

Ulf Schmidt
 Wolfram Jäger
 Wolfgang Brameshuber
 Tammam Bakeer

The bending strength of masonry

Biegezugfestigkeit von Mauerwerk

Bending strength of masonry becomes an important design aspect especially when the walls subjected to lateral loads like, cellar walls which are subject to earth pressure, and façades/ infill walls which are exposed to the wind actions. Bending strength is required wherever the applied load is perpendicular to the wall. It is also required in non-load-bearing partition walls, where the load applied in both the normal and perpendicular directions. Besides, the tensile properties of the brick/block and lengthwise parameters related to geometry and materials technology also influence the bending strength of masonry. These include the thickness of the wall, the extent of overlap, and both the shear and the tensile strength of the bond. Consideration must also be given to the possible presence of mortar in the head joints, which can significantly increase bending strength, especially where joints fail. In addition to these materials technology factors, it is very important to observe the realistic influence of the boundary conditions. The degree of fixity is among the factors to be considered in calculation models. In this contribution, two aspects are going to be observed and analysed, namely: the principles of bearing capacity under lateral loading alongside the models derived from these for cellar walls and areas of infill; and the influence of materials technology/geometric parameters on the bending strength of masonry.

1 Basics of bearing capacity under lateral loading

Verification of structural elements subject to lateral loading is normally calculated either using simple models like (beam, arch or plate), or by analogue handling of the problem like in the Yield line theory for reinforced concrete construction.

The arch model is normally used for cellar wall calculations, see Section 4. This model assumes sufficient vertical loading, and that the horizontal thrust is accommodated.

In Germany, verification for masonry infills and non-load-bearing partition walls is currently supplied from tables of permitted measurements. Plate models form the basis for this, although the derivation of the values in tables is not documented. In the plate model, the load bearing depends on the support conditions (on three or four sides) and the geometry of the wall, as well as the stiffness ratios in both orthogonal directions. The key building material parameter to be measured is bending strength with a plane of failure perpendicular and parallel to the bed joints, see Section 3. Thus it is implicitly assumed that, for areas of infill and non-load-bearing partition walls, bend-

Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk wird benötigt bei erddruck-belasteten Kellerwänden, windbeanspruchten Verblendfassaden und Ausfachungen, immer dann, wenn die Beanspruchung senkrecht zur Wandebene erfolgt. Weiterhin ist sie bei nichttragenden Trennwänden notwendig, wobei hier die Beanspruchung sowohl senkrecht zur als auch in Wandebene erfolgen kann. Neben den Steinzugeigenschaften in Steinlängsrichtung gibt es material-technische und auch geometrische Einflussgrößen, von denen die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk beeinflusst wird. Dies sind unter anderem die Wanddicke, das Überbindemaß, die Haftscher und die Haftzugfestigkeit. Hinzu kommt noch eine mögliche Stoßfugenvermörtelung, mit der die Biegezugfestigkeit insbesondere bei Fugenversagen deutlich gesteigert werden kann. Neben diesen eher materialtechnisch basierten Einflussfaktoren kommt der realitätsnahen Betrachtung der Auflagerbedingung eine sehr große Bedeutung zu. Einspanngrade etc. sind in den jeweiligen Rechenmodellen zu berücksichtigen. Beide Aspekte, nämlich sowohl die Grundlagen zur Biegetragfähigkeit und daraus abgeleitete Modelle für Kellerwände und Ausfachungsflächen als auch die Einflüsse aus materialtechnologischen/geometrischen Parametern auf die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk sollen in diesem Beitrag betrachtet und analysiert werden.

1 Grundlagen der Biegetragfähigkeit

Der rechnerische Nachweis von biegebeanspruchten Bauteilen erfolgt i. Allg. entweder über ein Streifen-, Bogen- oder Plattenmodell bzw. über eine Analogie zur Fließlinientheorie des Stahlbetonbaus.

Das Bogenmodell wird i. d. R. beim Nachweis von Kellerwänden angewendet, s. Abschnitt 4. Dieses setzt eine ausreichende Vertikallast und die Aufnahme des Bogenschubs voraus.

Die Nachweise von Ausfachungsmauerwerk und nichttragenden Trennwänden wird in Deutschland bislang über tabellierte zulässige Abmessungen vorgenommen. Die Grundlage hierfür bildeten Plattenmodelle, wobei die Herleitung der tabellierten Werte nicht dokumentiert ist. Beim Plattenmodell erfolgt der Lastabtrag in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen (drei- bzw. vierseitige Lagerung) und der Wandgeometrie sowie der Steifigkeitsverhältnisse in den beiden orthogonalen Richtungen. Maßgebende Baustoffkenngröße für die Bemessung ist die Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig und parallel zu den Lagerfugen, s. Abschnitt 3. Für Ausfachungsflächen und nichttragende Trennwände wird somit implizit eine

ing strength exists perpendicular to the bed joints, a strength which is deemed not to exist – with few exceptions – for load-bearing masonry.

Various models are available with which to describe the plate load-bearing behaviour of masonry. Various research projects have demonstrated that the elastic plate theory does not produce relevant results for masonry, and that measurements which apply this theory do not produce viable cross-sections. Because masonry behaves in a much less ductile manner than reinforced concrete, great care must be taken when applying the Yield line theory, as this assumes that Yield lines will form. The measurement model established in Eurocode 6 is based on the ‘Yield line theory’. This entails gathering evidence while bearing in mind the orthotropic coefficients as a ratio of the bending strength of masonry in both orthogonal directions, and applying the elastic modulus.

When comparing the various sources, the orientation should be noted, where it is different. These are shown in Figure 1.

- a) plane of failure parallel to bed joints according to Eurocode 6-1-1 [1], f_{xk1} ; bending strength perpendicular to bed joints in accordance with DIN 1053-1
- b) plane of failure perpendicular to bed joints, f_{xk2} ; bending strength in accordance with DIN 1053-1

2 Design of laterally loaded infill walls

Infill walls subjected to lateral loading means non-load-bearing walls which bear loads perpendicular to the plane of the wall, and bear only their own weight, as a vertical load. The two-way bending of masonry walls is a very challenging, but not well understood aspect of research into masonry buildings. Several experimental studies on laterally loaded masonry walls have been reported in literature [2] to [10]). These studies showed that the development of a crack pattern upon failure is similar to the yield line pattern in reinforced concrete slabs. Several theoretical investigations were based on applying the ‘yield line method’ theory to masonry [11], [12], [13]. In some other studies, finite element models were used to determine the load-bearing capacity of masonry and to verify the existing methods [14], [15], [16]. Some empirical formulas are proposed to estimate pressure capacity, but there is no general and clear explanation for the obtained results.

The similarity between the failure patterns in masonry walls and in reinforced concrete slabs was the reason behind the application of *Johansen’s* yield line method to laterally loaded masonry walls. *Haseltine* [3] and *Anderson* [17] proposed the calculation of pressure-bearing capacity by the yield line method, in which the orthogonal ratio μ is taken as being equal to the flexural strength ratio of the masonry, provided that flexural strength values are taken from the walette test as established by *West* et al. [6]. The yield line method was first introduced in the form of a table of moment coefficients for a more user-friendly design procedure in British standard BS 5628 [18], and later in Eurocode 6 [1].

The following formulas are given in Eurocode 6 to calculate the moment resistance for masonry walls subjected to uniform pressure:

Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge, die ansonsten für tragendes Mauerwerk mit wenigen Ausnahmen ausgeschlossen wird, angesetzt.

Zur Beschreibung des Plattentragverhaltens von Mauerwerk liegen unterschiedliche Modellvorstellungen vor. Verschiedene Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass die elastische Plattentheorie bei Mauerwerk zu keinen zutreffenden Ergebnissen und die Bemessung nach dieser Theorie zu unwirtschaftlichen Querschnitten führen. Die Anwendung der Bruchlinientheorie aus dem Stahlbetonbau, die von der Ausbildung von Fließlinien ausgeht, ist aufgrund des deutlich weniger duktilen Verhaltens von Mauerwerk als kritisch anzusehen. Das im Eurocode 6 verankerte Bemessungsmodell basiert auf der sogenannten Bruchlinienanalogie. Hierbei erfolgt die Nachweisführung unter Berücksichtigung des Orthotropiekoeffizienten als Verhältnis der Mauerwerk-Biegezugfestigkeiten in den beiden orthogonalen Richtungen und unter Ansatz des elastischen Widerstandsmomentes.

