

Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1, genaueres Verfahren

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Das hier vorliegende Script beschäftigt sich ausschließlich mit dem Nachweis von Mauerwerk nach dem genaueren Verfahren der DIN EN 1996-1-1. Hierbei wird vorausgesetzt, dass die Grundlagen des Mauerwerksbaus und die Nachweise nach dem vereinfachten Verfahren bekannt sind (vgl. Script Mauerwerk).

Prinzipiell ist es sinnvoll, sofern die Kriterien hierfür vorliegen, Mauerwerk mit dem vereinfachten Verfahren nachzuweisen, da eine Mischung beider Verfahren innerhalb eines Bauwerks zulässig ist. Für größere Mauerwerksbauten kann sich ein Nachweis nach dem genaueren Verfahren unter Umständen rentieren:

- Es können größere Bauwerkshöhen realisiert werden.
- Die Konstruktionen können schlanker ausgeführt werden.

Daraus ergeben sich folgende **Vorteile**:

- Es kann Material eingespart werden.
- Die Wohnflächen werden u. Umständen größer, d.h. der Mauerwerksbau wird wirtschaftlicher.

Grundsätzlich sind je nach Belastung die folgenden **Nachweise** zu führen:

- Nachweis des Wand-Decken-Knotens (Druck)
- Nachweis der Knicksicherheit (Wandmitte)
- Nachweis der Wand auf Schub (quer und längs)
- Nachweis der Wand auf Zug oder Biegezug

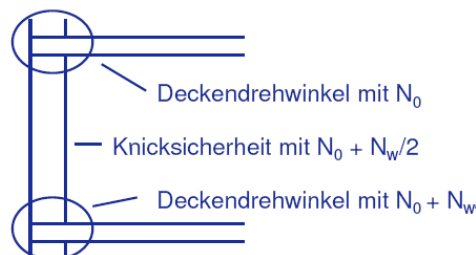


Bild: Nachweisstellen einer Wand

Hierbei werden (im Gegensatz zum vereinfachten Verfahren) die folgenden **Einflüsse** zusätzlich bzw. genauer berücksichtigt:

- Biegemomente infolge der Deckeneinspannung
- Biegemomente infolge Wind oder Erddruck
- Planmäßige und ungewollte Ausmitten
- Theorie II. Ordnung (Knicksicherheitsnachweis)
- Kriechen
- Höhere Tragfähigkeit von Wandprofilen

1.2 Abgrenzung zum vereinfachten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-3

Bauteil		Voraussetzungen			
		Wanddicke t [mm]	Lichte Wandhöhe h [m]	aufliegende Decke	
				Stützweite l_f [m]	Nutzlast ¹⁾ q_k [kN/m ²]
1	tragende Innenwände	≥ 115 < 240	$\leq 2,75$	$\leq 6,00$	≤ 5
2		≥ 240	–		
3	tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 115 ²⁾ < 150 ²⁾	$\leq 2,75$	$\leq 6,00$	≤ 3
4		≥ 150 < 175			
5		≥ 175 < 240			≤ 5
6		≥ 240	$\leq 12 \cdot t$		

¹⁾ Einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände

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

Tabelle: Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA

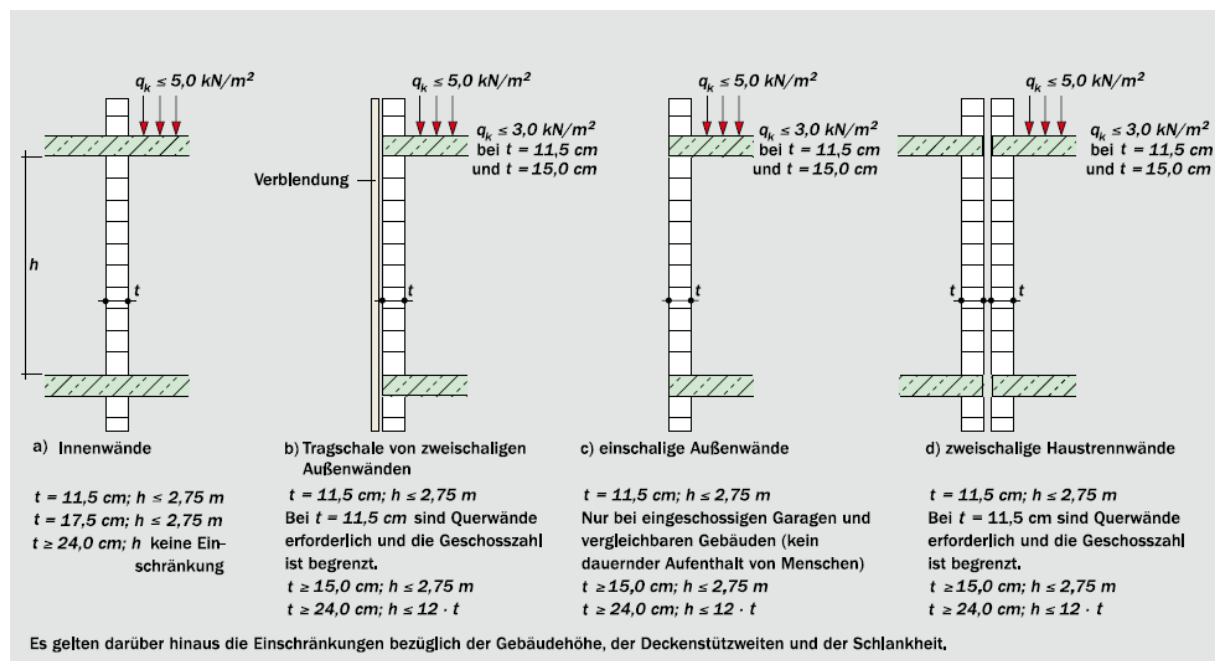


Bild: Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens gemäß DIN EN 1996-3/NA

2 Berechnungsgrundlagen

2.1 Allgemeines

Es handelt sich zwar um ein genaueres Verfahren, trotzdem müssen aber wie immer bestimmte **Annahmen und Vereinfachungen** getroffen werden, damit die Berechnungen mit einem einigermaßen vertretbaren Aufwand zu machen sind:

- Elastisches Materialverhalten von Decken und Wänden.
- Ungerissene Wand- und Deckenquerschnitte für die Ermittlung der Biegesteifigkeiten.
- Das Zusammenwirken von Decken und Wänden wird durch Teilsysteme mittels Rahmen abgebildet. Bei der Berechnung der Knotenmomente darf die halbe Verkehrslast als ständige Last angesetzt werden.
- Die Deckenbelastungen sind in etwa ähnlich groß, γ_g darf für alle Decken gleich angenommen werden.
- Die Knotenmomente der Rahmenrechnung dürfen auf Grund von Umlagerungen je nach Steifigkeitsverteilung auf bis zu 1/2 ihres Wertes reduziert werden.
- Der E-Modul der Wände darf für die Rahmenrechnung nach Tabelle NA.12 angenommen werden.

Wenn man ein Mauerwerksgebäude trotz der o.g. Annahmen wirklichkeitsnah berechnen wollte, dann müsste man das gesamte Gebäude z.B. als Rahmensystem oder sogar 3-dimensional abbilden (vgl. Bild unten). Da dies wegen der häufig vorkommenden unregelmäßigen Grundrisse von Mauerwerksbauten sehr schwierig ist und außerdem die Steifigkeiten von Decken und Wänden (Aufreißen der Querschnitte) nur schwer abgeschätzt werden können, macht eine solche Rechnung wenig Sinn, da sie eine nicht vorhandene Genauigkeit vortäuscht.

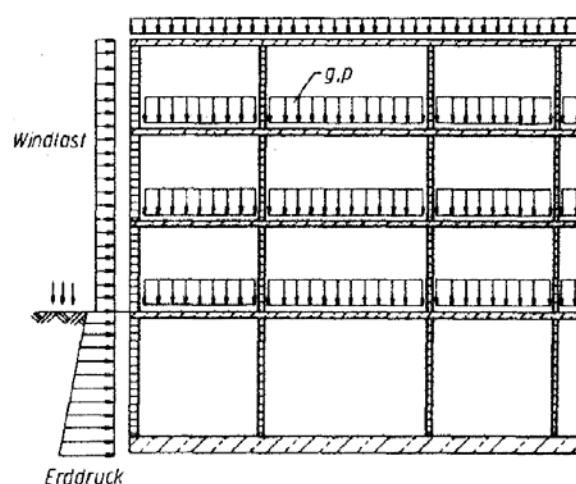


Bild: Gebäudequerschnitt

Aus diesem Grund werden die Wände normalerweise einzeln nachgewiesen, indem man Teilsysteme aus dem Tragwerk herauschneidet, um die elastische Einspannung der Wände am Kopf und am Fuß einigermaßen realistisch zu simulieren. Außerdem ist es so auf relativ einfache Weise möglich, nichtlineare Effekte wie Plastizieren/Schnittgrößenumlagerungen einzuarbeiten (vgl. pauschale Reduzierung um ca. 1/2 bei den Knotenmomenten).

Die in einem Gebäude auftretenden Typen von Wand-Decken-Knoten sind im unten stehenden Bild dargestellt:

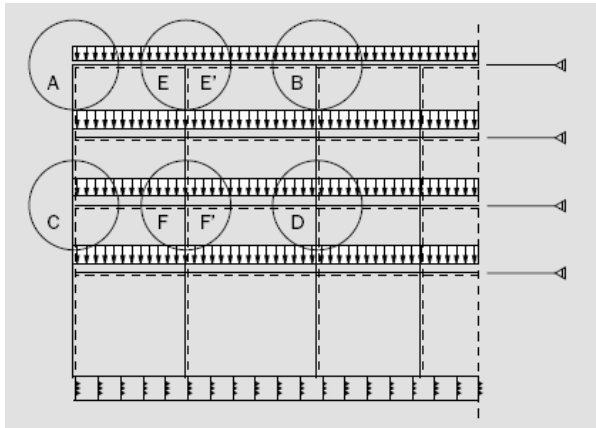
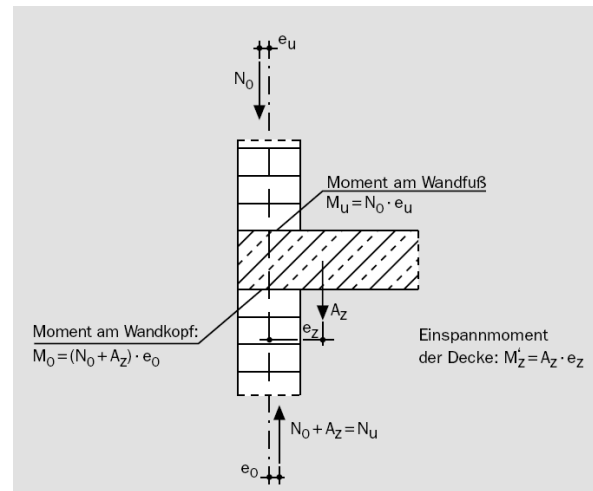


Bild: Typen von Wand-Decken-Knoten



Bezeichnungen am Knoten

Die Steifigkeiten und damit die Momente an diesen typisierten Knoten werden durch eine Rahmenrechnung unter Berücksichtigung der anschließenden Stäbe ermittelt, was ausreichend genau ist.

Die **Verteilung der Momente** über die Wandhöhe wird vereinfacht an einem aus dem Gesamttragwerk herausgeschnittenen Teilsystem ermittelt, das nur die Anschlussbauteile am Kopf und am Fuß der Wand enthält. Im folgenden Kapitel werden die erforderlichen Rechenwege aufgezeigt.

2.2 Berechnung der Wand-Decken-Knoten

2.2.1 Berechnung der Lastausmitte bei Wänden (NCI: NA C)

Die Berechnung der Lastausmitte am Wand-Decken-Knoten sollte mit Hilfe einer geeigneten Modellbildung nach den anerkannten Regeln der Technik erfolgen. Der Einfluss der Deckenverdrehung auf die Ausmitte der Lasteintragung in die Wände ist dabei zu berücksichtigen. Bei der Berechnung der Lastausmitte bei Wänden darf vereinfachend der Wand-Decken-Knoten als nicht gerissen angesehen und elastisches Verhalten der Baustoffe angenommen werden. Es darf eine Rahmenberechnung oder eine Berechnung des einzelnen Knotens vorgenommen werden.

Die Berechnung des Knotens kann entsprechend Bild NA.C.1 vereinfacht werden. Bei weniger als vier Stäben an einem Knoten werden die nicht vorhandenen weggelassen. Die vom Knoten entfernten Stabenden sollten als eingespannt angesehen werden, es sei denn, sie sind nicht in der Lage, Momente aufzunehmen, so dass sie als gelenkig gelagert angesehen werden dürfen. Die Stabendmomente $M_{1/2}$ am Knoten 1 oder 2 dürfen nach Gleichung (NA.C.1) berechnet werden.

Für die **Ermittlung von Knotenmomenten** darf die Hälfte der Nutzlasten den ständigen Lasten zugeschlagen werden. Damit verbleibt ein Anteil von 50 % der Nutzlasten, der feldweise anzusetzen ist.

