

8 Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk für Querkraftbeanspruchung nach dem allgemeinen Nachweisverfahren

8.1 Arten der Querkraftbeanspruchung

8.1.1 Scheibenschub

Unter Scheibenschub versteht man die Querkraftbeanspruchung einer Wand durch horizontale Einwirkungen, die in Richtung der Wandlängsachse - also in der Wandebene - wirken. Eine Scheibenschubbeanspruchung tritt insbesondere bei Aussteifungswänden auf, welche horizontale Einwirkungen jeglicher Art - also Erddruck, Wind, Anprall oder Erdbeben - in den Baugrund abtragen.

Darüber hinaus können Stabilisierungslasten - also Horizontalkräfte infolge einer Schiefstellung oder aufgrund anderer Imperfektionen - dazu führen, dass Mauerwerkswände eine Scheibenbeanspruchung erfahren.

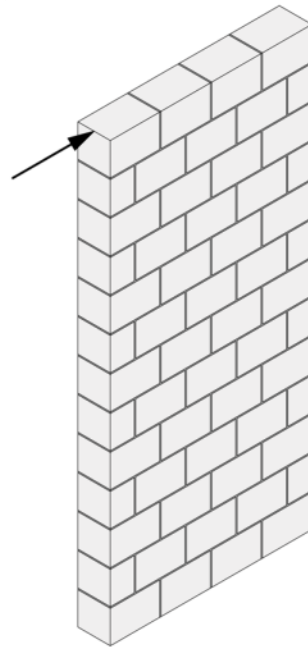


Bild 8-1: Querkraftbeanspruchung in Richtung der Wandebene

8.1.2 Plattenschub

Unter Plattenschub wird eine Querkraftbeanspruchung der Wand senkrecht zur Wandebene verstanden. Plattenschub tritt im Allgemeinen infolge horizontaler Einwirkungen wie beispielsweise Wind, der senkrecht zu einer Gebäudeaußenwand wirkt, oder Erddruck, welcher die Kelleraußenwand direkt beansprucht, auf. Auch infolge von Erdbebenbeanspruchung kann Plattenschub auftreten.

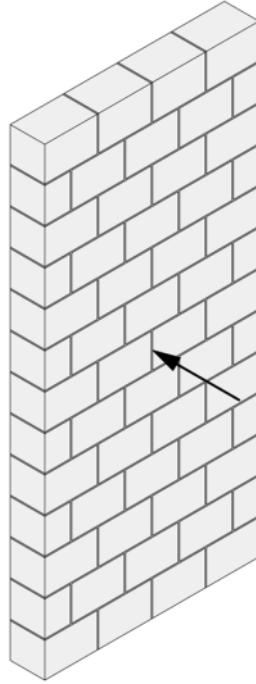


Bild 8-2: Querkraftbeanspruchung senkrecht zur Wandebene

8.2 Tragwerksmodellierung und Versagensarten

8.2.1 Tragmodell nach Mann/Müller

Eine aussteifende Wandscheibe wird in der Regel als Kragsscheibe modelliert, welche durch eine vertikale Normalkraft sowie eine Horizontalkraft beansprucht wird. An der Einspannstelle ergeben sich damit eine horizontale und eine vertikale Auflagerkraft sowie ein Einspannmoment. Tatsächlich treten i.d.R. jedoch keine Einzelkräfte, sondern Spannungen auf, die als Schubspannungen und Normalspannungen idealisiert werden können.

Die Wirkungsweise dieser Spannungen und die Beanspruchungssituation einer derartigen Scheibe aus Mauerwerk haben Mann und Müller Ende der 70er Jahre an einer Mauerwerkswand im Läuferverband untersucht und ein entsprechendes Tragmodell entwickelt (vgl. [16]). Hierzu wurde zunächst ein Teil der Wand gedanklich herausgeschnitten und an den Ränder die einwirkenden Schub- und Normalspannungen angetragen (s. Bild 8-3). Dabei wurde die Annahme getroffen, dass Schubspannungen nur im Stein und in den Lagerfugen übertragen werden können, nicht aber in den Stoßfugen. Bei einer Stoßfugenvermörtelung wurde eine Übertragung von Spannungen ebenfalls ausgeschlossen, da auch hier aufgrund der fehlerbehafteten, imperfekten Bauausführung und des Schwindens des Mörtels nicht von vollflächigem Haftverbund ausgegangen werden kann.

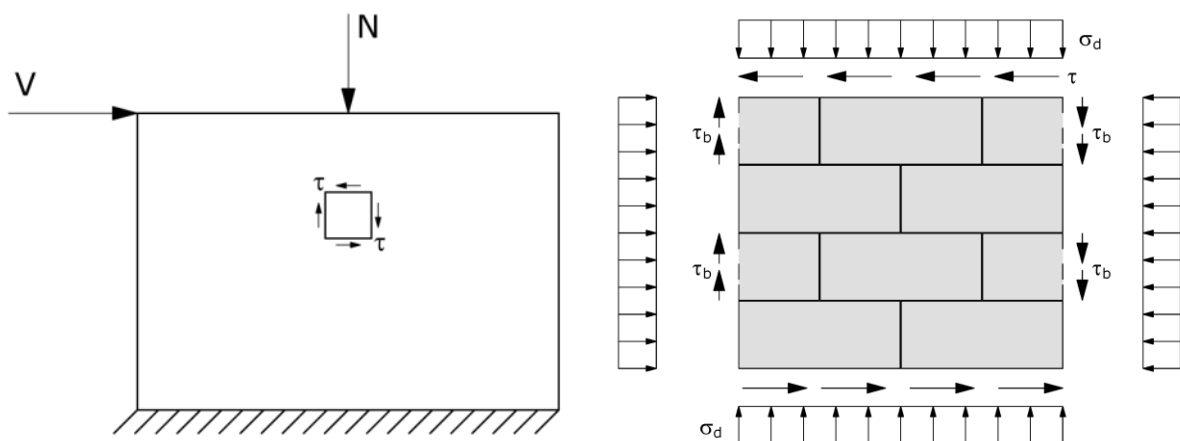


Bild 8-3: Spannungsbeanspruchungen am herausgeschnittenen Element einer Scheibe

Anhand dieses herausgeschnittenen Elements betrachten Mann/Müller anschließend einen einzelnen Mauerstein und leiten die Beanspruchungen desselben ab (s. Bild 8-4). Die am oberen und unteren Rand wirkenden Schubspannungen τ führen dabei dazu, dass der Einzelstein ein Drehmoment erfährt. Um dieses Drehmoment aufnehmen zu können, wurde von Mann/Müller die Annahme getroffen, dass eine abgestufte Normalspannungsverteilung vorliegt, die ein entsprechend entgegenwirkendes Moment hervorruft. Dabei wurde für die in den Lagerfugen wirkenden Normalspannungen eine plastische Spannungsverteilung - also ein Spannungsblock - unterstellt. Die Normalspannung am oberen Rand wird somit auf der einen Seite um das Maß $\Delta\sigma$ vergrößert und im restlichen Querschnitt um $\Delta\sigma$ verringert. Analog geschieht dies am unteren Rand, wobei hier die Seiten, auf denen $\Delta\sigma$ addiert bzw. subtrahiert wird, vertauscht sind, sodass bei Einhaltung des vertikalen Gleichgewichts aus der unterschiedlichen Spannungsverteilung ein Drehmoment entsteht. Alle Spannungen in den Stoßfugen werden vernachlässigt.