Beim Vergleich der unterschiedlichen Quellen ist die z. T. anderslautende Richtungsdefinition zu beachten, die in Bild 1 dargestellt ist:

- a) parallel zu den Lagerfugen verlaufende Versagensebene nach EC 6-1-1 [1], f_{xk1} ; Biegefestigkeit senkrecht zur Lagerfuge nach DIN 1053-1
- b) senkrecht zu den Lagerfugen verlaufende Versagensebene, f_{xk2} ; Biegefestigkeit parallel zur Lagerfuge nach DIN 1053-1

2 Nachweis von Ausfachungswänden

Unter Ausfachungswänden versteht man nichttragende Wände, die senkrecht zu ihrer Ebene auf Biegung und vertikal nur durch ihr Eigengewicht beansprucht werden. Die Beschreibung des Tragverhaltens von zweiachsig auf Biegung beanspruchtem Mauerwerk stellt eine der großen Herausforderungen dar, wobei in der Forschung zum Mauerwerksbau noch kein ausreichendes Verständnis zum Tragverhalten besteht. In der Literatur wurde über verschiedene experimentelle Studien zu Ausfachungswänden aus Mauerwerk berichtet [2] bis [10]. Die Studien zeigten, dass die Entwicklung der Rissbilder beim Versagen den Bruchlinien in Stahlbetonplatten entspricht. Verschiedene theoretische Untersuchungen basierten auf der Anwendung der Theorie des Bruchlinienverfahrens auf Mauerwerk [11], [12], [13]. In einigen anderen Studien wurde mit

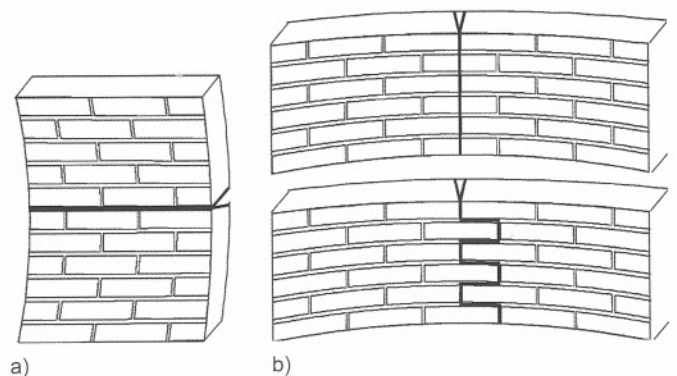


Fig. 1. Definition of planes of failure and bending strength of masonry

Bild 1. Definition der Versagensebenen und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk

$$M_1 = \alpha_1 q l^2 \text{ and } M_2 = \alpha_2 q l^2 \text{ where } \alpha_1 = \mu \cdot \alpha_2 \quad (1)$$

and where M_1 and M_2 are the moment resistances for directions perpendicular and parallel to the bed joints respectively. The bending coefficient α_2 is a function of the flexural orthogonal ratio μ and the aspect ratio $\lambda = h/l$ and given as a table for each support condition. The flexural orthogonal ratio is given by:

$$\mu = f_{xk1}/f_{xk2} \quad (2)$$

where f_{xk1} is the characteristic flexural strength of masonry when the plane of failure runs parallel to the bed joints, and f_{xk2} is the characteristic flexural strength of masonry when the plane of failure runs perpendicular to the bed joints (Figure 1).

Many later investigations have confirmed that the yield line method is unreliable in some cases and overestimates the pressure-bearing capacity. There is no theoretical justification to date for applying this method to a quasi-brittle material like masonry. One modification was introduced by *Sinha* [19] to account for orthotropic stiffness and to enhance the correlation with the experimental results.

The observations reported by many studies regarding the moment elimination at the first crack during laboratory tests, has led to some modifications of the yield line method, which were introduced in Canadian Code CAN-CSA S304.1-04 [20], [21], [22].

The virtual working method developed by *Lawrence* and *Marshall* [23], [24] is used in Australian standard AS 3700 [25]. The premise for this method is that external work done on the wall is balanced out by internal energy which develops along the vertical and diagonal crack lines. The Australian standard considers the design approach, which varies according to the type of unit. *Willis* [9] developed *Lawrence & Marshall's* method in his experimental study, which showed a further increase in load after the cracking moment had been exceeded at the joints. *Bakeer* [26] checked the existing design methods using the upper bounds of α_2 values by assuming that load-bearing capacity during bidirectional bending is always greater than the load bearing capacity of unidirectional bending (Table 1).

The yield line method as first proposed by *Johansen* [2] supposes that the moment resistance along yield lines is uniform prior to collapse, but for brittle or quasi-brittle materials all possible lines of failure experience some damage prior to collapse. The moment resistance along yield lines is not uniform, and they change as cracks propagate. The yield line method also assumes that the cross section can yield and rotate prior to collapse. In order to calculate the failure load, the other assumption made is that the upper bound and the lower bound of the ultimate load converge (see [27]). If the yield line method is used for masonry, the other material behaviour of reinforced concrete must be considered. The method may be applied provided that the various phases of crack propagation are taken into consideration. For each phase, a calculation must be made of the energy dissipated and the work applied by external pressure. Yet in order to simplify the calculation scheme only two phases are considered. *Bakeer/Jäger* ([26] and [28]) further modified the yield line method by introducing

Finite-Element-Modellen gearbeitet, um die Tragfähigkeit von Mauerwerk zu bestimmen und die bestehenden Verfahren zu verifizieren [14], [15], [16]. Es werden einige empirische Formeln zur Bestimmung horizontaler Flächenlasten vorgeschlagen, doch es gibt keine allgemeine und eindeutige Erklärung für die ermittelten Ergebnisse.

Die ähnliche Erscheinung der Versagensbilder in Mauerwerkswänden und Stahlbetonplatten hat zur Anwendung der Bruchlinientheorie nach *Johansen* auf Ausfachungswände aus Mauerwerk geführt. *Haseltine* [3] und *Anderson* [17] schlugen vor, die Tragfähigkeit unter Anwendung der Bruchlinientheorie zu berechnen, wobei das orthogonale Verhältnis μ mit dem Biegefestigkeitsverhältnis von Mauerwerk gleichgesetzt ist, vorausgesetzt, dass die Werte für die Biegefestigkeit durch einen Kleinprüfkörperversuch nach *West* et al. gewonnen werden [6]. Die Bruchlinientheorie wurde erstmals in Form tabellarisierter Momentkoeffizienten als anwenderfreundliches Bemessungsverfahren in der britischen Norm BS 5628 [18] und später im Eurocode 6 [1] eingeführt.

Die folgenden Formeln werden im Eurocode 6 für die Berechnung des Momentwiderstandes von Mauerwerkswänden, die einem einheitlichen Druck q ausgesetzt sind, angeführt:

$$M_1 = \alpha_1 q l^2 \text{ und } M_2 = \alpha_2 q l^2 \text{ mit } \alpha_1 = \mu \cdot \alpha_2 \quad (1)$$

mit M_1 , M_2 als Momentwiderständen in der senkrecht zu den Lagerfugen verlaufenden Richtung bzw. der parallel zu den Lagerfugen verlaufenden Richtung. Der Biegekoeffizient α_2 ist eine Funktion aus dem orthogonalen Biegeverhältnis μ und dem Seitenverhältnis $\lambda = h/l$ und wird in tabellarisierter Form für jede Auflagerbedingung angegeben. Das orthogonale Biegeverhältnis wird angegeben als

$$\mu = f_{xk1}/f_{xk2} \quad (2)$$

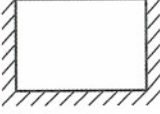
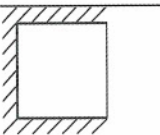
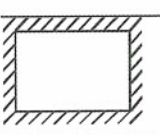
mit f_{xk1} als charakteristischer Biegefestigkeit von Mauerwerk bei einer parallel zu den Lagerfugen verlaufenden Versagensebene und f_{xk2} als charakteristischer Biegefestigkeit von Mauerwerk mit senkrecht zu den Lagerfugen verlaufender Versagensebene (Bild 1).

Später wurde durch zahlreiche Untersuchungen bestätigt, dass die Bruchlinientheorie in einigen Fällen keine ausreichende Sicherheit liefert und die Biegetragfähigkeit überschätzt wird. Bislang gibt es keine theoretische Rechtfertigung für die Anwendung dieser Theorie auf quasi-spröde Werkstoffe wie Mauerwerk. Von *Sinha* [19] wurde eine Änderung eingeführt, die die orthotrope Steifigkeit berücksichtigt und durch die die Korrelation mit experimentellen Ergebnissen verbessert wurde.

Die bei Laborversuchen gewonnenen Erkenntnisse, dass keine Momentenübertragung nach Auftreten des ersten Risses möglich ist, haben zu Änderungen der Bruchlinientheorie geführt, die in die kanadische Norm CAN-CSA S304.1-04 aufgenommen wurden [20], [21], [22].

