

**Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen
und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden**

Björn Elsche

Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden

Von der
Fakultät Bauwesen der Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

von
Dipl.-Ing. Björn Elsche

Vorsitzender der Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Atilla Ötes

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Februar 2008

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
2	Zielsetzung und Vorgehensweise	2
3	Stand der Forschung	3
	3.1 Mauerwerkswände im Gesamttragwerk	3
	3.2 Mauerwerkswand unter Horizontallast	4
	3.2.1 Versagensmechanismen	4
	3.2.2 Tragfähigkeit	5
	3.2.2.1 Analytische Modelle	6
	3.2.2.2 Numerische Modelle	20
4	Wandversuche	22
	4.1 Zielsetzung	22
	4.2 Experimentell untersuchte Mauerwerkswände	22
	4.3 Versuchsbeobachtungen	26
	4.3.1 Wände aus Kalksandstein	26
	4.3.2 Wände aus Ziegelsteinen	29
	4.4 Charakteristik der Kraft-Verschiebungsbeziehung	32
	4.5 Vergleich der Tragfähigkeiten mit dem Nachweisverfahren nach DIN 1053	36
	4.5.1 Biegetragfähigkeit	36
	4.5.2 Schubtragfähigkeit	37
	4.6 Zusammenfassung	38
5	Modellierungsmethoden für Mauerwerk unter Scheibenbeanspruchung	39
	5.1 Zielsetzung und Vorgehensweise	39
	5.2 Wandmodelle	39
	5.2.1 Makromodelle	39
	5.2.2 Mikromodelle	47
	5.3 Tragwerksmodell	53
	5.4 Zusammenfassung	55
6	Einwirkungen auf aussteifende Wände im Tragwerk	56
	6.1 Zielsetzung und Vorgehensweise	56
	6.2 Repräsentatives Mauerwerksgebäude	56
	6.3 Rechenmodell	58
	6.4 Lastannahmen	59
	6.5 Aussteifungswände des Reihenhauses	61
	6.5.1 Diskussion der Ergebnisse	66
	6.6 Zusammenfassung	68

7	Beanspruchungen in aussteifenden Wänden	69
7.1	Zielsetzung und Vorgehensweise.....	69
7.2	Überprüfung der Modellannahmen nach Mann / Müller	69
7.3	Ansätze für die Spannungsverteilung in einer Wand unter Vernachlässigung des Einflusses der offenen Stoßfugen	71
7.3.1	Parameterstudie mit modifiziertem Makromodell.....	71
7.3.2	Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge.....	73
7.3.3	Schubspannung	77
7.3.4	Normalspannungen parallel zur Lagerfuge.....	82
7.3.5	Übersicht der gewählten Ansätze für die Spannungsverteilungen	86
7.4	Randspannungen eines Einzelsteins	88
7.4.1	Die Normalspannung σ_y	91
7.4.2	Die Schubspannung τ_{xy}	97
7.4.3	Die Normalspannung σ_x	104
8	Widerstandsmodell für aussteifende Mauerwerkswände	114
8.1	Zielsetzung und Vorgehensweise.....	114
8.2	Grenzzustände	114
8.2.1	Klaffen.....	114
8.2.2	Gleiten	116
8.2.3	Steinzugversagen	121
8.2.4	Druckversagen.....	132
8.3	Algorithmus zur Bestimmung der aufnehmbaren Horizontalkraft.....	133
8.4	Anwendung des Widerstandsmodells	135
8.4.1	Vergleich der aufnehmbaren Horizontalkräfte des Widerstandsmodells mit den Versuchsergebnissen	135
8.5	Zusammenfassung.....	138
9	Erkenntnisse und Empfehlungen für den rechnerischen Nachweis von Mauerwerksbauten	139
9.1	Erkenntnisse.....	139
9.2	Bemessungsvorschläge	141
10	Zusammenfassung und Ausblick.....	147
	Literaturverzeichnis	150

1 Einführung

Mauerwerk ist eine der ältesten Bauarten in der Bautechnik. Es ist charakterisiert durch im Verband gemauerte Steine bzw. Ziegel, die mit Mörtel verbunden werden. Mit einer idealen Verknüpfung raumabschließender, bauphysikalischer und tragender Funktionen stellen Wände aus Mauerwerk auch heute ein wesentliches Bauelement dar. Mauerwerksbauten mit tragenden Mauerwerkswänden und Stahlbetondecken dominieren in Wohnungsbauten und werden darüber hinaus auch in Büro- und Gewerbebauten eingesetzt.

Wände aus Mauerwerk haben wegen ihres heterogenen Aufbaus anisotrope Trageigenschaften. Ihre Tragfähigkeit unter Vertikallasten lässt sich im Wesentlichen aus der Druckfestigkeit unter Betrachtung der Exzentrizität herleiten. Mauerwerkswände, die als aussteifende Wände für das Gesamtsystem auch Horizontalkräfte aufnehmen, unterliegen einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung mit Querkraft und Normalkraft. Dabei entwickeln Mauerwerkswände besondere bauart eigene Verformungs- und Trageigenschaften, die aus der nicht zugfesten Verbindung mit den Decken und dem inhomogenen inneren Aufbau resultieren.

Systematische experimentelle Untersuchungen, die in den letzten Jahren an der Technischen Universität Dortmund durchgeführt worden sind, haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände unter kombinierter Vertikal- und Horizontalbelastung mit der derzeitigen Bemessungsmethode in DIN 1055-100 nicht zutreffend beschrieben werden kann. Es bedarf einer weitergehenden Entwicklung der rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden. Aktuelle Lasterhöhungen für Einwirkungen aus Wind und Erdbeben machen eine realitätsnähere Beschreibung des Trag- und Widerstandsverhaltens von Mauerwerkswänden erforderlich.

2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel dieser Arbeit ist es, das Tragverhalten und die Grenzmechanismen von unbewehrtem Mauerwerk unter Horizontallasten zu identifizieren und ein Widerstandsmodell auf Grundlage von realitätsnah ermittelten Beanspruchungen zu entwickeln. Dazu wird folgendermaßen vorgegangen:

- Zunächst wird der Stand der Forschung zur Beschreibung des Tragverhalten und der Grenzmechanismen für Mauerwerk mit den hierfür entwickelten Modellen dokumentiert.
- Im Weiteren werden experimentelle Untersuchungen an geschosshohen Wänden unter Horizontalbelastung herangezogen, um das Trag- und Widerstandsverhalten genauer zu identifizieren.
- Die für eine genauere Beschreibung notwendigen Modelle werden entwickelt und mit den Versuchen verglichen.
- Für einen realitätsnahen Nachweis der Horizontaltragfähigkeit einer Mauerwerkswand müssen die Einwirkungen der Aussteifungswände bekannt sein. Hier kommt der Wahl des Tragwerksmodells eine große Bedeutung zu. Nur durch die Wahl eines für Mauerwerksgebäude angemessenen Tragwerksmodells können die Interaktionen von Decken und Wänden berücksichtigt werden. An einem repräsentativen Mauerwerksgebäude wird die Leistungsfähigkeit eines räumlichen, nichtlinearen Tragwerksmodells aufgezeigt.
- Mit Hilfe von numerischen Modellen werden die Annahmen für das derzeit in der Norm angewandte Nachweismodell überprüft und ggfs. werden neue, verbesserte Randbedingungen formuliert.
- Die lokalen Bruchmechanismen werden dargestellt und ein Widerstandsmodell entwickelt. Die Güte des Modells wird anhand eines Vergleichs mit den Versuchen aufgezeigt.
- Basierend auf den Erkenntnissen dieser Arbeit werden abschließend Empfehlungen für die Bemessung von aussteifenden Mauerwerkswänden in der Norm gegeben.

3 Stand der Forschung

3.1 Mauerwerkswände im Gesamttragwerk

Mauerwerksgebäude sind durch Mauerwerkswände und Stahlbetondecken charakterisiert, die nicht zugfest miteinander verbunden sind. Dies kann auch unter nur Vertikallasten zu Verformungszuständen führen, in denen die Decken in Teilbereichen keinen Druckkontakt mehr zu den Wänden haben und daher Klaffungen der Lagerfugen entstehen. Einwirkende Horizontallasten aus Wind werden von den Fassadenwänden an die Decken weitergeleitet, die diese durch ihre Scheibenwirkung an die aussteifenden Wände verteilen. Im Falle eines Erdbebens entstehen die Horizontalbelastungen hauptsächlich in den Decken, da hier die Massen konzentriert sind.