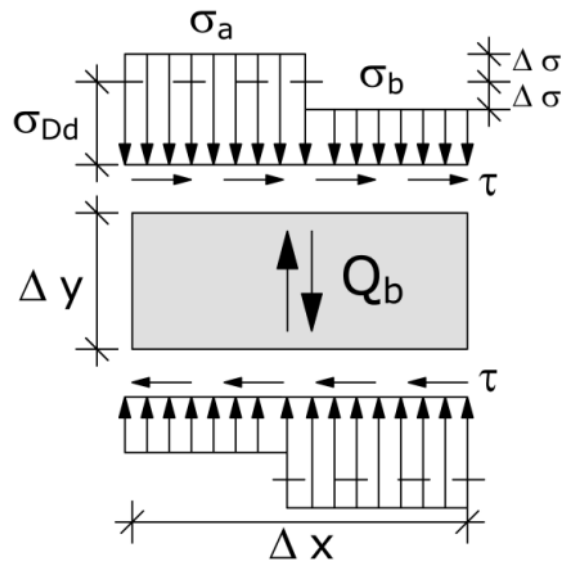


Bild 8-4: Schubbeanspruchung am Einzelstein nach Mann/Müller

Für weiterführende Literatur zu den Untersuchungen und Versuchen von Mann/Müller zur Schubtragfähigkeit wird auf [15], [16] und [17] verwiesen.

8.2.2 Versagensmechanismen

8.2.2.1 Allgemeines

Das Versagen einer Mauerwerkswand unter Scheibenschubbeanspruchung kann ausgehend von dem Tragmodell nach Mann/Müller auf verschiedene Arten eintreten. Grundsätzlich können vier Versagensarten identifiziert werden:

- Reibungsversagen
- Steinzugversagen
- Schubdruckversagen
- Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine

Welche Versagensform auftritt hängt insbesondere von der Größe der Vertikalbelastung ab (s. Bild 8-5). Am häufigsten wird Reibungs- oder Steinzugversagen maßgebend, während Schubdruckversagen erst bei sehr hohen Vertikalbelastungen und nur bei vermindertem Überbindemaß beobachtet werden kann. Das Fugenversagen infolge Kippen der Einzelsteine stellt einen Sonderfall dar, der ausschließlich bei großformatigen Steinen ohne Stoßfugenvermörtelung und mit einem bestimmten Seitenverhältnis auftreten kann.

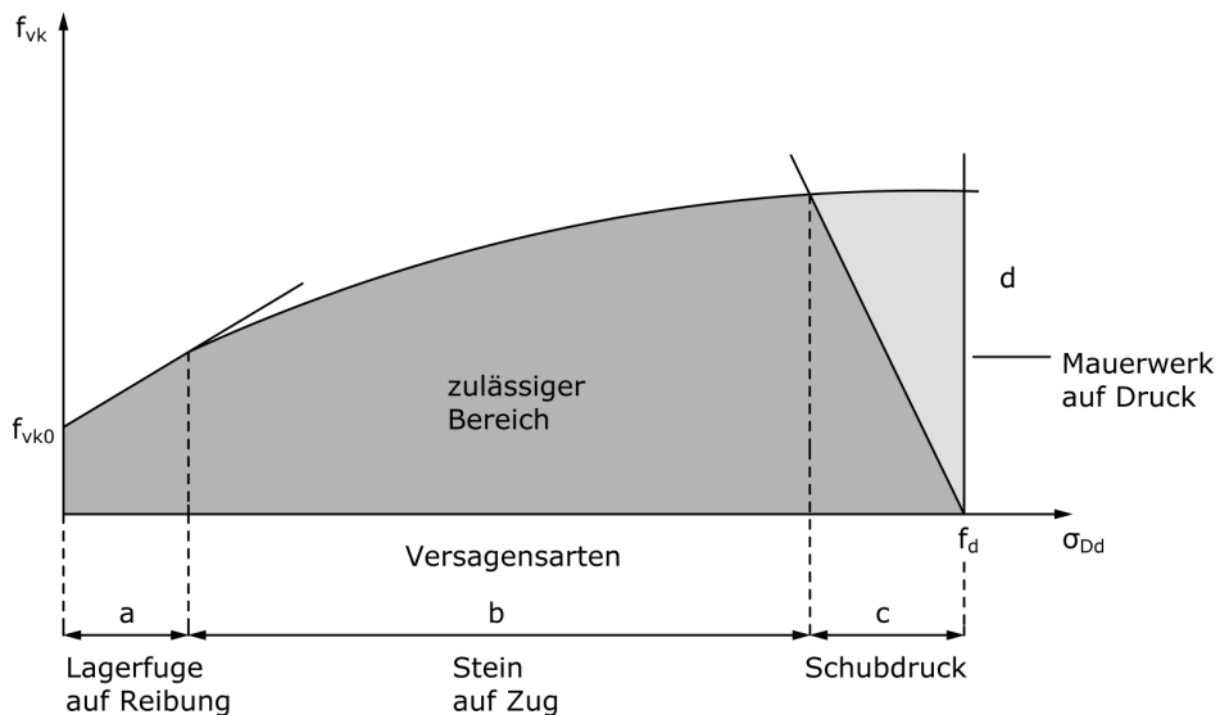


Bild 8-5: Versagensarten in Abhängigkeit der Druckspannungen

8.2.2.2 Reibungsversagen in der Lagerfuge

Reibungsversagen in der Lagerfuge tritt immer dann auf, wenn die (Haft-) Scherfestigkeit der Lagerfuge überschritten wird. Das ist insbesondere dann der Fall, wenn nur eine geringe Normalkraft senkrecht zu den Lagerfugen vorhanden ist. Im Fall geringer Vertikalspannungen kann nur ein sehr geringer Reibungsanteil aktiviert werden und die aufnehmbare Schubspannung erhöht sich nur sehr wenig gegenüber der Haftscherfestigkeit, sodass die Scherfestigkeit der Lagerfuge vor Erreichen der Steinzugfestigkeit überschritten wird. Das entstehende Rissbild zeigt einen diagonal treppenförmigen Verlauf ausgehend von einer oberen Ecke in die gegenüberliegende untere Ecke der Wand (s. Bild 8-6).

