

$$E_d \leq R_d$$

## KS-ORIGINAL. DIN 1053-100 Mauerwerk.

Berechnung auf der Grundlage des  
semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes.

Mauerwerk ist in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. Für jeden Grenzzustand der Tragfähigkeit muss gelten:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_F \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$E_k$  charakteristischer Wert der Einwirkung  
 $\gamma_F$  Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite gemäß Tafel O/1  
 $R_k$  charakteristischer Wert des Widerstandes  
 $\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite gemäß Tafel O/3

### Einwirkungen

- Bemessungswerte der Einwirkung ( $E_d$ )

Bei Anwesenheit von mehreren unabhängigen Einwirkungen gilt:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

$$E_d = E\{\sum \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\}$$

- Vereinfacht darf auch die folgende Kombination verwendet werden:

$$E_d = E\{\sum \gamma_G \cdot G_{k,i} \oplus \sum \gamma_Q \cdot Q_{k,i}\}$$

- Außergewöhnliche Bemessungssituationen

$$E_d = E\{\sum \gamma_{GA,i} \cdot G_{k,i} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\}$$

Es bedeuten:

$G_k$  charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung  
 $Q_k$  charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung  
 $Q_{k,1}$  charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung (bei mehreren Einwirkungen ist die Maßgebende zu ermitteln)  
 $A_d$  Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung  
 $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  Kombinationsbeiwerte gemäß Tafel O/2

### Tragwerkwiderstand

- Bemessungswerte des Tragwerkwiderstandes für gängige Nachweise ( $R_d$ )

$$R_d = R \left\{ \eta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}; \eta \cdot \alpha \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}; \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \right\}$$

mit  $\alpha$  = Faktor bei Teilflächenpressung  
 $\eta$  = 0,85 (Dauerstandsfaktor)

Tafel O/1: Wichtige Werte von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1055-100

Einwirkung	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung	außergewöhnliche Bemessungssituation
ständige Einwirkung (G) z.B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_{GA} = 1,0$
veränderliche Einwirkung (Q) z.B. Wind-, Schnee-, Nutzlasten	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$	( $\gamma_Q = 1,0$ )

Tafel O/2: Wichtige Werte von Kombinationsbeiwerten gemäß DIN 1053-100 bzw. DIN 1055-100

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nutzlasten auf Decken			
- Wohnräume;	0,7	0,5	0,3
- Büroräume			
- Versammlungsräume; Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
- Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelast			
bis 1000 m ü. NN	0,5	0,2	0
über 1000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2

Tafel O/3: Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für Baustoffeigenschaften gemäß DIN 1053-100

	$\gamma_M$	
	normale Einwirkungen	außergewöhnliche Einwirkungen
Mauerwerk	$1,5 \cdot k_0$	$1,3 \cdot k_0$
Verbund-, Zug- und Druckwiderstand von Wandankern und Bändern	2,5	2,5

$k_0$  = Faktor zur Berücksichtigung von kurzen Wänden  
 $k_0 = 1,0$  für Wände  
 $k_0 = 1,0$  für „kurze Wände“ ( $400 \text{ cm}^2 \leq A < 1000 \text{ cm}^2$ ), die aus einem oder mehreren ungetrennten Steinen oder aus getrennten Steinen mit einem Lochanteil von weniger als 35 % bestehen und nicht durch Schlitz- oder Aussparungen geschwächt sind  
 $k_0 = 1,25$  für alle anderen „kurzen Wände“ ( $400 \text{ cm}^2 \leq A < 1000 \text{ cm}^2$ )

# 1

## Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens (DIN 1053-100, Abschnitt 8.1)

Mauerwerk wird nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 8) oder nach dem genaueren Verfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9) bemessen.

Der Nachweis der Standsicherheit darf nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren gemäß DIN 1053-100, Abschnitt 8.1, geführt werden, wenn:

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

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

Tafel 1/1: Voraussetzungen zur Anwendung des vereinfachten Verfahrens gemäß DIN 1053-100

	Bauteil	Wanddicke $d$ [cm]	lichte Geschosshöhe $h_s$ [m]	Nutzlast der Decke $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Gebäudehöhe <sup>1)</sup> / Geschossezahl	aussteifende Querwände Abstand $e_q$ [m]
1	Innenwände	$\geq 11,5$ $< 24$	$\leq 2,75$	$\leq 5,0$	$\leq 20$ m <sup>1)</sup>	keine Einschränkung
2		$\geq 24$	keine Einschränkung			
3	einschalige Außenwände	$\geq 11,5$ $< 17,5$	$\leq 2,75$		2)	
4		$\geq 17,5$ $< 24$			$\leq 20$ m <sup>1)</sup>	
5		$\geq 24$	$\leq 12 \cdot d$			
6	Tragschale zweischaliger Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 11,5$ $< 17,5$	$\leq 2,75$	$\leq 3,0$ inkl. Trennwand- zuschlag	$\leq 2$ Vollgeschosse + ausgebautes Dachgeschoss	$e_q \leq 4,5$ Randabstand von einer Öffnung $e \leq 2,0$
7		$\geq 17,5$ $< 24$		$\leq 5,0$	$\leq 20$ m <sup>1)</sup>	keine Einschränkung
8		$\geq 24$	$\leq 12 \cdot d$			

<sup>1)</sup> Bei geneigten Dächern zwischen First- und Traufhöhe.

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

Die Bestimmung der Eigen- und Nutzlasten 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 Nutzlasten

- Wohnräume mit ausreichender Querverteilung (Kategorie A2) 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Wohnräume ohne ausreichende Querverteilung (A3), Büroräume (B1) 2,0 kN/m<sup>2</sup>
- Treppen und Podeste innerhalb der Kategorien A und B1 (T1) 3,0 kN/m<sup>2</sup>
- Balkone (Z) 4,0 kN/m<sup>2</sup>
- Trennwandzuschlag  
bei einem Wandgewicht ≤ 3 kN/m 0,8 kN/m<sup>2</sup>  
≤ 5 kN/m 1,2 kN/m<sup>2</sup>

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/m<sup>2</sup>]
  - 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, einachsige gespannte Decken:  
Nach DIN 1053-100, Abschnitt 8.2.1, 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 Deckenspannungsrichtung verlaufende Wände:  
Für den Nachweis dieser Wände sind Lasten aus einem parallelen Deckenstreifen angemessener Breite zu berücksichtigen.