In der Berechnungspraxis werden aussteifende Mauerwerkswände meist als gebäudehohe Krag­scheiben abgebildet, ohne die Interaktion zwischen den Decken und den Wänden zu berücksichtigen. Dies führt zu einer hohen Momentenbeanspruchung am Wandfuß. Das Abbildungsprinzip aus dem Stahlbetonbau darf nicht ohne kritische Wertung auf den Mauerwerksbau übertragen werden, da die zugfeste Verbindung an den Übergangsstellen zu den Decken nicht vorhanden ist. Dies führt zu einer Überschätzung der Biegemomente bei gleichzeitiger Unterschätzung der Gesamtsteifigkeit.

Die Modellierung des Mauerwerkgebäudes als gekoppelte, ebene, linear elastische Rahmensysteme berücksichtigt die Interaktion mit den Decken und führt in der Regel zu geringeren Momentenbeanspruchungen in den Wandenden. In linear-elastischen Rahmenberechnungen wurde die Interaktion der Mauerwerkswände mit Brüstungen und Sturzaufmauerungen von Paulay / Priestley [P1], Tomazevic [T1], Kappos / Penelis / Drakopoulos [K1] und Bachmann / Lang [B1] untersucht. Die Interaktion von Mauerwerkswänden und Decken ohne Berücksichtigung von Brüstungen und Sturzaufmauerungen wurde von Ötes / Löring [Ö1] untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die Wand-Decken-Interaktion für die realistische Beurteilung der Beanspruchungen nicht vernachlässigt werden darf.

Durch die mangelnde Zugfestigkeit an den Übergangsstellen zwischen Mauerwerkswänden und Decken entstehen Klaffungen, welche einen Rückgang der Wandsteifigkeiten unter Horizontallasten zur Folge haben. Die linear-elastische Modellierung von Mauerwerkstragwerken berücksichtigt nicht diese mauerwerksspezifische Struktureigenschaft.

Für ausgewählte ebene Systeme wurde die Interaktion zwischen Decke und Wand in [L1] untersucht. Um das mauerwerksspezifische Verhalten abzubilden, wurden zwischen den Decken und Wänden Kontaktelemente angeordnet, die keine Zugspannungen übertragen können und somit ein Klaffen zwischen den Wänden und Decken ermöglichen.

In [J1] wurden Mauerwerksgebäude als dreidimensionale FE-Modelle abgebildet. Durch die Implementierung von Fließgesetzen wird das spezielle mauerwerkstypische Verhalten erfasst. Eine systematische Auswertung und Beurteilung der Ergebnisse bzgl. der Beanspruchungen der einzelnen aussteifenden Wände fehlt jedoch.

Tabelle 3.1 zeigt die verschiedenen Ansätze zur Modellierung von Mauerwerkstragwerken.

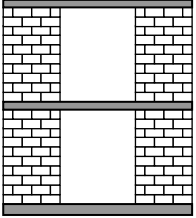
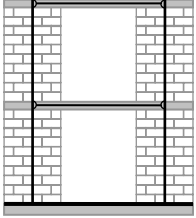
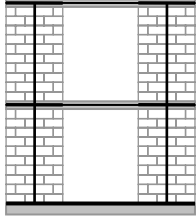
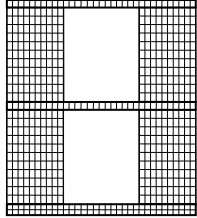
Tragwerk	Modellierung		
			
	Kragarm	Linear elastischer Rahmen	FE-Modell

Tabelle 3.1 Ansätze für ebene Modellierung von Mauerwerkssystemen

3.2 Mauerwerkswand unter Horizontallast

3.2.1 Versagensmechanismen

In Abhängigkeit der Geometrie und Randbedingungen zeigen Mauerwerkswände unter Horizontallasten unterschiedliche Versagensmechanismen. Es wird das Biege-, Schub- und Gleitversagen unterschieden.

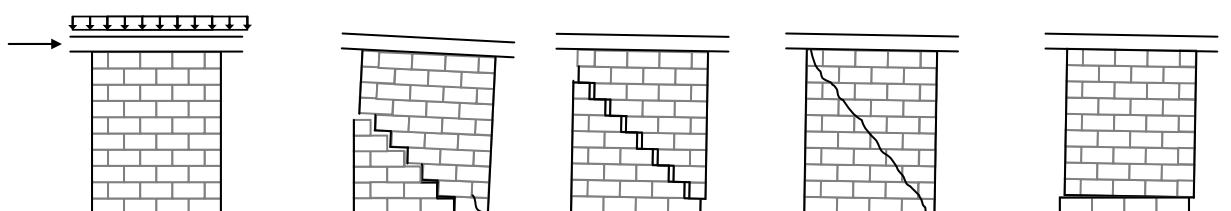


Bild 3.1 Versagensmechanismen von Mauerwerkswänden

Biegeversagen

Unter der einwirkenden Horizontalbelastung rotiert die Wand, so dass die Lagerfugen klaffen. Die Druckstrebe, die sich aus der vertikalen und horizontalen Last bildet, konzentriert sich auf eine verringerte überdrückte Länge. Die großen Spannungskonzentrationen führen zu einem Versagen in der Wanddecke. Ist dieses Versagen durch wachsende Risse zur Wandmitte bei gleichzeitiger Steigerung der horizontalen Auslenkung geprägt, so ist der Rückgang der Widerstandskraft langsam und das Verformungsverhalten der Wand als gutmütig zu bezeichnen. Bei schlanken Wänden mit hochfesten Steinen sind große Rotationen möglich, die mit großen Wandkopfverschiebungen einhergehen. Dieses als „Rocking“ bezeichnete Tragverhalten wird durch ein abruptes Versagen bestimmt [T1], [M1], [P1], [A1]. Die Kraft-Verschiebungs-Beziehung ist nahezu nichtlinear elastisch.

Schubversagen

Das Grenztragverhalten der Mauerwerkswand ist von durchgehenden Diagonalrissen oder treppenförmigen Gleitverformungen [M2] geprägt. Die Differenzierung, welches Rissbild vorliegt, ist abhängig von der Materialkombination. Das Verhältnis von Steinzugfestigkeit zum Widerstand gegen Reibungsversagen bestimmt, ob diagonal über die Wand verlaufende Steinrisse oder treppenförmige Gleitverformungen entlang der Stoß- und Lagerfugen das Grenztragverhalten bestimmen [K2]. Ein Steinzugversagen führt insbesondere bei hoher Auflast zu einem spröden Grenztragverhalten, die Widerstandskraft geht abrupt zurück. Gleitverformungen hingegen können nahezu ohne einen Rückgang der Widerstandskraft mit teilweise großen plastischen Verformungen aufgenommen werden [K2].

Gleitversagen

Wände mit geringer Auflast können ein Gleiten entlang einer horizontalen Lagerfuge im Grenzzustand aufzeigen [T1]. Die Kraft-Verformungs-Beziehung ist dabei von großen plastischen Verformungen bei gleichzeitig nahezu unveränderter Widerstandskraft geprägt.

3.2.2 Tragfähigkeit

Die horizontale Tragfähigkeit einer Mauerwerkswand kann mit analytischen oder numerischen Modellen bestimmt werden. Die analytischen Modelle beschränken sich auf die Ermittlung der Tragfähigkeit, wohin gegen mit numerischen Modellen auch das Verformungsverhalten und das Nachbruchverhalten abgebildet werden kann. Analytische Modelle ermöglichen einfache Formulierungen und geben einen Einblick in das Tragverhalten, während die numerischen Modelle meist sehr komplex sind und nur rechnergestützt gelöst werden können.

3.2.2.1 Analytische Modelle

Zur Bestimmung der horizontalen Tragfähigkeit werden Biegetragfähigkeit und Schubtragfähigkeit der Wand unterschieden.

Biegetragfähigkeit

Der Grenzzustand der Biegetragfähigkeit wird erreicht, wenn die Normalspannungen in der am meisten gedrückten Ecke den Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit erreichen. Hierbei wird üblicherweise die horizontale Komponente der Druckspannungen vernachlässigt. In Bild 3.2 ist dargestellt, wie sich die Verhältnisse bei Zugrundelegung eines vollplastischen Materialverhaltens darstellen.

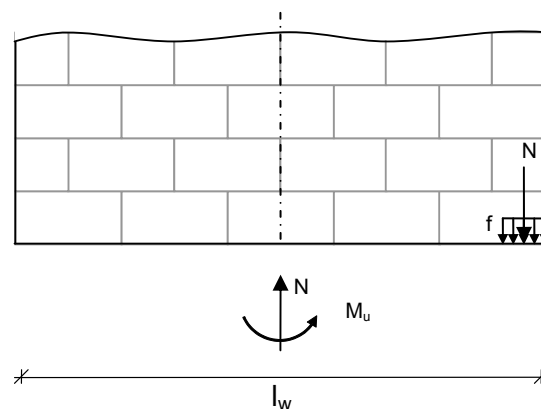


Bild 3.2 Maximal aufnehmbares Biegemoment einer Mauerwerkswand

Das aufnehmbare Biegemoment kann wie folgt ermittelt werden:

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot l_w \cdot N \cdot \left(1 - \frac{N}{l_w \cdot t_w \cdot f} \right) \quad (3.1)$$

bzw.