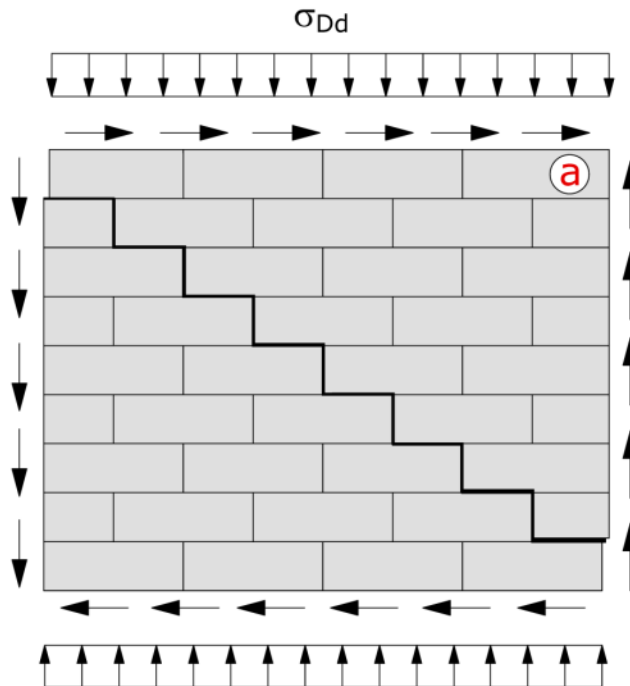


Bild 8-6: Versagen der Lagerfuge auf Reibung bei einer Scheibenbeanspruchung

8.2.2.3 Steinzugversagen

Die Versagensart Steinzugversagen tritt im Vergleich zu Reibungsversagen dann ein, wenn eine größere Auflast vorhanden ist. Diese erzeugt einen größeren Reibungswiderstand in der Lagerfuge und erhöht damit die Scherfestigkeit in der Fuge. Aufgrund der gleichzeitigen Wirkung von Normalspannungen und Schubspannungen in der Lagerfuge oberhalb und unterhalb des Steins, treten innerhalb des Einzelsteins schiefe Hauptspannungen auf, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Steins Steinzugversagen verursachen. Dabei wird entsprechend dem Modell nach Mann/Müller keine Übertragung von Schubspannungen in den Stoßfugen berücksichtigt.

Das Versagensbild (s. Bild 8-7) ist gekennzeichnet von näherungsweise diagonal bis zu vertikal verlaufenden Rissen. In der Regel entstehen mehrere über die Wandlänge verteilte Risse, die sich in Wandhöhenmitte konzentrieren.

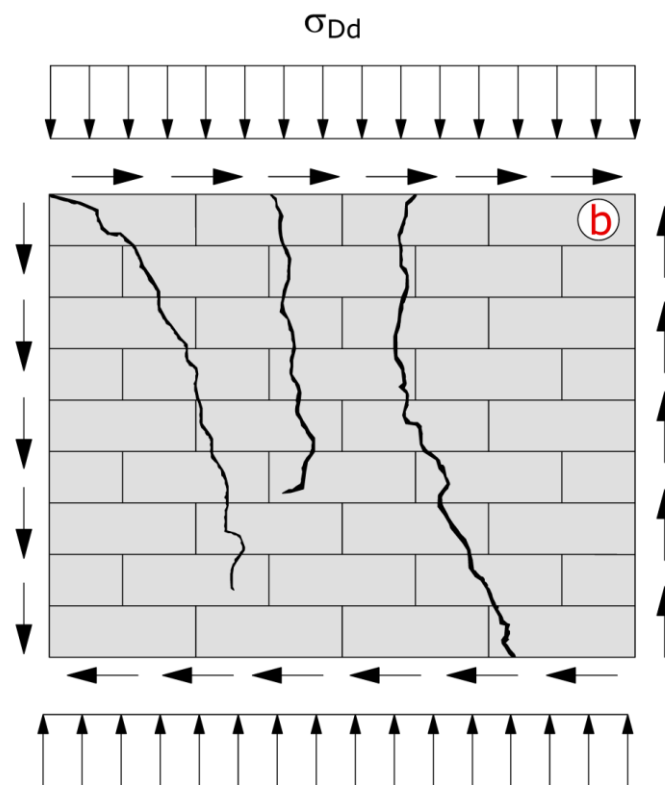


Bild 8-7: Versagen der Mauersteine auf Zug bei einer Scheibenbeanspruchung

8.2.2.4 Schubdruckversagen

Damit Schubdruckversagen, d.h. Überschreitung der aufnehmbaren schiefen Hauptdruckspannungen am Wandfuß, beobachtet werden kann, müssen insbesondere zwei Bedingungen erfüllt sein: Zum einen ist eine hohe Steinzugfestigkeit erforderlich, damit die Wand nicht bereits vor Erreichen der Versagenslast für Schubdruckversagen infolge Steinzugversagen versagt. Zum anderen ist auch eine hohe Auflast erforderlich, um ein vorzeitiges Versagen infolge Überschreitung der Scherfestigkeit zu vermeiden (Reibungsversagen). Darüber hinaus ist Schubdruckversagen nur bei verminderten Überbindemaßen $l_0/h_u < 0,4$ möglich.

Die hohe Normalkraft führt in Verbindung mit einer großen Querkraft dazu, dass sich in einer unteren Wanddecke die Druckkräfte in einem zweiachsigen Spannungszustand überlagern. Die sich dort konzentrierende Druckspannung überschreitet schließlich die Druckfestigkeit des Mauerwerks, sodass Risse infolge der hohen Spaltzugkräfte entstehen. Die auftretenden Risse verlaufen dementsprechend in Richtung der Drucktrajektorien und bilden sich nahezu ausschließlich in dieser gedrückten Wanddecke.

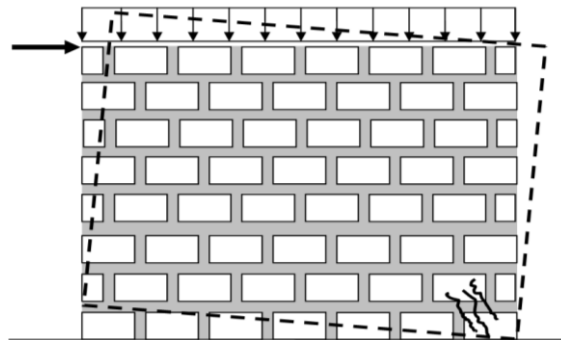


Bild 8-8: Schubdruckversagen des Mauerwerks bei einer Scheibenbeanspruchung

8.2.2.5 Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine

Das Versagen der Fugen einer in Scheibenrichtung beanspruchten Mauerwerkswand durch Kippen der Einzelsteine kann nur unter ganz bestimmten Randbedingungen eintreten [13]. Zum einen kann diese Art des Versagens nur eintreten, wenn die Stoßfugen unvermörtelt sind. Zum anderen muss ein außergewöhnliches Stein-Seiten-Verhältnis von $h_u / l_u > 1$ bei gleichzeitig geringer Auflast vorhanden sein.

