

IV-3. Cracking Characteristics of Transversely Loaded Brick Masonry in Theory and Practice

Prof. Dr.-Ing. W. Mann & Dr.-Ing. H. Mueller,
Darmstadt

ABSTRACT

At the 4th International Brick Masonry Conference in Brugge a report on the experiments with transversely loaded brick masonry was presented. Since the experiments have been concluded, a report on the results and the agreement between push-stress theory and the experiments will be made. In particular the cracking theory could be attested to by the following points: Depending on the loading capacity, the thrust failure could be traced to the friction failure of the joints or the warping of the bricks or the pressure failure of the masonry. However for friction failure of joints, diminished frictional side values, which include the make-up of the bricks and their tying prevail. Because of the increasing importance of thrust strain in high rises and in buildings in earthquake areas this cracking theory, now proven through tests, takes on even greater importance.

Zur 4. Internationalen Mauerwerkskonferenz in Brügge wurde ein Vorbericht über Versuche an schubbeanspruchtem Mauerwerk gegeben. Diese Versuche dienten der Überprüfung der Schubbruchtheorie, die die Verfasser ausgearbeitet hatten. Da die Versuche inzwischen abgeschlossen sind, wird im folgenden ein zusammenfassender Bericht über die Theorie und die Versuchsergebnisse erstattet.

Die Bruchtheorie konnte in den wesentlichen Punkten bestätigt werden. Insbesondere bestätigte sich, daß das Schubversagen des Mauerwerkes je nach der Größe der Auflast entweder als Reibungsversagen der Lagerfuge oder als Scherversagen der Steine oder als Druckversagen des Mauerwerkes auftritt. Beim Reibungsversagen sind jedoch abgeminderte Reibungsbeiwerte, in die das Format der Steine und die Art des Verbandes eingehen, anzusetzen. Mit dieser nunmehr durch Versuche bestätigten Schubbruchtheorie kann die Art des Schubbruches und die aufnehmbare Schubspannung vorausbestimmt werden. Auf dieser Theorie werden vereinfachte Bemessungsformeln aufgebaut.

EINLEITUNG

Die Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden hat in letzter Zeit an Bedeutung gewonnen. Höhere gemauerte Bauwerke mit entsprechend größeren Windkräften, die statische Nutzung zusammengesetzter Profile als Windscheiben und die allgemeine Tendenz, das Material stärker zu nutzen, erfordern eine genauere Kenntnis des Schubverhaltens von Mauerwerk.

Aus diesem Grund und um vorhandene und zukünftige Versuche besser interpretieren zu können, wurde eine Schubbruchtheorie entwickelt, über die zuletzt in⁵ berichtet ist. Diese Theorie erlaubt es, den Einfluß von Steifigkeit, Steinformat, Reibungs- und Kohäsionsbeiwerten und der Druckspannung σ_x zu erfassen. In einer anschließenden Serie von Versuchen wurden diese Einflüsse an etwa 300 Probekörpern überprüft. Dabei konnte die Theorie in allen wesentlichen Punkten bestätigt werden.

Im folgenden wird die Schubbruchtheorie kurz erläutert und über die Versuche berichtet. Diese Theorie bildet die Grundlage für einen Schubnachweis, der für die Praxis in eine vereinfachte Form gebracht wurde.

BEZEICHNUNGEN

- Δx = Fugenachsmaß in vertikaler Richtung
 Δy = Fugenachsmaß in horizontaler Richtung
 σ_x = Normalspannung \perp Lagerfuge bei homogenem Material (Druckspannungen werden mit positivem Vorzeichen angesetzt)

σ_y = Normalspannung \perp Stoßfuge

τ_{xy} = Schubspannung \parallel Lagerfuge

τ_{yx} = Schubspannung \parallel Stoßfuge

$\beta_{s,st}$ = Steindruckfestigkeit \perp Lagerfuge

$\beta_{z,st}$ = Steinzugfestigkeit \parallel Lagerfuge

Q_{st} = Querkraft im Einzelstein

k = Haftscherfestigkeit des Mörtels (Kohäsion)

μ = Reibungsbeiwert der Lagerfuge

$$\bar{k} = k \cdot \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}} \text{ abgeminderte Kohäsion}$$

$$\bar{\mu} = \mu \cdot \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}} \text{ abgeminderter Reibungsbeiwert}$$

β_M = Druckfestigkeit des Mauerwerks (Druck positiv)

τ_M = Schubfestigkeit des Mauerwerks

DIE SCHUBBRUCHTHEORIE

Beanspruchung von Windscheiben

Windscheiben sind in ihrer Ebene durch vertikale und horizontale Lasten beansprucht. Lasten senkrecht zu ihrer Ebene (Plattenbeanspruchung) werden im folgenden nicht betrachtet.

Die Spannungen in den Wänden werden üblicherweise nach der Technischen Biegelehre unter der Annahme einer linearen σ -Verteilung ermittelt. Daraus folgt:

$$\sigma_x = \frac{N}{F} + \frac{M}{I} \cdot y \quad \text{und} \quad \tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}.$$

Spannungen σ_y senkrecht zur Stoßfuge sind in der Regel vernachlässigbar gering.