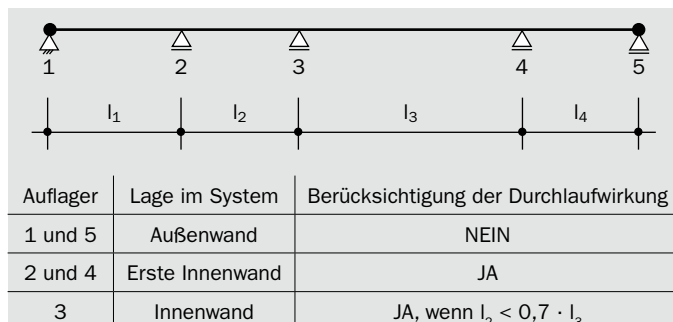


Bild 2/1: Ermittlung der Deckenauflegerkräfte bei einachsigen gespannten Decken

Tafel 2/1: Nach DIN 1055-1 anzusetzende Wandflächengewichte von KS-Wänden aus Normal- und Dünnbettmörtel<sup>1)</sup>

Steinrohdklasse (RDK) <sup>1)</sup>	Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]	Wandflächengewicht (ohne Putz) in kN/m <sup>2</sup> 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

<sup>1)</sup> Bei Verwendung von Mauersteinen der RDK ≤ 1,4 in Dünnbettmörtel reduziert sich das rechnerische Wandflächengewicht um 1,0 kN/m<sup>3</sup> · d [m]

Die regionalen Lieferprogramme sind zu beachten.

Tafel 2/2: Faktor für das statische System

Faktor f [-]	Lagerung	Einspannung
1,0	einachsige 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.

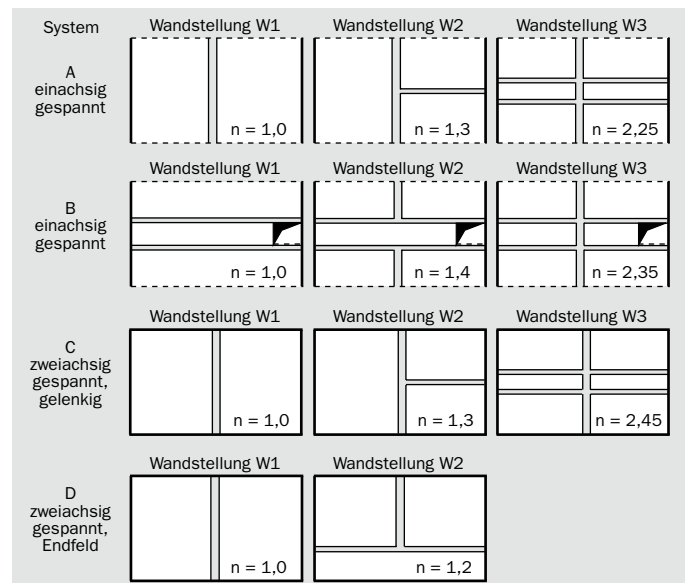


Bild 2/2: Einflussfaktor für Anzahl und Stellung der Wände

Die Standsicherheit von Wänden wird nach DIN 1053-100 durch Einhaltung der maximal aufnehmbaren Normalkraft nachgewiesen.

### Ablauf des Nachweises (Regelfall)

- Bemessungswert der vorhandenen Normalkraft  $N_{Ed}$

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und  $q_k \leq 2,5 \text{ kN/m}^2$  darf vereinfacht angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk})$$

sonst siehe Abschnitt 0

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk} \text{ (falls } N \text{ günstig wirkt, z.B. Windscheibe)}$$

- Knicklänge/Schlankheit

$$h_k = h_s$$

Bei flächig aufgelagerten massiven Decken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Balken und falls keine größeren horizontalen Lasten als die planmäßigen Windlasten rechtwinklig auf die Wände wirken:

$$h_k = \beta \cdot h_s$$

mit:

$h_s$  lichte Geschosshöhe

$\beta$  Abminderungsbeiwert nach Tafel 3/1

$\frac{h_k}{d}$  Schlankheit

- Abminderungsfaktoren

vorwiegende Biegebeanspruchung (z.B. Windscheibe)

$$\phi = \phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e}{b} \text{ bei Plattenbeanspruchung ist } b = d \text{ zu setzen}$$

Bei Knickgefahr:

$$\phi = \phi_2 = 0,85 - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_k}{d} \right)^2$$

Schlankheiten  $\frac{h_k}{d} > 25$  sind nicht zulässig.

Traglastminderung durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern

Bei Decken zwischen Geschossen

$$l \leq 4,20 \text{ m: } \phi = \phi_3 = 0,9$$

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

$$\text{für } f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad \phi = \phi_3 = 1,6 - \frac{l}{6} \leq 0,9$$

$$\text{für } f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad \phi = \phi_3 = 1,6 - \frac{l}{5} \leq 0,9$$

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

$$\phi_3 = \frac{1}{3} \text{ für alle Werte von } l$$

- Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft  $N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \phi \cdot A \cdot f_d$$

$$\phi = \min(\phi_1, \phi_2, \phi_3)$$

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

$f_k$  gemäß Tafel 3/3

$\eta, \gamma_M$  siehe Abschnitt 0

- Nachweis

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Tafel 3/1: Vereinfachte Annahme für den Abminderungsbeiwert  $\beta$  zur Ermittlung der Knicklänge

Wanddicke d [cm]	Abminderungsbeiwert $\beta$	Mindestauflagertiefe a [cm]
$\leq 17,5$	0,75	a = d
$17,5 < d \leq 24$	0,90	a = d
$> 24$	1,00	a $\geq 17,5$

Tafel 3/2: Knicklänge  $h_k$  (2-, 3- und 4-seitig gehaltene Wand)

2-seitig gehaltene Wände:

$$h_k = \beta \cdot h_s$$

3-seitig gehaltene Wände:

$$h_k = \frac{\beta \cdot h_s}{1 + \left( \frac{\beta \cdot h_s}{3 \cdot b'} \right)^2} \geq 0,3 \cdot h_s$$

$$b' \leq 15 \cdot d$$

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

4-seitig gehaltene Wände:

$$h_s \leq b$$

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

$$h_s > b$$

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

$$b \leq 30 \cdot d$$

$b$  Abstand der aussteifenden Wände

Tafel 3/3: Charakteristische Werte  $f_k$  der Druckfestigkeit von Mauerwerk gemäß DIN 1053-100 für verschiedene Mörteltypen

Steinfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe (Normalmörtel) [N/mm <sup>2</sup> ]					Leichtmörtel [N/mm <sup>2</sup> ]		Dünnbettmörtel [N/mm <sup>2</sup> ]
	I	II	IIa	III	IIIa	LM 21	LM 36	
6	1,5	2,8	3,1	3,7	–	2,2	2,8	4,7
8	1,8	3,1	3,7	4,4	–	2,5	3,1	6,2
10	2,2	3,4	4,4	5,0	–	2,7	3,3	6,6
12	2,5	3,7	5,0	5,6	6,0	2,8	3,4	6,9 / 9,4 <sup>1)</sup>
16	2,8	4,4	5,5	6,6	7,7	2,8	3,4	8,5 / 11,0 <sup>1)</sup>
20	3,1	5,0	6,0	7,5	9,4	2,8	3,4	10,0 / 12,6 <sup>1)</sup>
28	–	5,6	7,2	9,4	11,0	2,8	3,4	11,6 / 12,6 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Höchste Ausnutzung gemäß Zulassung für Mauerwerk aus Kalksandsteinplanen, Zulassung Z-17.1-332

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 1053-100, Abschnitt 8.9.5, das folgende vereinfachte Verfahren angewendet werden:

### Schubnachweis für Rechteckquerschnitte

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \alpha_s \cdot \frac{d}{c} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

Es bedeuten:

- $V_{Ed}$  Bemessungswert der Querkraft
- $V_{Rd}$  Bemessungswert des Bauteilwiderstandes bei Querkraftbeanspruchung
- $\alpha_s$  Schubtragfähigkeitsbeiwert
  - $\alpha_s = \min \{ 1, 125 \cdot l; 1, 333 \cdot l_c \}$
  - $l$  Länge der nachzuweisenden Wand
  - $l_c$  überdrückte Länge des Querschnitts
- $d$  Dicke des Wandquerschnitts
- $c$  Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt

$$c = 1,5 \text{ für } \frac{h_w}{l} \geq 2$$

$$c = 1,0 \text{ für } \frac{h_w}{l} \leq 1$$

Dazwischen darf interpoliert werden.

- $h_w$  gesamte Wandhöhe
- $l$  Länge der Wand

Bei **Plattenschub** gilt stets:  $c = 1,5$

- $f_{vk}$  charakteristische Schubfestigkeit
- Scheibenschub:**  $f_{vk} \leq f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \leq \max. f_{vk}$
- Plattenschub:**  $f_{vk} \leq f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$

$f_{vk0}$  abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tafel 4/1 (Randdehnungsnachweis beachten)

$\sigma_{Dd}$  Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall nach Bild 4/1 oder 4/2. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung  $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$  maßgebend.

- $\max f_{vk}$  Höchstwerte der charakteristischen Schubfestigkeit
  - =  $0,012 \cdot f_{bk}$  für Hohlblocksteine
  - =  $0,016 \cdot f_{bk}$  für Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen oder -löchern
  - =  $0,020 \cdot f_{bk}$  für Vollsteine ohne Grifföffnungen oder -löcher
- $f_{bk}$  charakteristischer Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse)

$\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert nach Tafel 0/3

Tafel 4/1: Abgeminderte Haftscherfestigkeit  $f_{vk0}$  gemäß DIN 1053-100, Tabelle 6

Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
$f_{vk0}^{1)}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26

<sup>1)</sup> 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.

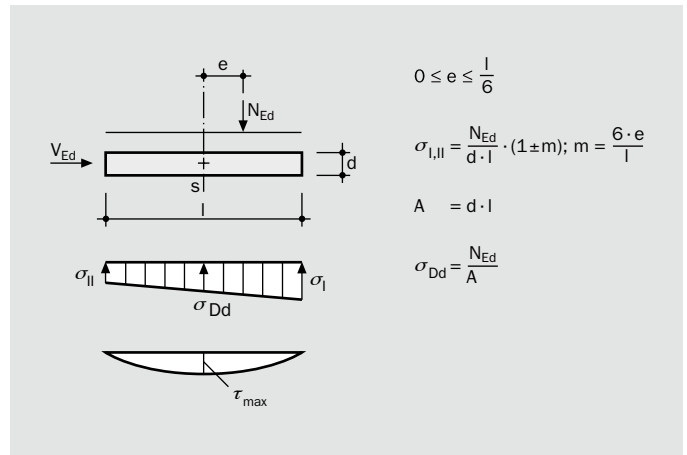


Bild 4/1: Normal- und Schubspannungen für einen ungerissenen Querschnitt bei Scheibenbeanspruchung

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

$$\sigma_{1,II} = \frac{N_{Ed}}{d \cdot l} \cdot (1 \pm m); m = \frac{6 \cdot e}{l}$$

$$A = d \cdot l$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A}$$

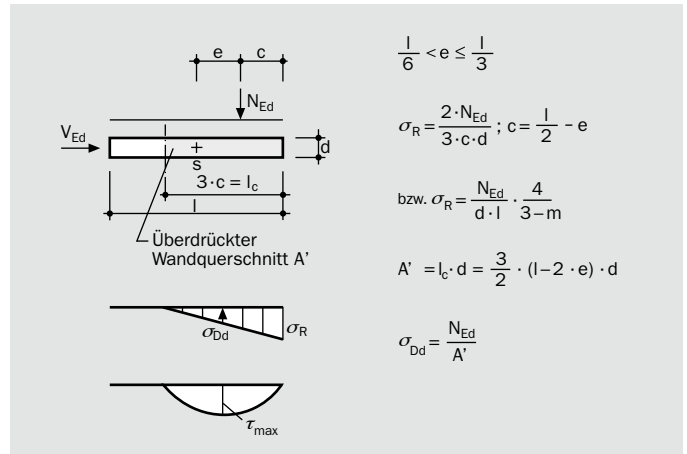


Bild 4/2: Normal- und Schubspannungen für einen teilweise gerissenen Querschnitt bei Scheibenbeanspruchung

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

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot N_{Ed}}{3 \cdot c \cdot d}; c = \frac{l}{2} - e$$

bzw.  $\sigma_R = \frac{N_{Ed}}{d \cdot l} \cdot \frac{4}{3 - m}$

$$A' = l_c \cdot d = \frac{3}{2} \cdot (l - 2 \cdot e) \cdot d$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A'}$$

### Nachweis der Randdehnungen bei Scheibenbeanspruchung

Infolge Scheibenbeanspruchung ist bei Querschnitten mit klaffender Fuge zusätzlich die rechnerische Randdehnung auf der Seite der Klaffung unter der seltenen Bemessungssituation nachzuweisen. Der Nachweis darf für häufige Bemessungssituationen geführt werden, wenn auf den Ansatz der Haftscherfestigkeit  $f_{vk0}$  beim Nachweis der Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit verzichtet wird.