Die von *Lawrence* und *Marshall* [23], [24] entwickelte Arbeitsmethode findet in der australischen Norm AS 3700 Anwendung [25]. Voraussetzung für diese Methode ist, dass die externe Arbeit an der Wand durch interne Energie, die sich an den vertikalen und diagonalen Risslinien entwickelt, ausgeglichen wird. Die australische Norm berück-

Table 1. Upper bound of α_2 for various simple support conditions
 Tabelle 1. Obergrenze für α_2 bei verschiedenen einfachen Auflagerbedingungen

Support condition / Auflagerbedingung	Upper bound of α_2 values / Majorante für α_2 -Werte
A 	$\alpha_2 \leq \frac{1}{8}$ for long walls / $\alpha_2 \leq \frac{1}{8}$ für lange Wände
J 	$\alpha_2 \leq \frac{\lambda^2}{8\mu}$ for short walls / $\alpha_2 \leq \frac{\lambda^2}{8\mu}$ für kurze Wände
E 	$\alpha_2 \leq \frac{\lambda^2}{8\mu}$ for short walls and $\alpha_2 \leq \frac{1}{8}$ for long walls / $\alpha_2 \leq \frac{\lambda^2}{8\mu}$ für kurze Wände und $\alpha_2 \leq \frac{1}{8}$ für lange Wände

the factor κ which describes the length of the first crack. For a 4-sided masonry panel with simple support, using the modified yield line method the moment coefficient α_2 is given below (Figure 2):

for an aspect ratio less than the critical aspect ratio λ_{cr} :

$$\alpha_2 = \frac{\lambda^2}{12} \cdot \frac{3\beta - 2 \cdot \beta^2}{4(1 - \kappa) \cdot \mu \cdot \beta^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \mu \cdot \beta + \lambda^2} \leq \frac{\lambda^2}{8\mu} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\lambda^2}{2\mu(3 - 2\kappa)} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3\mu}{\lambda^2} \cdot (3 - 2\kappa)} \right] \leq \frac{1}{2} \quad (4)$$

for aspect ratios higher than the critical aspect ratio λ_{cr} :

$$\alpha_2 = \frac{\lambda^2}{12} \cdot \frac{3\beta - 2 \cdot \beta^2}{4(1 - \kappa) \cdot \beta^2 \cdot \lambda^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \beta \cdot \lambda^2 + \mu} \leq \frac{1}{8} \quad (5)$$

sichtigt je nach Art des Elements unterschiedliche Bemessungsansätze. Willis [9] hat die Methode von Lawrence/Marshall auf Grundlage seiner experimentellen Untersuchungen, die eine weitere Zunahme der Belastung nach Überschreiten des Rissmomentes an den Fugen zeigten, weiterentwickelt. Bakeer [26] hat die bestehenden Bemessungsverfahren unter Verwendung der Obergrenze für die α_2 -Werte mit der Annahme überprüft, dass die Belastbarkeit bei Biegung in zwei Richtungen immer größer ist als die Belastbarkeit bei Biegung in eine Richtung (Tabelle 1).

Die Bruchlinientheorie, wie zuerst von Johansen [2] vorgeschlagen, geht davon aus, dass die Momentenwiderstände an den Bruchlinien vor dem Versagen gleich groß sind, jedoch bei spröden oder quasi-spröden Werkstoffen vor dem Versagen an allen möglichen Bruchlinien Schäden auftreten. Die Momentenwiderstände entlang der Bruchlinien sind nicht gleich groß und können bei ihrer Ausbreitung Risse verursachen. Die Bruchlinientheorie geht zudem davon aus, dass der Querschnitt nachgeben und bis

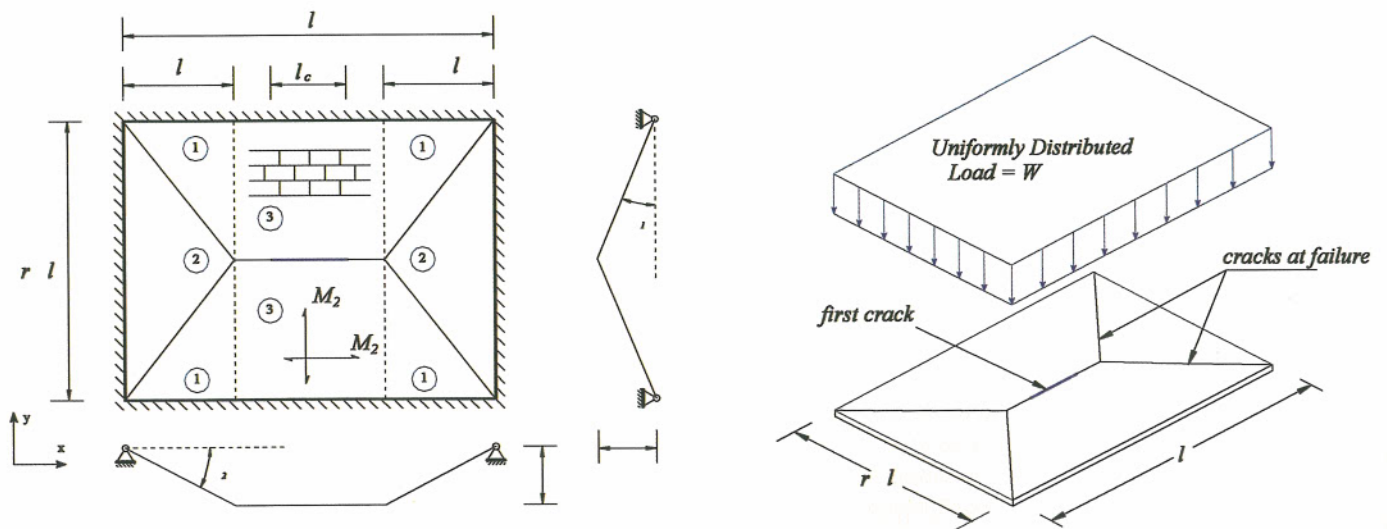


Fig. 2. The calculation scheme for laterally loaded masonry walls based on the modified yield line method
 Bild 2. Berechnungsmodell für querbelastete Mauerwerkswände auf der Grundlage der modifizierten Bruchlinientheorie

$$\beta = \frac{\mu}{2\lambda^2(3-2\kappa)} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3\lambda^2}{\mu}(3-2\kappa)} \right] \leq \frac{1}{2} \quad (6)$$

where λ_{cr} refers to the aspect ratio at which diagonal crack patterns occurs.

- when $\kappa = 1 \Rightarrow a_2$ is identical with EC 6 and BS 5628, which are based on the conventional yield line method.
- where $\kappa = 0 \Rightarrow a_2$ is identical with Canadian Code CAN-CSA S304.1-04 [20], which is based on an assumption of zero moment at the first crack.

The method described above might be sufficient to remove the uncertainty caused by using the common algorithm in accordance with EC 6. Specific, selected experiments will be required before this design method can be implemented in practice.

It will then be possible to update and complete the tables which are so well known and popular in Germany on the basis of sound experimental results.

3 The bending strength of masonry

The bending strength of masonry is defined as uniaxial strength with a plane of failure parallel or perpendicular to the bed joints (s. Figure 1). For the purposes of measurements according to Eurocode 6, the characteristic bending strength values must be determined on the basis of experimental data. The characteristic bending strengths given in the National Annex to Eurocode 6 are based on an analysis of tests results according to EN 1052-2 and their use in practical applications is bending. The German National Annex to Eurocode 6 adopted the current rules for investigating characteristic bending strength from DIN 1053-1 and DIN 1053-100:

The bending strength f_{x1} with a plane of failure parallel to the bed joints (bending strength perpendicular to the bed joints) may only be applied for load-bearing wall plan elements where loads are intermittent, below a maximum characteristic strength of 0.2 N/mm², and only where failure of the wall does not lead to any wider collapse or loss of stability.

In order to investigate the bending strength f_{x2} with a plane of failure perpendicular to the bed joints (bending strength parallel to the bed joints), the stated calculation approaches are based on an analytical model from [29]. Distinctions are made between failure in brick/block and joint, and between masonry with or without mortar in the head joints. When deriving the approaches for calculation and measurement, heavily simplified assumptions were made due to a lack of experimental findings. These assumptions may explain why the bearing capacity of masonry under lateral loading cannot be determined satisfactorily at present using the current German rules on measurement and/or the underlying calculation approaches. That is why the Institute of Building Materials Research (Institut für Bauforschung) at the RWTH Aachen University has conducted wide-ranging investigations into describing the bending strength of masonry, see [30], the results of which are reported below.

zum Versagen rotieren kann. Eine weitere Annahme zur Berechnung der Versagenslast ist, dass die Obergrenze und die Untergrenze der Maximallast zusammenfallen (s. [27]). Wenn die Bruchlinientheorie auf Mauerwerk angewendet wird, ist auch das von Stahlbeton abweichende Werkstoffverhalten zu berücksichtigen. Die Theorie kann angewendet werden, wenn die verschiedenen Zustände der Rissausdehnung berücksichtigt werden können. Für jeden Risszustand müssen die dissipierte Energie und die durch externe Belastung aufgebrachte Arbeit berücksichtigt werden. Zur Vereinfachung des Berechnungsschemas werden allerdings nur zwei Risszustände berücksichtigt. *Baker/Jäger* ([26] und [28]) haben die Bruchlinientheorie durch die Einführung eines Faktors κ , der die Länge des ersten Risses beschreibt, abgewandelt. Für eine 4-seitige einfach aufgelagerte Mauerwerktafel wird der Momentkoeffizient α_2 bei Anwendung der modifizierten Bruchlinientheorie (Bild 2) wie folgt angegeben:

für Seitenverhältnisse, die unter dem kritischen Seitenverhältnis λ_{cr} liegen:

$$\alpha_2 = \frac{\lambda^2}{12} \cdot \frac{3\beta - 2 \cdot \beta^2}{4(1-\kappa) \cdot \mu \cdot \beta^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \mu \cdot \beta + \lambda^2} \leq \frac{\lambda^2}{8\mu} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\lambda^2}{2\mu(3-2\kappa)} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3\mu}{\lambda^2} \cdot (3-2\kappa)} \right] \leq \frac{1}{2} \quad (4)$$

für Seitenverhältnisse, die über dem kritischen Seitenverhältnis λ_{cr} liegen:

$$\alpha_2 = \frac{\lambda^2}{12} \cdot \frac{3\beta - 2 \cdot \beta^2}{4(1-\kappa) \cdot \beta^2 \cdot \lambda^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \beta \cdot \lambda^2 + \mu} \leq \frac{1}{8} \quad (5)$$

$$\beta = \frac{\mu}{2\lambda^2(3-2\kappa)} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3\lambda^2}{\mu} (3-2\kappa)} \right] \leq \frac{1}{2} \quad (6)$$

wobei λ_{cr} sich auf das Seitenverhältnis bezieht, bei dem diagonale Rissbilder auftreten

- wenn $\kappa = 1 \Rightarrow \alpha_2$ ist identisch mit den Werten aus dem EC 6 und BS 5628, die auf der herkömmlichen Bruchlinientheorie basieren.
- wenn $\kappa = 0 \Rightarrow \alpha_2$ ist identisch mit den Werten aus der kanadischen Norm CAN-CSA S304.1-04 [20], die bei Rissbildung von einer Reduzierung des übertragbaren Momentes auf 0 ausgeht.