In Bild 1 ist die Spannungsverteilung für ein Rechteck-Profil dargestellt. In Ausnahmefällen, in denen die Technische Biegelehre zu ungenau ist, wird die mathematische Elastizitätstheorie zur Spannungsermittlung herangezogen.

Für jeden Punkt der Windscheibe ist somit ein Spannungspaar σ_x und τ zu ermitteln. Es ist der Sinn der Bruchtheorie, eine Aussage zu ermöglichen, bei welchen Spannungsparen σ_x und τ der Bruch eintritt.

Bruchhypothesen für homogenes Material und für Mauerwerk

In den bekannten Bruchhypothesen für homogenes Material wird versucht, den Bruch des Materials auf eine einzige spezifische Eigenschaft zurückzuführen, z. B. auf das Überschreiten der aufnehmbaren Hauptzugspannung oder der Schubspannung. Diese Bruchhypothesen sind auf Mauerwerk nicht ohne weiteres anwendbar. Zum einen ist nämlich Mauerwerk nicht homogen, sondern durch die Fugen auf bestimmte Richtungen fixiert. Zum anderen besteht es aus mehreren Elementen, nämlich den Steinen, Lagerfugen und Stoßfugen, die alle für sich versagen können, und zwar unter jeweils anderen Bedingungen.

Aus diesem Grunde ist es nicht möglich, den Schubbruch auf nur eine einzige Ursache z. B. Reibungsversagen der Lagerfuge, zurückzuführen, vielmehr sind mehrere Versagensarten möglich. Sie müssen an einem kleinen Mauerwerksausschnitt abgeleitet werden. Die jeweils ungünstigere Art ist für das Versagen maßgebend. Dabei sind neben der Reibung in der Lagerfuge auch die Steinzugfestigkeit, Steindruckfestigkeit und das Steinformat von Bedeutung.

Bruchtheorie für schubbeanspruchtes Mauerwerk

Voraussetzungen

Die Bruchtheorie beruht auf dem Gleichgewicht eines Einzelsteines unter folgenden Voraussetzungen:

1. Die Stoßfugen der Steine übertragen keine Kräfte, insbesondere keine vertikal gerichteten Schubspannungen τ_{yx} .
2. Die horizontal gerichteten Schubspannungen τ_{xy} sind gleichmäßig über die Lagerfuge verteilt.
3. Die Druckspannungen in der Lagerfuge eines Steines verlaufen gezahnt; ihr Mittelwert ist die rechnerische Spannung σ_x .
4. Zugspannungen können in der Mörtelfuge nicht aufgenommen werden und führen deshalb zu klaffender Fuge.

Die Annahme 1. wird damit begründet, daß die Vermörtelung der Stoßfugen erfahrungsgemäß nicht immer sorgfältig ausgeführt ist, daß Mauersteine an den Stirnflächen glatter als in der Lagerfuge sind und daher weniger Haf-

tung haben, daß die Stoßfugen durch das Schwinden des Mörtels teilweise aufreißen, und daß sie, im Gegensatz zur Lagerfuge, wenig oder gar nicht überdrückt sind. Die Annahme wird erhärtet durch die Beobachtung, daß Schubrisse bei Bruchversuchen meistens von Stoßfugen ausgehen.

Die Annahme 1. hat folgende Konsequenzen (vgl. Bild 2): Die Querkraft in Steinmitte Q_{st} verdoppelt sich gegenüber homogenem Material, da im Bereich der Stoßfugen nur jede 2. Steinschicht Querkräfte übernimmt.

$$Q_{st} = 2 \cdot \tau \cdot \Delta x \quad (1)$$

Die Spannung σ_x in der Lagerfuge verläuft im Detail gezahnt, um das Momentengleichgewicht des Einzelsteins zu gewährleisten. Da nämlich das Kräftepaar der vertikal gerichteten Schubspannung τ_{yx} gemäß Annahme 1. entfällt, muß das Kräftepaar aus den horizontalen τ_{xy} durch eine Exzentrizität der Normalspannungen σ_x ins Gleichgewicht gebracht werden. Unter der vereinfachenden Annahme eines linearen Spannungsverlaufs über die halbe Steinlänge folgt hieraus

$$\sigma_{x1,2} = \sigma_x \pm \tau \frac{2\Delta x}{\Delta y} \quad (2)$$

Bruchkriterien

Der Bruch des Mauerwerkes tritt je nach dem Verhältnis von σ_x zu τ aus verschiedenen Ursachen auf (vgl. Bild 3):

a) Versagen des Mauerwerkes auf Druck

Der Bruch tritt dann ein, wenn die maximale Druckspannung σ_{x1} nach Bild 2 die Druckfestigkeit β_M des Mauerwerkes erreicht. Mit (2) wird aus $\sigma_{x1} = \beta_M$ die Beziehung

$$\tau = (\beta_M - \sigma_x) \frac{\Delta y}{2\Delta x} \quad (3)$$

die im Bild 3 als Gerade (a) dargestellt ist.

b) Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

Der Bruch tritt ein, wenn die minimale Druckspannung σ_{x2} nach Bild 2 den Wert Null erreicht, da vorausgesetzt wird, daß die Lagerfuge keine Zugkräfte übernimmt. Dieser Fall ist in Bild 3 als Gerade (b) dargestellt. Hierfür folgt wiederum aus (2) mit $\sigma_{x2} = 0$:

$$\tau = \sigma_x \frac{\Delta y}{2\Delta x} \quad (4a)$$

Setzt man jedoch in der Lagerfuge eine Zugfestigkeit $\sigma_{x2} = \beta_{z,m}$ an, geht die Beziehung über in

$$\tau = (\sigma_x + \beta_{z,m}) \frac{\Delta y}{2\Delta x} \quad (4b)$$

Dieser Fall, bei dem die Gerade (b) nach Bild 3 in (b') übergeht, gewinnt bei geringer Auflast Bedeutung, z. B. bei der Ausfachung von Skeletten. Es sei aber darauf hingewiesen, daß der Ansatz einer Zugfestigkeit in der Lagerfuge problematisch ist.

c) Versagen der Lagerfuge auf Reibung

Der Bruch tritt ein, wenn in den Bereichen der Lagerfugen mit minimaler Druckspannung σ_{x2} die Reibung überwunden wird.

$$\tau = k + \mu \cdot \sigma_{x2} \quad (5a)$$

Setzt man σ_{x2} nach (2) ein, läßt sich (5a) auch schreiben

$$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \cdot \sigma_x \quad (5b)$$

mit

$$\bar{k} = k \cdot \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}}$$

und

$$\bar{\mu} = \mu \cdot \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}}$$

Die Werte \bar{k} und $\bar{\mu}$ seien "abgeminderte" Kohäsions- und Reibungsbeiwerte, die durch (5b) beschriebene Gerade "abgeminderte Reibungsgerade" genannt. Sie ist in Bild 3 durch (c) dargestellt. Sie liegt gemäß Bild 4 stets unter der Coulomb'schen Reibungsgerade.

Es wird besonders darauf hingewiesen, daß mit den abgeminderten Werten k und μ in Wirklichkeit die reduzierte Druckspannung σ_{x2} erfaßt ist. Dies wird in den Wandversuchen unter geringer Auflast durch den abgetreppten Bruch deutlich, da jeweils die Fugenhälfte mit der geringeren Druckspannung σ_{x2} zuerst versagt. Dies erklärt auch die wiederholt festgestellte Tatsache, daß die Bruchschubspannungen in Wandversuchen stets niedriger lagen, als nach den in Kleinversuchen ermittelten Werten μ und k zu erwarten war.

d) Versagen durch Reißen der Steine

Die Querkraft im Einzelstein nach¹ sowie die Druckspannungen $\sigma_{x1,2}$ bewirken im Stein einen Hauptspannungszustand, der bei höheren Auflasten zum Zerreißen der Steine führen kann, noch bevor die Tragfähigkeit der Lagerfuge auf Reibung erschöpft ist. Da dieser Bruchzustand vorwiegend von der Schubspannung τ abhängt, könnte er in erster Näherung durch eine horizontale Gerade dargestellt werden, die einer konstanten zulässigen Obergrenze der Schubspannung entspräche.

$$\tau = \text{const} \quad (6a)$$

Die genauere Betrachtung dieses Versagensfalles geht davon aus, daß der Stein bei einer Hauptzugspannung im Stein $\sigma_{1st} = \beta_{z,st}$ zerreißt. Genauere Untersuchungen zeigen, daß in Steinmitte die Spannungen $\sigma_{x,st} = \sigma_x$; $\sigma_{y,st} = 0$; $\tau_{st} = 2,3 \cdot \tau$ herrschen. Die hieraus ermittelte Hauptzugspannung

$$\sigma_{1,st} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (2,3\tau)^2}$$

führt zum Bruch des Steines und damit auch des Mauerwerks, wenn sie die Zugfestigkeit $\beta_{z,st}$ des Steines überschreitet. Hieraus folgt das Bruchkriterium

$$\tau = \frac{\beta_{z,st}}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{z,st}}} \quad (6b)$$

Dieses Kriterium wird in Bild 3 durch die Parabel d, die die Gerade nach (6a) ersetzt, dargestellt. In Bild 5 ist die Schar der Kurven (d) für verschiedene Steinzugfestigkeiten dargestellt. Zum Vergleich sind die entsprechenden Werte für eine homogene Wand gestrichelt eingetragen. Man erkennt, wieviel ungünstiger die gemauerte Wand in diesem Versagensfall gegenüber dem homogenen Material ist, da nach Gleichung (1) im Bereich der Stoßfugen nur jede 2. Steinschicht Querkraft übernimmt. Dieschiefe Hauptzugspannung einer homogenen Wand ist also kein sicheres Kriterium für das Schubversagen von gemauerten Wänden.