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

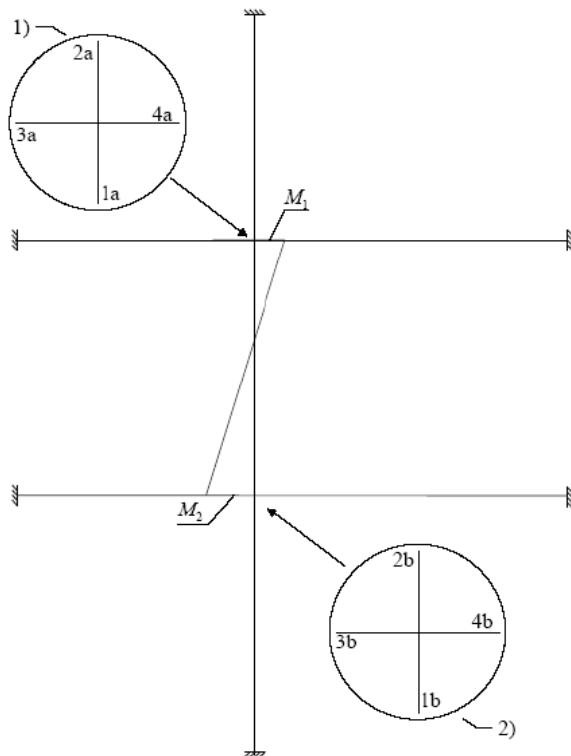


Bild NA.C.1: Vereinfachtes Rahmenmodell

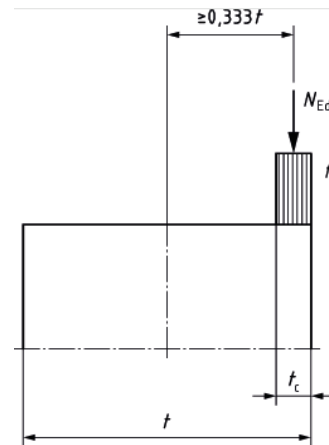


Bild NA.C.2

$$M_{1/2} = \frac{\frac{n_{1/2} \cdot EI_{1/2}}{h_{1/2}}}{\frac{n_1 \cdot EI_1}{h_1} + \frac{n_2 \cdot EI_2}{h_2} + \frac{n_3 \cdot EI_3}{l_3} + \frac{n_4 \cdot EI_4}{l_4}} \cdot \left[\frac{q_3 \cdot l_3^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} - \frac{q_4 \cdot l_4^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right] \quad (\text{NA.C.1})$$

$$M_{3/4\text{voll}} = \frac{q_{3/4} \cdot l_{3/4}^2}{4 \cdot (n_{3/4} - 1)} \quad \text{Volleinspannmomente für 1- bzw. 2-seitig eingespannte Träger}$$

n_i der Steifigkeitsfaktor des Stabes; er ist 4 bei an beiden Enden eingespannten Stäben und 3 in den anderen Fällen;

EI_i die Biegesteifigkeit des Stabes i , mit $i = 1, 2, 3$ oder 4 ;

Für Mauerwerk ist der Elastizitätsmodul mit $E = K_E \cdot f_k$ zu bestimmen. Der Wert K_E kann getrennt nach der jeweiligen Mauersteinart aus Tabelle NA.12 entnommen werden.

Wegen Umlagerungsmöglichkeiten und der i.A. auf der sicheren Seite liegenden Rahmenrechnung darf die berechnete Ausmitte mit dem Faktor η reduziert werden:

$$k_m = \frac{\frac{n_3 \cdot EI_3}{l_3} + \frac{n_4 \cdot EI_4}{l_4}}{\frac{n_1 \cdot EI_1}{h_1} + \frac{n_2 \cdot EI_2}{h_2}} \leq 2 \quad \eta = 1 - \frac{k_m}{4}$$

Für $e > 0,333t$ darf die resultierende Last über einen am Rand des Querschnittes angeordneten Spannungsblock mit der Ordinate f_d abgetragen werden (Bild NA.C.2).

3 Sicherheitskonzept

Der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit wird wie in der DIN EN 1990/NA eingeführt, durch den Vergleich der Einwirkungen mit dem

Bauteilwiderstand geführt: $\gamma_F \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$

Die Sicherheitsfaktoren γ_F auf der Lastseite nach DIN EN 1990/NA sind bekannt:

Einwirkung	Günstige Wirkung	Ungünstige Wirkung	Außergewöhnliche Bemessungssituation
Ständige Einwirkung G z.B. Eigengewicht, Ausbau, Erddruck	1,0	1,35	1,0
Veränderliche Einwirkung Q z.B. Wind-, Schnee-, Nutzlasten	0,0	1,5	1,0

NA.2: Bei Wohn- und Bürogebäuden darf der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Allgemeinen vereinfacht mit den folgenden Einwirkungskombinationen bestimmt werden:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot \sum N_{Gk} + 1,5 \cdot \sum N_{Qk}$$

In Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton, die mit charakteristischen Nutzlasten einschließlich Trennwandzuschlag von maximal 3 kN/m² belastet sind, darf vereinfachend angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot \left(\sum N_{Gk} + \sum N_{Qk} \right) \text{ für } q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Für den Nachweis von größeren Biegemomenten, z.B. bei aussteifenden Wandscheiben, wo häufig die minimale Normalkraft bemessungsmaßgebend ist, muss immer zusätzlich der Lastfall max.M + min.N untersucht werden:

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot \sum N_{Gk} \text{ in Verbindung mit } \max M_{Ed} = 1,0 \cdot M_{Gk} + 1,5 \cdot M_{Qk}$$

Die Sicherheiten γ_M auf der Materialseite werden in der jeweiligen Norm, also hier die DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.1, festgelegt:

Material		γ_M	
		Bemessungssituation	
		ständig und vorübergehend	außer-gewöhnlich ^a
A	unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung ^{b, c}	1,5	1,3
	bewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung ^b	10,0 ^d	10,0 ^d
B	unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel ^{c, e}	1,5	1,3
	bewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel ^b	10,0 ^d	10,0 ^d
C	Mauerwerk aus Steinen der Kategorie II	„Auslassung“... nicht anwendbar.	
D	Verankerung von Bewehrungsstahl	10,0 ^d	
E	Bewehrungsstahl und Spannstahl	10,0 ^d	
F	Ergänzungsbauteile nach DIN EN 845-1	nach Zulassung	
G	Stürze nach DIN EN 845-2	nach Zulassung	

^a für die Bemessung im Brandfall siehe DIN EN 1996-1-2.

^b siehe NCI zu 3.2.2

^c Randstreifenvermörtelung ist für tragendes Mauerwerk nicht anwendbar.

^d In Einzelfällen können in Abstimmung mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde abweichende Werte vereinbart werden.

^e Gilt nur für Baustellenmörtel nach DIN V 18580.

4 Materialeigenschaften von Mauerwerk

4.1 Mauermörtel

Mauermörtel sind entsprechend ihrer Zusammensetzung als Normalmörtel, Dünnbettmörtel oder Leichtmörtel definiert.

Mauermörtel werden entsprechend der Festlegung der Zusammensetzung als Rezeptmörtel oder Mörtel nach Eignungsprüfung eingeordnet.

Bei Mauermörtel kann es sich abhängig von der Herstellart entweder um Werkmauermörtel, werkmäßig hergestellten Mörtel (werkmäßig vorbereiteter Mauermörtel oder Kalk-Sand-Werk-Vormörtel) oder Baustellenmörtel handeln.

Mörtelgruppe nach DIN V 20000-412 oder DIN V 18580		Druckfestigkeit f_m N/mm ²
Normalmauermörtel	II	2,5
	IIa	5,0
	III	10,0
	IIIa	20,0
Leichtmauermörtel	LM 21	5,0
	LM 36	5,0
Dünnbettmörtel	DM	10,0

Mörtelart	Mörtel- gruppe	Mörtelklasse nach DIN EN 998-2
Normal- mauer- mörtel	I	M1
	II	M2,5
	IIa	M5
	III	M10
	IIIa	M20
Leicht- mauer- mörtel	LM21	M5
	LM36	M5
Dünnbett mörtel	DM	M10

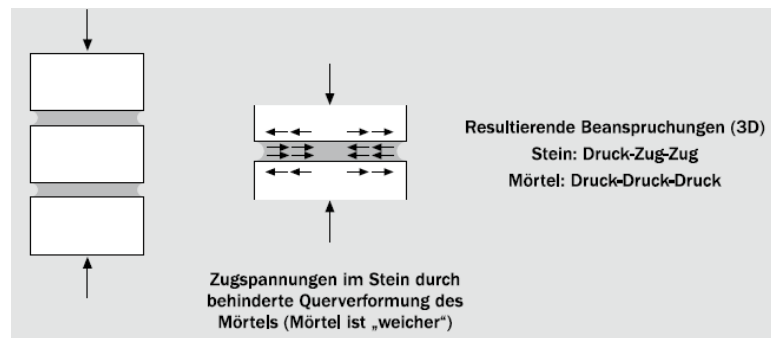
Tabelle NA.2: Rechenwerte für die Druckfestigkeit von Mauermörtel

Bei den angegebenen Rechenwerten f_m handelt es sich um die Normdruckfestigkeit des Mörtels nach DIN EN 1015-11, welche an in Stahlschalungen hergestellten Mörtelprismen mit den Maßen 160 mm × 40 mm × 40 mm bestimmt wird. Neben der Normdruckfestigkeit ist bei Normalmörteln (außer Rezeptmörteln) und bei Leichtmörteln bei der Eignungsprüfung auch die Druckfestigkeit des Mörtels in der Fuge nach einem der drei Verfahren in DIN 18555-9 zu prüfen. In Abhängigkeit von der Mörtelart bzw. Mörtelgruppe sind die Mindestanforderungen an die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen nach DIN V 18580, Tabelle 1, zu erfüllen.

Mörtel sollten entweder nach ihrer Druckfestigkeit – bezeichnet mit dem Buchstaben M, gefolgt von der Druckfestigkeit in N/mm², z. B. M5 – oder beim Einsatz von Rezeptmörteln nach ihrem Mischungsverhältnis, z. B. Zement:Kalk:Sand = 1 : 1 : 5 in Volumenanteilen, klassifiziert werden.

4.2 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k

Die Druckfestigkeit ist die wichtigste Kenngröße für die Tragfähigkeit von Mauerwerk, sie ergibt sich aus den Festigkeiten von Stein und Mörtel. Bei einer Druckbelastung senkrecht zur Lagerfuge entstehen Querkzugspannungen, die aus den unterschiedlichen E-Moduli von Stein und Mörtel resultieren.



Die Dicke der Mörtelfuge hat daher einen signifikanten Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit des Mauerwerks. Dies kann man an den angegebenen Festigkeiten erkennen: Bei gleicher SFK erzielt man mit Dünnbettmörtel eine wesentlich höhere Tragfähigkeit des Mauerwerks wie mit Normalmörtel.

Falls bei einer Zulassung noch keine neuen Werte f_k vorliegen, kann eine Umrechnung aus den alten σ_0 -Werten erfolgen:

$$f_k = \alpha \cdot \gamma_{GI} \cdot \sigma_0 / \zeta = 3,14 \cdot \sigma_0$$

Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$

Globaler Sicherheitsfaktor $\gamma_{GI} = 2,0$

Umrechnung von $h_{ef}/d = 10$ auf $h_{ef}/d = 0$: $\alpha = 4/3$

Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen wird wie folgt bestimmt:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (\text{EC6 3.1})$$

- f_k charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm²;
 K Konstante, die - sofern notwendig - zu modifizieren ist;
 α, β Konstanten;
 f_b normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung in N/mm²;
 f_m Druckfestigkeit des Mauermörtels in N/mm².

(NDP)

Die Konstanten und freien Exponenten sind das Ergebnis der Auswertung vorliegender Versuche zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk. Die in den Tabellen NA.4 bis NA.10 angegebenen Anwendungsgrenzen sind im Einzelnen zu beachten. **In der Gleichung (3.1) ist f_b durch f_{st} zu ersetzen.** f_{st} ist die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit einschließlich Formfaktor in Lastrichtung in N/mm² nach DIN V 20000-401 bis DIN V 20000-404, DIN 105-100, DIN V 106, DIN V 18151-100, DIN V 18152-100, DIN V 18153-100 und DIN V 4165-100.

Für Mauerwerk mit **Leichtmörtel oder Dünnbettmörtel** hat die Mörtelfestigkeit keinen Einfluss, weshalb in den Tabellen NA.7 bis NA.10 keine Werte für den Exponenten β angegeben sind, d.h. es ist mit **$\beta = 0$** zu rechnen.

Bei der Festlegung der Gleichungsparameter und Exponenten erfolgte einheitlich ein Bezug auf eine Schlankheit der Mauerwerkswände $h_{ef}/t = 0$. Hierfür wurden die den Tabellen NA.4 bis NA.10 zugrunde liegenden, mit verschiedenen Schlankheiten bestimmten Mauerwerksdruckfestigkeiten zunächst auf die Schlankheit $h_{ef}/t = 5$ umgerechnet. Für die Umrechnung der Druckfestigkeitswerte auf die theoretische Schlankheit $\lambda = 0$ wurde der Faktor auf der sicheren Seite liegend zu 1,0 angenommen.

Druckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente	2	4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} N/mm ²	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0	45,0	60,0	75,0

Tabelle NA.3: Rechenwerte für f_{st} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse

f_{st} im Sinne von Tabelle NA.3 ist die aus der Druckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit. Im NA wird diese auch mit Rechenwert für f_{st} oder mittlere Steindruckfestigkeit bezeichnet.

Mittlere Steindruck- festigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
		K	α	β
5,0 ≤ f_{st} < 10,0	NM II	0,68	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,70		
10,0 ≤ f_{st} ≤ 75,0	NM II ¹⁾	0,69	0,585	0,162
	NM IIa ¹⁾	0,79		
	NM III			
	NM IIIa ²⁾			

¹⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 25$ N/mm².

²⁾ Gilt nur für mittlere Steindruckfestigkeiten ≥ 12,5 N/mm².

Tabelle NA.4: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung A (HLzA), Lochung B (HLzB), Mauertafelziegeln T1 sowie Kalksand-Loch- und Hohlblocksteinen mit Normalmauermörtel.

Mittlere Steindruck- festigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
		K	α	β
5,0 ≤ f_{st} < 10,0	NM II	0,54	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,56		
	NM IIIa			
10,0 ≤ f_{st} ≤ 75,0	NM II ¹⁾	0,55	0,585	0,162
	NM IIa ¹⁾	0,63		
	NM III			
	NM IIIa			

¹⁾Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf bei Mauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung W und Mauertafelziegeln T4 nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 15$ N/mm² und bei Mauerwerk aus Mauertafelziegeln T2 und T3 nicht größer als für $f_{st} = 25$ N/mm².

Tabelle NA.5: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung W (HLzW), Mauertafelziegeln T2, T3 und T4 sowie Langlochziegeln (LLz) mit Normalmauermörtel.

Steinart	Mörtelart	Parameter		
		κ	α	β
Vollziegel, KS-Vollsteine, KS-Blocksteine	NM II ¹⁾ , IIa ²⁾ NM III ³⁾ , IIIa ⁴⁾	0,95	0,585	0,162

¹⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für die Steinfestigkeiten $f_{st} = 45 \text{ N/mm}^2$.

²⁾ Gilt nur für die mittlere Steindruckfestigkeit $f_{st} \geq 7,5 \text{ N/mm}^2$. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für die Steinfestigkeiten $f_{st} = 45 \text{ N/mm}^2$.

³⁾ Gilt nur für mittlere Steindruckfestigkeit $f_{st} \geq 12,5 \text{ N/mm}^2$. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 60 \text{ N/mm}^2$.

⁴⁾ Gilt nur für mittlere Steindruckfestigkeit $f_{st} \geq 15,0 \text{ N/mm}^2$. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 60 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle NA.6: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Vollziegeln sowie Kalksand-Vollsteinen und Kalksand-Blocksteinen mit Normalmauermörtel.

Steinart		Mörtelart	Parameter		
			κ	α	β
KS-Plan-elemente	KS-XL	DM ¹⁾	1,70	0,630	–
	KS-XL-N KS-XL-E	DM ²⁾	0,80	0,800	–
KS-Plan-steine	KS-P	DM ³⁾			–
	KS L-P	DM ⁴⁾	1,15	0,585	–

¹⁾ Für mittlere Steindruckfestigkeiten $f_{st} < 15,0 \text{ N/mm}^2$ gelten die Werte für Plansteine KS-P. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 35 \text{ N/mm}^2$.

²⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 35 \text{ N/mm}^2$.

³⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 45 \text{ N/mm}^2$.

⁴⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle NA.7: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Kalksand-Plansteinen und Kalksand-Planelementen mit Dünnbettmörtel.

Mittlere Stein-druckfestigkeit N/mm^2	Mörtelart	Parameter		
		κ	α	β
$2,5 \leq f_{st} < 5,0$	LM 21	0,74	0,495	–
	LM 36	0,85		
$5,0 \leq f_{st} < 7,5$	LM 21	0,74		
	LM 36	1,00		
$7,5 \leq f_{st} \leq 35,0$	LM 21 ¹⁾	0,81		
	LM 36 ²⁾	1,05		

¹⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steindruckfestigkeiten $f_{st} = 15 \text{ N/mm}^2$.

²⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steindruckfestigkeiten $f_{st} = 10 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle NA.8: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Mauerziegeln und Kalksandsteinen mit Leichtmauermörtel.

Steinart		Mittlere Stein- druckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
				K	α	β
Voll- steine	V, Vbl	–	NM ¹⁾	0,67	0,74	0,13
	Vbl S, Vbl SW	$2,5 \leq f_{ak} < 10,0$	NM II ²⁾	0,68	0,605	0,189
			NM IIa ²⁾			
			NM III ²⁾ NM IIIa ²⁾	0,70		
	Vh, Vbn Vm, Vmb	$10,0 \leq f_{ak} < 15,0$	NM IIa ²⁾ NM III ²⁾ NM IIIa ²⁾	0,79	0,585	0,162
	Vh, Vbn Vm, Vmb	–	NM ³⁾	0,95	0,585	0,162
Loch- steine	Hbl, Hbn	–	NM ²⁾	0,74	0,63	0,10
Voll- und Lochsteine		–	LM 21 ⁴⁾ LM 36 ⁵⁾	0,79	0,66	–

¹⁾ Die mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{ak} \leq 3 \cdot f_{mk}$. Die Mörtelfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als für Mörtelgruppe III $f_{mk} \leq 10 \text{ N/mm}^2$. Für mittlere Steindruckfestigkeiten $f_{ak} < 5,0 \text{ N/mm}^2$ in Kombination mit Mörtelgruppe III und IIIa gilt $f_{mk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$.

²⁾ Die mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{ak} \leq 3 \cdot f_{mk}$. Die Mörtelfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als für Mörtelgruppe III $f_{mk} \leq 10 \text{ N/mm}^2$.

³⁾ Die mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{ak} \leq 3 \cdot f_{mk}$. Die Mörtelfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als für Mörtelgruppe III $f_{mk} \leq 10 \text{ N/mm}^2$. Für mittlere Steindruckfestigkeiten $5,0 \leq f_{ak} < 7,5 \text{ N/mm}^2$ in Kombination mit Mörtelgruppe IIa, III und IIIa gilt $f_{mk} = 2,9 \text{ N/mm}^2$. Für mittlere Steindruckfestigkeiten $7,5 \leq f_{ak} < 10,0 \text{ N/mm}^2$ gilt $f_{mk} = 4,0 \text{ N/mm}^2$. Für mittlere Steindruckfestigkeiten $10,0 \leq f_{ak} < 12,5 \text{ N/mm}^2$ gilt $f_{mk} = 5,0 \text{ N/mm}^2$.

⁴⁾ Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für die mittlere Steindruckfestigkeiten $f_{ak} = 10 \text{ N/mm}^2$.

⁵⁾ Die mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{ak} \leq 3 \cdot f_{mk}$.

Tabelle NA.9: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen.

Steinart	Mittlere Stein- druckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
			K	α	β
Vollsteine aus Porenbeton	$2,5 \leq f_{ak} < 5,0$	DM	0,90	0,76	–
	$5,0 \leq f_{ak} \leq 10,0$		0,90	0,75	–

Tabelle NA.10: Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Porenbeton mit Dünnbettmörtel.

Wenn die Einwirkung parallel zur Lagerfugenrichtung erfolgt, darf die charakteristische Druckfestigkeit ebenfalls nach Gleichung (3.1) bestimmt werden, wobei anstelle von f_b die mittlere Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung aus der CE-Deklaration zu entnehmen ist. Der zugehörige K-Wert nach Tabelle NA.4 bis Tabelle NA.10 ist mit 0,5 zu multiplizieren.

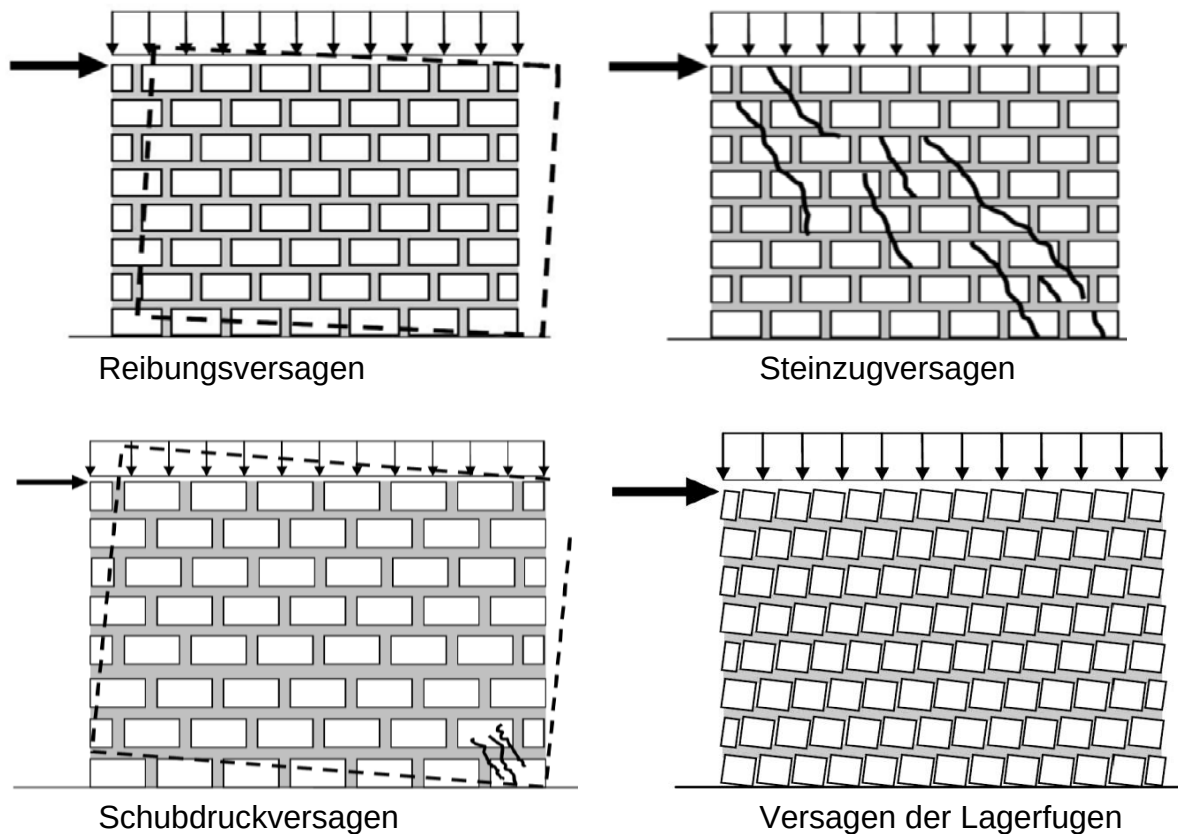
Bei Mauerwerk aus Normalmörtel und mit Mörtelfugen parallel zur Wandebene (Verbandsmauerwerk), die über die gesamte Länge der Wand oder Teile davon verlaufen, sind die K-Werte aus den Tabellen NA.4 bis NA.10 mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

4.3 Schubfestigkeit

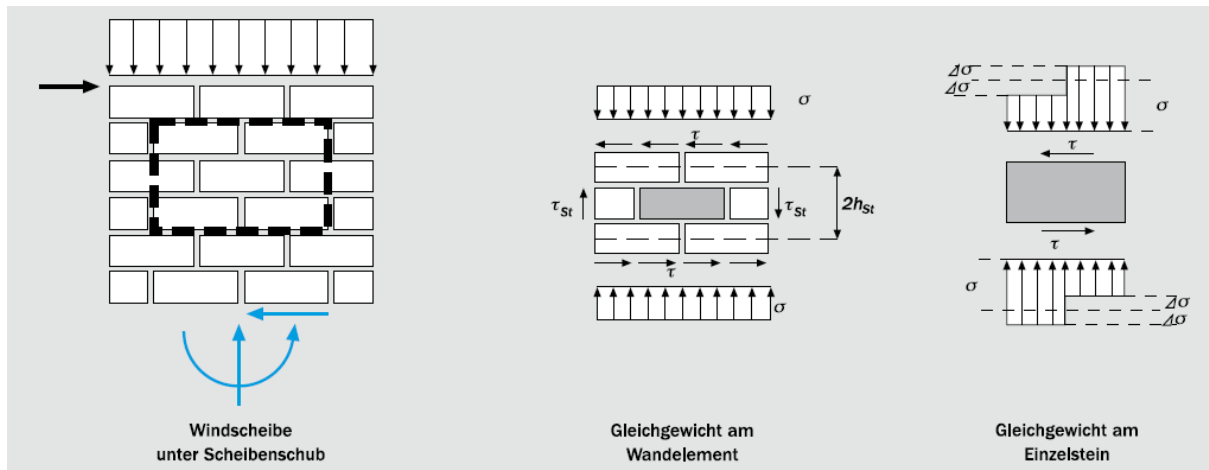
Die Schubfestigkeit $f_{vk} = \min(f_{vlt1}; f_{vlt2})$ ist eine wichtige Größe für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerk, die insbes. beim Standsicherheitsnachweis von Aussteifungswänden und Kellerwänden zum Tragen kommt.

