

KALKSANDSTEIN DIN 1053-1 Mauerwerk

Berechnung und Ausführung



**HEIDELBERGER
KALKSANDSTEIN**
HEIDELBERGCEMENT Group

1

Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens (DIN 1053-1, Abschnitt 6)

Mauerwerk wird nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 6) oder nach dem genaueren Verfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7) bemessen.

Der Nachweis der Standsicherheit darf nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.1, geführt werden, wenn

- die Gebäudehöhe über Gelände $H \leq 20,0$ m ist,
- die Stützweiten der aufliegenden Decken $\leq 6,0$ m sind (bei Stützweiten $> 6,0$ m sind z.B. Zentrierleisten erforderlich),
- die Bedingungen der Tafel 1/1 eingehalten sind.

In allen übrigen Fällen muss eine Berechnung nach dem genaueren Verfahren erfolgen (siehe Abschnitt 5 und 6).

Tafel 1/1: Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens gemäß DIN 1053-1, Abschnitt 6.1

	Bauteil	Wanddicke d [cm]	lichte Geschosshöhe h_s [m]	Verkehrslast der Decke p [kN/m ²]	Gebäudehöhe ¹⁾ / Geschossezahl	aussteifende Querwände Abstand e_q [m]
1	Innenwände	$\geq 11,5$ < 24	$\leq 2,75$	$\leq 5,0$	≤ 20 m ¹⁾	nicht erforderlich
2		≥ 24	keine Einschränkung			
3	einschalige Außenwände	$\geq 11,5$ $< 17,5$	$\leq 2,75$		2)	
4		$\geq 17,5$ < 24				
5		≥ 24	$\leq 12 \cdot d$			
6	Tragschalen zweischaliger Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 11,5$ $< 17,5$	$\leq 2,75$	$\leq 3,0$ einschließlich Trennwandzuschlag	≤ 2 Vollgeschosse + ausgebautes Dachgeschoss	$e_q \leq 4,5$ Randabstand von einer Öffnung $e \leq 2,0$
7		$\geq 17,5$ < 24		$\leq 5,0$	≤ 20 m ¹⁾	nicht erforderlich
8		≥ 24	$\leq 12 \cdot d$			

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

²⁾ Nur für eingeschossige Garagen und vergleichbare Bauwerke, die nicht dem dauernden Aufenthalt von Menschen dienen.

Die Bestimmung der Eigen- und Verkehrslasten erfolgt nach DIN 1055, Teil 1 und Teil 3. Tafel 2/1 enthält Wandgewichte in Abhängigkeit von der Rohdichteklasse der Steine sowie der Wanddicke.

Häufig anzusetzende Verkehrslasten

- Wohnräume mit ausreichender Querverteilung 1,5 kN/m²
- Wohnräume ohne ausreichende Querverteilung, Büroräume 2,0 kN/m²
- Balkone mit einer Grundfläche > 10 m², Treppen in Wohngebäuden 3,5 kN/m²
- Balkone mit einer Grundfläche ≤ 10 m², Treppen in öffentl. Gebäuden 5,0 kN/m²
- Trennwandzuschlag bei einem Wandgewicht

≤ 3 kN/m	0,8 kN/m ²
≤ 5 kN/m	1,2 kN/m ²

Bei einem Wandgewicht > 5 kN/m Wandlänge ist das Eigengewicht der tragenden und der nicht tragenden Trennwände als Linienlast zu berücksichtigen. Es lässt sich hier aber auch ein einfacher Trennwandzuschlag für diese schweren Trennwände ansetzen [1].

$$\Delta q = 2 \cdot n \cdot f \cdot h \cdot \frac{g}{l}$$

mit:

- n Einflussfaktor für Anzahl und Stellung der Wände, siehe Bild 2/2
- f Faktor für das statische System, siehe Tafel 2/2
- h Wandhöhe [m]
- g Wandgewicht einschließlich Putz [kN/m²]
- l Stützweite [m]
- 4,00 m ≤ l ≤ 6,00 m

[1] Roeser; Gusia: Gutachten Deckenzuschläge für nicht tragende Wände aus Kalksandstein, Aachen 2005

Auflagerkräfte aus Decken

- Durchlaufende, einachsig gespannte Decken: Nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.2.1 ist die Durchlaufwirkung gemäß Bild 2/1 zu berücksichtigen.
- Zweiachsig gespannte Decken: Die Lastermittlung für Wände bei zweiachsig gespannten Decken erfolgt über Einflussflächen.
- Parallel zur Deckenspannrichtung verlaufende Wände: Für den Nachweis dieser Wände sind Lasten aus einem parallelen Deckenstreifen angemessener Breite zu berücksichtigen.

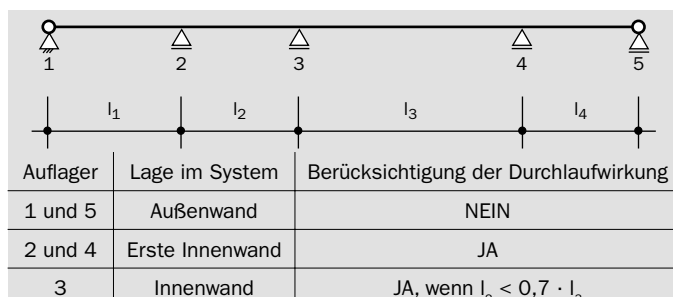


Bild 2/1: Ermittlung der Deckenauflegerkräfte bei einachsig gespannten Decken

Tafel 2/1: Nach DIN 1055-1 anzusetzende Wandflächengewichte von KS-Wänden aus Normal- und Dünnbettmörtel¹⁾

Steinrohdklasse (RDK) ¹⁾	Wichte [kN/m ³]	Wandflächengewicht (ohne Putz) in kN/m ² für Wanddicke d [cm]								
		7	10	11,5	15	17,5	20	24	30	36,5
1,2	14	–	1,40	1,61	2,10	2,45	2,80	3,36	4,20	5,11
1,4	16	–	1,60	1,84	2,40	2,80	3,20	3,84	4,80	5,84
1,6	16	–	–	1,84	2,40	2,80	3,20	3,84	4,80	5,84
1,8	18	1,26	1,80	2,07	2,70	3,15	3,60	4,32	5,40	6,57
2,0	20	1,40	2,00	2,30	3,00	3,50	4,00	4,80	6,00	7,30
2,2	22	–	–	2,53	3,30	3,85	4,40	5,28	6,60	8,03

¹⁾ Bei Verwendung von Mauersteinen der RDK ≤ 1,4 in Dünnbettmörtel reduziert sich das rechnerische Wandflächengewicht um 1,0 kN/m² · d [m]

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

Tafel 2/2: Faktor für das statische System

Faktor f [-]	Lagerung	Einspannung
1,0	einachsig gespannte Platte	gelenkig gelagert
1,4	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{l_x}{l_y} = 1,0\right)$	allseitig gelenkig
1,3	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{l_x}{l_y} = 1,5\right)$	allseitig gelenkig
1,6	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{l_x}{l_y} = 1,0\right)$	einseitig eingespannt
1,45	zweiachsig gespannte Platte $\left(\frac{l_x}{l_y} = 1,5\right)$	einseitig eingespannt

Zwischenwerte können interpoliert werden.