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot l_w^2 \cdot t_w \cdot \sigma_N \cdot \left(1 - \frac{\sigma_N}{f} \right) \quad (3.2)$$

- mit l_w : Wandlänge
- t_w : Wanddicke
- f : Mauerwerksdruckfestigkeit
- σ_N : mittlere Normalspannung

Zur Ermittlung der horizontalen Widerstandskraft müssen die geometrischen Randbedingungen sowie die Verteilung der Schnittgrößen in der Wand bekannt sein.

Die Biegebeanspruchung der Wand kann durch einen Momentenbeiwert k_M angegeben werden. Dieser gibt an, wo bezogen auf die Höhe der Wand der Nulldurchgang des Momentenverlaufs liegt.

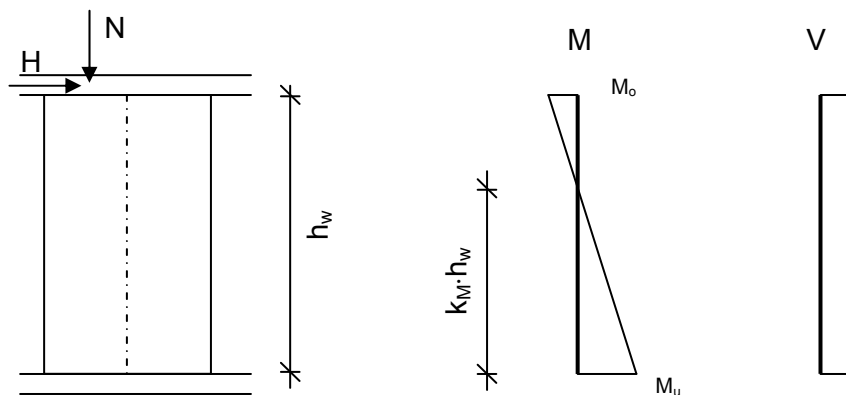


Bild 3.3 Definition k_M -Wert

Ein Momentenbeiwert von 1,0 bedeutet, dass der Momentennulldurchgang in Höhe des Wandkopfes ist. Liegt der Wert über 1,0, so liegt der Momentennulldurchgang darüber; bei Werten kleiner als 1,0 darunter. Eine Kragplatte hat einen Wert von ca. 1,0, wenn man die Lasteinleitung in den Schwerpunkt der Decke legt. Bei einem Wert von 0,5 sind das Moment am Wandkopf M_0 und das Moment am Wandfuß M_u gleich groß.

Ist der Momentenbeiwert bekannt, so kann die horizontale Widerstandskraft für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit ermittelt werden.

$$H_B = \frac{M_u}{k_M \cdot h_w} \quad (3.3)$$

Schubtragfähigkeit

Die am weitesten entwickelten Modelle zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit für unbewehrtes Mauerwerk sind in Deutschland und der Schweiz [G1] erarbeitet worden.

Das Nachweismodell der deutschen Normen DIN 1053-1 und DIN 1053-100 beruht auf einer Bruchtheorie von Mann / Müller [M2]. In den 1970er Jahren wurden für einen Einzelstein aufnehmbare Schubspannungen (Schubfestigkeiten) ermittelt. In den letzten Jahren sind Vorschläge zur Modifikation dieser Bruchtheorie aufgestellt worden. Sowohl das Modell nach Mann / Müller als auch die Modifikationen werden im Weiteren vorgestellt. Auf Basis der Schubfestigkeit kann die Schubtragfähigkeit einer Wand angegeben werden. Die Vorgehensweise wird erläutert.

Mann / Müller

Es wird ein Ausschnitt aus einem Mauerwerksverband untersucht, der durch eine Normalspannung σ_y und umlaufende Schubspannungen τ_{xy} beansprucht wird.

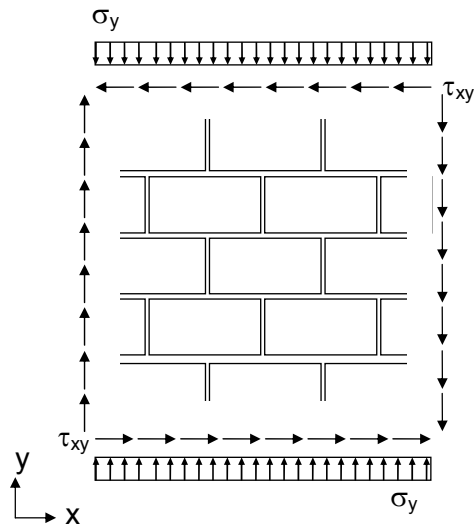


Bild 3.4 Beanspruchungsbild des Mauerwerksverbandes als Grundlage der Bruchtheorie nach Mann / Müller

Hierbei wurden folgende Annahmen getroffen:

1. Die Stoßfugen des Mauerwerkverbandes übertragen keine Kräfte.
2. Die horizontal gerichteten Schubspannungen τ_{xy} sind gleichmäßig über die Lagerfuge verteilt.
3. Die maßgebende Stelle für das Steinreißen ist in Steinmitte.
4. Halbsteiniges Überbindemaß
5. Steinformat 2:1
6. Über die Steinhälfte konstant verteilte Normalspannungen
7. In der Wand werden nur Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge und Schubspannungen angesetzt

Diese Annahmen können mit dem folgenden Spannungsbild realisiert werden:

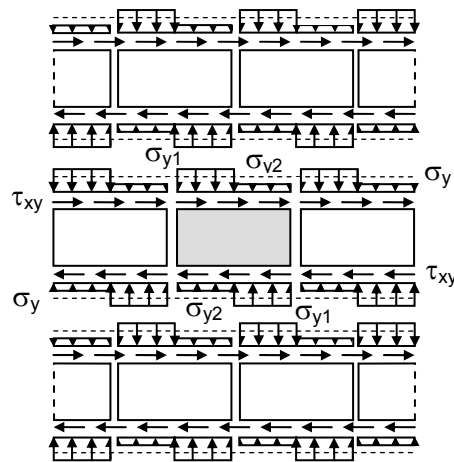


Bild 3.5 Spannungsverteilung im Mauerwerksverband nach Mann / Müller

In Bild 3.6 ist die Spannungsverteilung für einen Stein dargestellt. Die Normalspannungen verlaufen getrept und haben den Sprung jeweils in Steinmitte. Dieser Sprung korrespondiert mit einem halbssteinigen Überbindemaß, d.h. in der Schicht darüber und darunter befindet sich an dieser Stelle die offene Stoßfuge.

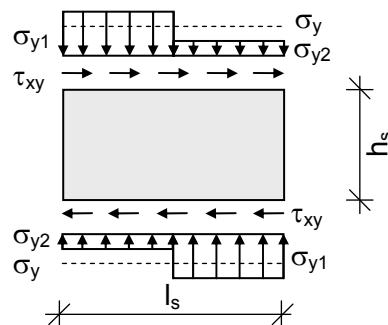


Bild 3.6 Spannungsverteilung am Stein

Für die Spannungen σ_{y1} und σ_{y2} ergeben sich:

$$\sigma_{y1,2} = \sigma_y \pm \tau \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s} \quad (3.4)$$

Je nach Beanspruchungskombination aus σ_y und τ_{xy} können unterschiedliche Ursachen zum Versagen des Mauerwerks führen:

Klaffen

Erreicht die minimale Druckspannung σ_{y2} den Wert Null (unter der Annahme, dass keine Zugspannungen in der Lagerfuge übertragen werden können), kommt es in diesen Bereichen zum Klaffen.