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_R}{1000 \cdot f_k} \cdot \left( \frac{l}{3 \cdot l_c} - 1 \right) \leq 10^{-4}$$

- häufige Bemessungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$E_d = E \left( \sum G_{k,i} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- seltene Bemessungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$E_d = E \left( \sum G_{k,1} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

# 5.1 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9)

Die Standsicherheit von Wänden ist nach DIN 1053-100, Abschnitt 9, durch die Nachweise der Wand-Decken-Knoten, der Knicksicherheit und der Querkraft 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:  $k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_B}{E \cdot I_M} \cdot \frac{h}{l_1}$

### • Ausmitten

Ausmitten der Deckenauflagerkräfte:  $e_z$ ;  $e_D$

$$e_z = \frac{M'_z}{A_z}; e_D = \frac{M'_D}{A_D}$$

### a) Zwischendecke

bei Außenwandknoten (C)

$$M'_z = \left( -p_1 \cdot \frac{l_1^2}{12} \right) \cdot \frac{4}{2+k_1}; A_z = p_1 \cdot \frac{l_1}{2}$$

bei Innenwandknoten (D)

$$M'_z = -\frac{1}{12} \cdot (p_1 \cdot l_1^2 - p_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{4}{2+k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}$$

bei Innenwandknoten (F)

$$M'_z = \frac{2}{3} \cdot \left[ -\left( \frac{1}{8} \cdot p_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{12} \cdot p_2 \cdot l_2^2 \right) \cdot \frac{2}{2+k_1 \cdot \left( \frac{3}{4} + \frac{l_1}{l_2} \right)} \right]$$

bei Innenwandknoten (F')

$$M'_z = \frac{2}{3} \cdot \left[ -\frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot l_1^2 - p_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{2}{2 + \frac{3}{4} \cdot k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \right]$$

für  $\frac{l_2}{l_1} \geq 0,7$ :  $A_z = \frac{1}{2} \cdot (p_1 \cdot l_1 + p_2 \cdot l_2)$

für  $\frac{l_2}{l_1} < 0,7$  und 1. Innenwand:

$A_z$  nach DIN 1053-100, Abschnitt 9.2.1, mit Durchlaufwirkung

h	Geschosshöhe
$l_1, l_2$	Deckenspannweiten
$b_b, b$	wirksame Breite der Decke, Breite der Wand
$d_b, d$	Deckendicke, Wanddicke
$E_{cm}$	E-Modul des Betons (Decke)
E	E-Modul des Mauerwerks
	$E = 1000 \cdot f_k$
$f_k$	siehe Abschnitt 3, Tafel 3/3
$p_1, p_2$	gleichmäßig verteilte Deckenlasten,
	$p_1 = g_d + q_d, p_2 = g_d + \frac{q_d}{2}$
$M'_z, M'_D$	Bemessungswert der abgeminderten Deckeneinspannmomente (Zwischen- bzw. Dachdecke). Bei Außenwänden Überlagerung mit Windmomenten
$A_z, A_D$	Bemessungswert der Deckenauflagerkräfte (Zwischen- bzw. Dachdecke)
$I_M$	Flächenträgheitsmoment der ungerissenen Wand
$I_B$	Flächenträgheitsmoment der ungerissenen Decke

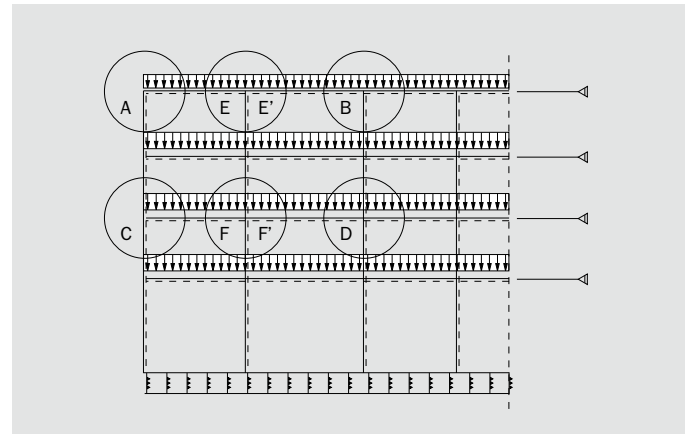


Bild 5/1: Gebäude als seitlich unverschiebbarer Rahmen (Teilsysteme mit den Knoten (A) bis (F))

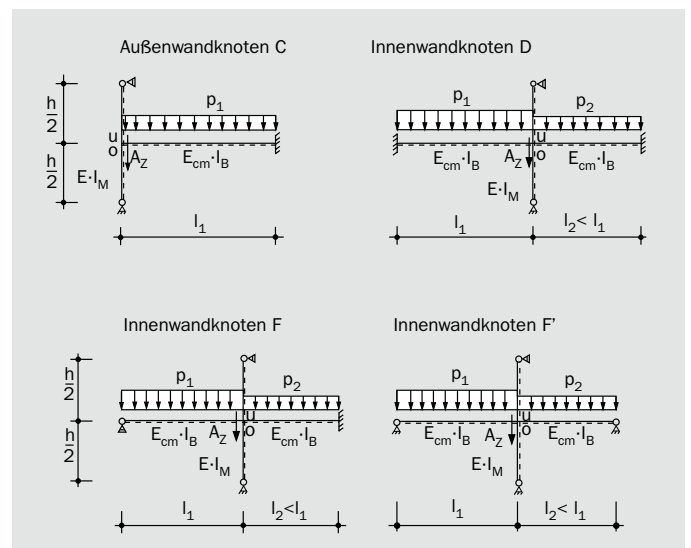


Bild 5/2: Statische Systeme (Knoten C, D, F, F')