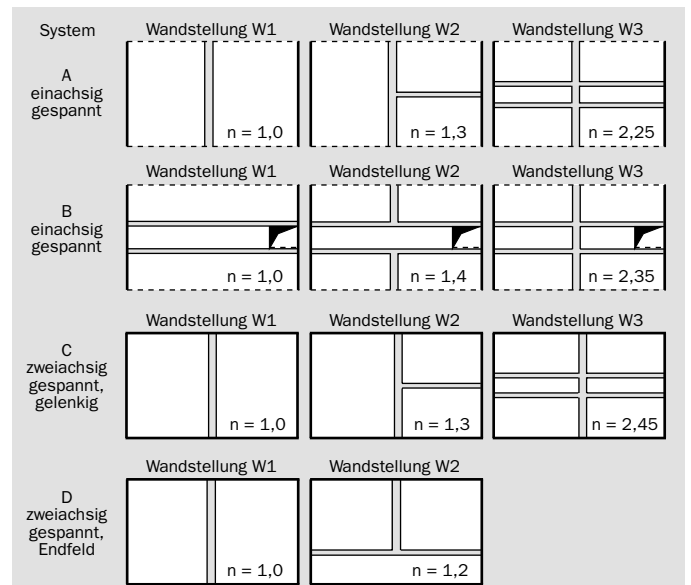


Bild 2/2: Einflussfaktor für Anzahl und Stellung der Wände

Die Standsicherheit von Wänden wird nach DIN 1053-1 durch Einhaltung zulässiger Druckspannungen nachgewiesen.

Ablauf des Nachweises (Regelfall)

- Vorhandene Druckspannung

$$\text{vorh } \sigma = \frac{N_F}{b \cdot d} \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

N_F Größtwert der Normalkraft am Wandfuß
 d Wanddicke
 b Wandlänge

- Knicklänge/Schlankheit

$$h_k = \beta \cdot h_s$$

β Abminderungsbeiwert nach Tafel 3/1 oder 3/2
 h_s lichte Geschosshöhe
 $\frac{h_k}{d}$ Schlankheit

- Abminderungsfaktoren

Wände als Zwischenaufleger: $k = k_1 \cdot k_2$

Wände als einseitiges Endauflager:

$k = k_1 \cdot k_2$ oder $k = k_1 \cdot k_3$, der kleinere Wert ist maßgebend.

Für k_1, k_2, k_3 sind anzusetzen:

$k_1 = 1,0$ für Wände und kurze Wände (Pfeiler) aus ungetrennten Steinen bzw. getrennten Steinen mit Lochanteil < 35 % (ohne Schlitz- oder Aussparungen)

$k_1 = 0,8$ für alle anderen kurzen Wände (Pfeiler)

$k_2 = 1,0$ für $\frac{h_k}{d} \leq 10$

$k_2 = \frac{25 - h_k / d}{15}$ für $10 < \frac{h_k}{d} \leq 25$

Bei Decken zwischen Geschossen:

$k_3 = 1,0$ für $l \leq 4,20 \text{ m}$

$k_3 = 1,7 - \frac{l}{6}$ für $4,20 \text{ m} < l \leq 6,00 \text{ m}$

mit l als Deckenstützweite in m

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

$k_3 = 0,5$

- Grundwert der zulässigen Druckspannung σ_0 nach Tafel 3/3

- Zulässige Druckspannung
 zul $\sigma_D = k \cdot \sigma_0$ [MN/m²]

- Nachweis
 vorh $\sigma \leq \text{zul } \sigma_D$

Tafel 3/1: Vereinfachte Annahme für den Abminderungsbeiwert β zur Ermittlung der Knicklänge

Wanddicke d [cm]	Abminderungsbeiwert β
11,5	0,75
17,5	0,75
24	0,90
30	1,00
36,5	1,00

Tafel 3/2: Beiwert β (3- und 4-seitig gehaltene Wand)

dreiseitig gehaltene Wand				β	vierseitig gehaltene Wand			
Wanddicke [cm]			b' [m]		b [m]	Wanddicke [cm]		
24	17,5	11,5		11,5		17,5	24	30
$b' \leq 1,75 \text{ m}$			0,65	0,35	2,00	$b \leq 3,45 \text{ m}$		
			0,75	0,40	2,25			
			0,85	0,45	2,50			
			0,95	0,50	2,80			
			1,05	0,55	3,10			
			1,15	0,60	3,40			
			1,25	0,65	3,80			
			1,40	0,70	4,30			
			1,60	0,75	4,80			
			1,85	0,80	5,60			
$b' \leq 2,60 \text{ m}$			2,20	0,85	6,60	$b \leq 5,25 \text{ m}$		
			2,80	0,90	8,40			
$b' \leq 3,60 \text{ m}$			2,80	0,90	8,40	$b \leq 7,20 \text{ m}$ $b \leq 9,00 \text{ m}$		

Tafel 3/3: Grundwerte σ_0 der zulässigen Druckspannungen für Mauerwerk mit Normal-, Dünnbett- und Leichtmörtel gemäß DIN 1053-1, Tabellen 4a und 4b [MN/m²] bzw. nach Zulassung

Steinfestigkeitsklasse	Normalmörtel				Leichtmörtel		Dünnbettmörtel				
	MG II	MG IIa	MG III	MG IIIa	LM 21	LM 36	Plansteine		KS XL		
	Voll-, Loch- und Hohlblocksteine						Voll-/Blocksteine	Loch-/Hohlblocksteine	ohne Nut	mit Nut	mit durchgehender Lochung
6	0,9	1,0	1,2	–	0,7	0,9	1,5	1,2	–	–	–
8 ¹⁾	1,0	1,2	1,4	–	0,8	1,0	2,0	1,4	–	–	–
12 ¹⁾	1,2	1,6	1,8	1,9	0,9	1,1	2,2	1,8	3,0 ²⁾	2,2 ²⁾	2,2 ²⁾
16	–	–	–	–	–	–	–	–	3,5 ²⁾	2,7 ²⁾	2,7 ²⁾
20	1,6	1,9	2,4	3,0	0,9	1,1	3,2	2,4	4,0 ²⁾	3,4 ²⁾	3,2 ²⁾
28	1,8	2,3	3,0	3,5	0,9	1,1	3,7	–	4,0 ²⁾	3,7 ²⁾	3,7 ²⁾

¹⁾ Bis zur Einführung der SFK 10 bzw. 16 in die DIN 1053 sind die Grundwerte σ_0 für die SFK 8 bzw. 12 anzusetzen.

²⁾ Höchste Ausnutzung gemäß entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassungen für Mauerwerk aus KS XL.

Auf einen rechnerischen Nachweis der räumlichen Steifigkeit darf verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind. Ist ein Schubnachweis erforderlich, darf für Rechteckquerschnitte (keine zusammengesetzten Querschnitte) nach DIN 1053-1, Abschnitt 6.9.5, das folgende vereinfachte Verfahren angewendet werden:

Scheibenschub

$$\tau = \frac{c \cdot Q}{A} \quad [\text{MN/m}^2] \leq \text{zul } \tau = \sigma_{\text{oHS}} + 0,2 \cdot \sigma_{\text{Dm}} \leq \max \tau$$

Plattenschub

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{A} \quad [\text{MN/m}^2] \leq \text{zul } \tau = \sigma_{\text{oHS}} + 0,3 \cdot \sigma_{\text{Dm}}$$

Es bedeuten:

- Q Querkraft
- A überdrückte Querschnittsfläche nach Bild 4/1 oder 4/2
- σ_{oHS} zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tafel 4/1
- c Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung von τ über den Querschnitt

$$c = 1,5 \text{ für } \frac{H}{L} \geq 2 \text{ bzw. } c = 1,0 \text{ für } \frac{H}{L} \leq 1$$

Dazwischen darf interpoliert werden.