Hüllkurvenzug

Die 4 Bruchkriterien stellen 4 mögliche Versagensarten dar, wobei die jeweils ungünstigste als erste zum Bruch führt. Es entsteht so nach Bild 3 ein Hüllkurvenzug (a-d). Er umschließt somit einen σ_x - τ -Bereich, innerhalb dessen kein Bruch des Mauerwerkes zu erwarten ist. Alle außerhalb des Hüllkurvenzuges liegenden Spannungspaare σ_x und τ sind bruchgefährdet, u. z. aus jeweils anderen Bruchkriterien. Die Schubtragfähigkeit beruht im einzelnen auf folgenden Werkstoffkennwerten:

Steinzugfestigkeit $\beta_{z,st}$; Kohäsion k und Reibungsbeiwert μ der Lagerfuge; Mauerwerksdruckfestigkeit β_M ; Steinformat $\Delta x|\Delta y$.

Diese Werte können an Kleinproben ermittelt werden.

MATERIALKENNWERTE

Allgemeines

Um den Hüllkurvenzug für eine bestimmte Mauerwerkart nach den Gleichungen (3) bis (6) ermitteln zu können, müssen die Festigkeiten der verwendeten Baustoffe bekannt sein. Hierzu wurden veröffentlichte Versuche ausgewertet sowie eigene Versuche an Kleinkörpern angestellt. Da hierüber in^{4,5} ausführlich berichtet ist, wird im folgenden nur das Ergebnis wiedergegeben. Es ist dabei zu unterscheiden zwischen der im Versuch erreichten Festigkeit und dem etwas niedriger liegenden "Rechenwert der Festigkeit", der der Rechnung zugrunde gelegt wird und die Streuungen berücksichtigt.

Reibungsbeiwert μ

Sowohl für Kalkzement-als auch für reinen Zementmörtel wurden Werte $\mu = 0,65$ bis $0,8$ gemessen. Es erscheint daher richtig, für alle Mörtelgruppen den Rechenwert $\mu = 0,6$ bis $0,65$ anzusetzen.

Kohäsion k

Die Kohäsion ist von der Mörtelgüte abhängig, aber auch sehr stark von der Steinart und der Verarbeitung, insbe-

sondere der Wässerung der Steine vor dem Vermauern. Deshalb sind auf der sicheren Seite liegende, stark reduzierte Rechenwerte zu empfehlen.

	Kalkzement-Mörtel		Zementmörtel		
	II	IIa	III	IIIa	
Mörteldruckfestigkeit	2,5	5,0	10,0	20,0	N/mm ²
gemessen	k = 0,30	0,35	0,40	0,45	N/mm ²
Rechenwert	k = 0,15	0,18	0,22	0,25	N/mm ²

Die Kohäsion ist für immer Null, wenn die Fuge einmal gerissen ist. Hierauf ist bei wechselnder Beanspruchung besonders zu achten.

Steinzugfestigkeit $\beta_{z,st}$

Die Steinzugfestigkeit ist schwierig zu ermitteln und streut stark. Sie ist auch von der Steinart, also Ziegel, Kalksandstein oder Beton, und vom Format als Voll-, Loch- oder Kammerstein abhängig. Folgende Rechenwerte in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeit werden gemäß [5] empfohlen:

Steindruckfestigkeit als 5%-Fraktile		2	4	6	8	12	20	28	N/mm ²
Steinzugfestigkeit als	Kammersteine	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	N/mm ²
	Lochsteine	0,07	0,13	0,20	0,26	0,40	0,52	0,65	N/mm ²
Rechenwert	Vollsteine	0,10	0,20	0,30	0,40	0,60	0,80	1,00	N/mm ²

SCHUBVERSUCHE

Vorbemerkung

Um die Bruchtheorie durch Versuche zu überprüfen, wurden in Darmstadt Wandversuche mit Wänden im M. 1 : 2 durchgeführt, mit denen die einzelnen Einflüsse, wie z. B. Reibungsversagen, Steinversagen, Druckversagen, Steinformat und Ausbildung der Stoßfugen überprüft werden konnten.

Als Versuchsbaustoffe dienten Gasbetonsteine, Kalksandsteine und Ziegel verschiedener Festigkeitsklassen, jeweils als Voll- und Lochsteine im Format 12 × 6 × 5 cm und alternativ 12 × 12 × 5 cm, unter Verwendung der Mörtelgruppen II und III.

Da die Versuche in^{4,5} ausführlich beschrieben sind, werden im folgenden nur die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

Versuchsdurchführung

Zur Verringerung des Aufwandes wurden kleine Versuchswände mit den Abmessungen 61 × 50 × 6 cm im

Läuferverband aus kleinformatigen Steinen hergestellt. Der Versuchskörper entsprach damit einem natürlichen Mauerwerksausschnitt von etwa einem Quadratmeter. Die Versuchswände wurden in stählernen Zahnleisten gemauert, die den Transport und Einbau erleichterten und gleichzeitig zur Einleitung horizontaler Schubkräfte dienten. Zur Übertragung der vertikalen Schubkräfte wurden an den Stirnseiten in jeder zweiten Schicht Steine quer eingesetzt und durch gleichgroße Einzellasten belastet. Es wurden Versuchswände mit offenen und mit vermörtelten Stoßfugen getestet.