# 5.2 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9)

b) Dachdecke  
bei Außenwandknoten (A)

$$M'_D = \left( -p_1 \cdot \frac{l_1^2}{12} \right) \cdot \frac{\frac{4}{3}}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1} ; A_D = p_1 \cdot \frac{l_1}{2}$$

bei Innenwandknoten (B)

$$M'_D = -\frac{1}{12} \cdot \left( p_1 \cdot l_1^2 - p_2 \cdot l_2^2 \right) \cdot \frac{\frac{4}{3}}{2 + \frac{8}{3} \cdot k_1 \cdot \left( 1 + \frac{l_1}{l_2} \right)}$$

bei Innenwandknoten (E)

$$M'_D = \frac{2}{3} \cdot \left[ -\left( \frac{1}{8} \cdot p_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{12} \cdot p_2 \cdot l_2^2 \right) \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left( 1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{l_1}{l_2} \right)} \right]$$

bei Innenwandknoten (E')

$$M'_D = \frac{2}{3} \cdot \left[ -\frac{1}{8} \cdot \left( p_1 \cdot l_1^2 - p_2 \cdot l_2^2 \right) \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left( 1 + \frac{l_1}{l_2} \right)} \right]$$

$A_D = A_Z$  (Innenwandknoten)

c) 5 %-Regel nach DIN 1053-100, Abschnitt 9.2.3 für alle Decken mit  $q_k \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$

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    $e_U = \frac{A_Z}{2 \cdot N_0} \cdot e_z$   
                           Wandkopf    $e_O = \frac{A_Z}{2 \cdot (N_0 + A_Z)} \cdot e_z$   
 Dachdecke:        Wandkopf    $e_O = e_D = \frac{M'_D}{A_D}$

für den Nachweis sind anzusetzen

am Wandfuß        $e = e_U ; N = N_0$   
am Wandkopf       $e = e_O ; N = N_U = N_0 + A_Z$

● Nachweis unter Gebrauchslasten:

Unter Gebrauchslasten ist nachzuweisen, dass der charakteristische Wert der Ausmitte  $e_k$  ( $\gamma_G = 1,0$ ,  $\gamma_Q = 0$  oder  $\gamma_Q = 1,0$ ) den Wert  $\frac{d}{3}$  nicht überschreitet.

$$e_k \leq \frac{d}{3}$$

Ist die Ausmitte größer  $\frac{d}{3}$  sind Schäden durch konstruktive Maßnahmen (Zentrierung) zu verhindern.

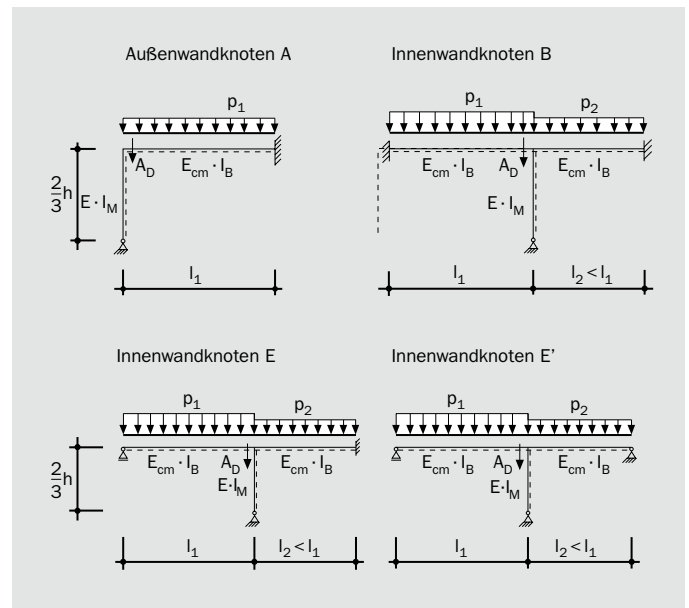


Bild 5/3: Statische Systeme (Knoten A, B, E, E')

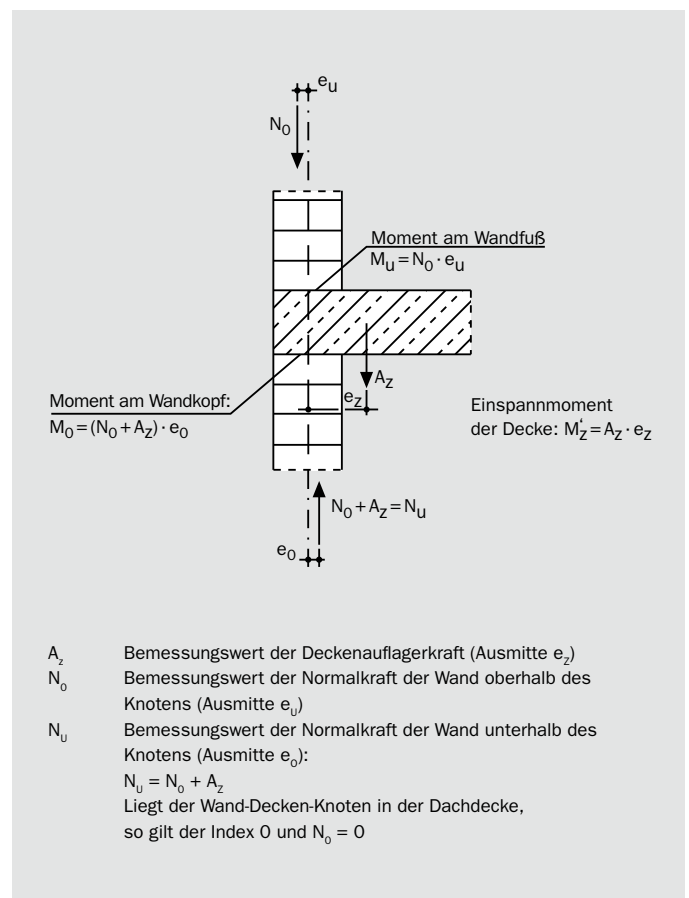


Bild 5/4: Bezeichnung der Schnittgrößen des Wand-Decken-Knotens

$A_Z$  Bemessungswert der Deckenauflegerkraft (Ausmitte  $e_z$ )  
 $N_0$  Bemessungswert der Normalkraft der Wand oberhalb des Knotens (Ausmitte  $e_U$ )  
 $N_U$  Bemessungswert der Normalkraft der Wand unterhalb des Knotens (Ausmitte  $e_O$ ):  
 $N_U = N_0 + A_Z$   
 Liegt der Wand-Decken-Knoten in der Dachdecke, so gilt der Index O und  $N_0 = 0$

# 5.3 Spannungsnachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9)

- Querschnittsnachweis (z.B. Wandkopf/Wandfuß)