H = gesamter Wandhöhe

L = Wandlänge

σ_{Dm} mittlere Druckspannung nach Bild 4/1 oder 4/2

$$\begin{aligned} \max \tau &= 0,010 \cdot \beta_{\text{Nst}} \text{ für Hohlblocksteine} \\ &= 0,012 \cdot \beta_{\text{Nst}} \text{ für Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen oder -löchern} \\ &= 0,014 \cdot \beta_{\text{Nst}} \text{ für Vollsteine ohne Grifföffnungen oder -löcher} \end{aligned}$$

β_{Nst} Steifigkeitsklasse

Tafel 4/1: Zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit σ_{oHS} gemäß DIN 1053-1, Tabelle 5

Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
$\sigma_{\text{oHS}}^{1)}$ [MN/m ²]	0,01	0,04	0,09	0,11	0,13

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

Nachweis der Randdehnungen bei Scheibenbeanspruchung

Infolge Scheibenbeanspruchung ist bei Querschnitten mit klaffender Fuge zusätzlich die rechnerische Randdehnung auf der Seite der Klaffung nachzuweisen:

$$\epsilon_{\text{R}} = \frac{\sigma_{\text{R}}}{3000 \cdot \sigma_0} \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot c} - 1 \right) \leq 10^{-4}$$

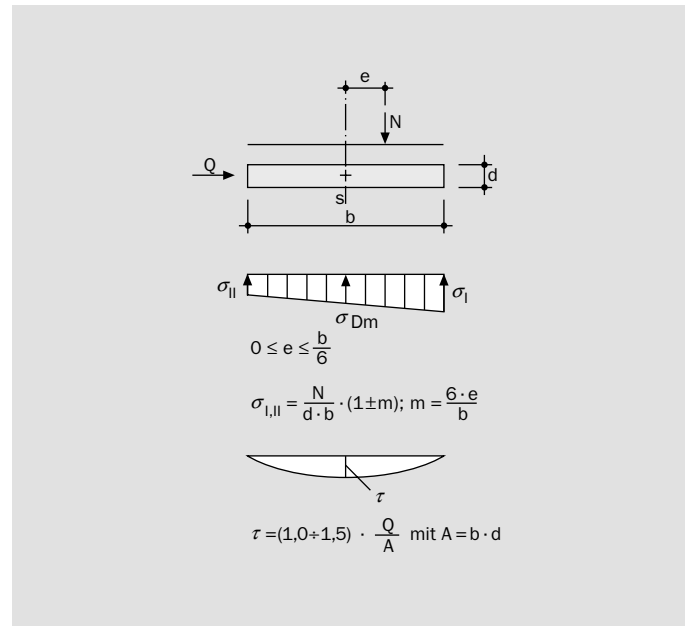


Bild 4/1: Normal- und Schubspannungen für einen ungerissenen Querschnitt bei Scheibenbeanspruchung

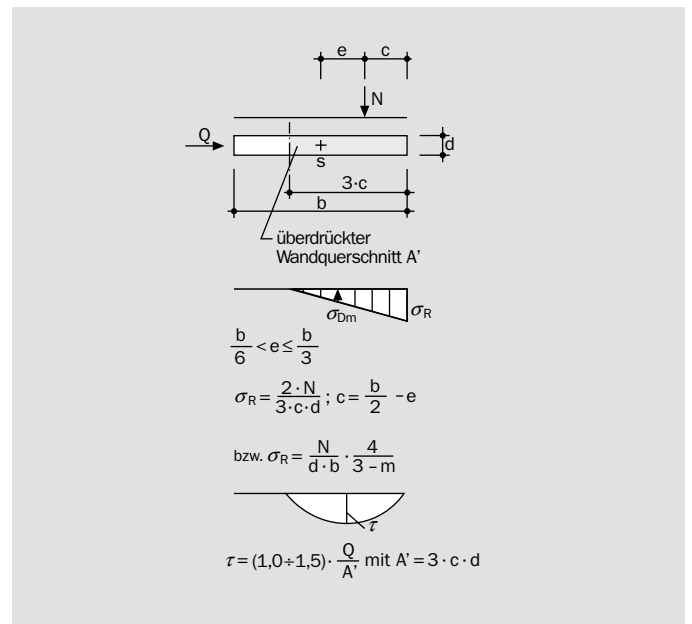


Bild 4/2: Normal- und Schubspannungen für einen teilweise gerissenen Querschnitt bei Scheibenbeanspruchung

5.1 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

Die Standsicherheit von Wänden ist nach DIN 1053-1, Abschnitt 7 durch die Nachweise der Wand-Decken-Knoten, der Knicksicherheit und des Schubes sicherzustellen.

Ablauf der Nachweise

Wand-Decken-Knoten (Bilder 5/1 bis 5/3)

• Vorwerte

Flächenmomente 2. Grades $I_B = b_b \cdot \frac{d_B^3}{12}$; $I_M = b \cdot \frac{d^3}{12}$

Steifigkeitsbeiwert $k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_B \cdot I_B}{E \cdot I_M} \cdot \frac{h}{l_1}$

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

• Ausmitten

Ausmitten der Deckenauflegerkräfte e_z ; e_D

$$e_z = \frac{M'_Z}{A_Z} ; e_D = \frac{M'_D}{A_D}$$

a) Zwischendecke bei Außenwandknoten (C)

$$M'_Z = \left(-q_1 \cdot \frac{l_1^2}{12} \right) \cdot \frac{4}{2+k_1} ; A_Z = q_1 \cdot \frac{l_1}{2}$$

bei Innenwandknoten (D)

$$M'_Z = -\frac{1}{12} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{4}{2+k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}$$

bei Innenwandknoten (F)

$$M'_Z = \frac{2}{3} \cdot \left[-\left(\frac{1}{8} \cdot q_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{12} \cdot q_2 \cdot l_2^2 \right) \cdot \frac{2}{2+k_1 \cdot \left(\frac{3}{4} + \frac{l_1}{l_2} \right)} \right]$$

bei Innenwandknoten (F')

$$M'_Z = \frac{2}{3} \cdot \left[-\frac{1}{8} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right]$$

für $\frac{l_2}{l_1} \geq 0,7$: $A_Z = \frac{1}{2} \cdot (q_1 \cdot l_1 + q_2 \cdot l_2)$

für $\frac{l_2}{l_1} < 0,7$ und 1. Innenwand:
 A_Z nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.2.1, mit Durchlaufwirkung

b) Dachdecke bei Außenwandknoten (A)

$$M'_D = \left(-q_1 \cdot \frac{l_1^2}{12} \right) \cdot \frac{4}{2 + \frac{3}{3} \cdot k_1} ; A_D = q_1 \cdot \frac{l_1}{2}$$

h	Geschosshöhe
l_1, l_2	Deckenspannweiten
b_b, b	wirksame Breite der Decke, Breite der Wand
d_b, d	Deckendicke, Wanddicke
E_B	E-Modul des Betons (Decke)
E	E-Modul des Mauerwerks
	$E = 3000 \cdot \sigma_0$
σ_0	siehe Abschnitt 3, Tafel 3/3
q_1, q_2	gleichmäßig verteilte Deckenlasten,
	$q_1 = g + p$; $q_2 = g + \frac{p}{2}$
M'_Z, M'_D	abgeminderte Deckeneinspannmomente (Zwischen- bzw. Dachdecke). Bei Außenwänden Überlagerung mit Windmomenten.
A_Z, A_D	Deckenauflegerkräfte (Zwischen- bzw. Dachdecke)
I_M	Flächenträgheitsmoment der ungerissenen Wand
I_B	Flächenträgheitsmoment der ungerissenen Decke