Die Krafteinleitung ist schematisch in Bild 6 dargestellt. Sie erfolgte mittels hydraulischer Pressen über ein Stahlgerüst nach Bild 7 derart, daß die Normalspannung σ_x unabhängig von der Schubspannung τ aufgebracht werden konnte. Durch horizontale und vertikale Balkensysteme nach dem Prinzip der Dezimalwaage war gewährleistet, daß die Steine der obersten Schicht und der Ränder die auf sie entfallenden gleichen Schubkraftanteile erhielten.

Ergebnis der Wandversuche

Bei geringer Auflast σ_x versagen die Wände unter Schub nach Überwindung der Reibung in der Lagerfuge. Die Steine bleiben dabei unversehrt, die Bruchlinie verläuft abgetreppelt nach Bild 8.

Ist die Auflast σ_x größer, führt partielles Reibungsversagen an einzelnen Steinen dazu, daß Steine in benachbar-

ten Schichten zum Ausgleich herangezogen werden und dabei zerreißen. Bei noch größerer Auflast σ_x erfolgt der Bruch infolge Schub ausschließlich durch Zerreißen der Steine in mehreren Stadien: Mit Wachsen dem τ kündigt sich das Versagen durch einzelne Haarrisse an, die vorwiegend in Verlängerung der Stoßfugen verlaufen, die hochwertigen Mörtel auch unabhängig davon (Stadium A). Obwohl sie gemäß Bild 9 allmählich den gesamten Prüfkörper erfassen (Stadium B) und sich zu klaffenden Rissen erweitern (Stadium C), läßt sich die Schubkraft weiter steigern, indem die Kraftabtragung nach dem Auftreten der Risse über schiefe Druckstreben möglich ist. Der Bruch tritt schließlich durch ein Versagen der Druckstreben ein (Stadium D). Für Sicherheitsbetrachtungen sollte bereits Stadium B als "Bruchzustand" definiert werden, da die danach noch mögliche Schubkraftsteigerung mit erheblichen Verformungen verbunden ist und der Mauerwerksverband nicht mehr existiert.

Die Versuche haben das Prinzip der Schubbruchtheorie voll bestätigt. Auch quantitativ entsprachen die Bruchlasten im Rahmen der zu erwartenden Streuungen der Theorie. Insbesondere verdienen folgende Ergebnisse in denen die

Theorie bestätigt wurde, nochmals hervorgehoben zu werden:

1. Das Versagen der Lagerfuge auf Reibung ist nur bei geringer Auflast maßgebend. Bei höherer Auflast versagen die Steine.
2. Für dieses Reibungsversagen sind "abgeminderte" Reibungsbeiwerte \bar{k} und $\bar{\mu}$ nach (5b) zu verwenden.
3. Die Hauptzugspannungen einer homogenen Scheibe sind wegen der Stoßfugen des Mauerwerkes kein zuverlässiges Bruchkriterium für gemauerte Wände. Die im Einzelstein auftretenden größeren Querkräfte müssen durch (6b) erfaßt werden.

VEREINFACHTER SCHUBNACHWEIS

Da die Auswertung des Hüllkurvenzuges nach Bild 3 für die Praxis zu aufwendig ist, wird er zur Vereinfachung durch eine quadratische Parabel ersetzt, die für höhere σ_x in die Parabel (d) übergeht und für $\sigma_x = 0$ durch den Ursprung verläuft oder die gewünschte Kohäsion ergibt. Die Abnahme der Druckfestigkeit unter dem Einfluß von Schub wird durch die Gerade (a) berücksichtigt.

Somit ist nachzuweisen, daß die unter Gebrauchslast vorhandenen Schubspannungen τ und die zugehörige Normalspannung σ_x in der Lagerfuge folgenden Gleichungen genügen (Bild 10).

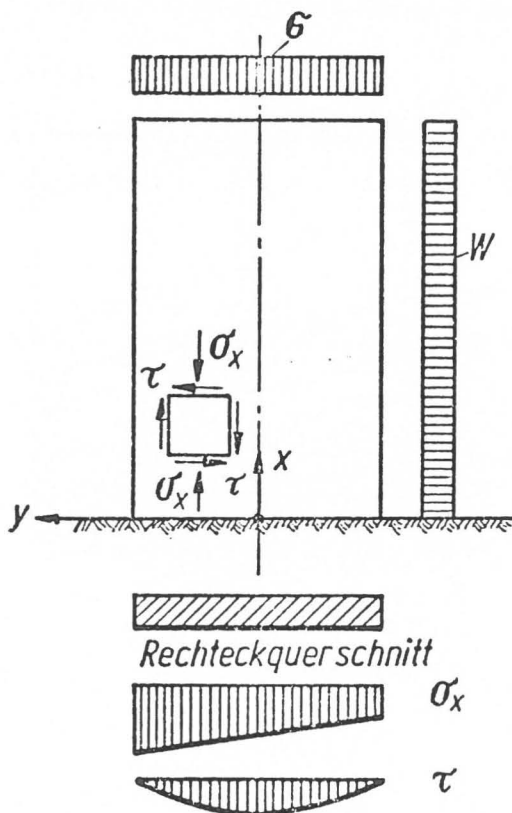


Bild 1. Windscheibe mit Spannungsverteilung

Hierin bedeuten:

- $\beta_{z, st}$ = Rechenwert der Steinzugfestigkeit
- k = Rechenwert der Kohäsion
- β_M = Rechenwert der Druckfestigkeit des Mauerwerkes
- ν = Sicherheitsbeiwert

Die Rechenwerte können aus Abschnitt 4 entnommen werden. Für ν sind Werte zwischen 2 und 3 angemessen.

Bei Rechteckquerschnitten wird es i. d. R. genügen, den Nachweis für die Querschnittsmitte zu führen. Bei zusammengesetzten Profilen ist zusätzlich die Sicherheit im Gurtanschnitt nachzuweisen.

LITERATURZUSAMMENSTELLUNG

1. Mann, W., Müller, H., Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben, 1973, Die Bautechnik H. 12
2. Müller, H., Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk, 1974, Dissertation, TH Darmstadt
3. Mann, W., Müller, H., Versuche zur Bruchtheorie von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk Beitrag zur IV. Internationalen Mauerwerkskonferenz in Brügge, 1976, Proceedings 4. IBMC
4. Mann, W., Müller, H., Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben, Versuchsbericht Teil 1: 1976, Versuchsbericht Teil 2: 1977, Forschungsbericht, TH Darmstadt
5. Mann, W., Müller, H., Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, Mauerwerks-Kalender 1978
6. Mann, W., Grundlagen für die Bemessung von Ingenieur-mauerwerk, Mauerwerks-Kalender 1979