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = \phi_{o,u} \cdot A \cdot f_d$$

$$\phi_{o,u} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{o,u}}{d}$$

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

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

- Überprüfung der Grenzslankheit:

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

- Querschnittsnachweis in halber Geschosshöhe

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = \phi_m \cdot A \cdot f_d$$

$$\phi_m = 1,14 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot e_m}{d} \right) - 0,024 \cdot \frac{h_k}{d} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_m}{d}$$

$$e_m = e_{m0} + e_{mk} = \frac{M_{Emd}}{N_{Emd}} + e_a + e_{mk}$$

$$e_a = \frac{h_k}{450}$$

$$h_k = \beta \cdot h_s$$

$$e_{mk} = 0,002 \cdot \varphi_\infty \cdot h_k \cdot \sqrt{\frac{\left( \frac{M_{Emd}}{N_{Emd}} + e_a \right)}{d}}$$

(nur falls  $\frac{h_k}{d} > 10$ , sonst  $e_{mk} = 0$ )

- Knicklänge / Slankheit / 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  $h_s > b$ :  $h_k = \frac{b}{2}$

$b', b$  Randabstand, Abstand der auszusteienden Wand

- A Wandquerschnitt
- $M_{Eo,u,d}$  Bemessungswert des einwirkenden Moments
- $N_{Eo,u,d}$  Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
- d Wanddicke
- $f_k$  siehe Abschnitt 3
- $\gamma_M$  siehe Abschnitt 0
- $\eta = 0,85$
- $M_{Emd}$  Bemessungswerte des Momentes in halber Geschosshöhe
- $N_{Emd}$  Bemessungswert der Normalkraft in halber Geschosshöhe
- $\varphi_\infty$  Endkriechzahl (1,5 für Kalksandsteine)

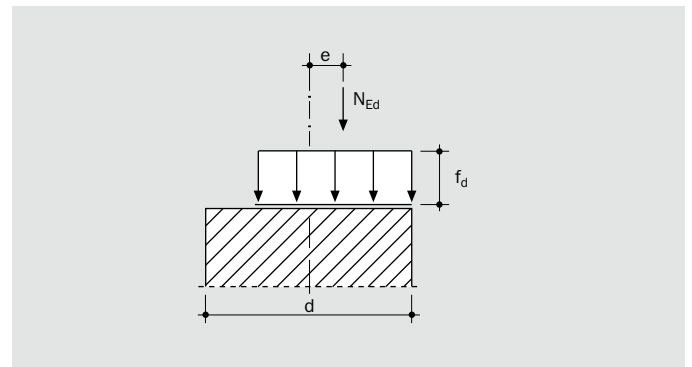


Bild 5/5: Darstellung Begriffe für den Querschnittsnachweis

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

Erforderliche Auflagertiefe a der Decke auf der Wand:		
Wanddicke	$d \geq 125 \text{ mm}$ :	$a \geq \frac{2}{3} d$
	$d < 125 \text{ mm}$ :	$a \geq 85 \text{ mm}$
Planmäßige Ausmitte $e^{1)}$ des Bemessungswertes der Längskraft am Wandkopf (für alle Wanddicken)	Reduzierte Knicklänge $h_k = \beta \cdot h_s^{2)}$	
$\leq \frac{d}{6}$	$0,75 \cdot h_s$	
$\frac{d}{3}$	$1,00 \cdot h_s$	
<small>1) Das heißt, Ausmitte ohne Berücksichtigung von <math>e_a</math>, jedoch gegebenenfalls auch infolge Wind.                  2) Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden</small>		

# 6.1 Schubnachweis nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9)

Ist nicht von vornherein erkennbar, ob das Bauwerk ausreichend ausgesteift ist (siehe Abschnitt 4), darf nach DIN 1053-100, Abschnitt 9.4, das folgende Verfahren angewendet werden.

- Horizontale Einwirkung (Lasteinzugsfläche  $\geq 10 \text{ m}^2$ )

Winddruck  $W_{D,k} = c_{pe,10} \cdot q_k$   
 Windsog  $W_{S,k} = c_{pe,10} \cdot q_k$

Lotabweichung (charakteristischer Wert der horizontalen Ersatzlast)

$$W_{Lk} = \frac{N_k}{100 \cdot h_{ges} \cdot \sqrt{h_{ges}}}$$

- Bemessungswerte der Einwirkungen

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

$$M_{Ed,i} = \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \cdot M_{Ed,G}$$

$$V_{Ed,i} = \frac{E_i \cdot I_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i} \cdot V_{Ed,G}$$

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

Berücksichtigung der Formänderung, wenn:

$$h_{ges} = \sqrt{\frac{N_k}{E \cdot I}} \leq 0,6 \quad \text{für } n \geq 4$$

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

- charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk}$

Scheibenschub:

Fall (1):  $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$  [MN/m<sup>2</sup>]

Fall (2):  $f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}}$  [MN/m<sup>2</sup>]

Fall (3):  $f_{vk} = \eta \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} - \sigma_{Dd}$  [MN/m<sup>2</sup>]

Plattenschub:

Fall (1):  $f_{vk} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$  [MN/m<sup>2</sup>]

- Bemessungswerte der zugehörigen Druckspannungen Rechteckquerschnitte

Es gelten Abschnitt 4, Bild 4/1 und Bild 4/2

Zusammengesetzte Querschnitte (siehe Bild 6/1) ungerissener Querschnitt ( $0 \leq d \leq \frac{1}{6}$ )

$$\sigma_{Dd} = \sigma_I \cdot \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_D}$$
 [MN/m<sup>2</sup>]

$$\sigma_{Dd} = \sigma_{II} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{W_Z}$$
 [MN/m<sup>2</sup>]

teilweise gerissener Querschnitt ( $\frac{1}{6} < e \leq \frac{1}{3}$ )

$$\sigma_{Dd} = \sigma_{Rd} \cdot \frac{N_{Ed}}{A'} + \frac{M_{Ed}}{W_Z}$$
 [MN/m<sup>2</sup>]

$c_{pe,10}$  aerodynamischer Beiwert nach DIN 1055-4, Tabelle 3

$\frac{h_{ges}}{b}$	$c_{pe,10}$ Druck	$c_{pe,10}$ Sog
$\geq 5$	+0,8	-0,5
1	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	+0,7	-0,3