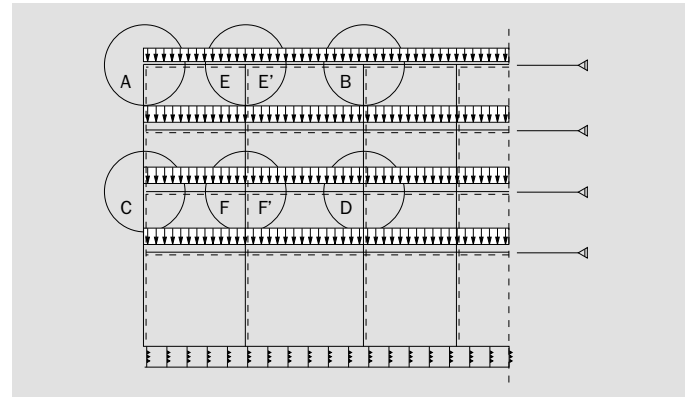


Bild 5/1: Gebäude als seitlich unverschiebbarer Rahmen (Teilsysteme mit den Knoten (A) bis (F))

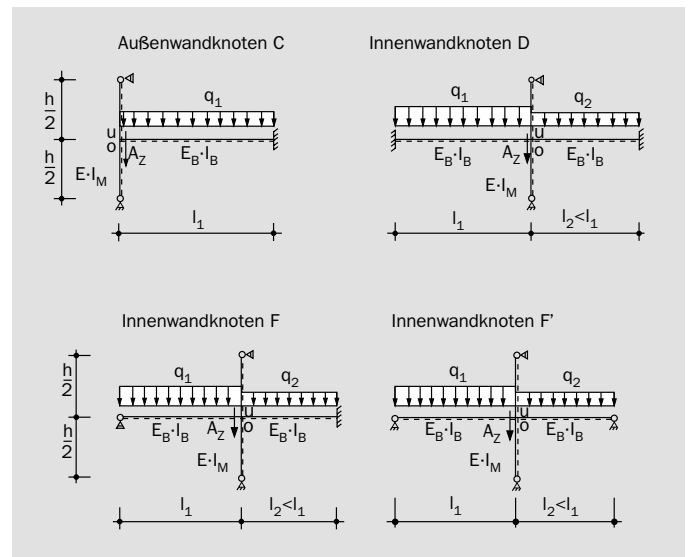


Bild 5/2: Statische Systeme (Knoten C, D, F, F')

5.2 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

bei Innenwandknoten (B)

$$M'_D = -\frac{1}{12} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{\frac{4}{3}}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}$$

bei Innenwandknoten (E)

$$M'_D = \frac{2}{3} \cdot \left[-\left(\frac{1}{8} \cdot q_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{12} \cdot q_2 \cdot l_2^2\right) \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{l_1}{l_2}\right)} \right]$$

bei Innenwandknoten (E')

$$M'_D = \frac{2}{3} \cdot \left[-\frac{1}{8} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right]$$

$A_D = A_Z$ (Innenwandknoten)

c) 5 %-Regel nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.2.3 für alle Decken mit $p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$

Außenwandknoten

$$e_z = e_D = 0,05 \cdot l_1$$

Innenwandknoten

$$e_z = e_D = 0,05 \cdot (l_1 - l_2)$$

Ausmitteln der Wandnormalkräfte (Bild 5/4)

Zwischendecke: Wandfuß $e_U = \frac{A_Z}{2 \cdot N_0} \cdot e_z \leq \frac{d}{3}$

Wandkopf $e_o = \frac{A_Z}{2 \cdot (N_0 + A_Z)} \cdot e_z \leq \frac{d}{3}$

Dachdecke: Wandkopf $e_o = e_D = \frac{M'_D}{A_D} \leq \frac{d}{3}$

für den Nachweis sind anzusetzen:

am Wandfuß $e = e_U$; $N = N_0$

am Wandkopf $e = e_o$; $N = N_U = N_0 + A_Z$

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

• Vorhandene Druckspannungen

ungerissener Querschnitt

teilweise gerissener Querschnitt

$$0 \leq e \leq \frac{d}{6}$$

$$\frac{d}{6} < e \leq \frac{d}{3}$$

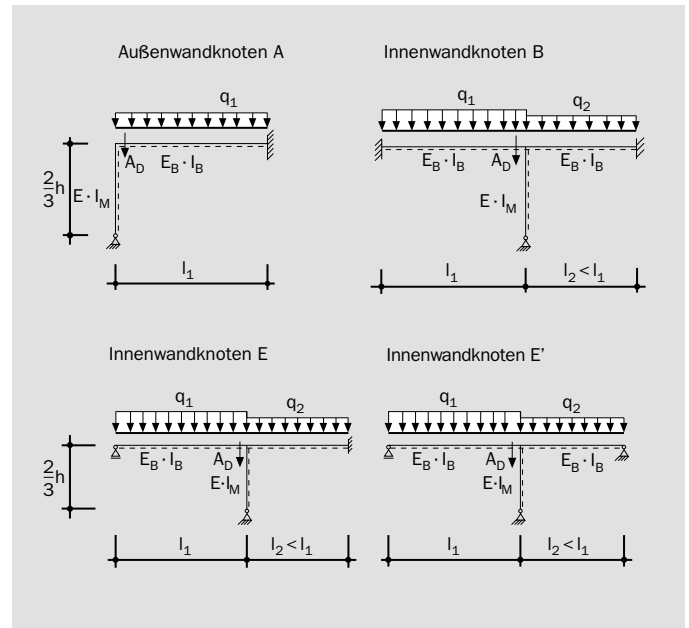


Bild 5/3: Statische Systeme (Knoten A, B, E, E')

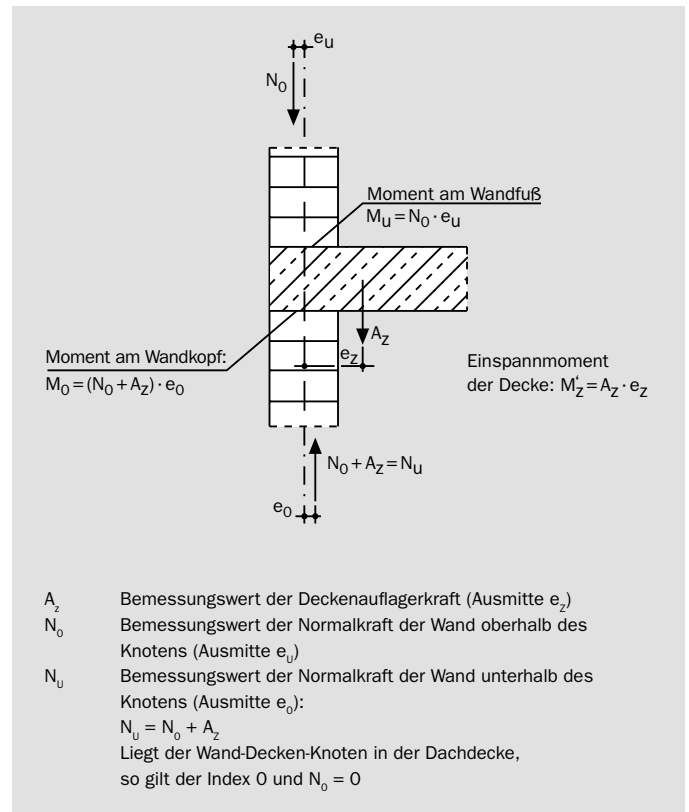
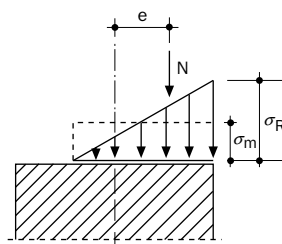
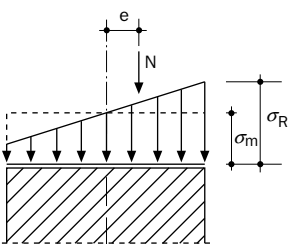