Die oben beschriebene Theorie kann geeignet sein, wenn die Unsicherheit beim gängigen Algorithmus nach dem EC 6 vermieden werden soll. Bevor diese Bemessungstheorie in der Praxis angewendet werden kann, muss jedoch eine Bestätigung durch speziell ausgewählte Experimente erfolgen.

Auf der Grundlage experimentell abgesicherter Ergebnisse wäre dann auch eine fundierte Bestätigung oder Anpassung der bekannten und in Deutschland häufig angewendeten Ausfachungstabellen möglich.

3.1 Bending strength of masonry with a plane of failure perpendicular to the bed joints (bending strength parallel to the bed joints)

The comprehensive material laws for bricks/blocks and joints required to describe bending behaviour were established using newly-developed experimental methods and procedures. Building on this, fracture mechanics investigations were conducted into the effect of size, especially the influence of the width of bricks/blocks on their bending strength, and the influence of bonded area size on torsional shear resistance. The investigation results relating to brick/block and mortar properties have been published in [31] and [32] (and elsewhere). A numerical model was developed to analyse the load-bearing behaviour of masonry. The model has been validated through many experiments on test walls with a variety of brick/block and mortar combinations, and the influence of the various parameters on bending strength has been quantified in numerical parameter studies. The calculation model and initial results have been published in [33] and [34] (and elsewhere).

The major criteria for brick/block failure were identified as:

- the fact that the distribution of non-linear tensile stress depends on the brick/block height of the overlap area,
- the non-linear material properties and loss of cohesion in the bricks/blocks,
- the thickness of the wall,
- the brick/block (bending) strength at the relevant point of failure,
- the bonding behaviour in the head joint.

For example, Figure 3 shows the distribution of tensile stress across a section perpendicular to the direction of loading in a head joint layer (head joints without mortar) at maximum loading. The non-linear distribution of stress and the reduction in stress in the area around the crack formation near the edge of the brick/block can be clearly

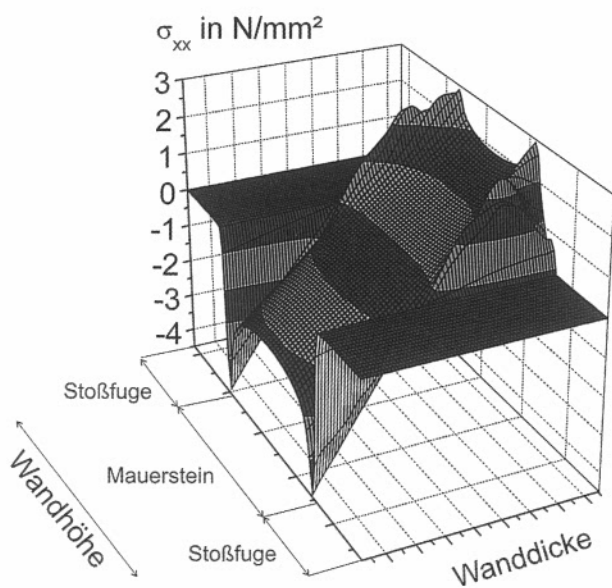


Fig. 3. The distribution of tensile stress in masonry in a head joint layer at maximum loading
Bild 3. Zugspannungsverteilung im Mauerwerk in einer Stoßfugenebene bei Maximallast

3 Biegezugfestigkeit von Mauerwerk

Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk ist definiert als die einachsige Festigkeit mit einer Bruchebene parallel oder rechtwinklig zu den Lagerfugen (s. Bild 1). Für die Bemessung nach Eurocode 6 sind die charakteristischen Biegezugfestigkeitswerte auf der Grundlage von Versuchswerten zu bestimmen. Die im Nationalen Anhang zu EC 6 angegebenen charakteristischen Biegezugfestigkeiten beruhen auf der Auswertung von Versuchsergebnissen auf der Basis von EN 1052-2 und sind für die praktische Anwendung bindend. Im deutschen Nationalen Anhang zum Eurocode 6 wurden zur Ermittlung der charakteristischen Biegezugfestigkeit die bisherigen Regelungen aus der DIN 1053-1 bzw. DIN 1053-100 übernommen:

Die Biegezugfestigkeit f_{x1} mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen (Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen) darf bei tragendem Mauerwerk nur für Planelement-Mauerwerk bei zeitweise einwirkenden Lasten bis zu einer charakteristischen Festigkeit von $0,2 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung gestellt werden und nur dann, wenn das Wandversagen nicht zu einem größeren Einsturz oder Stabilitätsverlust führt.

Für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit f_{x2} mit einer Bruchebene senkrecht zur den Lagerfugen (Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen) werden Berechnungsansätze angegeben, die auf einem analytischen Modell aus [29] basieren. Hierbei wird unterschieden zwischen den Versagensfällen Stein und Fuge sowie Mauerwerk mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen. Bei der Herleitung der Berechnungs- bzw. Bemessungsansätze wurden aufgrund fehlender Erkenntnisse stark vereinfachende Annahmen getroffen, die auch als Ursachen dafür zu sehen sind, dass mit den derzeit in Deutschland gültigen Bemessungsregeln bzw. diesen zugrunde liegenden Berechnungsansätzen die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk nicht ausreichend genau zu bestimmen ist. Aus diesem Anlass wurden am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen umfangreiche Untersuchungen zur Beschreibung des Biegetragverhaltens von Mauerwerk durchgeführt, s. [30], über deren Ergebnisse im Folgenden berichtet wird.

3.1 Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit einer Bruchebene rechtwinklig zu den Lagerfugen (Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen)

Die für die Beschreibung des Biegetragverhaltens erforderlichen vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine und der Verbundfugen wurden unter Verwendung neu entwickelter Prüfverfahren und -methoden ermittelt. Aufbauend hierauf wurden bruchmechanische Untersuchungen zum Größeneffekt, insbesondere zum Einfluss der Steinbreite auf die Mauerstein-Biegezugfestigkeit und die Größe der Verbundfläche auf die Torsionsscherfestigkeit, durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse zu den Stein- und Mörteleneigenschaften sind u. a. in [31] und [32] veröffentlicht. Zur Analyse des Mauerwerktragverhaltens wurde ein numerisches Modell entwickelt, das Modell an zahlreichen experimentellen Untersuchungen an Wandprüfkörpern mit unterschiedlichen Stein-Mörtelkombinationen validiert und in numerischen Parameterstudien die unterschiedlichen Ein-

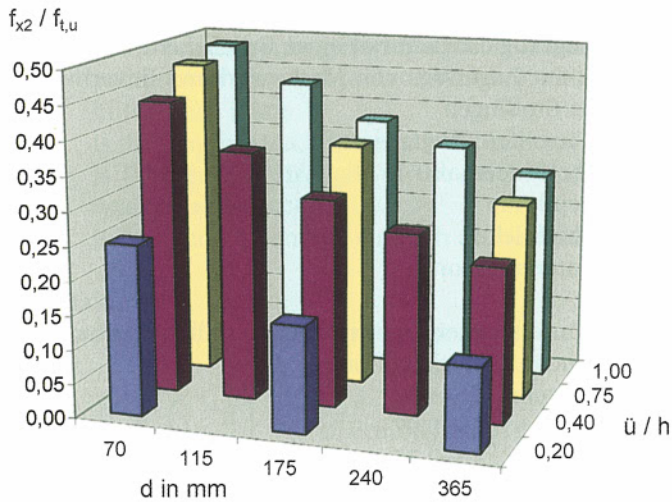


Fig. 4. Ratio of masonry bending strength or brick/block strength depending on the overlap area, related in turn to brick/block height \ddot{u}/h , to masonry thickness for the sand-lime masonry investigated here, brick/block height $h = 250$ mm. Bild 4. Verhältniswert Mauerwerkbiegezugfestigkeit/Mauersteinzugfestigkeit in Abhängigkeit vom auf die Mauersteinhöhe bezogenen Überbindemaß \ddot{u}/h und der Mauerwerkdicke d für das untersuchte Kalksandstein-Mauerwerk, Steinhöhe $h = 250$ mm

identified. As an illustration, the resulting influence of the overlap area on the masonry bending strength and the influence of brick/block width (wall thickness) are shown here for the sand-lime masonry in question: Figure 4.

The major criteria for joint failure were identified as:

- non-linear material behaviour in the composite joint,
- the distribution of shear strain in the bed joint as a result of torsional load depending on the dimensions of the overlapping surface,
- the bonding behaviour in the head joint and the displacement of the rotation point for head joints with mortar.