4.3.1 Scheibenschub

Die Schubfestigkeit von Mauerwerk unter Scheibenbeanspruchung ergibt sich aus der maximalen Tragfähigkeit der Steine oder der Lagerfuge, wobei unterschiedliche Versagensmechanismen (Reibungsversagen, Steinzugversagen sowie ggf. Schubdruckversagen und Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine) zu berücksichtigen sind.



Die Schubfestigkeit unter Scheibenbeanspruchung bestimmt sich bei Reibungs- oder Steinzugversagen an dem von Mann/Müller entwickelten Versagensmodell aus dem Gleichgewicht an einem Einzelstein. Eine Übertragung von Schubspannungen über die Stoßfuge wird hierbei aus Sicherheitsgründen ausgeschlossen:



Für die Bestimmung der Schubfestigkeit von Mauerwerkswänden wird grundsätzlich von einer über die überdrückte Querschnittsfläche gemittelten vorhandenen Normalspannung σ_{Dd} ausgegangen. Zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung in den Lagerfugen wird in DIN EN 1996-1-1/NA bei Scheibenbeanspruchung ersatzweise ein abgeminderter Reibungsbeiwert von $\mu' = \mu / (1 + \mu) = 0,4$ und eine abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} angesetzt. Bei größeren Normalspannungen ist zusätzlich ein Versagen der Steine auf Zug oder auch auf Druck möglich.

Reibungsversagen bei vermörtelten Stoßfugen: $f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$ (NA.4)

Reibungsversagen bei unvermörtelten Stoßfugen: $f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$

Steinzugversagen:

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (NA.5)$$

Die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} , oft Haftscherfestigkeit genannt, beschreibt die vorhandene Klebewirkung zwischen Steinen und Mörtel, die zu einer Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts auch ohne vorhandene vertikale Auflast führt.

Bei Mauerwerk aus Porenbetonplansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann der Wert nach Gleichung NA.5 mit dem Faktor 1,2 erhöht werden.

f_{vk0} N/mm ²					
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m N/mm ²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	Leichtmauer- mörtel
2,5	5	10	20		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Tabelle NA.11: Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast

$$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st} \quad \text{für Hohlblocksteine}$$

$$f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{st} \quad \text{für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Griffaschen}$$

$$f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{st} \quad \text{für Vollsteine (Höhe} \geq 248 \text{ mm) ohne Grifflöcher oder -aschen}$$

$$f_{bt,cal} = \frac{0,082}{1,25} \cdot \frac{1}{0,7 + (f_{st}/25)^{0,5}} \cdot f_{st} \leq f_{st} \quad \text{für Porenbetonplansteine der Länge} \geq 498 \text{ mm}$$

und der Höhe ≥ 248 mm

$f_{bt,cal}$ rechnerische Steinzugfestigkeit

f_{st} umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (Tabelle NA.3) in N/mm²

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung.

$\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$ für Rechteckquerschnitte

$A = t \cdot l_{c,lin}$ überdrückte Querschnittsfläche

$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \leq l$ überdrückte Wandlänge

$e_w = M_{Ed} / N_{Ed}$ Exzentrizität in Wandlängsrichtung

M_{Ed} Bemessungswert des Momentes in Wandlängsrichtung.

$N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{gk}$ im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend.

Bei Ansatz der Haftscherfestigkeit f_{vk0} ist bei rechnerisch gerissenen Querschnitten zusätzlich ein Randdehnungsnachweis zu führen.

4.3.2 Plattenschub

Bei Plattenschubbeanspruchung ist im Normalfall nicht mit einem Versagen der Steine (weder auf Zug noch auf Druck) zu rechnen. Allein maßgebend ist hier das **Reibungsversagen in der Lagerfuge**. Da außerdem keine ungleichmäßig verteilten Spannungen in der Lagerfuge auftreten, kann mit dem normalen Reibungsbeiwert von $\mu = 0,6$ in der Lagerfuge gerechnet werden.

Somit ergibt sich für den Nachweis bei Plattenschub die folgende Festigkeit:

Reibungsversagen bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$$

Reibungsversagen bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$$

$\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$ für Rechteckquerschnitte

$A = l \cdot t_{c,lin}$ überdrückte Querschnittsfläche, Scheibenschub: $l = l_{c,lin}$

$t_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{t}\right) \cdot t \leq t$ überdrückte Wandlänge

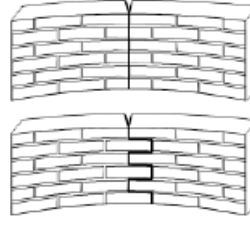
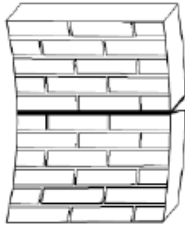
$e_w = M_{Ed} / N_{Ed}$ Exzentrizität in Wandquerrichtung

M_{Ed} Bemessungswert des Momentes in Wandquerrichtung.

$N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{gk}$ im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend.

4.4 Zugfestigkeit

4.4.1 Biegezugfestigkeit



a) senkrecht zur Lagerfuge = f_{xk1} b) parallel zur Lagerfuge = f_{xk2}

Unter bestimmten Beanspruchungen z.B. bei Plattenbiegung erfährt Mauerwerk Biegezugbeanspruchungen senkrecht (a) oder parallel (b) zur Lagerfuge. **Bei Plattenbiegung darf die charakteristische Biegezugfestigkeit f_{xk1} mit einer Zugbelastung senkrecht zu den Lagerfugen in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werden.**

Es gibt jedoch eine Ausnahme: Wenn Wände aus Planelementen bestehen und lediglich durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden (z.B. Wind auf Ausfachungsmauerwerk). In diesem Fall darf der Bemessung eine charakteristische Biegezugfestigkeit in Höhe von $f_{xk1} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt werden. Bei Versagen der Wand darf es dann jedoch nicht zu einem größeren Einsturz oder zum Stabilitätsverlust des ganzen Tragwerkes kommen.

$$f_{xk2} = (\alpha \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{0l}}{h_u} \leq f_{xk2, \max} = \min(0,5 \cdot f_{bt, \text{cal}}; 0,7 \text{ N/mm}^2)$$

l_{0l}	Überbindemaß
h_u	Steinhöhe
$\alpha = 1,0$	vermörtelte Stoßfugen
$\alpha = 0,5$	unvermörtelte Stoßfugen
σ_d	der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall. Er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen.

Die Bestimmung des Bemessungswertes der Biegezugfestigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_M . Der Ansatz eines Dauerstandsfaktors ist in diesem Fall nicht erforderlich.

4.4.2 Zentrische Zugfestigkeit

Unter bestimmten Beanspruchungen erfährt Mauerwerk Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge. Diese treten beispielsweise bei der Berechnung von Silos oder bei Zwangsbeanspruchungen infolge Verformungsbehinderung im Mauerwerk auf. Die Zugfestigkeit der Steine und der geregelte Verband des Mauerwerks ermöglichen die Aufnahme von Zugspannungen parallel zur Lagerfuge. **Die Zugfestigkeit des Mörtels in der Stoßfuge wird dabei vernachlässigt.** Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Zugfestigkeit von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge nicht angesetzt. Bei Versagen auf Zug sind zwei Versagensmechanismen möglich (Bild).

Für die zentrische Zugfestigkeit darf auf der sicheren Seite liegend der Wert der charakteristischen Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge f_{xk2} angesetzt werden.

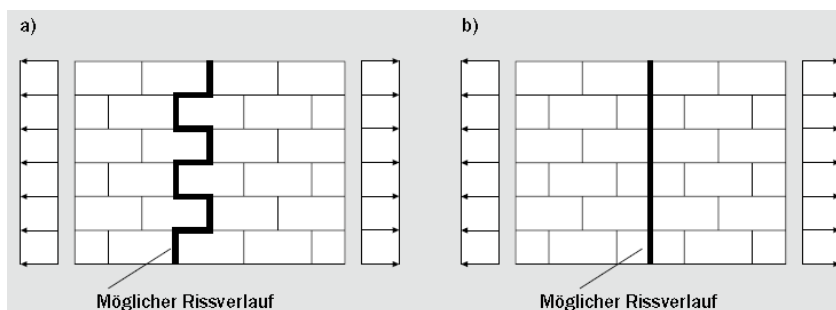


Bild: Zugbeanspruchung von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge:

a) Versagen infolge Überschreitung der Reibungskraft b) Steinzugversagen

4.5 Verformungseigenschaften

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Mauerwerksbauten werden die Verformungseigenschaften von Mauerwerk benötigt. Auf Grund von unterschiedlichen Feuchte-, Last- und Temperatureigenschaften kann es zu unerwünschten Rissen infolge von Zwangbeanspruchung kommen, welche im Normalfall als unkritisch für die Standsicherheit angesehen werden können. Die Gebrauchstauglichkeit und das optische Erscheinungsbild jedoch können dadurch negativ beeinflusst werden.

In den folgenden Tabellen sind die wesentlichen Kennwerte zusammengestellt:

Mauersteinart	Kennzahl	
	K_E	
	Rechenwert	Wertebereich
Mauerziegel	1 100	950 bis 1 250
Kalksandsteine	950	800 bis 1 250
Leichtbetonsteine	950	800 bis 1 100
Betonsteine	2 400	2 050 bis 2 700
Porenbetonsteine	550	500 bis 650

Tabelle NA.12: Kennzahlen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Mauerwerk

Für den Nachweis der vertikalen Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Knicksicherheitsnachweis) ist abweichend ein E-modul von $E_0=700f_k$ zu verwenden.

Mauerstein- art	Mauermörtelart	Endkriechzahl ^a ϕ_{∞}		Endwert der Feuchtedehnung ^b mm/m		Wärmeausdehnungs- koeffizient α 10 ⁻⁶ / K	
		Rechen- wert	Werte- bereich	Rechenwert	Werte- bereich	Rechenwert	Werte- bereich
Mauerziegel	Normalmauermörtel	1,0	0,5 bis 1,5	0	-0,1 ° bis +0,3	6	5 bis 7
	Leichtmauermörtel	2,0	1,0 bis 3,0				
Kalksand- stein	Normalmauermörtel / Dünnbettmörtel	1,5	1,0 bis 2,0	-0,2	-0,3 bis -0,1	8	7 bis 9
Betonsteine	Normalmauermörtel	1,0	-	-0,2	-0,3 bis -0,1	10	8 bis 12
Leichtbeton- steine	Normalmauermörtel	2,0	1,5 bis 2,5	-0,4	-0,6 bis -0,2	10; 8 ^d	
	Leichtmauermörtel			-0,5	-0,6 bis -0,3		
Porenbeton- steine	Dünnbettmörtel	0,5	0,2 bis 0,7	-0,1	-0,2 bis +0,1	8	7 bis 9

^a Endkriechzahl $\phi_{\infty} = \epsilon_{\infty} / \epsilon_{el}$, mit ϵ_{∞} als Endkriechmaß und $\epsilon_{el} = \sigma / E$.

^b Endwert der Feuchtedehnung ist bei Stauchung negativ und bei Dehnung positiv angegeben.

^c Für Mauersteine < 2 DF gilt der Grenzwert -0,2 mm/m.

^d Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag.

Tabelle NA.13: Kennwerte für Kriechen, Quellen oder Schwinden und Wärmedehnung (Rechenwerte und Wertebereiche)

ANMERKUNG: Die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten können stark streuen. Der Streubereich ist in Tabelle NA.13 als Wertebereich angegeben; er kann in Ausnahmefällen noch größer sein.

5 Wandnachweise

5.1 Nachweise für Biegung und Normalkraft im GZT

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes N_{Rd} wird wie folgt ermittelt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad \text{mit} \quad f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M$$

ζ Faktor zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen und weiterer Einflüsse; für eine dauernde Beanspruchung infolge von Eigengewicht, Schnee- und Verkehrslasten, gilt $\zeta = 0,85$; für kurzzeitige Beanspruchungsarten darf $\zeta = 1,0$ eingesetzt werden.

Wenn der Wandquerschnitt kleiner als $0,1\text{m}^2$ ist, muss der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d mit dem Faktor $(0,7 + 3 \cdot A[\text{m}^2])$ reduziert werden.

NCI: Für Wandquerschnitte aus getrennten Steinen mit einem Lochanteil $> 35\%$ und Wandquerschnitten, die durch Schlitze oder Aussparungen geschwächt sind, beträgt der Faktor 0,8.