Bild 5/4: Bezeichnung der Schnittgrößen des Wand-Decken-Knotens



5.3 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

für $e \geq \frac{d}{18}$:

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot (1+m) \quad [\text{MN}/\text{m}^2]$$

für $e < \frac{d}{18}$:

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot d} \quad [\text{MN}/\text{m}^2]$$

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{4}{3-m} \quad [\text{MN}/\text{m}^2]$$

oder

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot d} \quad [\text{MN}/\text{m}^2]$$

mit $c = \frac{d}{2} - e$

σ_R Randspannung (Kantenpressung) im Gebrauchszustand
 σ_m mittlere Spannung im Gebrauchszustand
 γ globaler Sicherheitsbeiwert
 $\gamma_w = 2,0$ für Wände und kurze Wände (Pfeiler) aus ungetrennten Steinen bzw. getrennten Steinen mit Lochanteil < 35 % (ohne Schlitz- oder Aussparungen)
 $\gamma_p = 2,5$ für alle anderen kurzen Wände (Pfeiler)

• Spannungsnachweise

$$\sigma_R \leq 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_m \leq \frac{\beta_R}{\gamma} \quad [\text{MN}/\text{m}^2]$$

Knicksicherheit

• Vorwerte

In halber Geschosshöhe M_m ; N_m

Planmäßige Ausmitte im Gebrauchszustand

$$e = \frac{M_m}{N_m} \leq \frac{d}{3}$$

Bezogene Ausmitte

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

M_m vorhandenes Biegemoment
 N_m vorhandene Wandnormalkraft
 d Wanddicke
 h_k Knicklänge
 h_s lichte Geschosshöhe
 β Abminderungsbeiwert
 b Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand bzw. Mittenabstand der aussteifenden Wände. Grenzbreiten $b \leq 15 \cdot d$ (3-seitig gehalten) bzw. $b \leq 30 \cdot d$ (4-seitig gehalten).
 E_B E-Modul des Betons (Decke)
 E E-Modul des Mauerwerks
 $E = 3000 \cdot \sigma_0$
 mit σ_0 nach Tafel 3/3
 I_B, I_M Flächenträgheitsmomente
 l_1, l_2 Deckenspannweiten
 $\bar{\lambda}$ Schlankheit
 f Wandverformung, Näherung nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.9.2

• Knicklänge / Schlankheit / Wandverformung / Ausmitte

2-seitig gehaltene Wand: $h_k = h_s$ (allgemein)
 $h_k = \beta \cdot h_s$ (bei flächiger Auflagerung der Decken und Einhaltung der Auflagertiefen und Ausmitten nach Tafel 5/1)

3-seitig gehaltene Wand: $h_k = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{3 \cdot b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \geq 0,3 \cdot h_s$

4-seitig gehaltene Wand:

für $h_s \leq b$

$$h_k = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s$$

für $h_s > b$
 mit

$$h_k = \frac{b}{2}$$

$$\beta = 1 - 0,15 \cdot \frac{E_B \cdot I_B}{E \cdot I_M} \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) \geq 0,75$$

(bei Außenwänden ist $\frac{1}{l_2} = 0$ zu setzen)

$$\bar{\lambda} = \frac{h_k}{d} \leq 25$$

$$f = \bar{\lambda} \cdot h_k \cdot \frac{1+m}{1800}$$

Tafel 5/1: Reduzierung der Knicklänge 2-seitig gehaltener Wände

Wanddicke d [cm]	Erforderliche Auflagertiefe a der Decke auf der Wand
< 24	d
≥ 24 ≤ 30	≥ $\frac{3}{4} \cdot d$
> 30	≥ $\frac{2}{3} \cdot d$
Planmäßige Ausmitte e ¹⁾ der Last in halber Geschosshöhe (für alle Wanddicken)	Reduzierte Knicklänge h _k ²⁾
≤ $\frac{d}{6}$	$\beta \cdot h_s$
$\frac{d}{3}$	1,0 · h _s

¹⁾ Das heißt, Ausmitte ohne Berücksichtigung von f, jedoch gegebenenfalls auch infolge Wind.

²⁾ Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

5.4 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

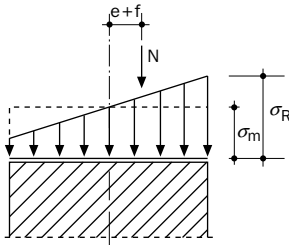
Gesamte bezogene Ausmitte

$$m_g = 6 \cdot \frac{(e+f)}{d}$$

- Vorhandene Druckspannungen

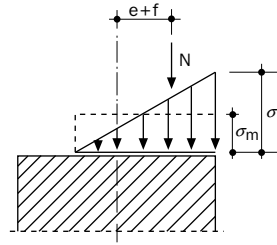
ungerissener Querschnitt

$$0 \leq e+f \leq \frac{d}{6}$$



teilweise gerissener Querschnitt

$$\frac{d}{6} < e+f$$



für $e \geq \frac{d}{18}$:

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot (1+m_g) \quad [\text{MN/m}^2]$$

für $e < \frac{d}{18}$:

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot d} \quad [\text{MN/m}^2]$$

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{4}{3-m_g} \quad [\text{MN/m}^2]$$

oder

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c_g \cdot b} \quad [\text{MN/m}^2]$$

mit

$$c_g = \frac{d}{2} - (e+f)$$

σ_R Randspannung (Kantenpressung) im Gebrauchszustand

σ_m mittlere Spannung im Gebrauchszustand

γ globaler Sicherheitsbeiwert

$\gamma_w = 2,0$ für Wände und kurze Wände (Pfeiler) aus ungetrennten Steinen bzw. betonten Steinen mit Lochanteil < 35 % (ohne Schlitz oder Aussparungen)

$\gamma_p = 2,5$ für alle anderen kurzen Wände (Pfeiler)

b Breite der Wand

- Spannungsnachweise

$$\sigma_R \leq 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_m \leq \frac{\beta_R}{\gamma} \quad [\text{MN/m}^2]$$

- Zusatznachweis bei schlanken Wänden

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden mit Schlankheit $\bar{\lambda} > 12$ und Wandbreiten $b < 2,0$ muss die Aufnahme einer Horizontallast H, die in halber Wandhöhe angreift, nachgewiesen werden. Der Nachweis darf entfallen, wenn die Schlankheit auf

$$\bar{\lambda} \leq 20 - 1000 \cdot \frac{H}{\beta_R \cdot A}$$

begrenzt wird. Für den Spannungsnachweis darf $\gamma = 1,5$ angesetzt werden.