For example, Figure 5 shows the distribution of shear strain in a thin bed mortar joint at maximum loading where the head joint has no mortar. The cross section can be seen to become 'plastified' in large areas at a level of tension corresponding to shear strength. This made it possible to describe in terms of calculations the torsional moment depending on the presence of mortar in the head joints, considering the dimensions of the overlapping area and the position of the rotation point.

The following firm solutions to calculate bending strength depending on the key materials parameters have been derived on the basis of stress distribution analysis in masonry and using theoretical considerations about the equilibrium of forces in the individual brick/block and the experimental findings:

Brick failure

Masonry without mortar at the head joints

$$f_{x2,uv} = \frac{(\ddot{u}/h)^{2,45}}{\frac{d^{1,17}}{3500 + 4,5 \cdot d^{1,17}} + \frac{(\ddot{u}/h)^{2,45}}{0,31 \cdot (1 + 2^{-0,011 \cdot d})}} \cdot f_{t,u} \cdot \zeta$$

flussgrößen auf das Biegetragverhalten quantifiziert. Das Berechnungsmodell sowie erste Ergebnisse wurden u. a. in [33] und [34] dargestellt.

Für Steinversagen wurden als maßgebende Einflussgrößen

- die Abhängigkeit der nicht-linearen Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe vom Überbindemaß,
- die nicht-linearen Materialeigenschaften und das Entfestigungsverhalten der Mauersteine,
- die Wanddicke,
- die Mauerstein-(Biege-)Zugfestigkeit an der maßgebenden Versagensstelle,
- das Verbundverhalten in der Stoßfuge

identifiziert. In Bild 3 ist beispielhaft die Zugspannungsverteilung in einem Schnitt senkrecht zur Beanspruchungsrichtung in einer Stoßfugeebene (unvermörtelte Stoßfugen) bei Maximallast dargestellt. Die nicht-lineare Spannungsverteilung sowie der Spannungsabbau im Bereich der Rissbildung im Steinrandbereich sind deutlich erkennbar. Der hieraus resultierende Einfluss des Überbindemaßes auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ebenso wie der Einfluss der Mauersteinbreite (Wanddicke) ist beispielhaft für das untersuchte Kalksandstein-Mauerwerk in Bild 4 dargestellt.

Für Fugenversagen wurden als maßgebende Einflussgrößen

- das nicht-lineare Materialverhalten in der Verbundfuge,
- die Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge infolge der Torsionsbeanspruchung in Abhängigkeit der Abmessungen der Überbindefläche,
- das Verbundverhalten in der Stoßfuge sowie die Verschiebung des Rotationspunktes bei vermörtelten Stoßfugen

identifiziert. Bild 5 zeigt beispielhaft die Scherspannungsverteilung in einer Dünnbettmörtel-Lagerfuge bei Maximallast bei unvermörtelten Stoßfugen. Es ist erkennbar, dass der Querschnitt in großen Teilbereichen auf dem Spannungsniveau der Scherfestigkeit „plastifiziert“ ist. Hierdurch war es möglich, das Torsionsmoment unter Berücksichtigung der Abmessungen der Überbindefläche sowie der Lage des Rotationspunktes in Abhängigkeit der Stoßfugenvermörtelung rechnerisch zu beschreiben.

Auf der Grundlage der Analyse der Spannungsverteilungen im Mauerwerk sowie über theoretische Überlegungen zum Kräftegleichgewicht am Einzelstein und den in den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnissen konnten die folgenden geschlossene Lösungen zur rechnerischen Bestimmung der Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der maßgebenden Baustoffkenngrößen hergeleitet werden:

Steinversagen

Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

$$f_{x2,uv} = \frac{(\ddot{u}/h)^{2,45}}{\frac{d^{1,17}}{3500 + 4,5 \cdot d^{1,17}} + \frac{(\ddot{u}/h)^{2,45}}{0,31 \cdot (1 + 2^{-0,011 \cdot d})}} \cdot f_{t,u} \cdot \zeta$$

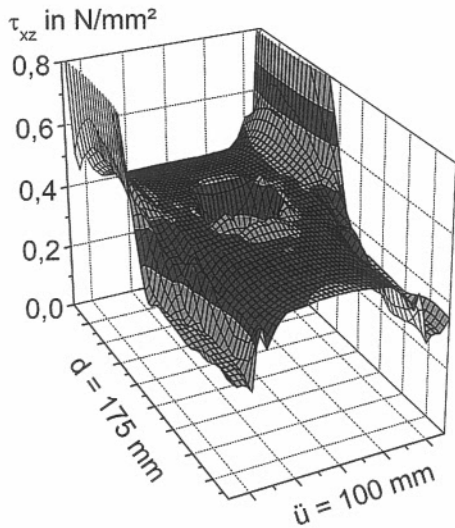


Fig. 5. An example showing the distribution of shearing strain in a bed joint at maximum loading where the head has no mortar, masonry with thin bed mortar
 Bild 5. Beispielhafte Darstellung einer Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei Maximallast bei unvermörtelten Stoßfugen, Mauerwerk mit Dünnbettmörtel

where

$f_{x2,uv}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry without mortar in the head joints

$f_{t,u}$ is the tensile strength of the brick/block

\ddot{u} is the overlap between bricks/blocks

h is the height of the brick/block

d is the thickness of the wall

ζ is the material factor

The following material factors emerged for the brick/block materials investigated:

Sand-lime brick: $\zeta = 1$

Autoclaved Aerated Concrete: $\zeta = 0.97$

Lightweight Concrete: $\zeta = 2.35$

Clay bricks: $\zeta = 0.72$

Masonry with mortar at the head joints

For $f_{fl,m} > f_{fl,u,min}$

$$f_{x2,vm} = f_{fl,u,min}$$

where

$f_{x2,vm}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry with mortar in the head joints

$f_{fl,m}$ is the bending tensile strength of the bond

$f_{fl,u,min}$ is the bending strength of the brick/block at its weakest cross-section.

For $f_{fl,m} < f_{fl,u,min}$

$$f_{x2,vm} = \left(1,15 + 0,825 \cdot \frac{f_{fl,m}}{f_{fl,u}} \right) \cdot f_{x2,uv} \leq f_{fl,u,min} \geq f_{fl,m}$$

mit

$f_{x2,uv}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

$f_{t,u}$ Mauerstein-Zugfestigkeit

\ddot{u} Überbindemaß

h Steinhöhe

d Wanddicke

ζ Materialfaktor

Für die untersuchten Mauersteinmaterialien ergaben sich die folgenden Materialfaktoren:

Kalksandstein: $\zeta = 1$

Porenbeton: $\zeta = 0,97$

Leichtbeton: $\zeta = 2,35$

Ziegel: $\zeta = 0,72$

Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

Für $f_{fl,m} > f_{fl,u,min}$ gilt

$$f_{x2,vm} = f_{fl,u,min}$$

mit

$f_{x2,vm}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

$f_{fl,m}$ Biegehaftzugfestigkeit

$f_{fl,u,min}$ Mauerstein-Biegezugfestigkeit im schwächsten Querschnitt

Für $f_{fl,m} < f_{fl,u,min}$ gilt

$$f_{x2,vm} = \left(1,15 + 0,825 \cdot \frac{f_{fl,m}}{f_{fl,u}} \right) \cdot f_{x2,uv} \leq f_{fl,u,min} \geq f_{fl,m}$$

mit

$f_{x2,vm}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

$f_{fl,m}$ Biegehaftzugfestigkeit

$f_{fl,u,min}$ Mauerstein-Biegezugfestigkeit im schwächsten Querschnitt

$f_{fl,u}$ (tatsächliche) Mauerstein-Biegezugfestigkeit

Fugensversagen

Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

$$f_{x2,uv} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\ddot{u}}{h} \cdot \left(1 + \frac{\ddot{u}}{d} \right) \cdot \left(c_0 \cdot \varphi(\ddot{u}, \ddot{u} / d) - \sigma_N \cdot \Phi_0 \right)$$

mit

$f_{x2,uv}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

c_0 Anfangsscherfestigkeit (ohne Auflast)

σ_N Normalspannung rechtwinklig zur Lagerfuge

Φ_0 Haft- bzw. Anfangsreibungskoeffizient

\ddot{u} Überbindemaß

h Mauersteinhöhe

d Wanddicke

where

- $f_{x2,vm}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry with mortar in the head joints
- $f_{fl,m}$ is the bending tensile strength of the bond
- $f_{fl,u,min}$ is the bending strength of the brick/block at its weakest cross-section
- $f_{fl,u}$ is the (actual) bending strength of the brick/block

Joint failure

Masonry without mortar at the head joints

$$f_{x2,uv} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\ddot{u}}{h} \cdot \left(1 + \frac{\ddot{u}}{d}\right) \cdot \left(c_0 \cdot \varphi(\ddot{u}, \ddot{u}/d) - \sigma_N \cdot \Phi_0\right)$$

where

- $f_{x2,uv}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry without mortar in the head joints
- c_0 is the initial shear strength (without a load)
- σ_N is the direct stress perpendicular to the bed joint
- Φ_0 is the adhesion coefficient or initial coefficient of friction
- \ddot{u} is the overlap between bricks/blocks
- h is the height of the brick
- d is the thickness of the wall

The factor $\varphi(\ddot{u}, \ddot{u}/d)$ was established as following:

$$\varphi(\ddot{u}, \ddot{u}/d) = \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}}{500}\right) \cdot \left(0,9 + 0,2 \cdot \min\left\{\frac{\ddot{u}}{d}; \frac{d}{\ddot{u}}; 0,5\right\}\right)$$

on the basis of numerical calculation results.