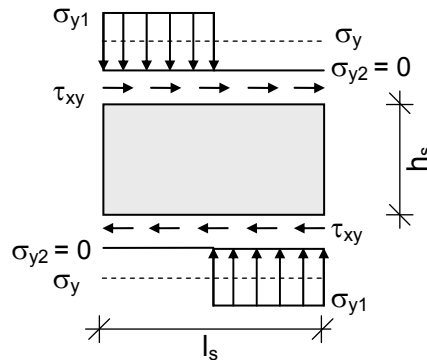


Bild 3.7 Spannungsbild beim Klaffen

In diesem Fall gilt:

$$\tau_{xy} = \sigma_y \cdot \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (3.5)$$

Durch den Ansatz einer Zugfestigkeit f_t geht die Beziehung über in

$$\tau_{xy} = (\sigma_y + f_t) \cdot \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (3.6)$$

Reibungsversagen

Überschreitet die Schubspannung τ_{xy} in den Bereichen geringer Druckspannung σ_{y2} den Wert $k + \mu \cdot \sigma_{y2}$, so gleiten die Steine aufeinander. Bezogen auf die mittlere Normalspannung σ_y ergibt sich:

$$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \cdot \sigma_y \quad (3.7)$$

mit

$$\bar{k} = k \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}} \quad (3.8)$$

$$\bar{\mu} = \mu \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}} \quad (3.9)$$

Zugversagen

Mit den Schubspannungen und den getreptt verlaufenden Normalspannungen können die Hauptzugspannungen im Stein ermittelt werden. Zur Bestimmung dieser Hauptzugspannung wird das Spannungsbild am Stein in einen symmetrischen und einen antimetrischen Anteil aufgeteilt.

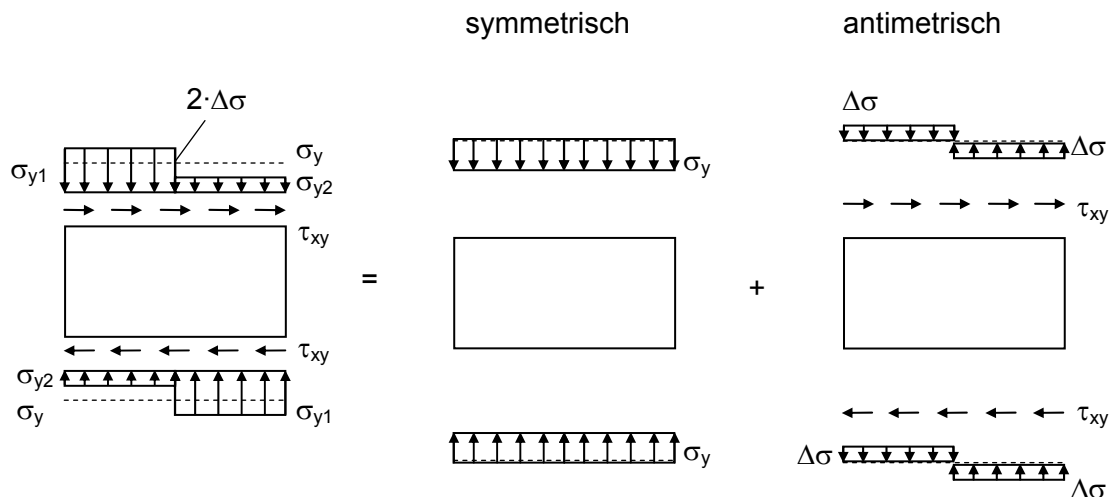


Bild 3.8 Aufteilung des Spannungsbildes am Stein

Aus dem symmetrischen und dem antimetrischen Anteil können nun die Spannungskomponenten σ_y , σ_x und τ_{xy} in Steinmitte bestimmt werden.

Im symmetrischen Lastbild ist in Steinmitte nur die Komponente σ_y ungleich Null und hat den Wert von $1,0 \cdot \sigma_y$. Das unsymmetrische Lastbild erzeugt in Steinmitte nur für die Komponente τ_{xy} einen Wert ungleich Null, dieser wurde zu $2,3 \cdot \tau_{xy}$ ermittelt.

Da für beide Lastbilder die Komponente $\sigma_x = 0$ ist, ergibt sich die Hauptzugspannung zu:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + (2,3 \cdot \tau_{xy})^2} \quad (3.10)$$

Der Riss im Stein tritt dann auf, wenn die Hauptzugspannung den Wert der Steinlängszugfestigkeit f_{bt} erreicht. Die Schubspannung wird dann zu:

$$\tau_{xy} = \frac{f_{bt}}{2,3} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_y}{f_{bt}}\right)} \quad (3.11)$$

Druckversagen

Erreicht die maximale Druckspannung σ_{y1} den Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit f , so tritt das Versagen ein. Die Schubspannung hat den Wert:

$$\tau_{xy} = (f - \sigma_y) \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (3.12)$$

Die Versagensbedingungen ergeben maximal aufnehmbare Schubspannungen. In Bild 3.9 sind die Bruchbedingungen über die bezogene Normalspannung aufgetragen.

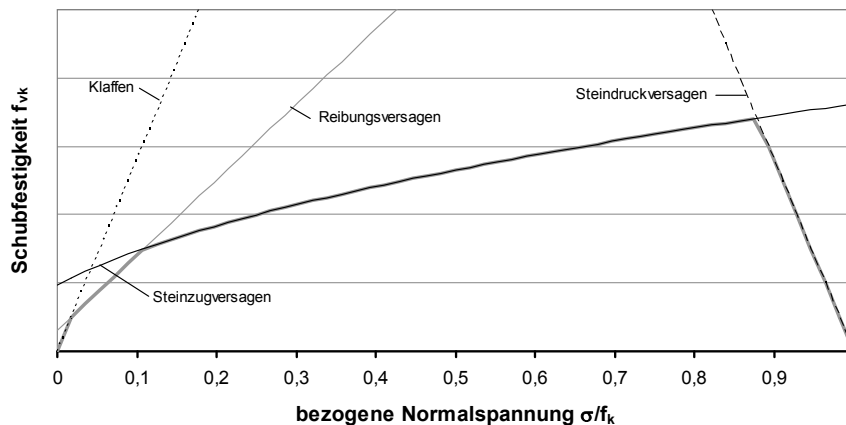


Bild 3.9 Einhüllende der Versagenskriterien nach Mann / Müller

Je nach Materialkombination sind die Schubfestigkeiten unterschiedlich. Die dargestellten Kurven haben dann andere Schnittpunkte miteinander. Jedoch zeigt sich bei den in der Praxis üblichen Materialkombinationen und Auflaststufen, dass das Reibungsversagen und das Steinzugversagen maßgebend sind. Das Klaffen wird unter Zugrundelegen eines Steinformates von 2:1 und einem halbsteinigen Überbindemaß nur bei sehr geringen Auflasten maßgebend, das Steindruckversagen nur bei Auflasten nahe der Mauerwerksdruckfestigkeit.

In DIN 1053 werden nur das Reibungs- und das Steinzugversagen berücksichtigt.

Modell Graubner / Simon

Untersuchungen von [S2] haben gezeigt, dass Schubspannungsbelastungen an einem idealisierten Mauerwerksausschnitt keine konstanten Normalspannungsverläufe erzeugen. Zu den offenen Stoßfugen hin steigen die Normalspannungen stark an. Auf der gezogenen Seite können diese Spannungsspitzen nicht aufgenommen werden. Die Lagerfuge reißt auf. Untersuchungen mit teilweise aufgerissener Lagerfuge zeigen, dass die Spannungsspitzen dadurch nicht zurückgehen (Bild 3.10).

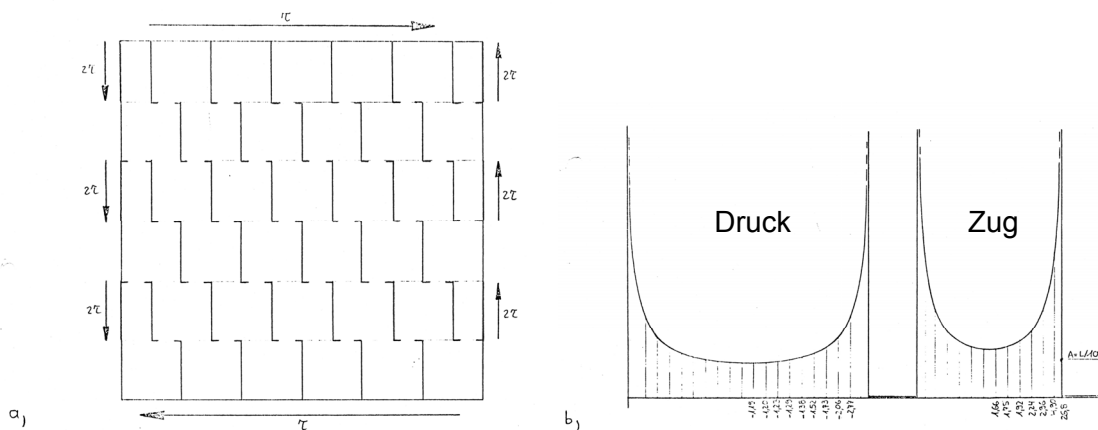


Bild 3.10 Normalspannungsverteilung in der Lagerfuge unter idealisierten Schubspannungslasten mit Annahme eines Risses nach [S2]

Die Normalspannungsverteilung mit teilweise aufgerissenen Lagerfugen unter reiner Normalspannungsbelastung zeigt ebenfalls Spitzen zu den Rissen hin. Bei Überlagerung der Druckspannungen aus Normalspannungsbelastung und Zugspannungen aus der Schubspannungsbelastung tritt bei einer bestimmten Risslänge ein Zustand ein, bei dem keine resultierenden Zugspannungen mehr aufgenommen werden müssen. Aus dieser Betrachtung wird die Risslänge ermittelt.