- $h_{ges}$  Gebäudehöhe über OK Fundament
- $b$  Wandabmessung parallel zum Wind
- $q_k$  charakteristischer Geschwindigkeitsdruck nach Tafel 6/1
- $N_k$  Summe der charakteristischen Werte aller lotrechten Lasten des Gebäudes
- $M_{Ed,G}$  Gesamtmoment des Gebäudes infolge der Horizontallasten für eine Richtung (Bemessungswerte)
- $V_{Ed,G}$  Gesamte Horizontallast (Querkraft) des Gebäudes in einer Richtung (Bemessungswerte)
- $M_{Ed,i}, V_{Ed,i}$  Biegemoment, Querkraft einer beliebigen Wand i (Bemessungswerte)
- $E_i, I_i$  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 im Zustand I nach der Elastizitätstheorie in der untersuchten Richtung
- $n$  Anzahl der Geschosse
- $f_{vk0}$  abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 4/1
- $\sigma_{Dd}$  Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall an der Stelle der maximalen Schubspannung. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung  $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_G$  maßgebend.
- $f_{bz}$  Steinzugfestigkeit  
 $= 0,025 \cdot f_{bk}$  für Hohlblocksteine  
 $= 0,033 \cdot f_{bk}$  für Hochlochsteine und Steine mit Grifföchern oder Grifföffnungen  
 $= 0,040 \cdot f_{bk}$  für Vollsteine ohne Grifföcher oder Grifföffnungen
- $f_{bk}$  Steifestigkeitsklasse
- $\eta$  Dauerstandsfaktor, im Allgemeinen  $\eta = 0,85$
- $f_k$  charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Tafel 3/3
- $N_{Ed}, M_{Ed}$  Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft / des einwirkenden Momentes
- $A$  Fläche des Wandquerschnittes
- $A'$  Fläche des überdrückten Wandquerschnittes
- $W_D$  Widerstandsmoment, bezogen auf den durch das Moment gedrückten Rand:  $W_D = \frac{I_x}{l_2}$
- $W_Z$  Widerstandsmoment, bezogen auf den durch das Moment gezogenen Rand:  $W_Z = \frac{I_x}{l_1}$
- $l_1, l_2$  ( $l'_2$ ) Abstand des gezogenen, gedrückten Randes von der Schwerachse x - x
- $I_x, I_m$  Flächenmoment 2. Grades des Gesamtquerschnittes um die Schwerachse
- $I'_x$  Flächenmoment 2. Grades des überdrückten Wandquerschnittes um die Schwerachse x - x
- $S_M, S_1$  Flächenmoment 1. Grades des Wandquerschnittes bzw. der am Schnitt 1 - 1 abgetrennten Teilfläche um die Schwerachse x - x
- $d_1$  Wanddicke an der zu untersuchenden Stelle
- $\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert gemäß Tafel O/3
- $d, c, \alpha_s, f_{vk}$  siehe Abschnitt 4

# 6.2 Schubnachweis nach dem genaueren Berechnungsverfahren (DIN 1053-100, Abschnitt 9)

● Schubtragfähigkeit  $V_{Rd}$

Rechteckquerschnitte:

$$V_{Rd} = \alpha_s \cdot \frac{d}{c} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

c und A gemäß Abschnitt 4

Zusammengesetzte Querschnitte:  
ungerissener Querschnitt

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot f_{vk} \cdot \frac{I_M \cdot d}{S_M}$$

bzw. am Anschnitt eines Teilquerschnittes

$$V_{Rd,1} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot f_{vk} \cdot \frac{I_x \cdot d}{S_1}$$

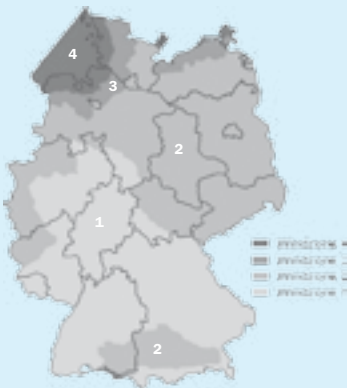
teilweise gerissener Querschnitt:

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

Tafel 6/1: Vereinfachte Geschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe gemäß DIN 1055-4 (2005)

Windzone	Geschwindigkeitsdruck $q_k$ in kN/m <sup>2</sup> bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von			
		$h_{ges} \leq 10$ m	$10$ m < $h_{ges} \leq 18$ m	$18$ m < $h_{ges} \leq 25$ m
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
	Küste <sup>1)</sup> und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste <sup>1)</sup> und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste <sup>1)</sup> und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste <sup>1)</sup> der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	-	-

<sup>1)</sup> Zur Küste gehört ein 5 km breiter Streifen der entlang der Küste verläuft und landwärts gerichtet ist.



● Nachweis

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

● Nachweis der maximalen Druckspannung am Wandfuß

Zusätzlich zum Nachweis der Schubtragfähigkeit ist noch ein Nachweis der Biegetragfähigkeit erforderlich (Querschnittsnachweis am Wandfuß gemäß Abschnitt 4).