Masonry with mortar at the head joints

$$f_{x2,vm} = f_{x2,uv} \cdot \max\left(2,1 - 0,7 \frac{\ddot{u}}{d}; 1\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{d}{500}\right) \geq f_{x2,uv} \geq f_{fl,m}$$

where

- $f_{x2,vm}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry with mortar in the head joints
- $f_{x2,uv}$ is the bending strength with a plane of failure perpendicular to the bed joint of masonry without mortar in the head joints
- $f_{fl,m}$ is the bending tensile strength of the bond
- \ddot{u} is the overlap between bricks/blocks
- d is the thickness of the wall.

A comparison of the calculation approaches with our own experimental findings – in which all major parameters and material laws were admitted – produced a high degree of correlation, see Figure 6.

Reviewing the results of earlier investigations, considering the assumptions made to compensate for the lack of parameters for materials, also produced satisfactory results. This has been found almost without exception higher – sometimes significantly – values for bearing capacity than the verification equations in accordance with

Der Faktor $\varphi(\ddot{u}, \ddot{u}/d)$ wurde auf Grundlage numerischer Berechnungsergebnisse zu

$$\varphi(\ddot{u}, \ddot{u}/d) = \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}}{500}\right) \cdot \left(0,9 + 0,2 \cdot \min\left\{\frac{\ddot{u}}{d}; \frac{d}{\ddot{u}}; 0,5\right\}\right)$$

ermittelt.

Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

$$f_{x2,vm} = f_{x2,uv} \cdot \max\left(2,1 - 0,7 \frac{\ddot{u}}{d}; 1\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{d}{500}\right) \geq f_{x2,uv} \geq f_{fl,m}$$

mit

- $f_{x2,vm}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen
- $f_{x2,uv}$ Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene rechtwinklig zur Lagerfuge von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen
- $f_{fl,m}$ Biegehaftzugfestigkeit
- \ddot{u} Überbindemaß
- d Wanddicke

Der Vergleich der Berechnungsansätze mit den eigenen Versuchsergebnissen – bei denen sämtliche wesentlichen Einflussgrößen und Stoffgesetze bekannt waren – lieferte eine sehr gute Übereinstimmung, s. Bild 6.

Auch die Nachrechnung früherer Untersuchungsergebnisse lieferte unter Berücksichtigung der getroffenen Annahmen für die fehlenden Baustoffkenngrößen ein zufriedenstellendes Ergebnis und fast ausnahmslos und teil-

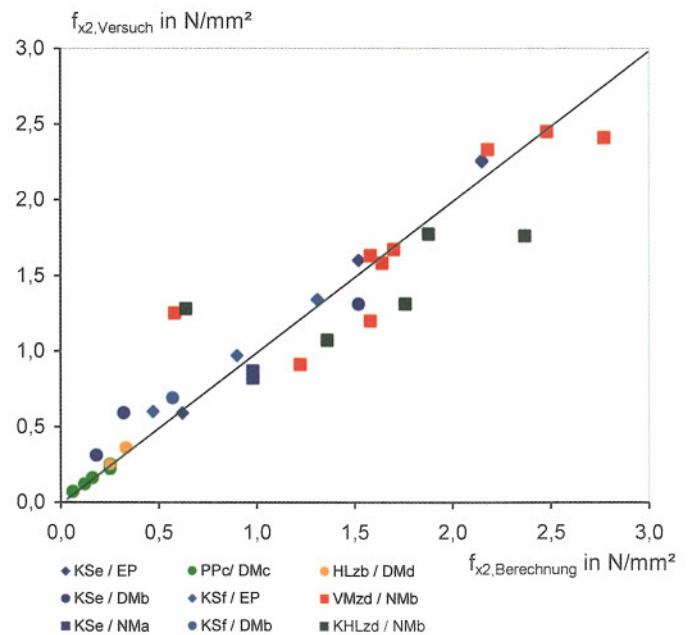


Fig. 6. Comparison of bending strength established through calculation and experimental findings, with a plane of failure perpendicular to the bed joints, experiments from [30] Bild 6. Vergleich der rechnerischen und experimentell ermittelten Biegezugfestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen, Versuche aus [30]

the National Annex to Eurocode 6, given the relevant safety margin.

3.2 Bending strength of masonry with a plane of failure parallel to the bed joints (bending strength perpendicular to the bed joints)

First of all, the comprehensive mass laws describing the bonding behaviour in the bed joint under (bending) tensile stress were established, both for standard and for thin bed mortar. The investigations into the bending strength of masonry show clearly that scatter of material properties and quality of workmanship exercise a major influence over the bending strength of masonry. In order to quantify this influence, further experiments are required, with much higher numbers of test subjects which will allow statistical observations to be made. Nevertheless, the tests conducted do show that even under unfavourable production conditions bending strength can be seen in standard mortar perpendicular to the bed joint. It therefore appears reasonable, as published in [35], that an estimate of bending strength perpendicular to the bed joint can be introduced into the calculation for all brick/block and mortar combinations.

4 Design of basement walls

Basement walls are not only subjected to the normal vertical loads, but also have to contend with the horizontal earth pressure of soil backfill. This earth pressure dominates the structural behaviour of basement walls with low imposed compressive load at the top end of the wall. The total value of the lateral load increases with the depth of the retained soil, and causes a bending action counteracted by the vertical compression. The design regulations in the German and European codes for Masonry (DIN 1053-1, DIN 1053-100, and EN 1996-3) can be traced back to the analytical method of *Mann/Bernhardt* [36]. This analytical model assumes that a basement wall has sufficient flexibility to be under active pressure. The friction between the backfill and the wall is neglected due to insulation or waterproofing layers, and the earth pressure coefficient $K_a = 1/3$ is therefore considered to be a reasonable value for any type of soil. The distribution of the earth pressure assumed to increase in a linear way with depth, to a maximum value of $K_a \cdot \gamma_e \cdot h_e$ depending on the density and the height of the backfill (Figure 7).

If service load q exists on the ground surface, this can be taken into account by using an equivalent depth of retained soil equal to:

$$h_{ei} = h_e + \frac{q}{\gamma_e}$$

Assuming an arch-like load transfer mechanism in the vertical direction, the compressive load at equilibrium can be determined as following:

$$N_1 \geq \frac{M_{e1}}{2e_{lim}}$$

where e_{lim} is the maximum permitted eccentricity of the normal force. The above equation holds for the location

weise deutlich höhere rechnerische Tragfähigkeiten als die Bemessungsgleichungen nach dem nationalen Anhang des Eurocode 6 unter Berücksichtigung des entsprechenden Sicherheitsabstandes.

3.2 Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen (Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen)

Es wurden zunächst sowohl für Normal- als auch Dünnbettmörtel die vollständigen Stoffgesetze zur Beschreibung des Verbundverhaltens in der Lagerfuge unter (Biege-)Zugbeanspruchung ermittelt. Die Untersuchungen zur Mauerwerk-Biegezugfestigkeit zeigen deutlich den maßgebenden Einfluss der Streuung der Materialeigenschaften und der Ausführungsqualität auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Um diesen quantifizieren zu können, sind weitere Versuche mit deutlich höherer Prüfkörperanzahl, die eine statistische Betrachtung ermöglichen, erforderlich. Dennoch zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass sogar bei ungünstigen Herstellungsbedingungen auch für Normalmörtel eine Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge nachweisbar ist. So erscheint es – wie bereits in [35] veröffentlicht – vertretbar, in der Bemessung für alle Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen eine Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen in Ansatz zu bringen.

4 Nachweis von Kellerwänden

Kellerwände sind nicht nur Vertikalbelastungen ausgesetzt, sondern müssen auch dem horizontalen Erddruck der Boden hinterfüllung standhalten. Der Erddruck dominiert das Tragverhalten von Kellerwänden, die in der Regel nur mit einer geringen Auflast am Wandkopf belastet sind. Die Horizontalbelastung steigt mit der Höhe der Boden hinterfüllung und führt zu einer Biege Wirkung, der der vertikale Druck entgegenwirkt. Die Bemessungsvorschriften der deutschen und europäischen Normen für Mauerwerk (DIN 1053-1, DIN 1053-100 und EN 1996-3) gehen auf die analytische Methode von *Mann/Bernhardt* [36] zurück. Das analytische Modell von *Mann/Bernhardt* basiert auf der Annahme, dass die Kellerwand über eine ausreichende Flexibilität verfügt, um dem aktiven Erddruck standzuhalten. Die Reibung zwischen der Hinterfüllung und der Wand wird aufgrund von Isolier- oder Abdichtungsschichten vernachlässigt, darum gilt der Erddruckkoeffizient $K_a = 1/3$ als angemessener Wert für jede Bodenart. Die Verteilung des Erddrucks wird als mit der Tiefe linear steigend mit einem maximalen Wert von $K_a \cdot \gamma_e \cdot h_e$, je nach Dichte und Höhe der Hinterfüllung, angenommen (Bild 7).