Auf Basis dieser Normalspannungsverteilungen wurden von Simon analytische Funktionen für die Normalspannungsverteilungen angesetzt. Diese Funktionen berücksichtigen ein variables Überbindemaß und ein variables Steinformat. In Bild 3.11 sind die Normal- und Schubspannungsverteilungen basierend auf den analytischen Funktionen sowie die daraus vereinfachten Normal- und Schubspannungsverteilungen dargestellt.

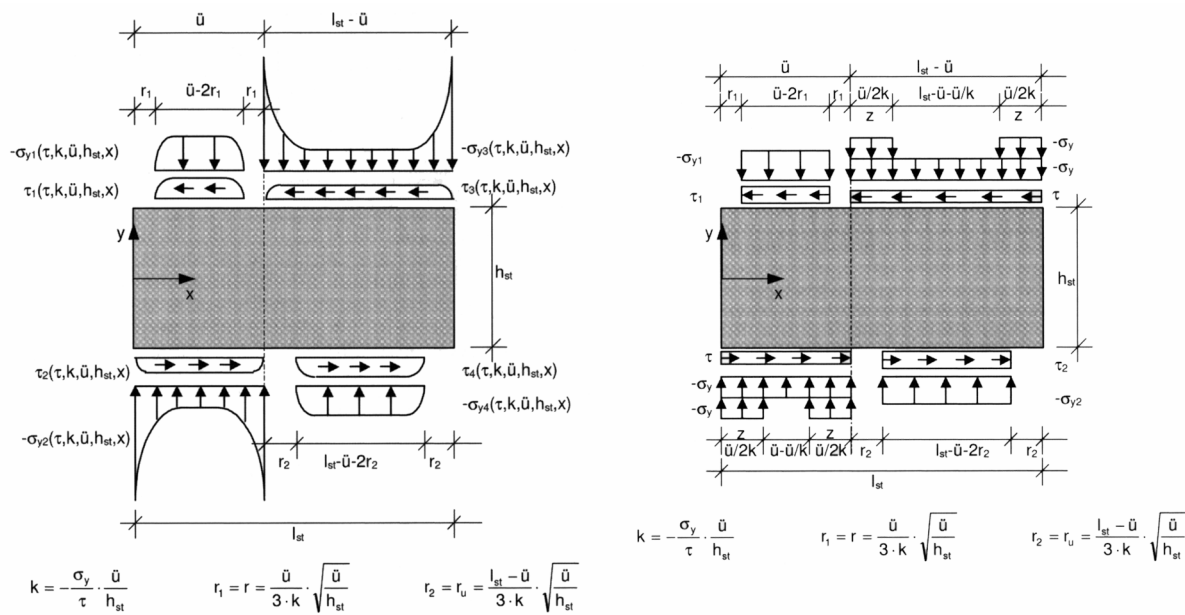


Bild 3.11 Wirklichkeitsnaher und vereinfachter Spannungsverlauf am Einzelstein nach [S1]

Die von Mann / Müller bekannten Versagenskriterien werden um das Steinzugversagen am Steinrand ergänzt. Im Folgenden sind die Schubfestigkeiten für ein Steinformat von 2:1 und einem halbsteinigen Überbindemaß angegeben, wobei jedoch das lokale Aufreißen der Lagerfugen am Einzelstein unberücksichtigt bleibt [G1]:

Klaffen

Unter Vernachlässigung einer Haftzugfestigkeit ergibt sich:

$$f_{vk} = \sigma_y \tag{3.13}$$

Reibungsversagen

Das Kriterium für das Reibungsversagen lässt sich wie folgt definieren:

$$f_{vk} = \frac{f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_y}{1 + \mu} \tag{3.14}$$

Steezugversagen

Das Steinzugversagen wird unterschieden in ein Versagen am Steinrand und ein Versagen in Steinmitte. Das Versagen in Steinmitte stimmt mit der Formulierung nach Mann / Müller überein:

$$f_{vk} = \frac{f_{bt}}{2,3} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_y}{f_{bt}}\right)} \quad (3.15)$$

Für den Steinrand wird formuliert:

$$f_{vk} \approx \frac{f_{bt}}{2} \cdot \left(-\frac{1}{40} + \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_y}{f_{bt}}\right)}\right) \quad (3.16)$$

Unter der Annahme, dass sowohl für die Zugfestigkeit in Steinmitte als auch für die Zugfestigkeit am Steinrand dieselbe Festigkeit angesetzt wird, sind die Schubfestigkeiten in Steinmitte stets kleiner als am Steinrand. Das Kriterium in Steinmitte ist daher maßgebend.

Druckversagen

Für das Kriterium Druckversagen wird angegeben:

$$f_{vk} = f - \sigma_y \quad (3.17)$$

Für ein halbsteiniges Überbindemaß und ein Steinformat von 2:1 sind die Festigkeiten identisch mit Mann / Müller.

Modell Jäger / Schöps

Die Untersuchungen [J2] berücksichtigen ebenfalls ein veränderliches Überbindemaß und ein variables Steinformat. Basierend auf der Bruchtheorie von Mann / Müller werden weitere Grenzzustände am Stein definiert. Ausgangspunkt hierbei sind die abgetreptt verlaufenden Normalspannungen. Diese Abstufungen werden durch die Schubspannungen und die offenen Stoßfugen hervorgerufen. Für jeden Randbereich werden dann maximal aufnehmbare Schubspannungen festgelegt (Bild 3.12).

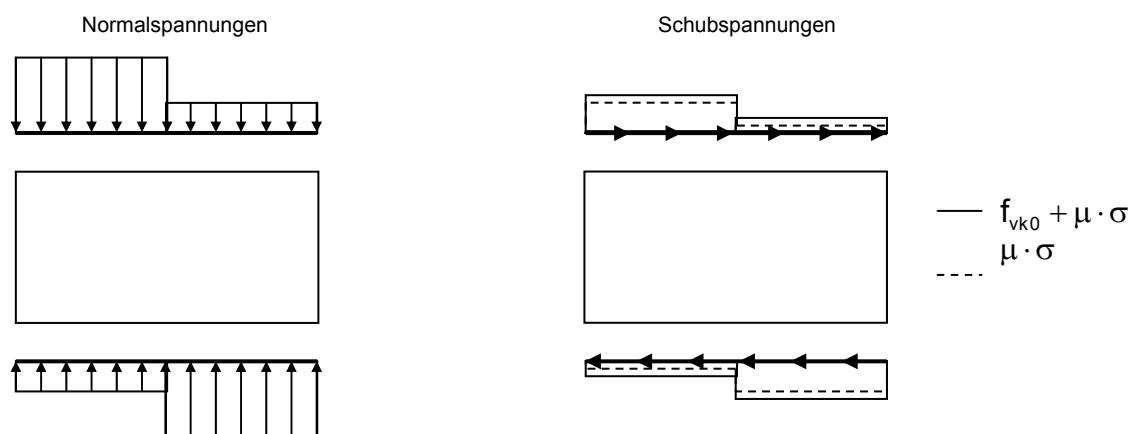


Bild 3.12 Normalspannungsverteilung und zugehörige maximal aufnehmbare Schubspannungsverteilungen nach [J2]

Die Bruchzustände sind:

Klaffen

Es ergeben sich keine Veränderungen zu den Annahmen von Mann /Müller. Die Schubfestigkeit wird angegeben zu:

$$\tau = \sigma_y + f_t \quad (3.18)$$

Reibungsversagen

Zu einer gegebenen Normalspannungsverteilung können folgende vier mögliche Schubspannungsverteilungen definiert werden.