Bei dieser Versagensart, die auch als Fugenversagen durch Klaffen der Lagerfugen bezeichnet wird, tritt das Versagen „lokal“ an jedem Einzelstein auf. Aus der Beanspruchung nach Mann/Müller (vgl. Bild 8-4) entsteht aufgrund der Schubspannungen in der Lagerfuge und durch die vergleichsweise große Steinhöhe im Verhältnis zur Länge ein größeres Torsionsmoment. Die hierdurch hervorgerufene Verdrehung des Mauersteins kann durch das entgegengerichtete Moment infolge der abgestuften Normalspannungen nur dann verhindert werden, wenn die vorhandene Auflast eine gewisse Größe übersteigt. Andernfalls führt dieser Beanspruchungszustand dazu, dass sich eine klaffende Fuge in der Lagerfuge einstellt und die Steine kippen.

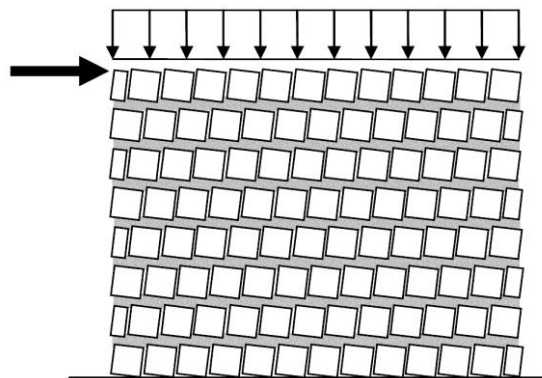


Bild 8-9: Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine bei Scheibenbeanspruchung [13]

8.3 Querkrafttragfähigkeit

8.3.1 Bedingungen zum Entfall des Nachweises

Bei üblichen Hochbauten, welche den Anwendungsbereich des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1996-3/NA erfüllen, ist ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht erforderlich. Dies gilt sowohl für Außenwände unter Plattenschub, da die Aufnahme von Windeinwirkungen bei Gebäudehöhen ≤ 20 m konstruktiv abgedeckt ist, als auch für Mauerwerkswände unter Scheibenschub, welche der Gebäudeaussteifung dienen. Voraussetzung für den Entfall des rechnerischen Aussteifungsnachweises ist jedoch, dass sich der Tragwerksplaner davon überzeugt, dass für die Gebäudeaussteifung eine offensichtlich ausreichende Anzahl genügend langer Wandscheiben vorhanden ist. Die Wandscheiben müssen darüber hinaus ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente durchgeführt werden. Zudem sind die Geschossdecken als steife Scheiben auszubilden oder es müssen statisch nachgewiesene und ausreichend steife Ringbalken vorgesehen werden. Bei Kellerwänden soll der Nachweis der Biegetragfähigkeit gleichzeitig den Nachweis auf Plattenschub abdecken.

Da ein expliziter Querkraftnachweis bei Einhaltung der Anwendungsbedingungen des vereinfachten Nachweisverfahrens in aller Regel nicht erforderlich ist, enthält DIN EN 1996-3/NA keine weitergehenden Angaben zum Nachweis einer hinreichenden Querkrafttragfähigkeit.

8.3.2 Nachweis bei Scheibenschub

8.3.2.1 Allgemeines

Kommt der Tragwerksplaner zu dem Schluss, dass die Randbedingungen nach Kap. 8.3.1 nicht erfüllt sind, ist ein Querkraftnachweis nach den allgemeinen Regeln zur Bemessung erforderlich. Für diesen ist analog zum Nachweis der Biegetragfähigkeit zwischen Scheiben- und Plattenschub zu unterscheiden. Die Beanspruchung einer Mauerwerkswand in Wandebene (z. B. Aussteifungswand) wird mit Scheibenschub, die Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (z. B. aus Wind oder Erddruck) wird als Plattenschub bezeichnet (s. Kap. 8.1). Ist ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für Scheiben- oder Plattenschub erforderlich, so ist nach dem Teilsicherheitskonzept der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} dem entsprechenden minimalen Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt} gegenüberzustellen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} \quad (8.1)$$

Zunächst ist darauf hinzuweisen, dass bei Mauerwerkswänden unter horizontalen Einwirkungen in Scheibenebene ergänzend zu den nachfolgend dargestellten Versagensarten infolge Querkraft stets auch ein Nachweis der Biegetragfähigkeit in Scheibenrichtung unter minimalen und maximalen vertikalen Einwirkungen erforderlich ist (s. Kap. 7.5). Gerade bei Wandscheiben mit großer Schubschlankheit ist dieser Nachweis häufig bemessungsrelevant.

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sind nach dem allgemeinen Berechnungsverfahren in DIN EN 1996-1-1/NA die verschiedenen Versagensarten nach Kapitel 8.2.2 zu beachten. Für die einzelnen Versagensarten ist jeweils nachzuweisen, dass der Bemessungswert der einwirkenden Horizontallast V_{Ed} kleiner ist, als die aufnehmbare Querkraft V_{Rdlt} . Hierbei liefert für die Versagensarten Reibungsversagen, Steinzugversagen und Fugenversagen am Einzelstein stets die Berücksichtigung der minimalen Vertikallast $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$ die relevante Querkrafttragfähigkeit, während beim Schubdruckversagen immer die maximale Vertikallast aus Eigengewicht und Nutzlasten anzusetzen ist ($N_{Ed} = 1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot N_{Qk}$).

Beim Nachweis der Biegetragfähigkeit (Biegedruckversagen) ist stets sowohl die minimale als auch die maximale Auflast zu untersuchen. Für die Berechnung der minimalen Auflast wird die Gleichung (3.9) nach Kap. 3.1.3 verwendet. Für die Berechnung der maximalen Auflast in den Versagensfällen Biegedruckversagen sowie Schubdruckversagen ist zu beachten, dass bei Ansatz der Kombinationsbeiwerte ψ_0 zwei Einwirkungskombinationen zu untersuchen sind, da zum einen die veränderliche Vertikalkraft und zum anderen die (i.d.R. veränderliche) Horizontalkraft mit ψ_0 beaufschlagt werden muss (s. Kap. 3.1.3).

Für die Querkraftbemessung von üblichem Mauerwerk reduziert sich der Aufwand aber deutlich, da i.d.R. nicht alle Versagensarten nachzuweisen sind. Schubdruckversagen ist nur bei verminderten Überbindemaßen $l_o/h_u < 0,4$ und „Fugenversagen am Einzelstein“ nur bei außergewöhnlichen Steinformaten ($h_u/l_u > 1$) und unvermörtelter Stoßfuge zu untersuchen. Beide Versagensfälle müssen daher nur ausnahmsweise bei einigen wenigen Ausführungsvarianten mit großformatigen Steinen beachtet werden.