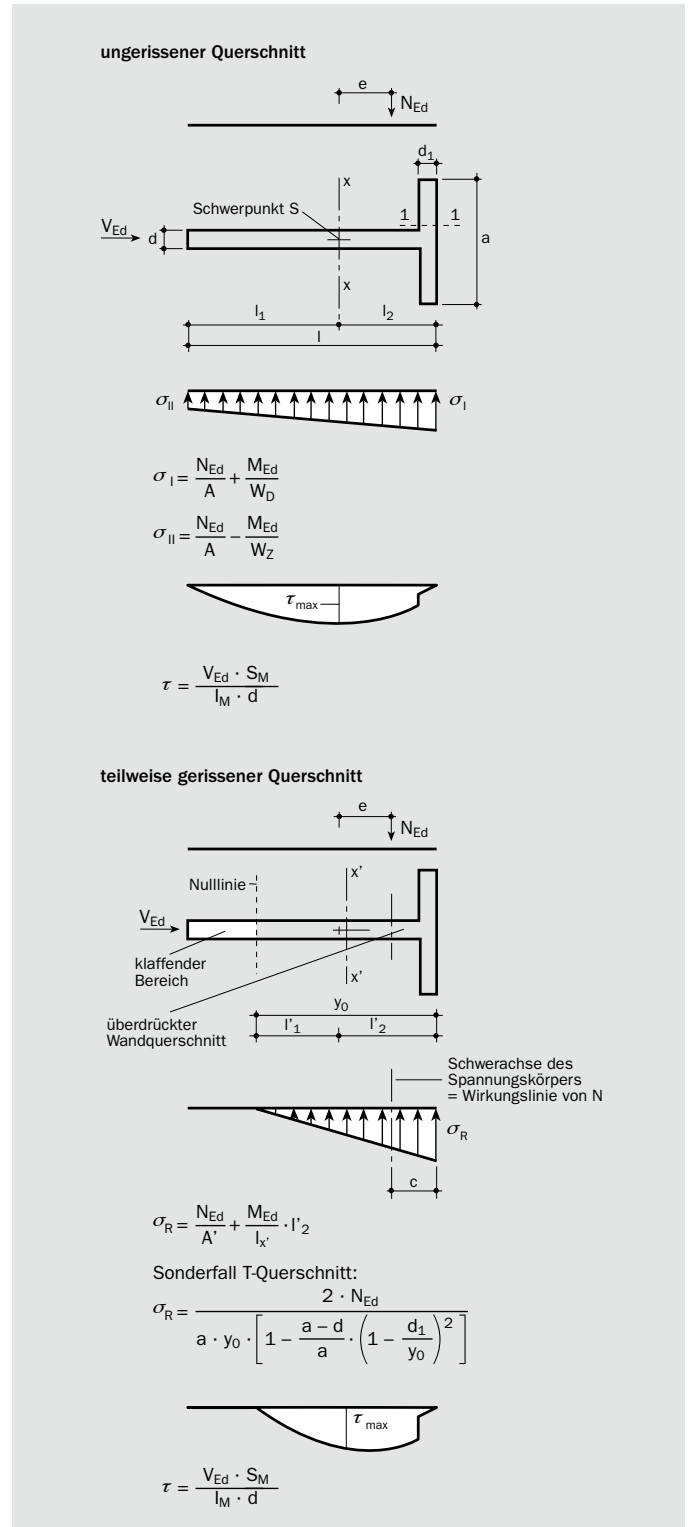


Bild 6/1: Normal- und Schubspannungen, zusammengesetzter Querschnitt

Bei Kelleraußenwänden kann nach DIN 1053-100, Abschnitt 10, 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 der charakteristische Wert  $q_k$  der Verkehrslast auf der Geländeoberfläche nicht mehr als  $5 \text{ kN/m}^2$ , die Geländeoberfläche steigt nicht an und die Anschüttungshöhe  $h_e$  ist nicht größer als die Wandhöhe  $h_s$ .
- Der Bemessungswert der jeweils maßgebenden Wandnormalkraft  $N_{1,Ed}$  in halber Höhe der Anschüttung liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$N_{1,Rd} = \frac{d \cdot f_d}{3} \geq N_{1,Ed} \geq N_{1,lim,d}$$

$$\text{mit } N_{1,lim,d} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{20 \cdot d}$$

oder

der Bemessungswert der jeweils maßgebenden Wandnormalkraft  $N_{0,Ed}$  der Kelleraußenwand unterhalb der Kellerdecke liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$N_{1,Rd} = \frac{d \cdot f_d}{3} \geq N_{0,Ed} \geq N_{0,lim,d}$$

$N_{0,lim,d}$  nach Tafel 7/1

Für den Nachweis der oberen Grenzwerte muss der Bemessungswert der Wandnormalkraft aus dem Lastfall max N, für die unteren Grenzwerte aus dem Lastfall min N (Eigengewicht) bestimmt werden.

Es bedeuten:

$d$	Wanddicke
$\gamma_e$	Wichte der Anschüttung
$f_d$	siehe Abschnitt 3, Tafel 3/3
$N_{1,Rd}$	oberer Grenzwert der Wandnormalkraft
$N_{1,lim,d}$ ; $N_{0,lim,d}$	unterer Grenzwert der Wandnormalkraft
$N_{0,Ed}$ ; $N_{1,Ed}$	Bemessungswert der Wandnormalkraft aus dem Lastfall max N bzw. min N

### 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  $N_{0,lim,d}$  und  $N_{1,lim,d}$  in Abhängigkeit vom Abstand  $b$  der Aussteifung und der Geschosshöhe  $h_s$  abgemindert werden.

$$N_{0,Ed} \geq \alpha \cdot N_{0,lim,d} \text{ oder}$$

$$N_{1,Ed} \geq \alpha \cdot N_{1,lim,d}$$

mit  $\alpha$  nach Tafel 7/2

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

Stand: März 2009, BV-9036-09/03

Herausgeber: Bundesverband Kalksandsteinindustrie eV, Hannover

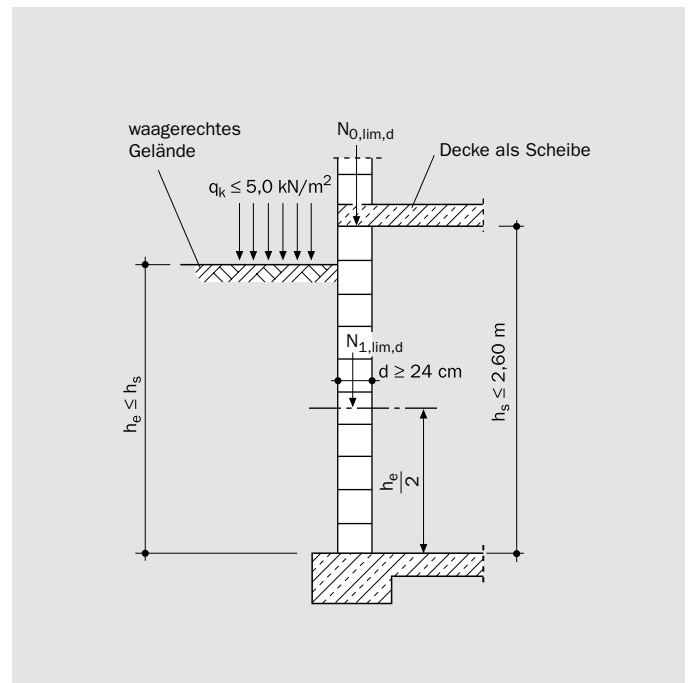


Bild 7/1: Schnitt durch eine Kelleraußenwand

Tafel 7/1:  $N_{0,lim,d}$  für Kelleraußenwände ohne rechnerischen Nachweis

Wanddicke $d$ [cm]	$N_{0,lim,d}$ 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:  $\alpha$ -Werte in Abhängigkeit von  $b/h_s$

	$b/h_s$			
	$\leq 1$	1,25	1,5	$\geq 2$
0,5	0,63	0,75	0,88	1,0