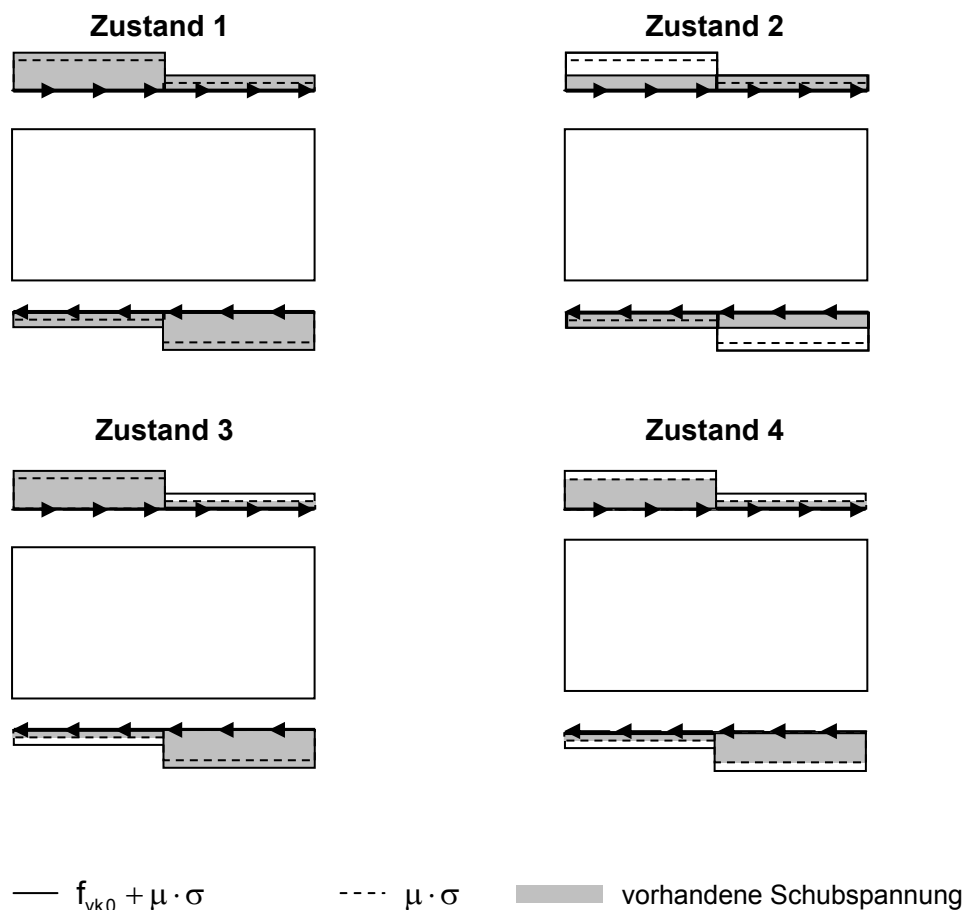


Bild 3.13 Grenzzustände am Stein

Im Zustand 1 werden in allen Bereichen Schubspannungen bis zur maximalen Grenze infolge der Normalspannungen unter Berücksichtigung der Reibung und der Kohäsion aufgenommen. Dies bedeutet, dass die Schubspannungen sich entsprechend der Normalspannungen umlagern. Dieser Zustand wird als fiktiv bezeichnet. Erst nach

Überschreiten der maximal aufnehmbaren Schubspannung wird von einer Umlagerung der Schubspannungen ausgegangen. Zustand 3 liefert bei in der Praxis üblichen Auflaststufen die maximal aufnehmbare Schubspannung. Zustand 2 ist nur bei sehr geringen Auflaststufen maßgebend.

Die Schubfestigkeit ist für Zustand 3:

$$f_{vk} = \frac{1}{2} \cdot f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_y \quad (3.19)$$

Steinzugversagen

An einem Ausschnittmodell wird der Einfluss des Mörtels zur Bestimmung der maximalen Zugspannung im Stein berücksichtigt. Dazu wird folgendes FE-Modell benutzt.

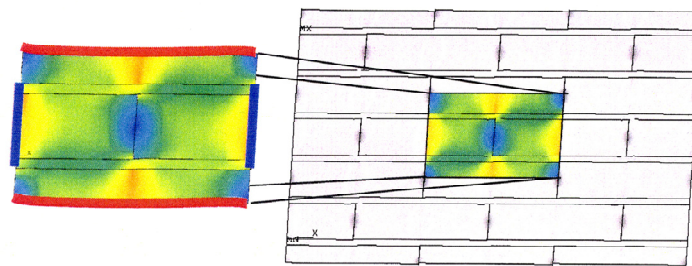


Bild 3.14 Ausschnittmodell zur Bestimmung der maximalen Zugspannung nach [J2]

Auf Basis dieses Modells wird für einen normalformatigen Stein mit Normalmörtel der Faktor F zur Erhöhung der mittleren Normalspannung für die maximale Schubspannung am Steinrand zu 1,7 angegeben, für Dünnbettmörtel ein Wert von 2,0. Die weiteren Spannungskomponenten werden nicht mit diesem Modell bestimmt. Für die Spannungen σ_x wird folgender vereinfachter Ansatz angetroffen.

$$\sigma_x = \sigma_y \cdot \frac{f_{bt}}{f} \quad (3.20)$$

Für die Bestimmung der Schubfestigkeit wird die Spannung σ_x jedoch vernachlässigt.

Die zugehörige Schubfestigkeit ist damit:

$$f_{vk} = \frac{f_{bt}}{F} \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot F} + \sqrt{\left(\frac{1}{2 \cdot F} \right)^2 + 1 + \frac{\sigma_y}{f_{bt}}} \right) \quad (3.21)$$

Druckversagen

Mit Berücksichtigung der Querdehnung des Mörtels wird für Normalmörtel folgende Schubfestigkeit vorgeschlagen:

$$f_{vk} = \frac{f - \sigma_y}{\sqrt{\left(1 + F^2 \cdot \frac{f}{f_{bt}}\right)}} \quad (3.22)$$

Für Dünnbettmörtel wird die in DIN E 1053-1 vorgeschlagene Formel angesetzt:

$$f_{vk} = f - \sigma_y \quad (3.23)$$

Wie die Schubtragfähigkeit der Wand ermittelt werden soll, wird nicht explizit angegeben. Es wird daher davon ausgegangen, dass sie analog zum Verfahren in der DIN 1053 ermittelt wird.

Schubtragfähigkeit

Auf Basis der ermittelten Schubfestigkeiten kann die Schubtragfähigkeit einer Wand bestimmt werden. Die aufnehmbare Querkraft einer Wand ist:

$$V = \frac{f_{vk,min} \cdot l_c \cdot t_w}{c} \quad (3.24)$$

- mit $f_{vk,min}$: Minimum der Schubfestigkeiten
 l_c : überdrückte Wandlänge
 t_w : Wanddicke
 c : Schubspannungsverteilungsfaktor

Die minimale Schubfestigkeit wird bestimmt zu:

$$f_{vk,min} = \min \begin{cases} f_{vk,Klaffen} \\ f_{vk,Reibungsversagen} \\ f_{vk,Steinzugversagen} \\ f_{vk,Druckversagen} \end{cases} \quad (3.25)$$

Unter vorgegebener Beanspruchung der Mauerwerkswand kann die überdrückte Wandlänge bestimmt werden. Die Exzentrizität der Normalkraft ist:

$$e(h) = \frac{M(h)}{N(h)} \quad (3.26)$$

Unter Ansatz einer linear elastischen Verteilung der Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge ist die überdrückte Länge:

$$l_c(h) = 3 \cdot \left(\frac{l_w}{2} - e(h) \right) \leq l_w \quad (3.27)$$

Die Verteilung der Schubspannung über den Querschnitt wird über eine Schubspannungsverteilungszahl c berücksichtigt. Diese wird in Abhängigkeit von der Schlankheit λ der Wand angegeben.

$$\begin{array}{ll} c = 1,5 & \text{für } \lambda \geq 2 \\ c = 1,0 & \text{für } \lambda \leq 2 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{dazwischen darf} \\ \text{linear interpoliert} \\ \text{werden} \end{array} \quad (3.28)$$

$$\text{mit } \lambda = \frac{h_w}{l_w}$$

Für die in der Norm verankerten Schubfestigkeiten infolge Reibung und Steinzugversagen sind somit die Tragfähigkeiten (Modell Mann / Müller):

Reibung

$$V_{S,R} = \frac{1}{c} \cdot l_c \cdot t_w \cdot \left(\bar{f}_{vk0} + \bar{\mu} \cdot \frac{N}{l_c \cdot t_w} \right) \quad (3.29)$$

Steezugversagen

$$V_{S,SZ} = \frac{1}{c} \cdot l_c \cdot t_w \cdot \left(0,45 \cdot f_{bt} \cdot \sqrt{1 + \frac{N}{l_c \cdot t_w} \cdot \frac{1}{f_{bt}}} \right) \quad (3.30)$$

Das Minimum der beiden Werte ergibt die Schubtragfähigkeit der Wand.