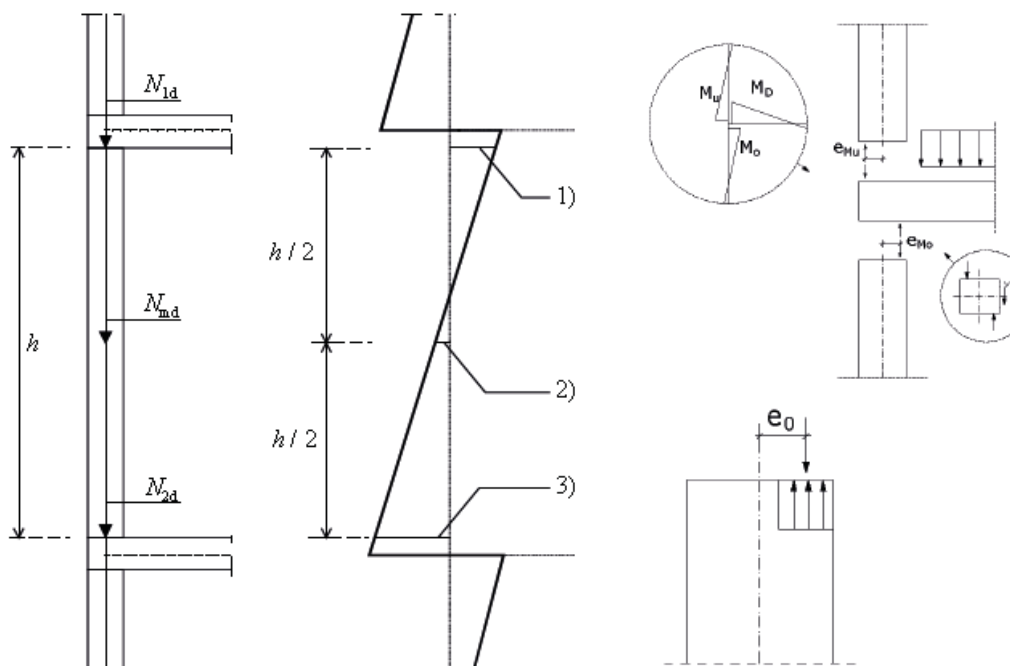


Bild (EC6 6.1): Nachweisstellen

Knotenmomente und Spannungsblock

Die Nachweise sind sowohl um die schwache z-Achse (Bild oben) wie auch um die starke y-Achse zu machen (meist zur Windaufnahme).

5.1.1 Regelbemessung am Wandkopf und am Wandfuß um die schwache Achse (z-Achse)

Die Größe des Abminderungsfaktors Φ_i zur Berücksichtigung der Ausmitte am Wandkopf und Wandfuß darf wie folgt auf der Grundlage eines rechteckigen Spannungsblockes ermittelt werden:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (\text{EC6 6.4}) \quad \text{mit} \quad e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hd} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t \quad (\text{EC6 6.5})$$

t Wanddicke

e_{hd} Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontalen Lasten (z.B. Wind), sofern vorhanden;

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

NCI: Am Wandkopf und am Wandfuß darf die ungewollte Ausmitte $e_{init} = 0$ gesetzt werden.

N_{id} der Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft.

M_{id} der Bemessungswert des Biegemomentes, resultierend aus der Exzentrizität der Deckenauflegerkraft am Kopf bzw. Fuß der Wand.

Für den Nachweis wird von einem plastischen Verhalten des Mauerwerks kurz vor dem Versagen ausgegangen, d.h. die Spannung wird als Spannungsblock angenommen (siehe Bild unten).

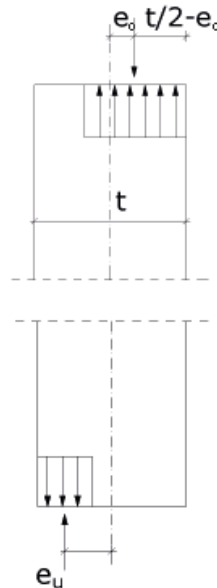


Bild: Exzentrischer Spannungsblock am Wandkopf und Wandfuß

Die Momente werden aus einer (näherungsweisen) Rahmenrechnung ermittelt (siehe Kapitel 2).

5.1.2 Knicknachweis in Wandmitte um die schwache Achse (z-Achse)

Knicklänge h_{ef} einer Wand

Die Knicklänge h_{ef} für **2/3/4-seitig gehaltene Wände** wird vereinfacht mit dem Knicklängenbeiwert ρ_2 gemäß der folgenden Tabelle ermittelt:

Exzentrizität e	Knicklängenbeiwert ρ_2
$e \leq t/6$	0,75
$e \geq t/3$	1,0

Ein Wert $\rho_2 < 1,0$ darf nur dann angesetzt werden, wenn die folgenden Auflagertiefen a eingehalten sind:

Wanddicke t (cm)	Mindestauflagertiefe a
$t < 12,5$ cm	$a \geq 10$ cm
$t \geq 12,5$ cm	$a \geq 2/3 t$

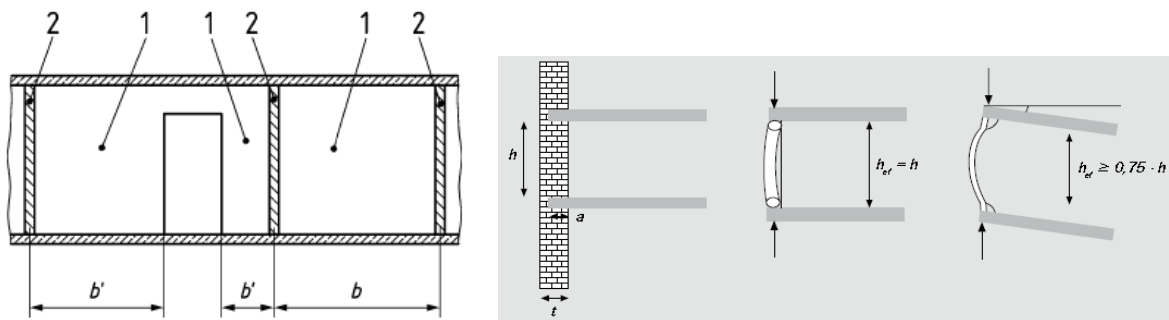


Bild NA.2: Darstellung der Größen b' und b für drei- und vierseitig gehaltene Wände
1: gehaltene Wand 2: aussteifende Wand

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

2-seitig gehaltene Wand:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$$

3-seitig gehaltene Wand: $b' \leq 15 \cdot t$

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

b' = Abstand vom freien Rand zur Wandmitte der aussteifenden Wand

4-seitig gehaltene Wand: $b \leq 30 \cdot t$ $h \leq \alpha_4 \cdot b$:

$$h_{ef} = \frac{\rho_2 \cdot h_s}{1 + \left(\alpha_4 \cdot \frac{\rho_2 \cdot h}{b} \right)^2}$$

$$h > \alpha_4 \cdot b: h_{ef} = \alpha_4 \cdot \frac{b}{2}$$

b = Abstand der Wandmitten der aussteifenden Wände

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

Tabelle NA.3: Anpassungsfaktoren α_3 , α_4 zur Abschätzung der Knicklänge von Wänden aus **Elementmauerwerk mit einem Überbindemaß $0,2 \leq l_{ol}/h_u < 0,4$**

NCI: Knicklänge für frei stehende Wände:

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = h \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{1 + 2 \cdot N_{od} / N_{ud}}{3}}$$

N_{od} / N_{ud} der Bemessungswert der Längskraft am Wandkopf / Wandfuß.

Bei Kragwänden mit Auflagertiefen kleiner als 2/3 der Wanddicke ist $\rho_2 = 1,0$ anzusetzen. Die Mindestauflagertiefe beträgt jedoch 100 mm.

Wandnachweis in halber Geschosshöhe:

Traglastfaktor:
$$\phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}\right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$$

Die Ausmitte e_{mk} der Last in halber Wandhöhe setzt sich wie folgt zusammen:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_{init}$$

M_{md} Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes in halber Geschosshöhe.

N_{md} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft in halber Geschosshöhe.

e_{hm} Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten.

$e_{init} = h_{ef} / 450$ ungewollte Ausmitte mit dem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_m erhöht wird.

e_m Ausmitte infolge der Lasten.

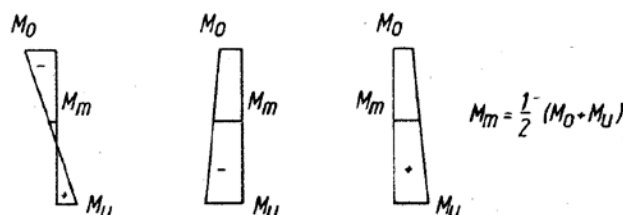
Der Kriecheinfluss muss nur berücksichtigt werden, wenn die vorhandene Wandschlankheit λ größer der Grenzschlankheit λ_c ist:
$$e_k = 0,002 \cdot \varphi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

Endkriechzahl ϕ_{∞} (Rechenwert)	Grenzschlankheit λ_c
0,5	20
1,0	15
1,5	12
2,0	10

Tabelle NA.17: Grenzschlankheiten λ_c in Abhängigkeit von den Endkriechzahlen

In Tabelle NA.13 ist geregelt, welche Rechenwerte für die Endkriechzahlen welchen Mauerwerksarten zuzuordnen sind.

e_m ist die Ausmitte in Wandmitte infolge planmäßiger Biegemomente nach Theorie I. Ordnung. Dazu zählen die Momente aus Wind und aus der ungewollten Ausmitte sowie das unten dargestellte Moment M_m , resultierend aus den Momenten M_0 und M_u der Wand-Decken-Knoten.



5.1.3 Nachweis bei überwiegender Biegung um die starke Achse y

Durch eine planmäßige Exzentrizität um die starke Achse der Wand (meist durch Wind) konzentriert sich die Druckbelastung auf einer Wandseite (siehe Bild). Die Nachweise sind auch hier wie üblich oben, in der Mitte und unten zu führen, in der Regel sind sie aber meist nur in Wandmitte (Knicken) oder am Wandfuß (Regelbemessung) maßgebend.

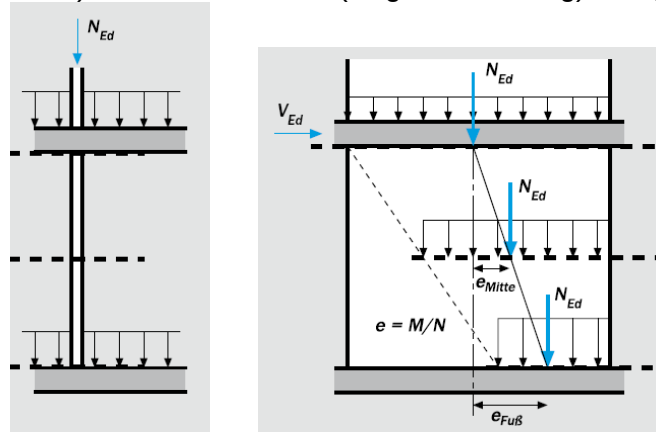
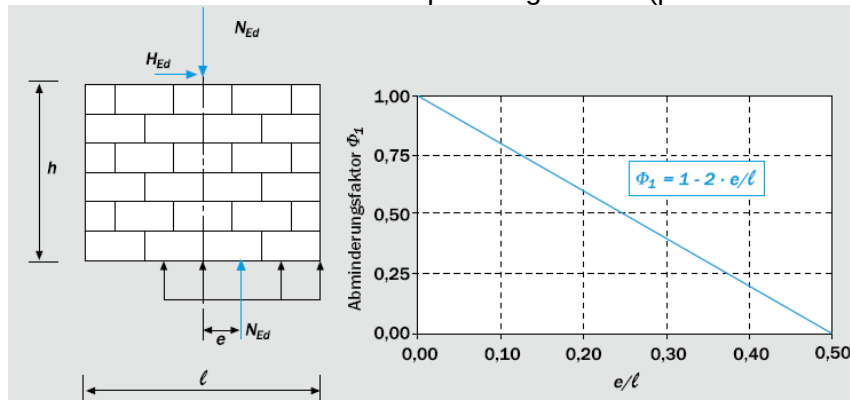


Bild: Nachweisstellen und Belastung bei Biegung um die starke Achse y

Der Einfluss einer planmäßigen Exzentrizität um die starke Achse wird durch den Faktor Φ_y erfasst. Φ_y berücksichtigt die Traglastminderung infolge der Reduzierung der Querschnittsfläche durch eine Lastausmitte bei **vorwiegender Biegebeanspruchung um die starke Achse** unter der Annahme eines Spannungsblocks (plastisches Verhalten).



$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \quad \text{mit} \quad e_w = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} \quad (\text{NA 14})$$

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung um die starke Achse y und Biegung um die schwache Achse z ist der Nachweis der Doppelbiegung an der maßgebenden Stelle zu führen. Vereinfachend dürfen die Abminderungsfaktoren Φ multiplikativ kombiniert werden: $\Phi = \Phi_y \cdot \Phi_z$ (NA 16)

Φ_y Faktor für Biegung um die starke Achse y.

Φ_z Abminderungsfaktor für Biegung um die schwache Achse z.