8.3.2.2 Charakteristische Schubfestigkeit

Die Schubfestigkeit f_{vk} ist eine wichtige Einflussgröße zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerk, die vor allem für den Standsicherheitsnachweis von Aussteifungswänden und Kellerwänden von großer Bedeutung ist. Generell ist dabei wiederum zwischen Scheibenschub- und Plattenschubbeanspruchung zu unterscheiden (s. Kap. 8.1). Die Schubfestigkeit unter Plattenschubbeanspruchung wird in Kapitel 8.3.3.1 behandelt.

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} ergibt sich bei Scheibenschub - je nachdem ob Reibungs- oder Steinzugversagen maßgebend wird - aus dem kleineren der beiden Werte für f_{vt1} :

$$f_{vk} = \min \{ f_{vt1}; f_{vt2} \} \quad (8.2)$$

mit

f_{vt1} charakteristische Schubfestigkeit im Fall von Reibungsversagen

f_{vt2} charakteristische Schubfestigkeit im Fall von Steinzugversagen

Die Schubfestigkeit unter Scheibenbeanspruchung bestimmt sich auf der Grundlage des in [16] entwickelten Versagensmodells für Reibungs- und Steinzugversagen (vgl. Kap. 8.2.1). Der Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vd} ermittelt sich aus dem charakteristischen Wert wie folgt:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad \text{mit} \quad \gamma_M = 1,5 \quad (8.3)$$

Für die Bestimmung der Schubfestigkeit von Mauerwerkswänden nach den Gleichungen (8.4) und (8.5) wird grundsätzlich von einer über die überdrückte Querschnittsfläche gemittelten vorhandenen Normalspannung σ_{Dd} ausgegangen. Zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung in den Lagerfugen wird nach 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 Querzug möglich (Gleichung (8.6)).

Reibungsversagen

bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (8.4)$$

bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (8.5)$$

Steinzugversagen

unabhängig von der Ausführung der Stoßfugen:

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (8.6)$$

mit

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach Tabelle 8-1

$f_{bt,cal}$ Charakteristische Steinzugfestigkeit mit

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

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

$f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{st}$ für Vollsteine der Höhe ≥ 248 mm ohne Grifflöcher oder Griffaschen

$f_{bt,cal}$ nach Gl. (8.7) für Porenbetonplansteine mit $l_u \geq 498$ mm und $h_u \geq 248$ mm

f_{st} umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit nach Tabelle 8-2

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

Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$ mit A nach Gleichung (8.8)

$$f_{bt,cal} = \frac{0,082}{1,25} \cdot \frac{1}{0,7 + \sqrt{\frac{f_{st}}{25}}} \cdot f_{st} \quad (8.7)$$

mit

f_{st} nach Gl. (8.6)

Tabelle 8-1: Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast nach [8]

f_{vk0} [N/mm ²]					
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m [N/mm ²]				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1mm bis 3mm)	Leichtmauermörtel
NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa		
2,5	5,0	10,0	20,0		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Tabelle 8-2: Rechenwerte für f_{st} von Mauersteinen nach [8]

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

Für die Bestimmung der maßgebenden Querschnittsfläche unter Berücksichtigung der überdrückten Wandlänge l_c darf aufgrund der für den Querkraftnachweis maßgebenden Einwirkungskombination unter minimaler Normalkraft von linear elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Damit ergibt sich für die überdrückte Querschnittsfläche:

$$A = l_{c,lin} \cdot t = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \cdot t = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot l}\right) \cdot l \cdot t = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{1,5 \cdot M_{Ek}}{1,0 \cdot N_{Ek} \cdot l}\right) \cdot l \cdot t \leq l \cdot t \quad (8.8)$$

mit

- $l_{c,lin}$ überdrückte Wandlänge bei Ansatz einer linear-elastischen Materialverhaltens
- t Wanddicke
- e_w Exzentrizität in Wandlängsrichtung $e_w = M_{Ed} / N_{Ed}$
- M_{Ed} maximaler Bemessungswert des einwirkenden Momentes in Wandlängsrichtung
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft.
Im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$
- N_{Ek} charakteristischer Wert der minimalen vertikalen Einwirkung. Im Regelfall $N_{Ek} = N_{Gk}$
- M_{Ek} maximaler charakteristischer Wert des einwirkenden Momentes in Wandlängsrichtung
- l Wandlänge

Beim Nachweis gegen Schubdruckversagen unter maximaler Vertikallast ist dagegen von einer starr-plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung auszugehen und die anzusetzende überdrückte Fläche ergibt sich zu:

$$A = l_{c,pl} \cdot t = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \cdot t = \left(1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot l}\right) \cdot l \cdot t \quad (8.9)$$

8.3.2.3 Reibungs- und Steinzugversagen

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für Reibungs- und Steinzugversagen berechnet sich nach:

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{c} \cdot l_{cal} \cdot t \cdot f_{vd} \quad (8.10)$$

mit

l_{cal} Rechenwert der überdrückten Länge nach Gleichung (8.12) bzw. (8.13)

t Wanddicke

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit nach Gleichung (8.3)

c Beiwert für die Schubspannungsverteilung

$c = 1,0$ für $h/l \leq 1,0$ bzw. für $\lambda_v \leq 1,0$ und $c = 1,5$ für $h/l \geq 2$ bzw. für $\lambda_v \geq 2$.

Zwischenwerte dürfen in beiden Fällen interpoliert werden.

h/l Verhältnis der lichten Höhe der Wand zur Wandlänge, wenn die Schnittgrößenermittlung nach dem Kragarmmodell erfolgt (s. Kap. 4.2.2)

λ_v Schubschlankheit als Verhältnis der Ersatzwandhöhe zur Wandlänge nach Kap. 4.2.2, Gl. (4.13), wenn die Schnittgrößenermittlung nach dem Verfahren in DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang K erfolgt.

Der Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vd} ergibt sich aus dem charakteristischen Wert der Schubfestigkeit f_{vk} gemäß Gleichung (8.3).

Dem Teilsicherheitskonzept folgend ist beim Querkraftnachweis für die Horizontallast aus Wind ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ anzusetzen. Gleichzeitig darf die günstig wirkende Eigenlast nur mit $\gamma_G = 1,0$ berücksichtigt werden. Dies hat zur Folge, dass sich die rechnerische Biegebeanspruchung in Scheibenrichtung für die geforderte Nachweisstelle am Wandfuß deutlich vergrößert und gleichzeitig der überdrückte Wandbereich signifikant verringert wird. Damit führt das Teilsicherheitskonzept zu Querkrafttragfähigkeiten, die bei gleichen Materialkennwerten deutlich kleiner sind als bei einem Vorgehen nach globalem Sicherheitsformat und Nachweis auf Gebrauchslastebene.