3.2.2.2 Numerische Modelle

Die numerischen Modelle unterscheiden sich in ihrem Detaillierungsgrad. Es wird zwischen Makro- und Mikromodellen unterschieden. Die mauwerksspezifischen Eigenschaften werden bei Makromodellen durch Fließkriterien implementiert. Die Güte der Ergebnisse des Makromodells hängt somit grundlegend von den verwendeten Fließkriterien ab. Mikromodelle, die einen genaueren Einblick in das Tragverhalten der Wände ermöglichen, sind mit einem hohen Modellierungs- und Rechenaufwand verbunden. Ihr Einsatz in der Ingenieurpraxis erscheint derzeit nicht sinnvoll. Die Mikromodelle eignen sich jedoch, die in analytischen Modellen getroffenen Annahmen zu verifizieren.

Lourenco [L2]

In unterschiedlichen Modellierungsstufen sind numerische Modelle für Mauerwerk hergeleitet worden. Dabei wurde zwischen Makro- und Mikromodellen unterschieden. Die Fließflächen des Makromodells basieren auf Rankine / Hill. Die Mikromodelle unterscheiden sich in ihren Modellierungsarten. Zum einen werden Stein, Mörtel und die Übergangsbedingungen getrennt modelliert, zum anderen wird der Mörtel nicht explizit abgebildet. Das Mikromodell ist die Basis für die MW-Modellierung im FE-Programm Diana.

Rautenstrauch / Schlegel [R1]

Es werden ebenfalls unterschiedliche Modellierungsstufen unterschieden. Die geeignete Wahl der Modellierungsstufe ist dabei von der Problemstellung abhängig. Für komplexe Tragwerke wird vorgeschlagen Makromodelle einzusetzen. Um jedoch lokale Effekte zu erfassen, ist eine Mikromodellierung unerlässlich.

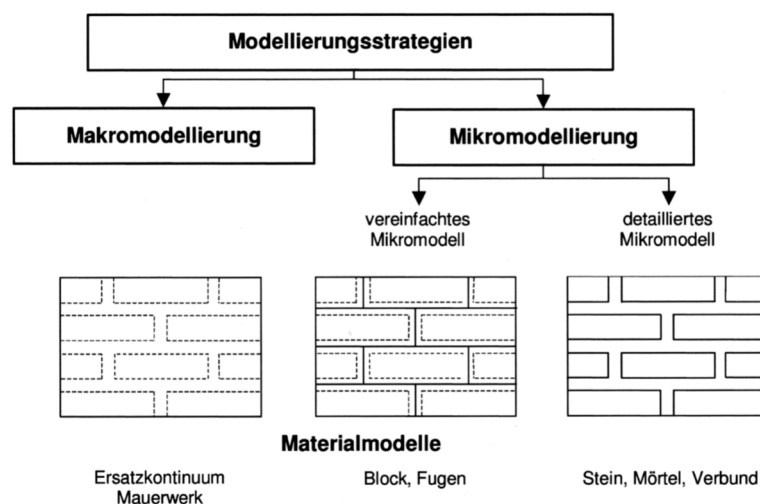


Bild 3.15 Modellierungsvarianten nach Schlegel

Basis für das Makromodell sind die Bruchbedingungen nach Ganz. Diese werden für die numerische Implementierung aufbereitet und in ein FE-Programm eingefügt.

Die Mikromodellierung erfordert sowohl für die Steine als auch für die Fuge Materialeigenschaften. Die Umsetzung erfolgt im FE-Programm Ansys mit impliziter Zeitintegration. Die vereinfachte Mikromodellierung bietet den Vorteil der vereinfachten Beschreibung der Lagerfuge. Als Modellierungstechnik wird die explizite distinkte Elementmethode verwendet. Diese ermöglicht im Zusammenhang mit dem verwendeten Kontaktalgorithmus ein gutes Konvergenzverhalten. Die Güte der Modelle wird unter anderem anhand von Versuchsnachrechnungen von Lurati / Thürlimann aufgezeigt.

Meskouris / Mistler [M3]

Die von Mann / Müller hergeleiteten Bruchbedingungen werden als Fließkriterien in das FE-Programm Ansys implementiert. Zusätzlich werden Annahmen für das Nachbruchverhalten getroffen. Die Güte des Modells wird anhand von Versuchsnachrechnungen aufgezeigt.

4 Wandversuche

4.1 Zielsetzung

Das Trag- und Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden wird anhand von experimentellen Untersuchungen an geschosshohen Wänden aufgezeigt. Dazu werden die Ergebnisse der Mauerwerkswände der Dortmunder Wandversuche [Ö2], [Ö3], [Ö4] herangezogen. Neben einer kurzen Beschreibung der Versuchsbeobachtungen wird der Tragwiderstand in Abhängigkeit der Rissbildung ermittelt. Ein Vergleich des maximalen Widerstands der Versuche mit der Tragfähigkeit basierend auf dem Modell der deutschen Mauerwerksnorm (DIN 1053-1 bzw. DIN 1053-100) zeigt die Güte des Normmodells auf.

Diese Auswertungen bilden die Grundlage für die Entwicklung eines Widerstandsmodells zur Bestimmung der Grenzmechanismen von Mauerwerkswänden unter Horizontallast in der Wandebene und dienen der Kalibrierung der in Kapitel 5 beschriebenen Modellierungsmethoden.

4.2 Experimentell untersuchte Mauerwerkswände

In den am Lehrstuhl Tragkonstruktionen unter kontrollierten Randbedingungen durchgeführten Versuchen wurden die in Deutschland zurzeit gebräuchlichen Materialkombinationen untersucht. Mit fünf unbewehrten Wänden aus Kalksandstein und drei Wänden aus Ziegelsteinen steht jeweils eine ausreichende Datenbasis zur Verifizierung des in dieser Arbeit entwickelten Widerstandsmodells zur Verfügung. Die untersuchten Stein-Mörtelkombinationen sind in Tabelle 4.1 dargestellt.

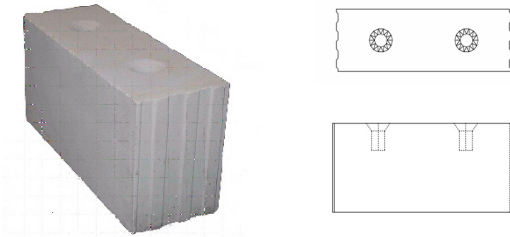
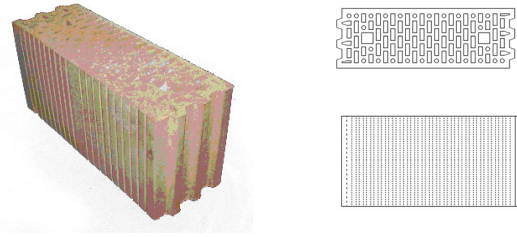

Kalksandstein	Ziegel
 <p data-bbox="303 593 662 672">KS 20 - 2,0 (498 / 175 / 248) mit Dünnbettmörtel (DM)</p>	 <p data-bbox="917 593 1276 672">HLz 12 - 0,8 (498 / 175 / 238) mit Normalmörtel (NM IIa)</p>
 <p data-bbox="303 985 662 1064">KS 20 - 2,0 (240 / 175 / 112) mit Normalmörtel (IIa)</p>	

Tabelle 4.1 Stein-Mörtelkombinationen der untersuchten Wände

Rechnerische Parameterstudien an ebenen Wandmodellen [L1] haben gezeigt, dass durch die Interaktion von Decke und Mauerwerkswand die Tragfähigkeit und die Verformungseigenschaften der Wände beeinflusst werden. Daher wurden zwei Randbedingungen untersucht. Zum einen die Kragsscheibe (Bild 4.1 links) und zum anderen die oben eingespannte Wand (Bild 4.1 rechts).

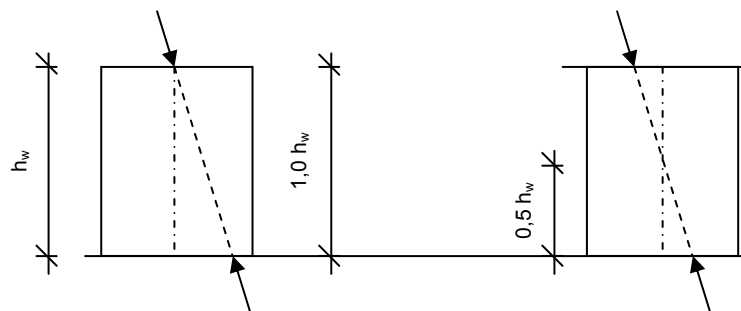


Bild 4.1 Kragsscheibe und oben eingespannte Wand

Alle untersuchten Wände haben am Wandfuß ein Auflast von $\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$, die für alle Wände unter der aufgetragenen Horizontallast nahezu konstant gehalten werden konnte. Diese Auflast entspricht der mittleren Beanspruchung eines zwei- bis dreigeschossigen Gebäudes.