Biegemomente um die starke Achse y dürfen vernachlässigt werden, wenn diese beim Nachweis nach Gleichung (NA.14) nicht maßgebend werden: $\Phi_y > \Phi_z$

5.2 Nachweis der Querkraft im GZT

Querkraftnachweis allgemein:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt}$$

V_{Rdlt} ergibt sich aus dem kleinsten Wert der jeweiligen Versagensart.

5.2.1 Querkrafttragfähigkeit in Scheibenrichtung

Reibungsversagen/Steinzugversagen:

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{c} \cdot l_{cal} \cdot t \cdot f_{vd}$$

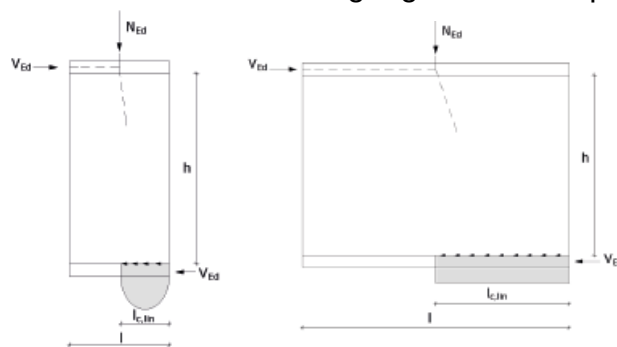
V_{Rdlt} minimaler Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

l_{cal} rechnerische Wandlänge. Für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt: $l_{cal} = 1,125 \cdot l$ bzw. $l_{cal} = 1,333 \cdot l_{c,lin}$. Der kleinere Wert ist maßgebend. In allen anderen Fällen $l_{cal} = l$ bzw. $l_{cal} = l_{c,lin}$.

$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \leq l$ überdrückte Länge der Wandscheibe bei linear-elastischer Spannungsverteilung

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

Faktor c zur Berücksichtigung der Schubspannungsverteilung über den Querschnitt:



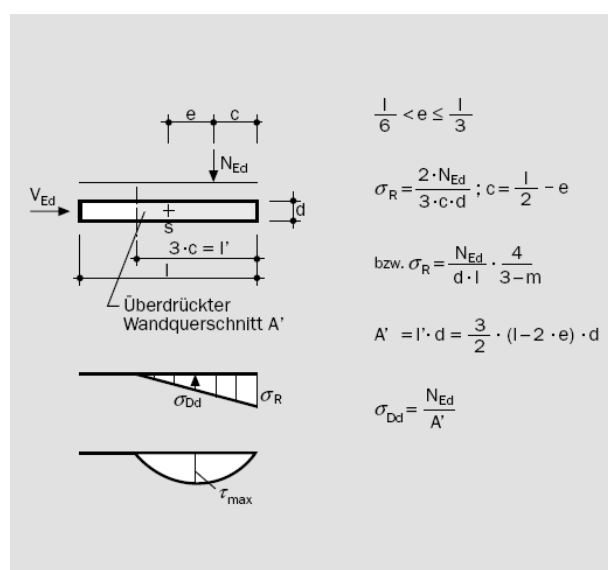
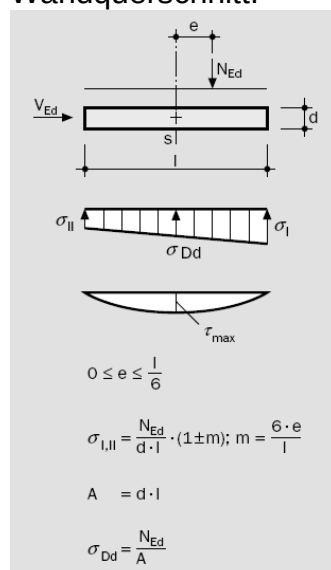
$h/l \leq 1,0: c = 1,0$

$h/l \geq 2,0: c = 1,5$

Zwischenwerte interpolieren:

$$c = 1,0 + \left(\frac{h_w}{l \cdot 2} - 0,5\right) \leq 1,5 \geq 1,0$$

Die Schub- und Normalspannungsverteilung ist unter der Annahme eines **linear-elastischen Materialverhaltens** zu ermitteln. Die folgenden Bilder zeigen die Spannungsverteilungen für einen ungerissenen und einen gerissenen Wandquerschnitt:



Evtl. zusätzlich erforderliche Nachweise:

Schubdruckversagen (nur bei Elementmauerwerk mit Dünnbettmörtel und mit vermindertem Überbindemaß $l_{0l}/h_u < 0,4$ unter hohen Auflasten):

$$V_{Rdl} = \frac{1}{c} \cdot \left(l_c \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} - \max N_{Ed} \right) \cdot \frac{l_{0l}}{h_u}$$

- f_k Bemessungswert der Druckfestigkeit
- l Länge der Wandscheibe
- t Dicke des Querschnitts
- $e_w = M_{Ed} / N_{Ed}$
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. $1,35 N_{Gk} + 1,50 N_{Qk}$)
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für das Material
- h_u Höhe des Elementes
- l_{0l} Überbindemaß

Der Nachweis ist zusätzlich zum Standardnachweis am Wandfuß zu führen.

Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine (nur bei Elementmauerwerk mit außergewöhnlichem Steinformat $h_u/l_u > 1,0$ und unvermörtelten Stoßfugen):

$$V_{Rdl} = \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot N_{Ed}$$

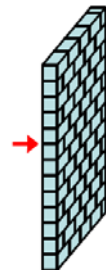
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. $1,35 N_{Gk} + 1,50 N_{Qk}$)
- l_u Länge des Elementes

Der Nachweis ist zusätzlich zum Standardnachweis in halber Wandhöhe zu führen.

5.2.2 Querkrafttragfähigkeit in Plattenrichtung

Nur Reibungsversagen

$$V_{Rdl} = f_{vd} \cdot t_{cal} \cdot \frac{l}{c}$$



- t Wanddicke
- t_{cal} rechnerische Wanddicke. Es gilt für die Fuge am Wandfuß: $t_{cal} = t$
bzw. $t_{cal} = 1,25 \cdot t_{c,lin}$. Der kleinere Wert ist maßgebend. In allen anderen Fällen ist $t_{cal} = t$ bzw. $t_{cal} = t_{c,lin}$.
- l Länge der Wand; bei gleichzeitig vorhandenem Scheibenschub gilt $l = l_{c,lin}$
- c Schubspannungsverteilungsfaktor, hier $c = 1,5$
- $t_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \leq t$ überdrückte Dicke der Wandscheibe bei linear elastischer Spannungsverteilung.
- $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft (im Regelfall min.N und zug.max.M).

5.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA

EC6 allgemein: Bei unbewehrtem Mauerwerk ist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Risse und Verformungen nicht zusätzlich nachzuweisen, wenn der Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt ist.

5.3.1 Nachweis senkrecht zur Wandebene nach NA

NA.7: Bei Beanspruchung aus vertikalen Lasten mit und ohne horizontalen Einwirkungen darf die planmäßige Ausmitte im GZG (ohne Berücksichtigung der ungewollten Ausmitte, der Kriechausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung) bezogen auf den Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts rechnerisch nicht größer als 1/3 der Wanddicke t sein.

NA.8: Ist die rechnerische Ausmitte der resultierenden Last im GZG aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Wandkopf bzw. -fuß größer als 1/3 der Wanddicke t , so darf diese zu 1/3 t angenommen werden. In diesem Fall ist möglichen Rissbildungen in Mauerwerk und Putz infolge der entstehenden Deckenverdrehung durch geeignete Maßnahmen – z. B. Fugenausbildung, konstruktive Zentrierung durch weichen Randstreifen, Kantennut, Kellenschnitt, o. Ä. mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut – entgegenzuwirken.

5.3.2 Nachweis in Wandrichtung (aussteifende Wandscheiben) nach NA

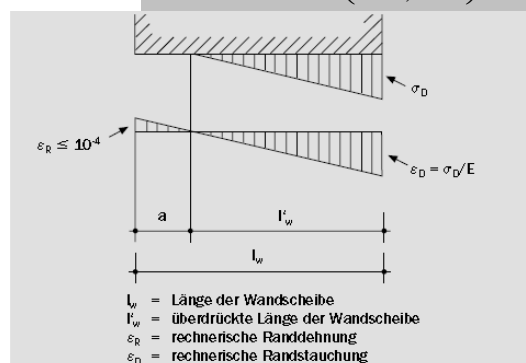
Für die Nachweise im **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit** dürfen die Spannungen und Dehnungen unter der Annahme eines **linear-elastischen Materialverhaltens** ermittelt werden (siehe Schubnachweis).

NA 9: Bei horizontaler Scheibenbeanspruchung in Längsrichtung von Wänden mit Abmessungen $l/h < 0,5$ darf am Wandfuß die planmäßige Ausmitte in der **häufigen Bemessungssituation** (ohne Berücksichtigung der ungewollten Ausmitte und der Kriechausmitte) bezogen auf den Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts rechnerisch nicht größer als 1/3 der Wandlänge l sein.

NA 10: Sofern beim **Nachweis des Reibungsversagens** der Rechenwert der Haftscherfestigkeit f_{vk0} in Ansatz gebracht wird, ist bei Windscheiben mit einer Ausmitte $e > l_w/6$ (= klaffende Fuge) zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung folgender Bedingung genügt:

Rechnerische Randdehnung:

$$\varepsilon_R = \frac{\sigma_D}{1000 \cdot f_k} \cdot \left(\frac{l_w - l_{c,lin}}{l_{c,lin}} \right) \leq 10^{-4}$$



5.4 Nachweis einer außergewöhnlichen Einwirkung

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden mit Wanddicken von $d < 175$ mm und mit Schlankheiten $h_k / d > 12$ und mit Wandlängen $l < 2,0$ m ist der Einfluss einer ungewollten horizontalen Einzellast $H = 0,5$ kN, die als außergewöhnliche Einwirkung A_d in halber Geschosshöhe angreift, nachzuweisen. Sie darf als Linienlast über die Wandbreite gleichmäßig verteilt werden.

Der Nachweis darf jedoch entfallen, wenn die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\frac{h_k}{d} \leq 20 - 1000 \cdot \frac{H}{A \cdot f_k} \quad H = 0,5 \text{ kN}$$

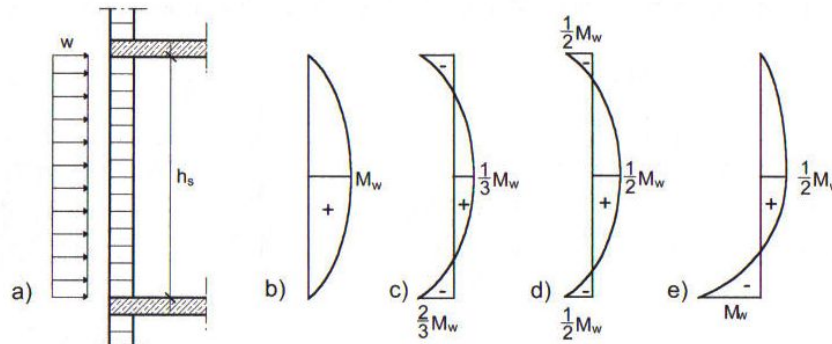
$A = l \cdot d$ Wandquerschnitt für Wandlängen $l < 2,0$ m

Die entstehende Momentenlinie darf wie bei Wind umgelagert werden und ist mit der Momentenlinie aus den Knotenmomenten zu überlagern.

5.5 Berücksichtigung von Wind

Im Regelfall darf der Wind bis zu einer Höhe von 20 m über Gelände vernachlässigt werden, wenn die Wanddicke $t \geq 24\text{cm}$ und die lichte Geschosshöhe $h_s \leq 3\text{m}$ sind.