A Wandquerschnitt

$$A = b \cdot d$$

H horizontale Einzellast

$$H = 0,5 \text{ KN}$$

6.1 Nachweis der räumlichen Steifigkeit und der Schubspannungen nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

Ist nicht von vornherein erkennbar, ob das Bauwerk ausreichend ausgesteift ist (siehe Abschnitt 4), darf nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.4, das folgende genauere Verfahren angewendet werden.

• Horizontale Belastung

Wind $w_D = c_p \cdot q$
 $w_S = c_p \cdot q$

Lotabweichung (horizontale Ersatzlast)

$$W_L = \frac{N}{100 \cdot h_g \cdot \sqrt{h_g}}$$

• Schnittgrößen

Aufteilung der Lasten im Verhältnis ihrer Biegesteifigkeiten bezogen auf Gesamtbiegesteifigkeit aller Wände (Umlagerung von Lasten um 15 % zulässig), für symmetrischen Grundriss und Lastangriff gilt:

$$M_i = \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \cdot M_G \quad Q_i = \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \cdot Q_G$$

(bei unsymmetrischem Grundriss oder Lastangriff sind die Horizontallasten auf den Schubmittelpunkt des Gesamtsystems zu beziehen).

Berücksichtigung der Formänderungen, wenn:

$$h_g \cdot \sqrt{\frac{N}{E \cdot I}} \leq 0,6 \quad \text{für } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{für } 1 \leq n < 4$$

• Vorhandene Spannungen

Rechteckquerschnitte

Druck- und Schubspannungen siehe Abschnitt 4, Bilder 4/1 und 4/2

Zusammengesetzte Querschnitte (siehe Bild 6/1)

Druckspannungen

Ungerissener Querschnitt ($0 \leq e \leq \frac{b}{6}$)

$$\sigma_I = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_D} \quad [\text{MN/m}^2]$$

$$\sigma_{II} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_Z} \quad [\text{MN/m}^2]$$

Teilweise gerissener Querschnitt ($\frac{b}{6} < e \leq \frac{b}{3}$)

$$\sigma_R = \frac{N}{A'} + \frac{M}{I'_x} \cdot b'_2 \quad [\text{MN/m}^2]$$

(Abstand der Nulllinie zum gedrückten Rand durch Iteration)

Schubspannungen

Ungerissener Querschnitt

$$\tau = \frac{Q \cdot S_M}{I_M \cdot d} \quad [\text{MN/m}^2]$$

bzw. am Anschnitt eines Teilquerschnittes

$$\tau_1 = \frac{Q \cdot S_1}{I_x \cdot d_1} \quad [\text{MN/m}^2]$$

w_D/w_S	Winddruck/-sog
c_p	Formbeiwert (DIN 1055-4, Abschnitt 6.3)
	$c_p = 0,8$ (Druck)
	$c_p = 0,5$ (Sog)
q	Staudruck (DIN 1055-4, Tabelle 1)
	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (0 bis 8 m)
	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$ (> 8 bis 20 m)
	$q = 1,1 \text{ kN/m}^2$ (> 20 bis 100 m)
N	Summe aller lotrechten Lasten des Gebäudes
h_g	Gebäudehöhe über OK Fundament
M_G	Gesamtmoment des Gebäudes infolge der Horizontal-lasten für eine Richtung
Q_G	Gesamte Horizontallast (Querkraft) des Gebäudes in einer Richtung
M_i, Q_i	Biegemoment, Querkraft einer beliebigen Wand i
E_i, I_i	E-Modul bzw. Flächenmoment 2. Grades der i-ten Wand
$\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i$	Summe der Biegesteifigkeiten aller für eine Richtung herangezogenen Wände
$E \cdot I$	Summe der Biegesteifigkeiten aller lotrechten aussteifenden Bauteile im Zustand I nach der Elastizitätstheorie in der untersuchten Richtung
n	Anzahl der Geschosse
A	Fläche des Wandquerschnitts
A'	Fläche des überdrückten Wandquerschnitts
W_D	Widerstandsmoment, bezogen auf den durch das Moment gedrückten Rand: $W_D = \frac{I_x}{b_2}$
W_Z	Widerstandsmoment, bezogen auf den durch das Moment gezogenen Rand: $W_Z = \frac{I_x}{b_1}$
b_1, b_2 (b'_2)	Abstand des gezogenen, gedrückten Randes von der Schwerachse $x - x$
I_x, I_M	Flächenmoment 2. Grades des Gesamtquerschnitts um die Schwerachse $x - x$
I'_x	Flächenmoment 2. Grades des überdrückten Wandquerschnitts um die Schwerachse $x - x$
S_M, S_1	Flächenmoment 1. Grades des Wandquerschnitts bzw. der am Schnitt 1 - 1 abgetrennten Teilfläche um die Schwerachse $x - x$
d_1	Wanddicke an der zu untersuchenden Stelle
γ	Sicherheitsbeiwert (siehe Abschnitt 5)
σ	Mittlere zugehörige Druckspannung
β_{RHS}	Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit. Es gilt $\beta_{RHS} = 2 \cdot \sigma_{GHS}$ nach Tafel 4/1
σ_{GHS}	Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach Tafel 6/1
β_{RZ}	Rechenwert der Druckfestigkeit (siehe Abschnitt 5)
β_R	Rechenwert der Druckfestigkeit (siehe Abschnitt 5)

6.2 Nachweis der räumlichen Steifigkeit und der Schubspannungen nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 7)

Teilweise gerissener Querschnitt

Ermittlung der Flächenmomente 1. und 2. Grades bezogen auf die Schwerachse $x' - x'$ des überdrückten Bereiches (Bild 6/1).

• Zulässige Spannungen

Druckspannungen

zul $\sigma = 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma}$ [MN/m²]

Schubspannungen (Bild 6/2)

Scheibenschub

Fall (1) zul $\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot (\beta_{RHS} + 0,4 \cdot \sigma)$ [MN/m²]

Fall (2) zul $\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot \left(0,45 \cdot \beta_{RZ} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma}{\beta_{RZ}}} \right)$ [MN/m²]

Fall (3) zul $\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot (\beta_R - \gamma \cdot \sigma)$ [MN/m²]

(Der kleinste zul τ - Wert ist maßgebend).