Da die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerksscheiben durch das neue Nachweisformat deutlich unterschätzt wird und der Nachweis nach DIN 1053-1 günstigere Ergebnisse liefert, wurde bereits bei der Erarbeitung von DIN 1053-100 zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Teilsicherheitskonzepts ein - mechanisch allerdings nicht begründbarer - „Querkraftanpassungsfaktor“ eingeführt und in den Rechenwert der überdrückten Länge integriert, der die aus dem Sicherheitsformat resultierenden Traglastminderungen ausgleicht. Dieses Vorgehen wurde auch in den nationalen Anhang zum Eurocode 6 übernommen.

Die für den Nachweis benötigte überdrückte Wandlänge bei linearer Spannungsverteilung ergibt sich zunächst zu:

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \Phi_{min} \cdot l \leq l \quad (8.11)$$

mit

Φ_{min} minimaler Traglastbeiwert nach Kapitel 7.5

l Wandlänge

Der Traglastbeiwert ϕ_{\min} wird in diesem Fall aus der Einwirkungskombination mit minimaler Normalkraft N_{Ed} in Verbindung mit dem maximalen Biegemoment M_{Ed} angesetzt und bestimmt sich nach Kapitel 7.5.

Bei der Ermittlung des Rechenwertes der überdrückten Länge l_{cal} ist zu differenzieren, ob die Schnittgrößenermittlung konservativ mit Hilfe des Kragarmmodells erfolgt oder ob eine wirklichkeitsnahe Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung rückstellender Einspannwirkungen der Decken (s. EC 6 Anhang K) durchgeführt wird. Im Allgemeinen gilt:

$$l_{cal} = l_{c,lin} \quad (8.12)$$

mit

- l_{cal} Rechenwert der überdrückten Wandlänge
- $l_{c,lin}$ überdrückte Wandlänge bei linear-elastischer Spannungsverteilung nach Gl. (8.11)
- l Wandlänge

Nur bei Nachweisen von Wandscheiben unter Windbeanspruchung und Ermittlung des Abminderungsbeiwertes ϕ_{\min} nach dem Kragarmmodell darf eine rechnerisch vergrößerte überdrückte Länge l_{cal} berücksichtigt werden:

$$l_{cal} = \frac{4}{3} \cdot l_{c,lin} \leq \frac{9}{8} \cdot l \quad (8.13)$$

mit

- l_{cal} Rechenwert der überdrückten Wandlänge
- $l_{c,lin}$ überdrückte Wandlänge bei linear-elastischer Spannungsverteilung nach Gl. (8.11)
- l Wandlänge

Mit dem Faktor c wird in Gl. (8.10) der Verlauf der Schubspannungsverteilung in Richtung der Wandlänge berücksichtigt (Bild 8-10). Bei Wänden mit großer Schubschlankheit ($h > 2 \cdot l$) ist die auftretende Schubbeanspruchung in Wandlängenmitte deutlich größer als an den Wandenden, weshalb die Schubfestigkeit mit dem Faktor $1/c = 1/1,5$ reduziert werden muss. Bei gedrungenen Wänden ($h < l$) kann hingegen eine annähernd konstante Schubspannungsverteilung unterstellt werden, sodass die volle Schubfestigkeit angesetzt werden darf. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen nach DIN EN 1996-1-1/NA Anhang K.2 (1) ergibt sich der Beiwert c für die Schubspannungsverteilung analog.

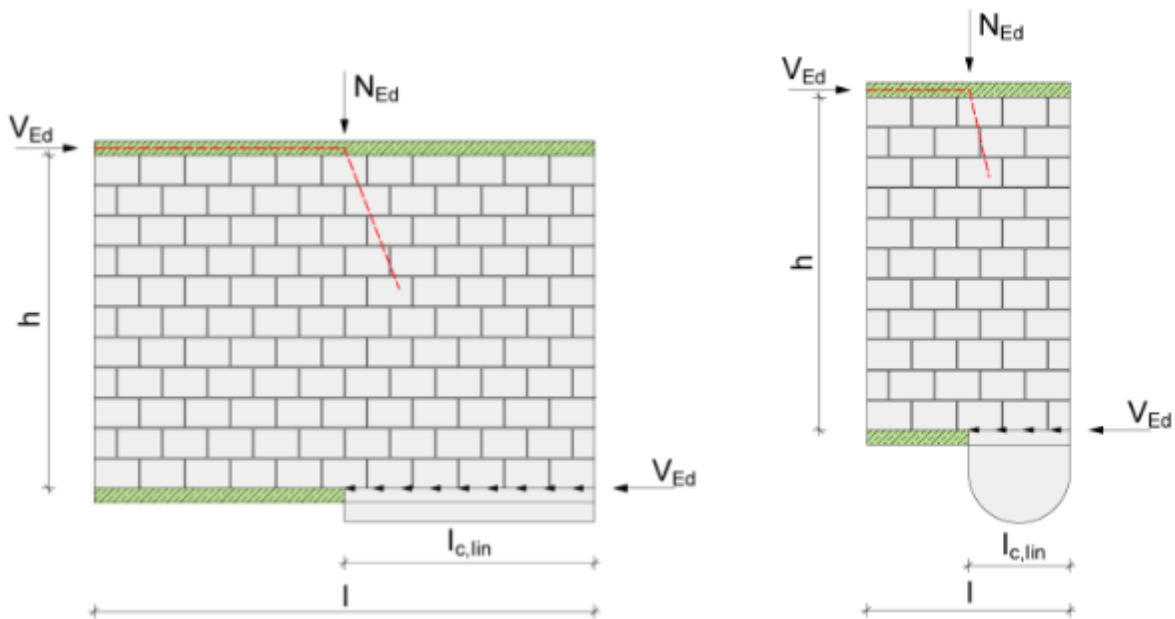


Bild 8-10: Verlauf der Schubspannung über den Wandquerschnitt: links: $h/l \leq 1$; rechts $h/l \geq 2$

Derzeit wird in den deutschen Normungsgremien eine formale Umstellung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit von einer spannungsbezogenen Formulierung auf eine gleichwertige kraftbezogene Schreibweise diskutiert, um für alle Versagensarten ein gleiches Nachweisformat zu erreichen. Dabei kann auch der Effekt des „Steindrehens“ bei Scheibenschub nach dem Modell von Mann/Müller konsistent erfasst werden.

