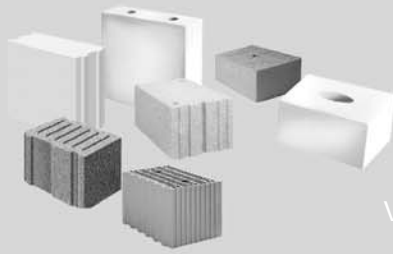
$$N_{o,Ed,sup} \geq N_{o,Rd,d} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (35)$$

mit $\min N_{o,lim,d}$, nach Tab. 6.12-7.

Tab. 6.12-7: $N_{o,lim,d}$ für Kellerwände ohne rechnerischen Nachweis nach DIN 1053-100

Wanddicke d mm	$N_{o,lim,d}$ in kN/m bei einer Höhe der Anschüttung h_e von			
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m
240	6	20	45	75
300	3	15	30	50
365	0	10	25	40
490	0	5	15	30

Zwischenwerte sind geradlinig zu interpolieren.



Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b ausgesteift, so dass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wand stattfinden kann, dürfen die unteren Grenzwerte $N_{o, \text{lim}, d}$ und $N_{1, \text{lim}, d}$ wie folgt abgemindert werden:

Für

$$b \leq h_s : \quad (36)$$

$$N_{1, Ed, inf} \geq \frac{1}{2} N_{1, \text{lim}, d} \quad , \quad N_{o, Ed, inf} \geq \frac{1}{2} N_{o, \text{lim}, d}$$

$$b > 2 \cdot h_s : \quad (37)$$

$$N_{1, Ed, inf} \geq N_{1, \text{lim}, d} \quad , \quad N_{o, Ed, inf} \geq N_{o, \text{lim}, d}$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Die Gln. (29) bis (37) setzen rechnerisch klaffende Fugen voraus.

Weiterführende Literatur:

[6.12-1] Mann, W., Bernhardt, G.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten, gemauerten Kellerwänden auf Erddruck. Berlin: Ernst & Sohn. In: Mauerwerk-Kalender 8 (1983), S. 29-43.

[6.12-2] Jäger, W.; Pflücke, T.; Schöps, P.: Kommentierte Technische Regeln für den Mauerwerksbau. Teil 1: DIN 1053-100: Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts – Kommentare und Erläuterungen. In: Mauerwerk-Kalender 31 (2006). Hrsgg. v. H.J. Irmschler, W. Jäger und P. Schubert. Berlin: Ernst & Sohn, 2005, S. 363 - 410.

[6.12-3] Jäger, W.; Marzahn, G.: Mauerwerk - Bemessung nach DIN 1053-100. Berlin: Ernst & Sohn, 2009.

[6.12-4] Jäger, W.; Pflücke, T.; Waurig, R.; Figge, D.; Meyer, U.: Bemessung von Ziegelmauerwerk. Ziegelmauerwerk nach DIN 1053-1. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V.: Bonn 2002 (s. auch <http://www.argemauerziegel.de>).

[6.12-5] Mann, W.; Müller, von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweise. In: Mauerwerk-Kalender 10 (1985). Hrsg. P. Funk. Berlin: Ernst & Sohn, S. 95 - 114.

[6.12-6] Kranzler, Th.; Schöps, P.: Nachweis der Schubtragfähigkeit mit dem angepaßten Nachweisformat nach DIN 1053-100. Mauerwerk 11 (2007) H. 1, S. 14 - 18.

[6.12-7] Vassilev, T.; Jäger, W.: Nachweis von Kellerwänden nach DIN 1053-100. Mauerwerk 11 (2007) 1, S. 30–36.

[6.12-8] Brome, B.: Berechnung des Erddrucks auf Kellerwände. Mauerwerk 11 (2007) 3, S. 129–134.

[6.12-9] Graubner, C. A.; Spengler, M.: Randbedingungen des vereinfachten Nachweises erd-druckbelasteter Kelleraußenwände aus Mauerwerk. Abschlußbericht erarbeitet i.A. der DGfM. TU Darmstadt, Institut für Massivbau 2007