Wenn eine Verkehrslast q an der Bodenoberfläche vorliegt, kann diese berücksichtigt werden, indem eine äquivalente Höhe für die Boden hinterfüllung verwendet wird, die der folgenden Gleichung entspricht:

$$h_{ei} = h_e + \frac{q}{\gamma_e}$$

Unter der Annahme, dass in vertikaler Richtung eine Bogen tragwirkung vorliegt, kann die Wandlängskraft im Gleichgewicht wie folgt bestimmt werden:

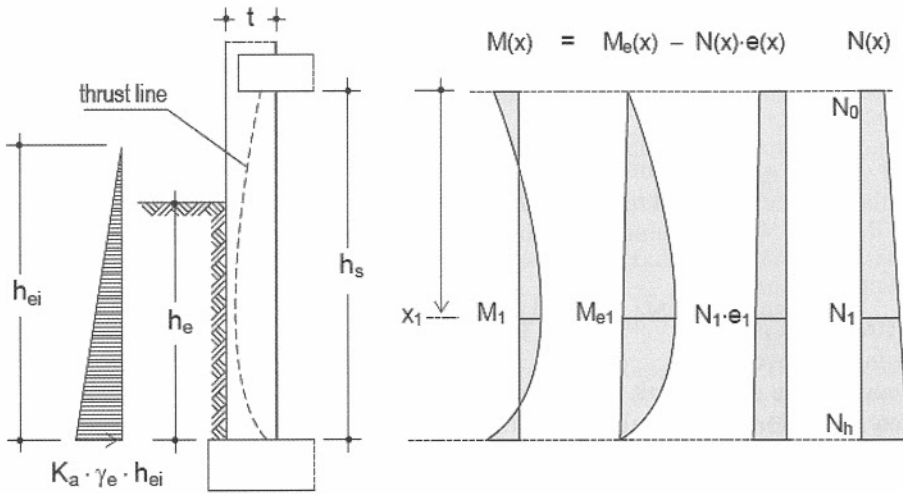


Fig. 7. Loading and internal forces of uniaxially spanning basement walls with low imposed loads at the top
Bild 7. Belastung und Schnittgrößen einachsiger Kellerwände mit geringer Nutzlast im oberen Teil

with the maximum bending moment; the necessary imposed load at the top of the wall can be calculated including the weight of the wall by:

$$N_0 \geq \frac{M_{e1}}{2e_{lim}} - \gamma_w \cdot t \cdot x_1$$

where γ_w is the weight density of the wall. The bending moment due to earth pressure is given as following:

$$M_{e1} = \frac{K_a \cdot \gamma_e \cdot h_s^3}{6} \mu$$

with

$$\mu = \frac{h_{ei}^3}{h_s^3} \left(1 - \frac{h_{ei}}{h_s} + \frac{2}{3\sqrt{3}} \sqrt{\frac{h_{ei}^3}{h_s^3}} \right)$$

and

$$x_1 = h_s \sqrt{1 - \frac{h_{wi}^2}{h_s^2} \left(1 - \frac{h_{ei}}{3h_s} \right)}$$

Considering that the weight density of the backfill does not exceed the value of 20 kN/m² and the service load q on the ground surface is not greater than 5 kN/m², the latter expressions can be simplified into the following:

$$\mu \approx \left(h_e/h_s \right)^2 / 2$$

and

$$x_1 \approx h_s - h_e/2$$

By having an accidental eccentricity e_a of 0.04 t yields:

$$N_{1,k,inf} \geq \frac{K_a \cdot \gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{12 \cdot (2e_{lim,k} - e_a)} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{22,56 t}$$

$$N_1 \geq \frac{M_{e1}}{2e_{lim}}$$

mit e_{lim} als maximal zulässige Exzentrizität der Wandlängskraft. Die oben aufgeführte Gleichung gilt für die Lage des maximalen Biegemomentes. Die erforderliche Auflast am Wandkopf kann mit dem Wandgewicht wie folgt berechnet werden:

$$N_0 \geq \frac{M_{e1}}{2e_{lim}} - \gamma_w \cdot t \cdot x_1$$

mit γ_w als Dichte der Wand. Das Biegemoment infolge des Erddrucks wird angegeben als

$$M_{e1} = \frac{K_a \cdot \gamma_e \cdot h_s^3}{6} \mu$$

mit

$$\mu = \frac{h_{ei}^3}{h_s^3} \left(1 - \frac{h_{ei}}{h_s} + \frac{2}{3\sqrt{3}} \sqrt{\frac{h_{ei}^3}{h_s^3}} \right)$$

und

$$x_1 = h_s \sqrt{1 - \frac{h_{wi}^2}{h_s^2} \left(1 - \frac{h_{ei}}{3h_s} \right)}$$

Wenn berücksichtigt wird, dass die Dichte der Hinterfüllung den Wert von 20 kN/m² nicht überschreitet und die Verkehrslast q auf der Bodenoberfläche nicht größer als 5 kN/m² ist, können die letztgenannten Gleichungen wie folgt vereinfacht werden:

$$\mu \approx \left(h_e/h_s \right)^2 / 2$$

und

$$x_1 \approx h_s - h_e/2$$

Bei Berücksichtigung einer außerplanmäßigen Exzentrizität e_a von 0,04 t ergibt das:

The basement wall must also be checked for compressive failure and out-of-plane shear strength. For the purposes of checking compressive failure, an assumption of a maximum eccentricity of $t/3$ is reasonable:

$$N_{o,d,\text{sup}} \leq \frac{f_d \cdot t}{3} = \frac{\eta \cdot f_k \cdot t}{3\gamma_M}$$

where

f_d is the design value of the compressive strength, t is the thickness of the wall, η is the reduction factor covering long term effects, f_k is the characteristic value of the compressive strength, and γ_M is the partial safety factor for material.

This procedure assumes that the necessary load is available and can be applied. If this is not the case, the question should be asked as to whether neighbouring structural elements can be activated in order to absorb the standard force calculated (see [37]).

5 Summary

The latest findings on the bending strength of masonry show that there is certainly an area in which the current situation can be improved in both constructing models and with regard to the key values. In particular, there is an increase requirements for wall systems to withstand wind, earth pressure and earthquakes. This means we must constantly refine our verification in the course of our design and by using the most appropriate building materials. Hence the example presented above for the verification of cellar walls shows that the system bearing capacity without a load is of great meaning for the verification of the wall. The current practical verification procedure in Germany which is based on tables must be questioned, as the bending strength perpendicular to bed joints cannot be applied alongside this. According to these calculations, such walls are not really loadbearing. The model presented in this article, which includes the parameter of the ratio of orthotropic bending strength, perpendicular/parallel to the bed joint, allows verification of infill walls. Improvements for this type of modelling is of high interest. The bending strength of masonry perpendicular to the bed joint should not continue to be restricted to thin bed mortar, but instead to be applied to any analysis based on values established experimentally. There is a particular lack of investigations into wall thickness in conjunction with the various types of brick/block. In the case of bending strength parallel to the bed joint, fracture mechanics testing formed the basis for working out the main influences: overlap area; wall thickness; and adding mortar to head joints depending on the brick/block material. Further testing should be performed by means of strengthening and improving the database.

$$N_{1,k,\text{inf}} \geq \frac{K_a \cdot \gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{12 \cdot (2e_{\text{lim},k} - e_a)} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{22,56 t}$$

Die Kellerwand muss auch im Hinblick auf ein Versagen unter Druck und Plattenschub geprüft werden. Für die Prüfung eines Versagens unter Druck ist es angemessen, von einer maximalen Exzentrizität von $t/3$ auszugehen:

$$N_{o,d,\text{sup}} \leq \frac{f_d \cdot t}{3} = \frac{\eta \cdot f_k \cdot t}{3\gamma_M}$$

mit

f_d als Bemessungswert für die Druckfestigkeit, t als Wanddicke, η als Reduktionsbeiwert, der langfristige Effekte abdeckt, f_k als charakteristischem Wert für die Druckfestigkeit und γ_M als partiellem Sicherheitsbeiwert für das Material.

Das Verfahren setzt voraus, dass die erforderliche Auflast aufgebracht werden kann bzw. vorhanden ist. Ist das nicht der Fall, ist zu überlegen, ab sich angrenzende Bauteile aktivieren lassen, um die errechnete Normalkraft aufnehmen zu können (vgl. [37]).