Die aufnehmbare Querkraft berechnet sich demnach wie folgt:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{c} \cdot \left(\alpha \cdot f_{vk0} \cdot t \cdot l_{cal} + \frac{\mu}{1 + \mu} \cdot N_{Ed} \right) \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{c} \cdot f_{vt2} \cdot t \cdot l_{cal} \quad (8.14)$$

mit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert

c Beiwert für die Schubspannungsverteilung

$c = 1,0$ für $h/l \leq 1,0$ bzw. für $\lambda_v \leq 1,0$ und $c = 1,5$ für $h/l \geq 2$ bzw. für $\lambda_v \geq 2$.
Zwischenwerte dürfen in beiden Fällen interpoliert werden.

α Faktor zur Berücksichtigung der Stoßfugenvermörtelung

$\alpha = 1,0$ für vermörtelte Stoßfugen

$\alpha = 0,5$ für unvermörtelte Stoßfugen

f_{vk0} Haftscherfestigkeit bei Reibungsversagen nach Tabelle 8-1

f_{vt2} Schubfestigkeit bei Steinzugversagen nach Gleichung (8.6)

t Wanddicke

l_{cal} überdrückte Länge nach den Gleichungen (8.11) bis (8.13)

μ Reibungsbeiwert

N_{Ed} Bemessungswert der Normalkraft

8.3.2.4 Schubdruckversagen

Der Nachweis entspricht dem Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen am Wandfuß und hängt maßgeblich vom vorhandenen Überbindemaß ab. Dieser Nachweis kann - wie in [13] gezeigt - nur bei verminderten Überbindemaßen $l_{ol} < 0,4 \cdot h_u$ gegenüber dem Biegeversagen in Scheibenrichtung bemessungsrelevant werden und ist daher nur in Sonderfällen bei besonderen Ausführungsvarianten von Elementmauerwerk zu überprüfen. Die zugehörige Querkrafttragfähigkeit ergibt sich zu:

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{c} \cdot \left(l_c \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} - \max N_{Ed} \right) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \quad (8.15)$$

mit

- c Beiwert für die Schubspannungsverteilung
 $c = 1,0$ für $h/l \leq 1,0$ bzw. für $\lambda_v \leq 1,0$ und $c = 1,5$ für $h/l \geq 2$ bzw. für $\lambda_v \geq 2$.
 Zwischenwerte dürfen in beiden Fällen interpoliert werden.
- l_c überdrückte Wandlänge bei starr-plastischer Spannungsverteilung nach Gl. (8.16)
- t Wanddicke
- f_k charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit nach Kap. 2.2.2
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk nach Kap. 3.1.5
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
- l_{ol} Überbindemaß
- h_u Höhe des Steines

Die überdrückte Wandlänge l_c muss in diesem Fall, da die maximale Auflast bemessungsrelevant ist, unter Ansatz einer starr-plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung bestimmt werden und ergibt sich zu:

$$l_c = \phi_{\max} \cdot l \quad (8.16)$$

mit

- ϕ_{\max} Traglastbeiwert in Abhängigkeit des Verfahrens zur Ermittlung der Schnittgrößen nach Kap. 7.5
- l Wandlänge

8.3.2.5 Fugenversagen durch Kippen der Einzelsteine

Bei Verwendung von großformatigen Steinen mit einem Seitenverhältnis von $h_u > l_u$ (Steinhöhe > Steinlänge) ist bei Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung ergänzend zu den vorgenannten Nachweisen die Querkrafttragfähigkeit infolge Fugenversagen am Einzelstein zu führen. Eine Haftzugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge wird hierbei aufgrund der im Regelfall wechselnden Beanspruchungsrichtung und der daraus beim verwendeten Bemessungsmodell theoretisch resultierenden Gefügelockerung nicht berücksichtigt. Bei vermörtelten Stoßfugen ist diese Versagensart aber auch bei den besonderen Steinformaten nicht bemessungsrelevant. Die zugehörige Querkrafttragfähigkeit für diesen Sonderfall ergibt sich zu:

$$V_{Rdlit} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot \min N_{Ed} \quad (8.17)$$

mit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk nach Kap. 3.1.5

l_u Länge des Steines

h_u Höhe des Steines

h Höhe der Aussteifungsscheibe (1 Geschoss)

$\min N_{Ed}$ Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft in halber Wandhöhe

Damit ist die Querschnittstragfähigkeit unabhängig von der Materialfestigkeit und hängt ausschließlich von den geometrischen Gegebenheiten der Mauersteine und der Wand ab. Diese Größen sind nur geringen Streuungen unterworfen, weshalb ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite ausreichend ist, was ersatzweise durch den Faktor 2/3 in Gleichung (8.17) mit erfasst wird. Dieser Faktor berücksichtigt darüber hinaus geometrische Abhängigkeiten.

Der Nachweis ist unter minimaler Auflast in halber Wandhöhe zu führen.

8.3.3 Nachweis bei Plattenschub

8.3.3.1 Charakteristische Schubfestigkeit

Bei Plattenschubbeanspruchung ist im Allgemeinen nicht mit einem Versagen der Steine infolge Überschreitung der Steinzugfestigkeit sowie durch Überschreiten der schiefen Hauptdruckspannungen (Schubdruckversagen) zu rechnen. Deshalb dürfen diese Versagensarten für den Nachweis unter Plattenschubbeanspruchung unberücksichtigt bleiben. Zur Ermittlung der Schubfestigkeit findet daher lediglich das Kriterium Reibungsversagen Berücksichtigung.

Des Weiteren ist bei Plattenschub der mit dem Modell von Mann/Müller bei Scheibenschub anzusetzende Effekt des „Steindrehens“ von untergeordneter Bedeutung, so dass mit dem tatsächlichen Reibungsbeiwert zwischen Stein und Mörtel von $\mu = 0,6$ gerechnet werden kann. Auf dieser Grundlage ermittelt sich der Maximalwert der charakteristischen Schubfestigkeit bei Plattenbeanspruchung gemäß DIN EN 1996-1-1/NA folgendermaßen:

vermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (8.18)$$

unvermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (8.19)$$

mit

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach Tabelle 8-1

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

Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$ mit A nach Gleichung (8.20)

Eine Abminderung der charakteristischen Schubfestigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen um den Faktor 2/3 ist nach dem Modell von Mann/Müller auch bei Plattenschub nicht gerechtfertigt. Dieser Faktor wurde in den Nationalen Anhang zu EC 6 lediglich aufgenommen, um eine gewisse Übereinstimmung mit der Querkrafttragfähigkeit bei Plattenschub nach DIN 1053-1 zu erreichen und gleichzeitig ungünstige Effekte des Teilsicherheitskonzeptes zumindest teilweise zu kompensieren.