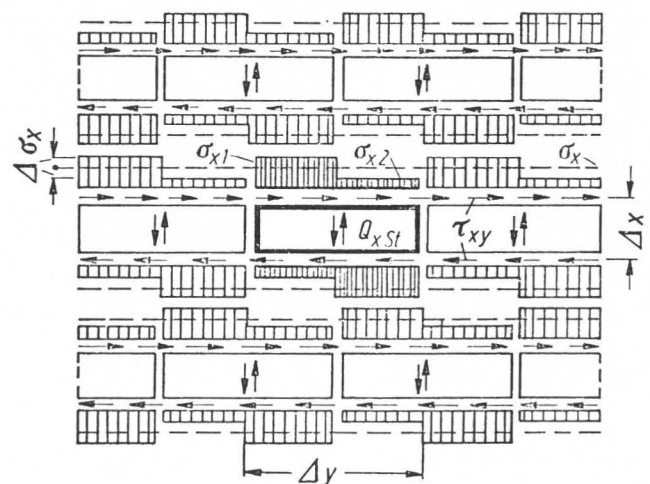


Bild 2. Spannungsverteilung im Mauerwerksverband

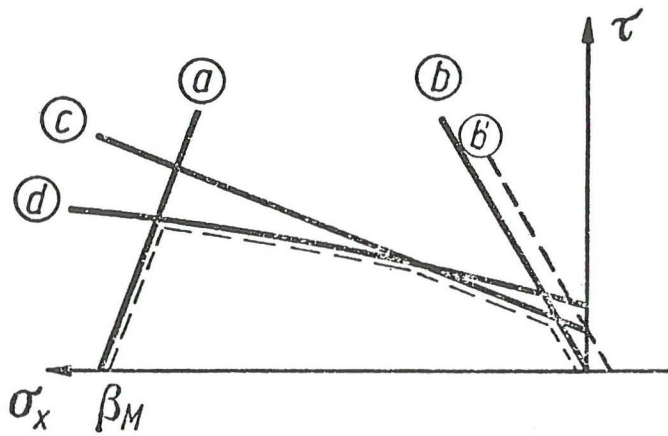


Bild 3. Hüllkurvenzug der Bruchspannungen im σ_x - τ -Diagramm

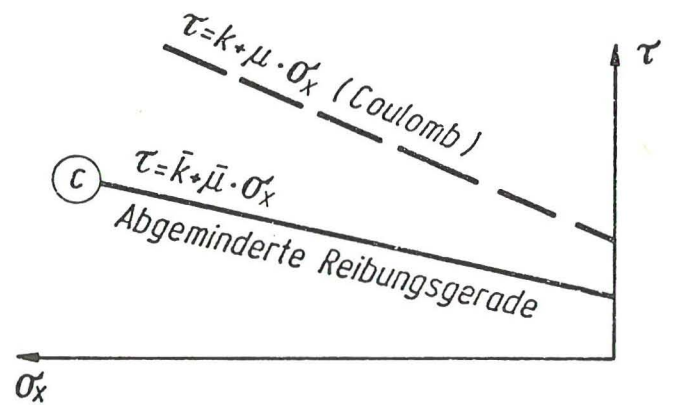


Bild 4. Abgeminderte Reibungsgerade

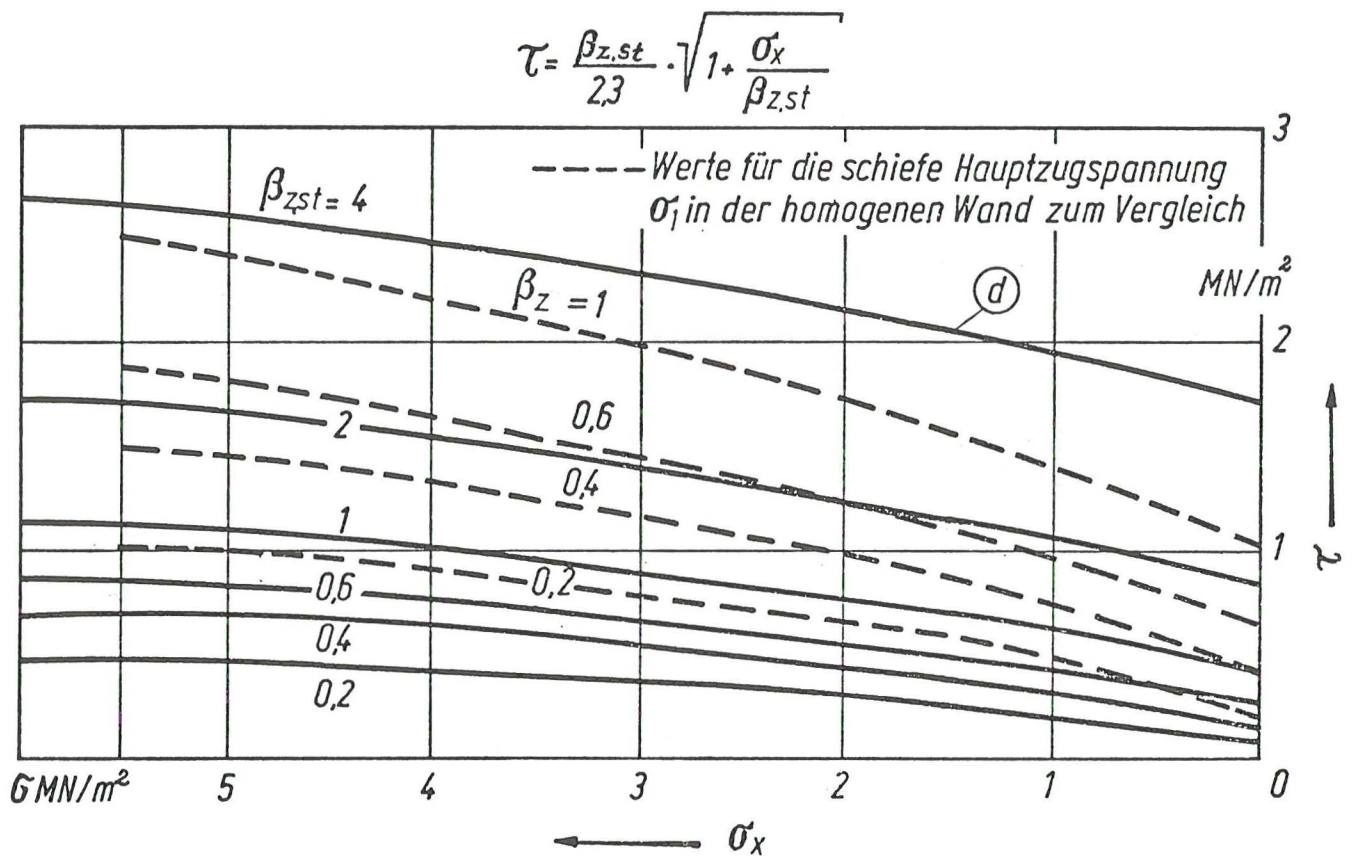


Bild 5. Schiefe Hauptzugspannung σ_1 in Steinmitte in Abhängigkeit von σ_x und τ in der Wand