5 Zusammenfassung

Die jüngsten Erkenntnisse zum Biegetragverhalten von Mauerwerk zeigen, dass sowohl bei der Modellbildung als auch hinsichtlich der Kennwerte durchaus Verbesserungsbedarf der derzeitigen Situation besteht. Die Anforderungen insbesondere an die Tragfähigkeiten von wind-, erddruck- und erdbebenbeanspruchten Wandsysteme steigen, so dass die Nachweise im Zuge der Bemessung immer stärker verfeinert und baustoffgerechter ausgestaltet werden müssen. So zeigt sich bei dem hier vorgestellten Beispiel der Nachweise der Kellerwände, dass der Systemtragfähigkeit bei fehlender Auflast eine sehr große Bedeutung zukommt, um solche Wände überhaupt nachweisen zu können. Das derzeit in Deutschland praktizierte Verfahren des Nachweises von Ausfachungsflächen mittels Tabellen muss in Frage gestellt werden, da gleichzeitig die Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen nicht ansetzbar ist. Derartige Wände sind demnach eigentlich gar nicht tragfähig. Mit dem in diesem Beitrag vorgestellten Modell, bei dem das Verhältnis der Biegezugfestigkeiten senkrecht/parallel zur Lagerfuge als Parameter eingeht, können nun Ausfachungsflächen berechnet werden. Eine weitere Verbesserung solcher Modelle wäre sehr wünschenswert. Die Biegezugfestigkeiten von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge sollten nicht auf Dünnbettmörtel beschränkt bleiben, sondern auf experimenteller Basis abgesicherte Werte in die Analyse einfließen. Hier fehlen insbesondere noch Untersuchungen zur Wanddicke in Verbindung mit den verschiedenen Steinarten. Bei der Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge wurden auf der Basis bruchmechanischer Untersuchungen die wesentlichen Einflüsse Überbindemaß, Wanddicke, Stoßfugenvermörtelung in Abhängigkeit der Steinmaterialien herausgearbeitet, wobei auch hier weiterführende Untersuchungen zur Absicherung und zur Verbesserung der Datenbasis erfolgen sollten.

References – Literatur

- [1] EN 1996-1-1: 2004: Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1: General Rules for reinforced and unreinforced masonry. CEN, Brussels 2004.
- [2] *Johansen, K. W.*: Yield-Line Theory – Translated from Danish. Cement and concrete association, London 1962.
- [3] *Haseltine, B. A.*: Design of Laterally Loaded Wall Panels. British Ceramic Society 5 (1976) 24, pp. 115–126.
- [4] *Hendry, A. W.*: Structural Masonry. McMillan Press Ltd, Hong Kong 1998.
- [5] *Hendry, A. W., Sinha, B. P., Davies, S. R.*: Design of Masonry Structures. Taylor & Francis, UK 2004.
- [6] *West, H. W. H., Hodgkinson, H. R.*: The Lateral Load Resistance of Brickwork without Pre-compression. British Ceramic Society 24 (1975), pp. 101–113.
- [7] *Lawrence, S. J.*: Behaviour of Brick Masonry Walls under Lateral Loading. PhD-Thesis, University of New South Wales, School of civil Engineering: Wales 1983.
- [8] *Baker, L. R.*: Lateral Loading of Masonry Panels – A state of the art report. In: Proc. of the Seminar/Workshop on Planning, Design, Construction of Load Bearing Brick Building for Developing Countries. Dept. of Civil Engineering and Building Science, University of Edinburgh, Edinburgh 1981, pp. 168–188.
- [9] *Willis, C.*: Design of Unreinforced Masonry Walls for Out-of-plane Loading. PhD-Thesis. The University of Adelaide, School of Civil and Environmental Engineering: Australia 2004.
- [10] *Griffith, M., Lawrence, S. J., Willis, C. R.*: Diagonal Bending of Unreinforced Clay Brick Masonry. Journal of the British Masonry Society – Masonry International 18 (2005) 3, pp. 125–138.
- [11] *Buchholz, H.*: Ausfachungsflächen von nichttragendem Mauerwerk in Außenwänden. Bautechnik 66 (1989), H. 3, S. 93–102.
- [12] *Griffith, M. C., Vaculik, J.*: Flexural Strength of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls. In: Proc. of the 10th Canadian Masonry Symposium. Banff, Alberta 2005.
- [13] *Kirtschig, K.*: Zur Biegetragfähigkeit von Ausfachungswänden. In: Mauerwerk-Kalender 23 (1998), S. 773–790. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin 1998.
- [14] *Steinbach, F.*: Ein Beitrag zum Tragverhalten zweiachsig gespannter, vertikal in Scheibenebene und senkrecht zur Plattenebene belasteter Mauerwerkswände unter besonderer Berücksichtigung physikalischer Nichtlinearitäten. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2008.
- [15] *Richter, L., Brehm, E., Graubner, C.-A.*: Load-bearing capacity of flexural unreinforced masonry wall panels. In: Proc. of the 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, 2009.
- [16] *Richter, L.*: Tragfähigkeit nichttragender Wände aus Mauerwerk – Ein nichtlineares Berechnungsverfahren und Bemessungsmodell für biegebeanspruchte Innen- und Außenwände. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau. Heft 18. Darmstadt, 2009.
- [17] *Anderson, C.*: Transverse Laterally Loaded Tests on Single Leaf and Cavity Walls. In: Proc. of the 3rd International Symposium on Wall Structures Design. Warsaw 1984, pp. 93–103.
- [18] BS 5628-1:1992: Code of Practice for the Use of Masonry, Part 1: Structural use of unreinforced masonry. B S I, London 1992.
- [19] *Sinha, B. P.*: A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength. The Structural Engineer 56B (1978) 4, pp. 81–84.
- [20] CAN-CSA S204.1-04: 2004: Masonry design for Buildings. C S A, Ontario 2004.
- [21] *Baker, C., Chen, B., Drysdale, R.*: Failure Method Applied to Walls With Openings. 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, AB, 2005, pp 494–503, also on CD.
- [22] *Drysdale, G. R., Hamid, A. A.*: Masonry Structures – Behaviour and Design. Canadian Edition. Canada Masonry Design Centre, Mississauga, Ontario, 2005, pp. 769.
- [23] *Lawrence, S. J., Marshall, R. J.*: The New AS 3700 Approach to Lateral Load Design. In: Proc. of the 5th Australasian Masonry Conference, Gladstone 1998, pp. 227–237.
- [24] *Lawrence, S., Marshall, R.*: Virtual Work Design Method for Masonry Panels under Lateral Load. In: Proc. of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Vol. 2, Madrid, Spain 2000, pp. 1063–1073.
- [25] AS 3700: 2001: Australian Standard – Masonry Structures. Standards Australia, Sydney 2001.
- [26] *Bakeer, T.*: Theoretical Verification of Existing Solutions on Lateral Loading of Masonry Infill Walls. Mauerwerk 15 (2011) H. 1, S. 35–42.
- [27] *Müller, H.*: Statik der Tragwerke. Verlag Modernes Studieren, Hamburg, Dresden, 1993 Lehrstuhl für Statik, TU Dresden, 1998.
- [28] *Bakeer, T., Jäger, W.*: Critical Remarks to the Application of Yield Line Method on Masonry. In: Proc. of 11th Canadian Masonry Symposium. Eds. Wael W. El-Dakhkhni and Robert G. Drysdale. Toronto, Ontario 2009.
- [29] *Mann, W.*: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen. In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 604–607. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin.
- [30] *Schmidt, U.*: Bruchmechanischer Beitrag zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Dissertation. Aachen, Technische Hochschule, Fachbereich 3. Aachen 2015 (in Druck).
- [31] *Schmidt, U., Hannawald, J., Brameshuber, W.*: Influence of Torsion on Flexural Strength of Masonry. In: Proceedings of the 8th International Masonry Conference, Dresden, 4th–7th July 2010, pp. 1713–1722. Eds. W. Jäger, B. Haseltine, A. Fried. Dresden 2010.
- [32] *Schmidt, U., Brameshuber, W.*: Modelling of Masonry Under Horizontal Loads. In: Proceedings of the International RILEM Conference on Materials Science (MatSci), Aachen, September 6–8, 2010, Vol. II: HetMat Modelling of Heterogeneous Materials, pp. 125–134. Ed. W. Brameshuber. Bagnaux: RILEM. Aachen 2010.
- [33] *Schmidt, U., Hannawald, J., Brameshuber, W.*: Theoretical and Practical Research on the Flexural Strength of Masonry. In: Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, 1720 February 2008. University of Newcastle, 2008. Eds. M. Masia, Y. Totoev, A. Page, H. Sugo. Callaghan 2008.
- [34] *Schmidt, U., Hannawald, J., Koster, M., Graubohm, M., Brameshuber, W.*: Modelling the Flexural Tensile Strength of Masonry. In: Proceedings of the 15th Brick/Block Masonry Conference IB2MaC, Florianopolis, Brazil, June 03rd to 06th, 2012.: Universidade Federal de Santa Catarina. Florianopolis 2012.
- [35] *Schmidt, U., Schubert, P.*: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 2: Biegezugfestigkeit. In: Mauerwerk-Kalender 29 (2004), S. 3–26. Hrsg. W. Jäger, P. Schubert, H.-J. Irmschler. Ernst & Sohn, Berlin.
- [36] *Mann, W., Bernhardt, G.*: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten, gemauerten Kellerwänden auf Erddruck. In: Mauerwerk-Kalender 8 (1983), S. 29–43. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin.
- [37] *Hoffmann, J., Schöps, P.*: Tragreserven bei Kellerwänden – Vergleich zwischen Norm und genauerer Berechnung mittels FEM. Mauerwerk 11 (2007), H. 3, S. 149–155.

Authors – Autoren:

Dipl.-Ing. Ulf Schmidt

Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Neuwied (MPVA)
Sandkauler Weg 1, 56564 Neuwied

Dr.-Ing. Tammam Bakeer

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger

TU Dresden, Fakultät Architektur, 01062 Dresden

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber

RWTH Aachen University, Institut für Bauforschung (ibac)
Schinkelstraße 3, 52062 Aachen