Für die Bestimmung der maßgebenden Querschnittsfläche unter Berücksichtigung der überdrückten Wandlänge l_c darf aufgrund der für den Querkraftnachweis maßgebenden Einwirkungskombination unter minimaler Normalkraft von linear elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Damit ergibt sich für die überdrückte Querschnittsfläche:

$$A = t_{c,lin} \cdot l = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \cdot l \leq t \cdot l \quad (8.20)$$

mit

$t_{c,lin}$ überdrückte Wanddicke bei Ansatz einer linear-elastischen Materialverhaltens

l Wandlänge

e Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft

Anmerkung: Die Berücksichtigung unterschiedlicher Haftscherfestigkeiten hinsichtlich der Ausführungsart der Stoßfugen ist nach Meinung der Verfasser sowohl bei Scheiben- als auch bei Plattenschubbeanspruchung mechanisch nicht gerechtfertigt, sondern folgt lediglich den bisherigen normativen Festlegungen von DIN 1053-1. Bei Plattenschub könnte anstelle der Werte nach Tabelle 8-1 sogar ein um den Faktor $(1 + \mu = 1,6)$ erhöhter f_{vk0} -Wert verwendet werden, da diese Werte bereits eine Abminderung der Schubfestigkeit infolge Steindreihen beinhalten, welche nur bei Scheibenschub mechanisch begründet werden kann.

8.3.3.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Bei Mauerwerk unter horizontalen Einwirkungen senkrecht zur Wandebene ist ggf. Plattenschub für den Versagensfall Reibung nachzuweisen. DIN EN 1996-1-1/NA erweitert die bereits aus DIN 1053-1 bekannte Bestimmungsgleichung analog zur Vorgehensweise bei Scheibenschub. Entsprechend lautet die Bestimmungsgleichung für den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit bei Plattenschub unter gleichzeitig wirkender Biegebeanspruchung:

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{c} \cdot t_{cal} \cdot l \cdot f_{vd} \quad (8.21)$$

mit

t_{cal} Rechenwert der überdrückten Wanddicke nach Gleichung (8.22)

l Wandlänge

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit mit $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ nach Kap. 3.1.6 und $\gamma_M = 1,5$

c Beiwert für die Schubspannungsverteilung
 $c = 1,5$ bei Plattenschub

Der Nachweis ist am Wandkopf und am Wandfuß stets unter minimaler Auflast zu führen. Bei gleichzeitig vorhandenem Scheibenschub sollte $l = l_{c,lin}$ (siehe Kap. 8.3.2.3) berücksichtigt werden.

Die rechnerische Wanddicke t_{cal} berechnet sich bei kurzzeitigen Einwirkungen infolge Wind zu:

$$t_{cal} = 1,25 \cdot t_{c,lin} \leq t \quad (8.22)$$

In allen anderen Fällen gilt: $t_{cal} = t_{c,lin}$

mit

$t_{c,lin}$ überdrückte Wanddicke bei linear-elastischer Spannungsverteilung nach Gl. (8.23)

t Wanddicke

Für die überdrückte Wanddicke $t_{c,lin}$ gilt unter der Annahme einer linearen Normalspannungsverteilung bei einer Exzentrizität e der einwirkenden Normalkraft:

$$t_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \leq t \quad (8.23)$$

mit

e Exzentrizität der Last in der Einwirkungskombination für die minimale Auflast

t Wanddicke

8.3.4 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Sofern beim Nachweis des Reibungsversagens der Rechenwert der Haftscherfestigkeit in Ansatz gebracht wird, ist bei Windscheiben mit einer Ausmitte $e > l/6$ zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung unter maximaler Horizontallast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit an der gezogenen Wandkante den Wert $\varepsilon_R = 10^{-4}$ nicht überschreitet. Bei der Berechnung von ε_R darf für den Elastizitätsmodul des Mauerwerks ein Wert von $E = 1000 \cdot f_k$ angenommen werden.

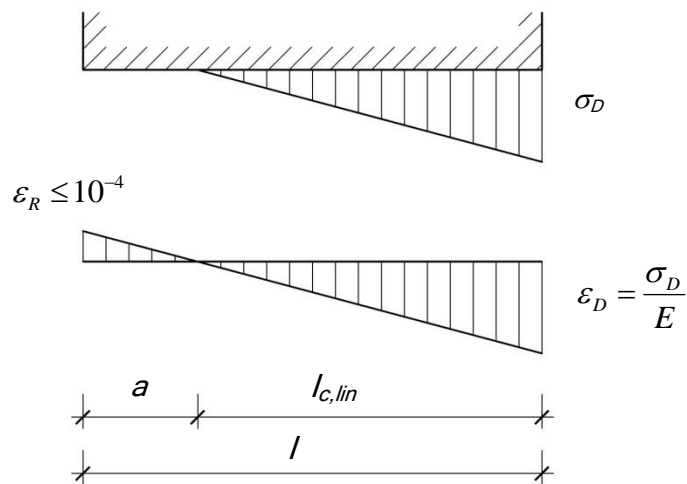


Bild 8-11: Randdehnungsnachweis nach DIN EN 1996-1-1/NA

Die Länge der Wandscheibe wird mit l , die überdrückte Länge mit $l_{c,lin}$ beschrieben, welche sich nach Gleichung (7.31) berechnet. Die rechnerische Randstauchung wird mit ε_D und die rechnerische Randdehnung mit ε_R angegeben und berechnen sich folgendermaßen:

$$\varepsilon_R = \frac{\sigma_D}{1000 \cdot f_k} \cdot \left(\frac{l}{l_{c,lin}} - 1 \right) \leq 10^{-4} \quad (8.24)$$

$$\varepsilon_D = \frac{\sigma_D}{1000 \cdot f_k} \quad (8.25)$$

mit

ε_R rechnerische Randdehnung

ε_D rechnerische Randstauchung

σ_D vorhandene Druckspannung nach Gleichung (8.26)

l Wandlänge

$l_{c,lin}$ überdrückte Wandlänge bei linear-elastischer Spannungsverteilung nach Gleichung (8.11)

f_k charakteristischer Wert der Mauerwerkdruckfestigkeit nach Kap. 2.2.2

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot N_{Ed}}{l_{c,lin} \cdot t} \quad (8.26)$$

mit

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft in der charakteristischen Bemessungssituation

$l_{c,lin}$ überdrückte Wandlänge bei linear-elastischer Spannungsverteilung nach Gleichung (8.11)

t Wanddicke

Dieser Nachweis entspricht der aus DIN 1053-1 bekannten Vorgehensweise und soll auf Grundlage des vereinfachten Kragarmmodells bei rechnerischen Ausmitten $e > t/6$ sicherstellen, dass durch Überschreiten der Haftzugfestigkeit Stein-Mörtel bei wechselnder Beanspruchungsrichtung auch theoretisch keine klaffenden Fugen auftreten, die den Haftverbund in der Mörtelfuge stören. Daher ist der Nachweis entbehrlich, wenn beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf den Ansatz der Haftscherfestigkeit verzichtet wird.