Biegemomente aus horizontalen Windlasten dürfen unter Einhaltung des Gleichgewichts umgelagert werden. Alle Zwischenzustände zwischen Volleinspannung und gelenkiger Lagerung dürfen frei angesetzt werden. Durch geschickte Wahl der Umlagerung können Maximalwerte an den zu untersuchenden Stellen vermieden werden.



b) Grenzfall freie Lagerung:

$$M_w = \frac{w \cdot h_s^2}{8}$$

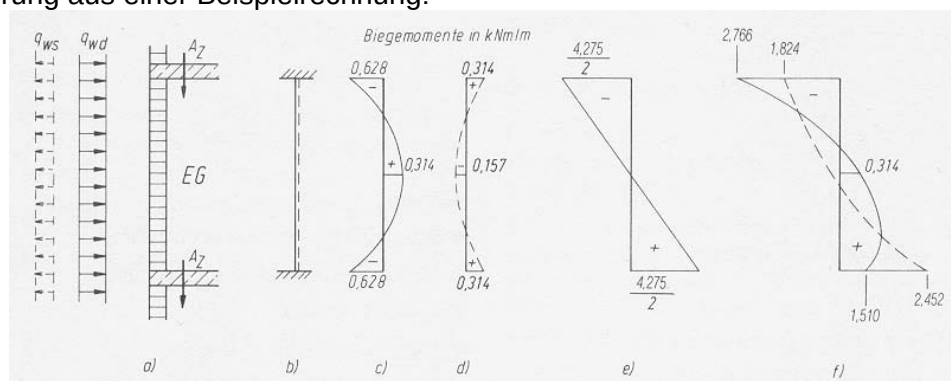
c) Grenzfall beidseitige Volleinspannung:

$$M_s = \frac{w \cdot h_s^2}{12} \quad M_f = \frac{w \cdot h_s^2}{24}$$

d) Mittel zw. Volleinspannung und freier Lagerung: $M_{f/s} = \frac{w \cdot h_s^2}{16}$

e) Gelenkig oben, Volleinspannung unten: $M_s = \frac{w \cdot h_s^2}{8} \quad M_f = \frac{w \cdot h_s^2}{16}$

Der ermittelte Momentenverlauf aus Wind ist dem Momentenverlauf aus der Rahmenrechnung für die Wand-Decken-Knoten zu überlagern. Das folgende Bild zeigt eine Überlagerung aus einer Beispielrechnung:



- Querschnitt mit Windbelastung
- Statisches System für die Abtragung der Windlasten
- Momente infolge Winddruck
- Momente infolge Windsog
- Momente infolge ausmittiger Deckenauflagerkräfte
- Überlagerung der Momente aus Wind und Deckenauflagerung

6 Einzellasten und Teilflächenpressung nach DIN EN 1996-1-1/NA

Bei Einleitung von vertikalen Einzellasten in eine Wand, wodurch punktuell eine Teilflächenpressung entsteht, darf die günstige Wirkung des hierbei entstehenden räumlichen Spannungszustandes durch eine **Erhöhung der Druckfestigkeit f_d um den Faktor β** ausgenutzt werden, wenn die dabei entstehenden Spaltzugkräfte sicher aufgenommen werden können.

Nachweis: $N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ (6.9) (6.10)

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c} \right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \geq 1,0 \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c} \leq 1,5 \quad (6.11)$$

- a_1 der Abstand vom Wandende zu dem am nächsten gelegenen Rand der belasteten Fläche (siehe Bild 6.2);
- h_c die Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung;
- A_b die belastete Fläche;
- A_{ef} die wirksame Wandfläche, im Allgemeinen $l_{efm} \cdot t$;
- l_{efm} die wirksame Basis des Trapezes, unter dem sich die Last ausbreitet, ermittelt in halber Wand- oder Pfeilerhöhe (siehe Bild 6.2);
- t die Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm;
- $\frac{A_b}{A_{ef}}$ ist nicht größer als 0,45 einzusetzen.

NCI: Die Gleichung (6.11) gilt nur für Vollsteine und Lochsteine mit $a_1 > 3l_1$. Ansonsten ist die Lösung nach NA zu benutzen (siehe unten).

Die Lastausmitte, gemessen von der Schwerachse der Wand, sollte nicht größer als $t/4$ sein (siehe Bild 6.2).

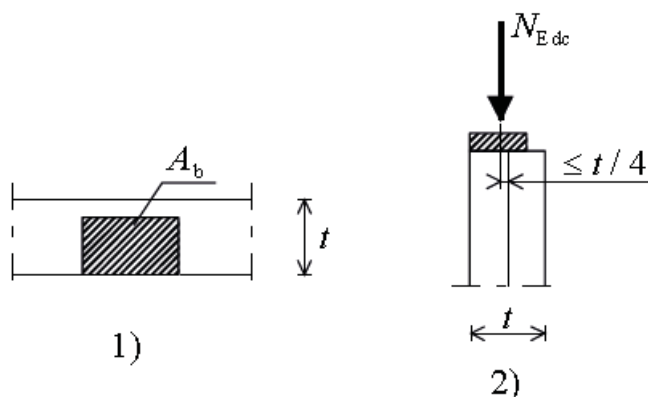
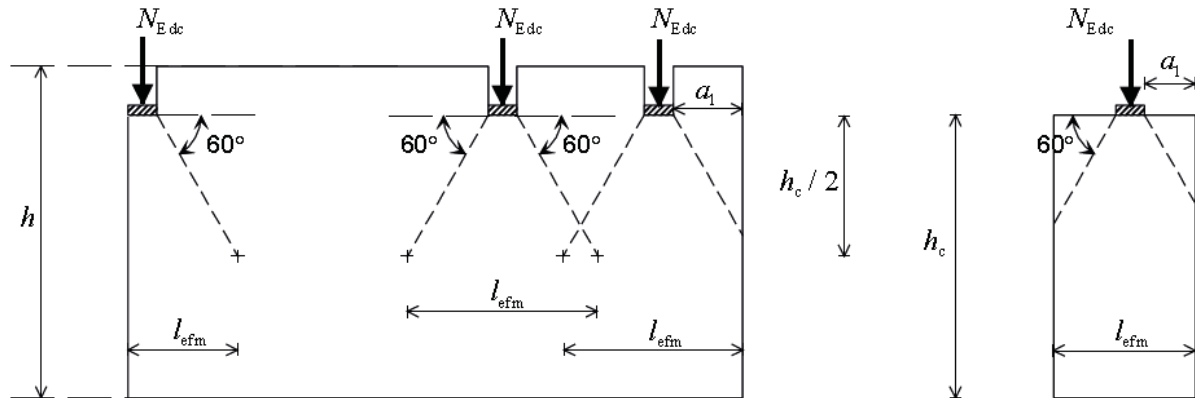


Bild 6.2 EC6-1-1: Teilflächenpressung 1) Grundriss 2) Schnitt

In allen Fällen sollte unter den Auflagern in halber Wandhöhe der Knicksicherheitsnachweis erfüllt werden. Dies gilt einschließlich der Beanspruchungen durch andere überlagerte Vertikallasten und insbesondere für den Fall, dass Teilflächenlasten relativ dicht nebeneinander liegen, so dass sich ihre Lastausbreitungsflächen überschneiden.



Nach EC6 darf bei eingehaltenem Überbindemaß von $\bar{u} \geq 0,4h$ ein **Lastausbreitungswinkel von $\alpha = 60^\circ$** angesetzt werden. Bei reduziertem Überbindemaß sind unter Umständen (vgl. Zulassung) größere Winkel anzusetzen!

Wenn die Einzellast über einen geeigneten Verteilungsbalken mit ausreichender Steifigkeit und einer Breite gleich der Dicke der Wand t , einer Höhe $> 200 \text{ mm}$ und einer Länge größer als dem Dreifachen der Auflagerlänge der Last eingetragen wird, sollte die Bemessungsdruckspannung unter der belasteten Fläche den Wert $1,5f_d$ nicht überschreiten.

(NCI)(NA.8) Deutsche Ergänzung

Für Lochsteine gilt bei einer randnahen Einzellast ($a_1 \leq 3l_1$) folgende Regelung:

Ein erhöhter Wert von β kann mit der Gleichung (NA.17) berechnet werden, wenn die folgenden Bedingungen nach Bild NA.2 eingehalten sind:

- Belastungsfläche $A_b \leq 2t^2$;
- Ausmitte e des Schwerpunktes der Teilfläche A_b : $e < t/6$.

Erhöhungsfaktor β : $\beta = 1,0 + 0,1 \cdot a_1/l_1 \leq 1,5$ (NA.17)

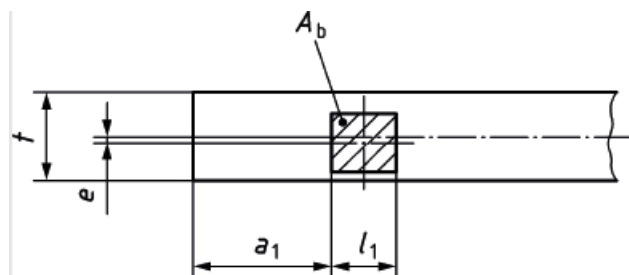


Bild NA.2 EC6-1-1: Teilflächenpressung

Hinweis: Für Einzellasten mit $a_1 > 3l_1$ können für alle Steinarten beide Lösungen benutzt werden, da die Unterschiede dann marginal sind.

7 Nachweis von Kellerwänden

7.1 Nachweis mit dem Bogenmodell (NCI)

(NA.2) Für den Nachweis der Tragfähigkeit unter **Biegebeanspruchung** wird von einem **vertikalen Bogenmodell** und rechnerisch klaffenden Fugen ausgegangen. Die maßgebenden maximal und minimal aufnehmbaren Normalkräfte ergeben sich in der Höhe der halben Erdanschüttung:

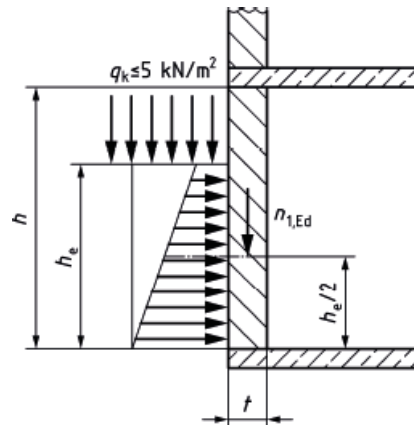


Bild: Nachweis von Kellerwänden nach DIN EN 1996-1-1/NA

Minimal erf. Normalkraft bei $h_e/2$:

$$n_{1,Ed,inf} \geq n_{1,lim,d} = \frac{k_1 \cdot \gamma_e \cdot h \cdot h_e^2}{7,8 \cdot t} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{NA.26})$$

k_1	maßgebender Erddruckbeiwert;
γ_e	Wichte der Anschüttung;
h	lichte Höhe der Kellerwand;
h_e	Anschütthöhe;
t	Dicke der Wand;
$n_{1,lim,d}$	Grenzwert der Wandnormalkraft je m Wandlänge in halber Anschütthöhe als Voraussetzung für die Gültigkeit des Bogenmodells.

Gleichung (NA.26) gilt unter folgenden Bedingungen:

- Lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2,6$ m, Wanddicke $t \geq 240$ 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 $q_k = 5$ kN/m², die Geländeoberfläche steigt nicht an, und die Anschütthöhe h_e ist nicht größer als $1,15 \cdot h$.

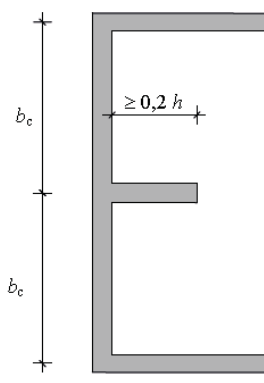
In Gleichung (NA.26) ist eine Auflast von 5 kN/m² auf der Geländeoberfläche als charakteristischer Wert berücksichtigt.

Oberer Bemessungswert bei $h_e/2$:

$$n_{1,Ed,sup} \leq n_{Rd} = \frac{t \cdot f_d}{3} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{NA 27})$$

(NA.4) Der Querkraftnachweis ist nach NCI zu führen.

(NA.5) Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querswände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b_c ausgesteift, so dass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wand stattfinden kann, darf der untere Grenzwert $n_{1,lim,d}$ wie folgt abgemindert werden:



$$b_c \leq h \quad n_{1,Ed,inf} \geq \frac{1}{2} \cdot n_{1,lim,d} \quad (\text{NA.28})$$

$$b_c \geq 2h \quad n_{1,Ed,inf} \geq n_{1,lim,d} \quad (\text{NA.29})$$

h Lichte Höhe der Kellerwand.
Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

Zusätzlich ist ein **Schubnachweis auf Plattenschub** mit der nach dem Bogenmodell überdrückten Fläche von $t/10$ zu führen!

Hinweise:

Nach DIN EN 1996-1-1/NA kann ein Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert geführt werden. Dieser Ansatz sollte überdacht werden, da der Erddruck bei Verdichtungsmaßnahmen bis zum 2-fachen des Erdruhedrucks anwachsen kann!

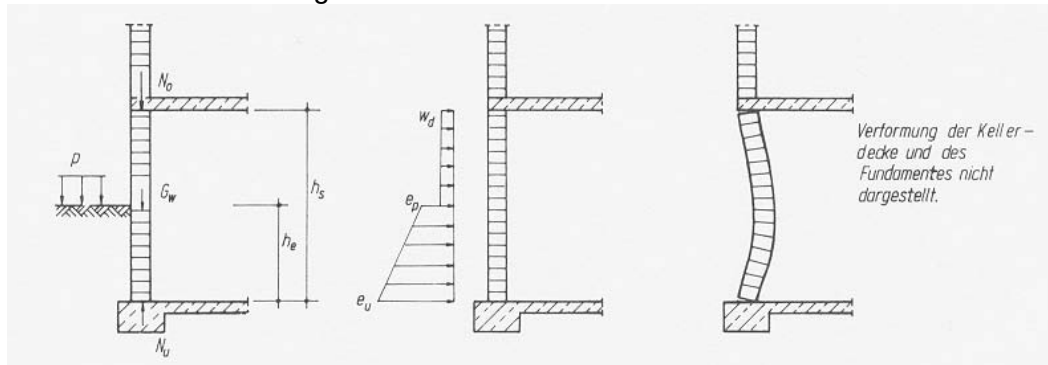
Die waagrechte Abdichtung in Wänden muss aus besandeter Bitumendachbahn, mineralischer Dichtungsschlämme oder einem Material mit ähnlichem Reibungsverhalten ($\mu = 0,6$) bestehen.