Plattenschub

Fall (1) zul $\tau = \frac{1}{\gamma} \cdot (\beta_{RHS} + 0,6 \cdot \sigma)$ [MN/m²]

• Nachweis

Druckspannungen

$\sigma_{I,II}$ bzw. $\sigma_R \leq 1,33 \cdot \frac{\beta_R}{\gamma}$ [MN/m²]

Schubspannungen

τ bzw. $\tau_1 \leq$ zul τ [MN/m²]
aus Fall (1), (2) oder (3)

Tafel 6/1: Rechenwerte der Steinzugfestigkeit β_{RZ} [MN/m²]

Steinart	Nennwert der Steindruckfestigkeit β_{Nst} [MN/m ²]				
	6	8	12	20	28
Vollstein, Blockstein	0,24	0,32	0,48	0,80	1,12
Vollstein mit Grifföffnung, Lochstein	0,20	0,27	0,40	0,67	0,93
Hohlblockstein	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70

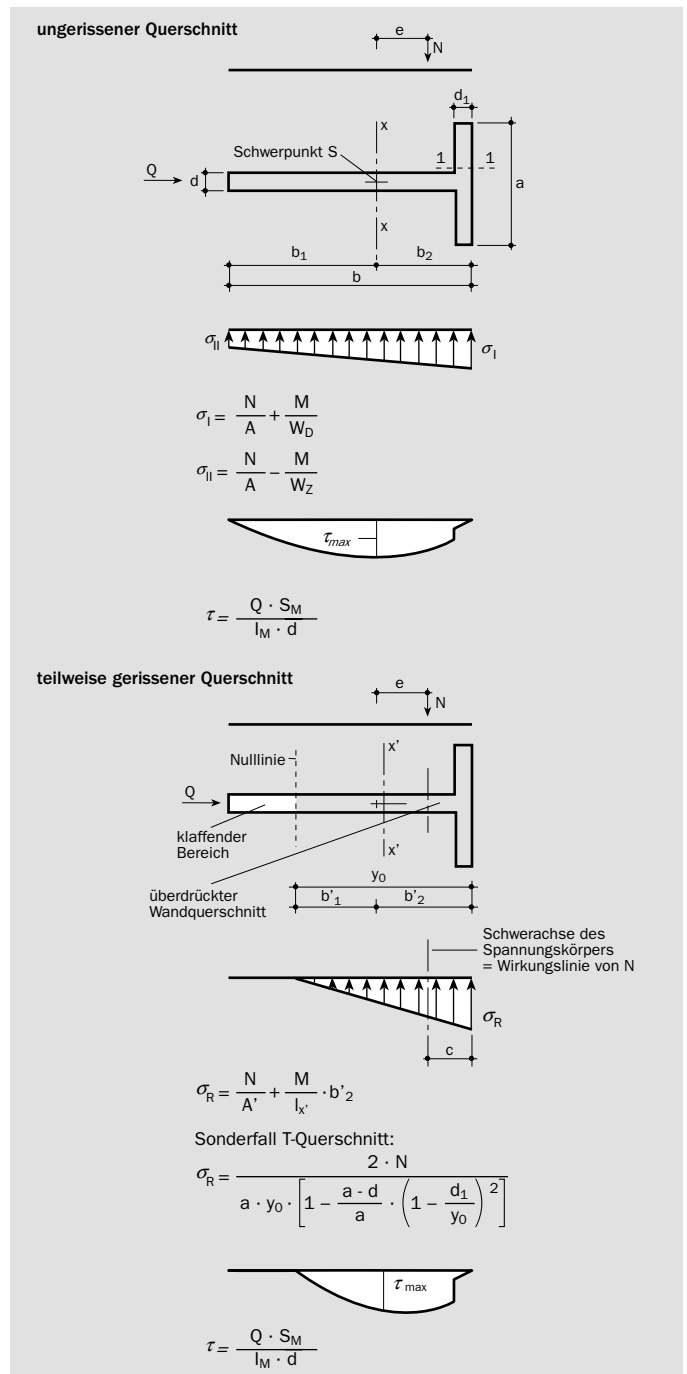


Bild 6/1: Normal- und Schubspannungen, zusammengesetzter Querschnitt

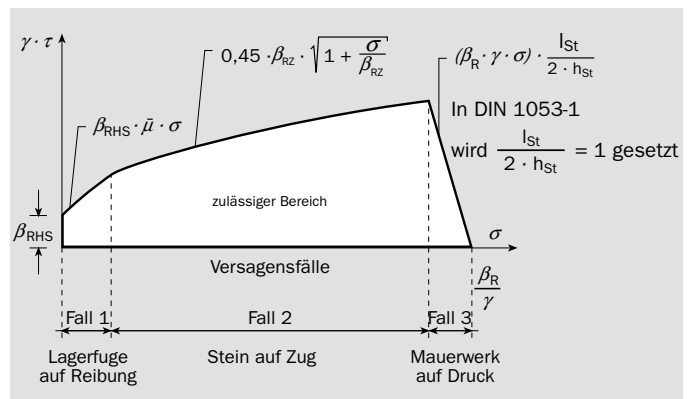


Bild 6/2: Bereich der Schubtragfähigkeit nach DIN 1053-1, Abschnitt 7.9.5 bei Scheibenschub

Bei Kelleraußenwänden kann nach DIN 1053-1, Abschnitt 8.1.2.3, der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Wanddicke $d \geq 24$ cm
- lichte Höhe der Kellerwand $h_s \leq 2,60$ m
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddruckes auf die Kellerwand 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 .
- Die Wandlängskraft N_1 aus ständiger Last in halber Höhe der Anschüttung liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$\frac{d \cdot \beta_R}{3 \cdot \gamma} \geq N_1 \geq \min N$$

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

oder

Die Auflast N_0 der Kelleraußenwand unterhalb der Kellerdecke liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$\begin{aligned} \max N_0 &\geq N_0 \geq \min N_0 \\ \text{mit } \max N_0 &= 0,45 \cdot d \cdot \sigma_0 \\ \min N_0 &\text{ nach Tafel 7/1} \end{aligned}$$

Für den Nachweis der oberen Grenzwerte muss die Auflast aus dem Lastfall Volllast, für die unteren Grenzwerte aus dem Lastfall Eigengewicht bestimmt werden.

Es bedeuten:

d	Wanddicke
ρ_e	Rohdichte der Anschüttung
β_R, γ	siehe Abschnitt 5
σ_0	siehe Abschnitt 3, Tafel 3/3
$\max N_0$	oberer Grenzwert der Auflast
$\min N_0, \min N$	unterer Grenzwert der Auflast
N_0, N_1	Auflast aus dem Lastfall Volllast bzw. aus dem Lastfall Eigengewicht

Zweiachsige Lastabtragung der Kelleraußenwand

Ist die Kelleraußenwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b ausgesteift, sodass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wand stattfinden kann, dürfen die unteren Grenzwerte $\min N_0$ und $\min N$ in Abhängigkeit vom Abstand b der Aussteifung und der Geschosshöhe h_s abgemindert werden.

$$\begin{aligned} N_0 &\geq \alpha \cdot \min N_0 \text{ oder} \\ N_1 &\geq \alpha \cdot \min N \text{ mit } \alpha \text{ nach Tafel 7/2} \end{aligned}$$