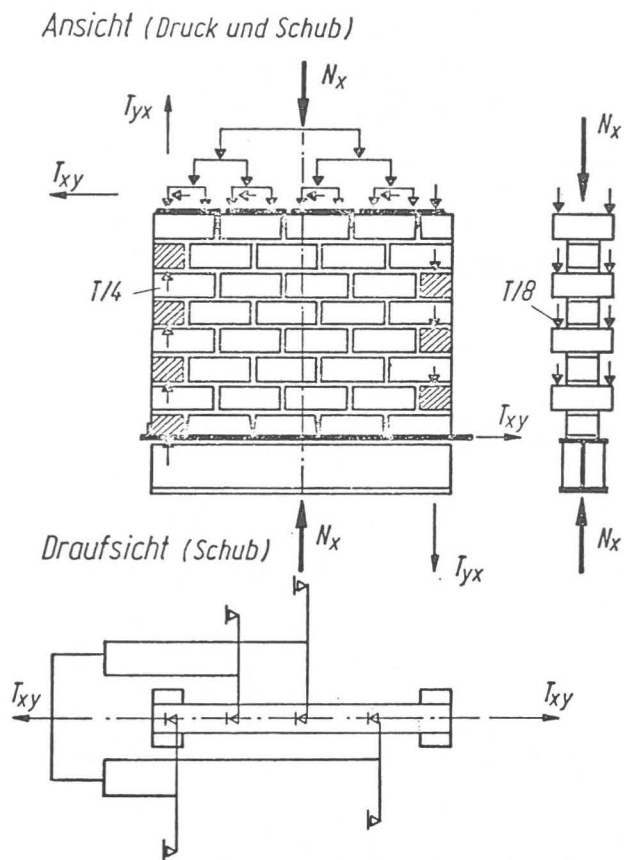


Bild 6. Versuchskörper und Prinzip der Krafteinleitung

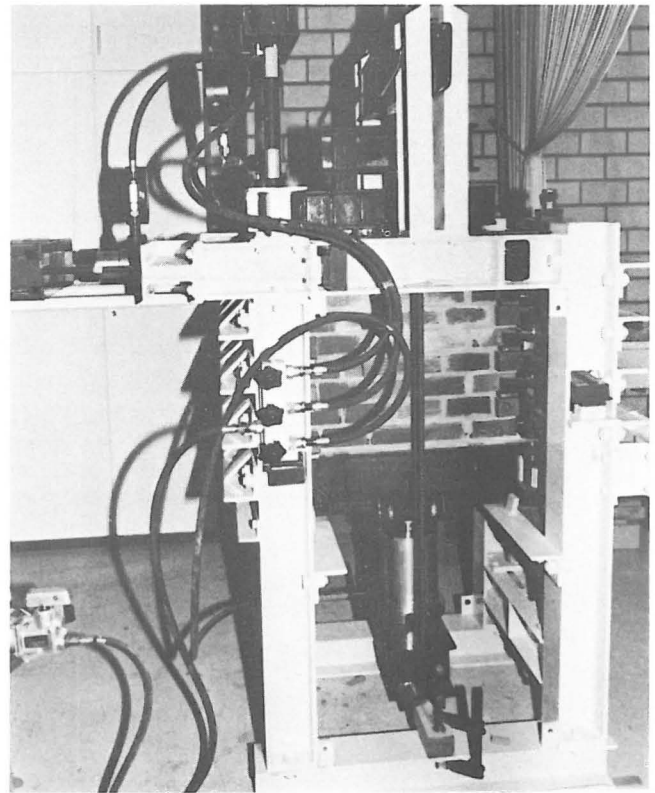
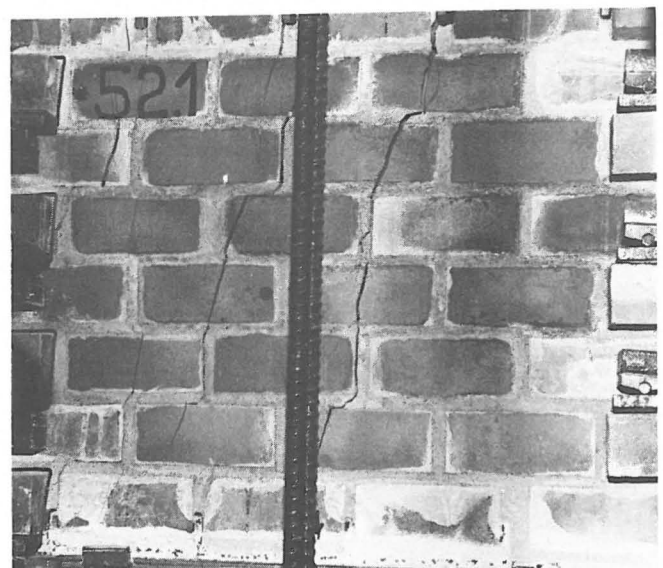


Bild 7. Versuchsgerät

Bild 8. Abgetreppter Bruch bei geringer Auflast σ_x und τ Bild 9. Versagen der Steine bei hoher Auflast σ_x und τ

$$\tau \leq \frac{0.45}{\nu} \cdot \sqrt{\beta_{z,st} \cdot \sigma_x + k}$$

$$\sigma_x \leq \frac{\beta_M}{\nu} - \tau$$

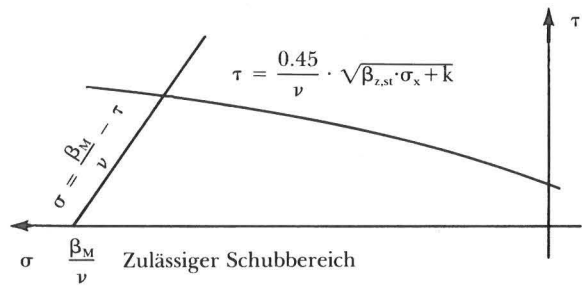


Bild 10.