Erfolgt der Nachweis der Kellerwand nach DIN EN 1996-3 ($k_i = 1/3$), so darf nur nichtbindiger Boden als Verfüllmaterial verwendet werden, das Gewicht des Verdichtungsgeräts darf etwa 100 kg betragen, seine Breite muss ≤ 50 cm sowie seine Wirtiefe ≤ 35 cm sein.

Die Verfüllung des Arbeitsraums darf erst erfolgen, wenn die in der statischen Berechnung angesetzten Auflasten vorhanden sind.

7.2 Genauer Nachweis für 1-achsigen vertikalen Lastabtrag

Das folgende Bild zeigt die typische Belastung einer Kellerwand und die dadurch entstehende Verformung:

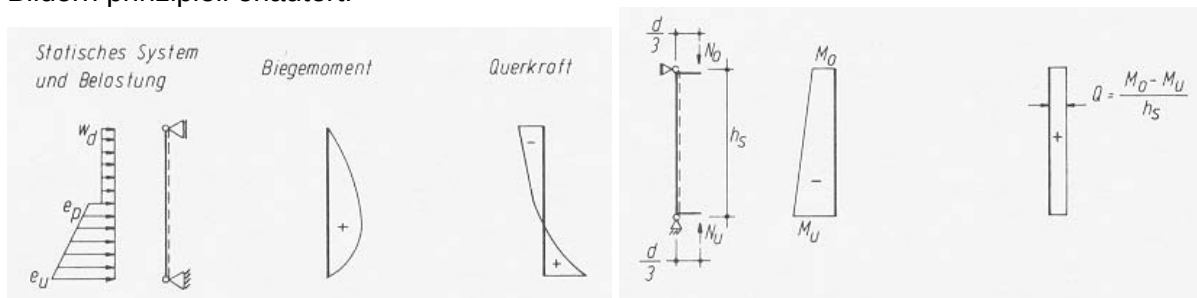


Die Berechnung des Erddrucks erfolgt im Allgemeinen mit dem aktiven Erddruck zu:

$$e_p = k_a \cdot p \quad e_u = e_p + k_a \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{Bsp.: Sand, locker gelagert, } \delta=0^\circ, \varphi=30^\circ, k_a = 0,333)$$

Untersuchungen haben gezeigt, dass der Erddruck bei Verdichtungsmaßnahmen bis zur Höhe des 2-fachen Erdruhedrucks ansteigen kann. Es wird deshalb empfohlen, mindestens mit einem erhöhten aktiven Erddruck zu rechnen.

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt an einem Einfeldträger und wird in den folgenden Bildern prinzipiell erläutert:



Die Schnittgrößen aus der Erddruckbelastung dürfen wie bei Windbelastung umgelagert und mit den Schnittgrößen aus der elastischen Einspannung am Wandkopf und Wandfuß überlagert werden. Die **maximal aufnehmbaren Momente am Wandkopf und Wandfuß** ergeben sich durch die Begrenzung von $e_k \leq t/3$ zu:

$$M_{ok} = -N_{ok} \cdot \frac{t}{3} \quad \text{und} \quad M_{uk} = -N_{uk} \cdot \frac{t}{3}$$

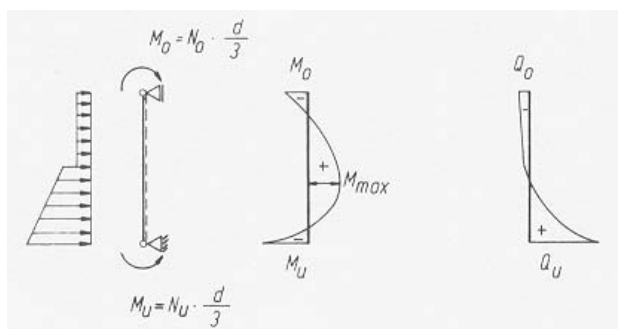


Bild: überlagerte Schnittgrößen bei max. möglichen Momenten M_0 und M_u

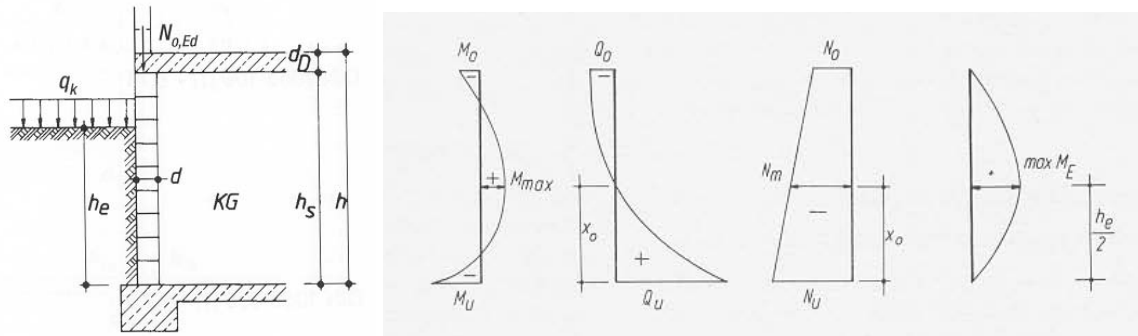


Bild: überlagerte Schnittgrößen

Mit der fast korrekten Annahme, dass der Wind vernachlässigbar ist und das maximale Biegemoment in etwa in der Mitte der Erdansammlung liegt, ergibt sich der folgende Rechengang für die maßgebenden Schnittgrößen:

Erddruckordinaten:

$$e_{o/u} = k_a \cdot p + k_a \cdot \gamma_e \cdot h_e$$

Erddruck bei $h_e/2$:

$$e_m = e_o + (e_u - e_o)/2$$

Querkräfte:

$$V_o = \frac{h_e}{2 \cdot h_s} \cdot h_e \cdot e_o + \frac{h_e}{3 \cdot h_s} \cdot h_e \cdot \frac{(e_u - e_o)}{2}$$

$$V_u = \left(1 - \frac{h_e}{2 \cdot h_s}\right) \cdot h_e \cdot e_o + \left(1 - \frac{h_e}{3 \cdot h_s}\right) \cdot h_e \cdot \frac{(e_u - e_o)}{2}$$

Moment aus Erddruck bei $h_e/2$:

$$\max M_e = V_u \cdot \frac{h_e}{2} - e_m \cdot \frac{h_e^2}{8} - (e_u - e_m) \cdot \frac{h_e^2}{12}$$

Maximales überlagertes Moment:

$$M_{\max} = \max M_e + M_o + (M_u - M_o) \cdot \frac{h_s - h_e/2}{h_s}$$

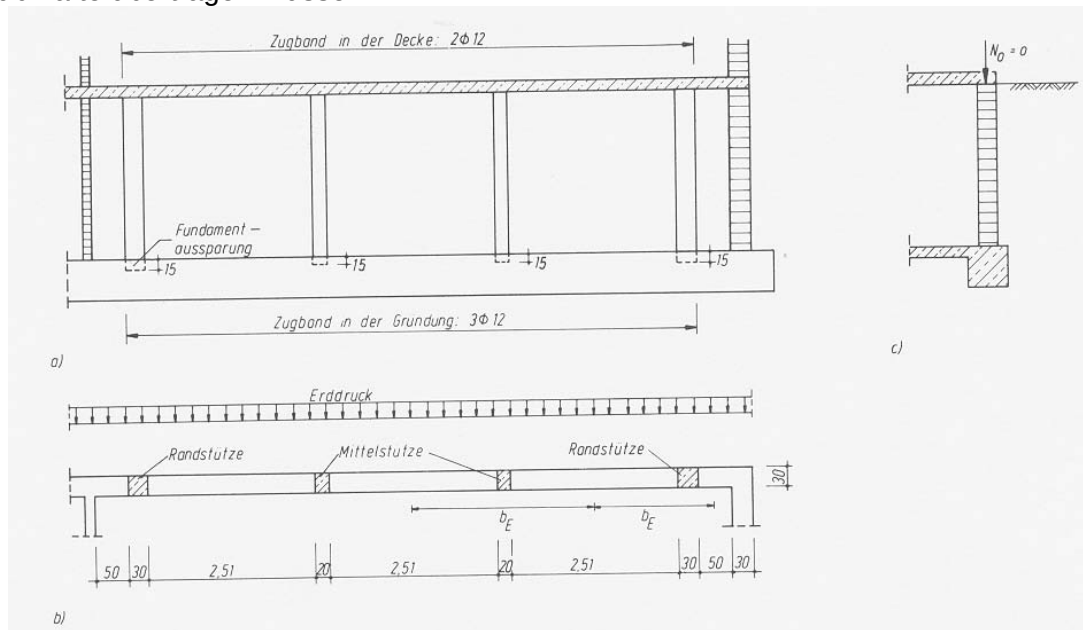
Folgende Nachweise sind im **Grenzzustand der Tragfähigkeit** zu führen:

- Nachweis auf Druck am Wandkopf und Wandfuß
- Nachweis auf Knicken in der Mitte der Erdansammlung
- Nachweis auf Plattenschub am Wandkopf und Wandfuß

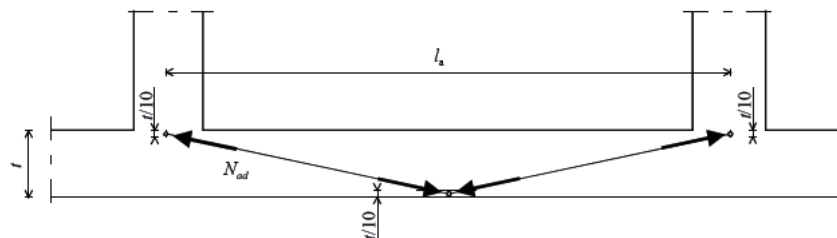
Für den **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit** muss für die planmäßige Belastung (ohne ungewollte Ausmitte und ohne Theorie II. Ordnung) nachgewiesen werden, dass an jeder Stelle der Wand $e_k \leq t/3$ ist, d.h. dass die Fuge maximal bis zur Mitte des Wandquerschnitts klappt.

7.3 Nachweis für 1-achsigen horizontalen Lastabtrag

Im Bereich von Terrassen existieren oft große Öffnungen, so dass die Auflast auf die Kellerwand nur aus der Erdgeschossdecke kommen kann (siehe Bild unten). Da diese Auflast für einen vertikalen Lastabtrag nicht ausreicht, bietet es sich an, Aussteifungsstützen aus Stahlbeton anzuordnen und den Erddruck über ein **horizontales Gewölbe** oder über **Biegezug** nachzuweisen. Hierfür **müssen die Stoßfugen vermörtelt sein**, da sie Schubkräfte übertragen müssen!



Das folgende Bild zeigt stark vereinfacht die Ausbildung des Gewölbes. Bei einer Einwirkung durch eine Strecken- bzw. Flächenlast stellt sich eine gekrümmte Stützlinie (d. h. ein Bogen) ein.



Es wird angenommen, dass die Fuge bis zu 90 % klaffen darf. Der Stich r des Gewölbes beträgt dadurch

$$r = 0,9 \cdot t - d_a \quad (\text{EC6 6.18})$$

Das max. Moment berechnet sich am Einfeldträger zu

$$M_{Ed} = e_d \cdot \frac{l^2}{8}$$

Dadurch ergibt sich der Gewölbeschub zu

$$H_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{r}$$

t die Dicke der Wand, wobei eine Reduzierung der Wanddicke infolge geschlitzter Fugen in Rechnung zu stellen ist.

d_a die Durchbiegung des Bogens unter der horizontalen Bemessungslast, die bei Wänden mit einem Längen-Dicken-Verhältnis ≤ 25 zu null gesetzt werden darf.

Der maximale Bemessungswert des Bogenschubs je m Wandlänge N_{ad} darf nach Gleichung (6.18) angenommen werden. Hier geht man davon aus, dass bei stark exzentrischer Beanspruchung in der Regel eine höhere Beanspruchbarkeit möglich ist.

$$N_{ad} = 1,5 \cdot f_d \cdot \frac{t}{10} \quad (\text{EC6 6.19})$$

Damit sind folgende Nachweise zu führen:

- H_{Ed} auf Druck parallel zur Lagerfuge mit $e = r/2$
- V_{Ed} auf Plattenschub

Achtung: Es muss sichergestellt sein, dass der Gewölbeschub von den angrenzenden Bauteilen aufgenommen werden kann (vgl. dickere Randstütze).

Der Nachweis über eine **Biegezugbelastung** funktioniert meist nur bei sehr kurzen Abständen der Aussteifungsstützen und ist deshalb nicht wirtschaftlich. Eine bessere Alternative bietet sich hier mit bewehrtem Mauerwerk (Betonstahlbewehrung in den Fugen), auf das aber hier nicht eingegangen wird.

8 Literatur

Eine umfangreiche Sammlung von Fachbeiträgen zum Thema Mauerwerk zu allen denkbaren Themen kann unter den folgenden Links gefunden werden:

www.kalksandstein.de
www.poroton.de
www.ziegel.de