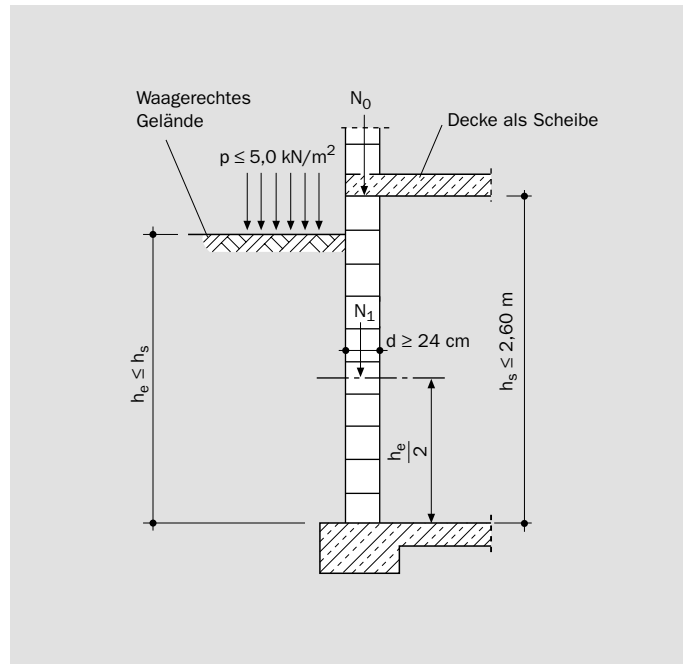


Bild 7/1: Schnitt durch eine Kelleraußenwand

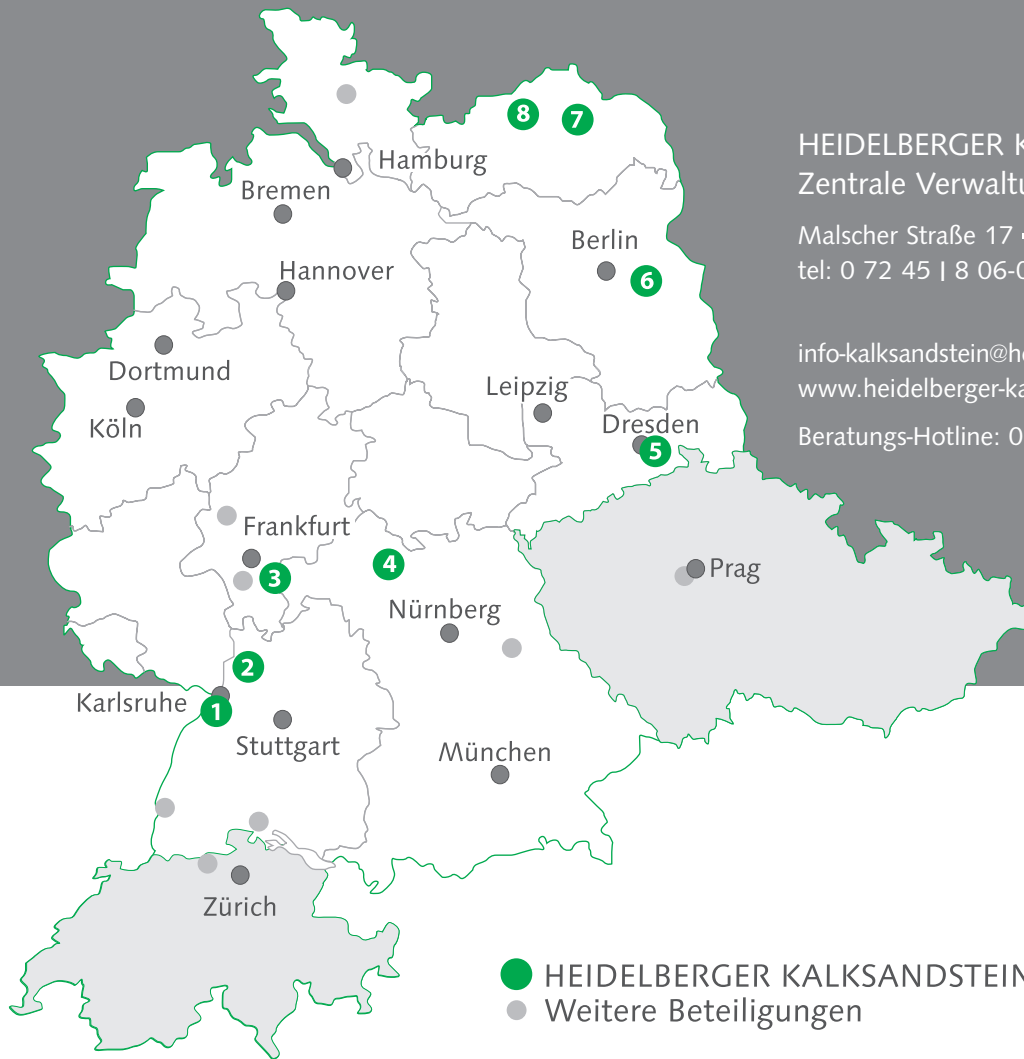
Tafel 7/1: $\min N_0$ für Kelleraußenwände ohne rechnerischen Nachweis

Wanddicke d [cm]	$\min N_0$ bei einer Höhe der Anschüttung h_e			
	1,0 m [kN/m]	1,5 m [kN/m]	2,0 m [kN/m]	2,5 m [kN/m]
24	6	20	45	75
30	3	15	30	50
36,5	0	10	25	40
49	0	5	15	30

Zwischenwerte sind geradlinig zu interpolieren.

Tafel 7/2: α -Werte in Abhängigkeit von b/h_s

	b/h_s			
	≤ 1	1,25	1,5	≥ 2
0,5	0,63	0,75	0,88	1,0



HEIDELBERGER KALKSANDSTEIN GmbH
Zentrale Verwaltung

Malscher Straße 17 ▪ 76448 Durmersheim
tel: 0 72 45 | 8 06-0 ▪ fax: 0 72 45 | 8 06-224

info-kalksandstein@heidelbergcement.com
www.heidelberg-kalksandstein.de

Beratungs-Hotline: 08 00 57 77 63 4

1 Kalksandsteinwerk Durmersheim

Malscher Straße 17 ▪ 76448 Durmersheim
tel: 0 72 45 | 8 06-0 ▪ fax: 0 72 45 | 8 06-224

2 Kalksandsteinwerk Kronau

Am Gemeindewald ▪ 76709 Kronau
tel: 0 72 53 | 94 19-0 ▪ fax: 0 72 53 | 94 19-94

3 Kalksandsteinwerk Babenhausen

Am Hardtweg 8 ▪ 64832 Babenhausen
tel: 0 60 73 | 72 81-0 ▪ fax: 0 60 73 | 72 81-29

4 Kalksandsteinwerk Dettelbach

Hans-Kleider-Straße 9 ▪ 97337 Dettelbach
tel: 0 93 24 | 3 03-0 ▪ fax: 0 93 24 | 3 03-15

5 Baustoffwerke Dresden GmbH & Co. KG

Radeburger Straße 30 ▪ 01129 Dresden
tel: 03 51 | 8 17 87-71 ▪ fax: 03 51 | 8 17 87-74

6 Kalksandsteinwerk Herzfelde

Rehfelder Weg 1 ▪ 15378 Herzfelde
tel: 03 34 34 | 4 47-0 ▪ fax: 03 34 34 | 4 47-33

7 Kalksandsteinwerk Demmin

Jarmener Chaussee 8 ▪ 17109 Demmin
tel: 0 39 98 | 27 52-0 ▪ fax: 0 39 98 | 27 52-10

8 Kalksandsteinwerk Kavelstorf

Silder Moor 11 ▪ 18196 Kavelstorf
tel: 03 82 08 | 6 25-0 ▪ fax: 03 82 08 | 6 25-23



**HEIDELBERGER
KALKSANDSTEIN**
HEIDELBERGCEMENT Group

Heidelberg Kalksandstein GmbH
Kalksandsteinwerk Demmin

Jarmener Chaussee 8
17109 Demmin

tel: 03 99 8 | 27 52-0
fax: 03 99 8 | 27 52-10

Versand:
tel: 03 99 8 | 27 52-11/12

Heidelberg Kalksandstein GmbH
Kalksandsteinwerk Kavelstorf

Silder Moor 11
18196 Kavelstorf

tel: 03 82 08 | 625-0
fax: 03 82 08 | 625-23

Versand:
tel: 03 82 08 | 625-11/12