Die Tabelle 4.2 zeigt eine Übersicht der untersuchten Wände.

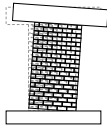

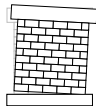

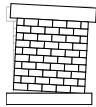
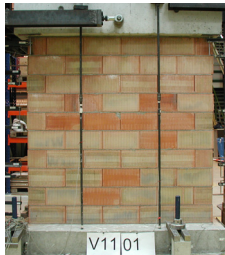
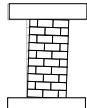

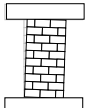

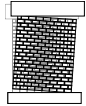

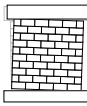
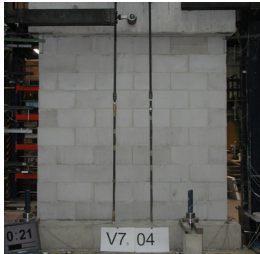
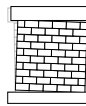
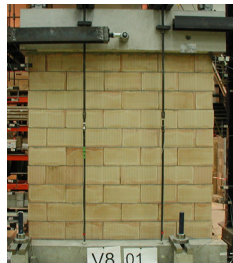
	Kalksandstein	Ziegel
Kragsscheibe $l_w = 1,25\text{m}$ $h_w = 2,50\text{ m}$ $\sigma = 0,5\text{ N/mm}^2$	T1  Stoßfugen vermörtelt 	
Kragsscheibe $l_w = 2,50\text{m}$ $h_w = 2,50\text{ m}$ $\sigma = 0,5\text{ N/mm}^2$	V1  	V11  
Eingespannt $l_w = 1,25\text{m}$ $h_w = 2,50\text{ m}$ $\sigma = 0,5\text{ N/mm}^2$	V4  	V6  
Eingespannt $l_w = 2,00\text{m}$ $h_w = 2,50\text{ m}$ $\sigma = 0,5\text{ N/mm}^2$	W5  Stoßfugen vermörtelt 	
Eingespannt $l_w = 2,50\text{m}$ $h_w = 2,50\text{ m}$ $\sigma = 0,5\text{ N/mm}^2$	V7  	V8  

Tabelle 4.2 Zur Auswertung herangezogene Wände der Dortmunder Wandversuche

Der Versuchsaufbau ist [Ö3] zu entnehmen. Bild 4.2 zeigt den Versuchsstand.

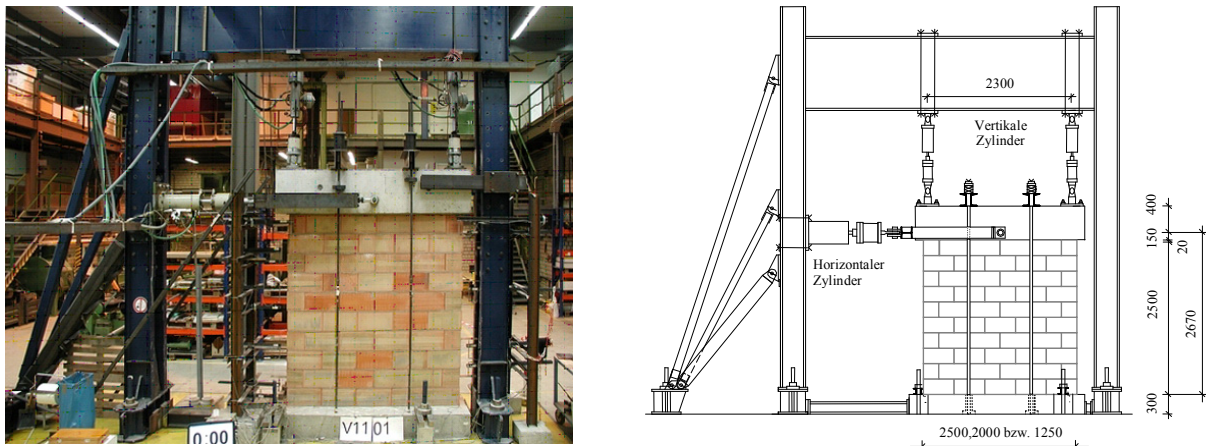


Bild 4.2 Versuchsstand Universität Dortmund (Maße in [mm])

Die horizontalen Verformungen wurden per Wegsteuerung in Stufen zyklisch aufgebracht. Jede Stufe bestand aus dreimal sinusförmig aufgebrachter Kopfverschiebung konstanter Amplitude, wobei die Amplitude von Stufe zu Stufe gesteigert wurde (Bild 4.3).

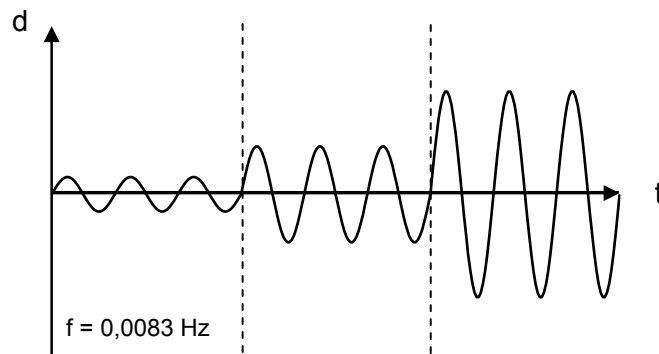


Bild 4.3 Steuerung der Wandkopfverschiebungen d über die Zeit t

Um den Momentennulldurchgang für die gewählte Randbedingung „eingespannte Wand“ während des Versuchs konstant in Wandmitte zu halten, wurde eine spezielle Steuerung für die beiden Vertikalzylinder in Abhängigkeit der Horizontallast entwickelt.

4.3 Versuchsbeobachtungen

4.3.1 Wände aus Kalksandstein

Versuch T1 (Kragplatte)

Ein nahezu elastisch-plastisches Verhalten zeigt die Kraft-Verformungsbeziehung auf. Dabei wurden bei größeren Kopfauslenkungen deutliche Klaffungen am Wandfuß beobachtet. Aufgrund der großen Rotationen konnte die Auflast nicht mehr konstant gehalten werden. Die Auflast stieg um ca. 34 kN an. Erst bei einer Kopfauslenkung von 40 mm entstand ein Riss, der zum Abfall der Widerstandskraft führte und die Integrität der Wand so sehr beeinträchtigte, dass ein stabiles Nachfahren der Kopfauslenkung nicht mehr möglich war. Die maximale Widerstandskraft war ca. 34 kN. Da die Wand nach diesem Riss verschoben wurde, sind die danach gemessenen Widerstandskräfte nicht mehr auf den ursprünglichen Versuchskörper zu beziehen und liefern somit auch keine erhöhte Widerstandskraft.

Versuch V1 (Kragplatte)

Die Wand zeigte große Rotationen um die unteren Wandecken. Dies führte zu treppenförmigen Klaffungen entlang der Stoß- und Lagerfugen. Bei einer Wandkopfverschiebung von 3 mm und einer Widerstandskraft von ca. 100 kN bildeten sich Risse in den Wandecken. Bei weiterer Auslenkung entwickelten sich diese Risse diagonal nach oben, dabei fiel die Widerstandskraft kaum ab. Erst bei Verschiebungen von über 10 mm ging die Horizontalkraft deutlich herunter.

Versuch V4 (oben eingespannt)

Bis zu einer horizontalen Auslenkung von 40 mm konnten die Zyklen stabil nachgefahren werden. Es zeigten sich keine Risse in der Wand, nur das Klaffen am Wandfuß und -kopf konnte beobachtet werden. Die Auflast erhöhte sich aufgrund der großen Rotationen um ca. 34 kN. Damit verbunden war ein Anstieg der Widerstandskraft. Erst durch einen Riss in der unteren rechten Ecke bei ca. 72 kN fiel der Widerstand deutlich ab.

Versuch W5 (oben eingespannt)

Die Kraft-Verformungsbeziehung war noch nahezu linear elastisch als das treppenförmige Versagen durch Gleitverformungen in den Lagerfugen einsetzte. Die horizontale Widerstandskraft lag bei ca. 85 kN. Im Wandinneren zeigten sich nur Gleitverformungen. Die Horizontalkraft konnte auf ca. 110 kN gesteigert werden bis die unteren Eckbereiche durch Risse zerstört wurden. Die Widerstandskraft fiel deutlich ab. Durch die Gleitverformungen im

Inneren der Wand konnte sehr viel Energie dissipiert werden, die horizontalen Verformungen waren auf ca. 8 mm begrenzt.

Versuch V7 (oben eingespannt)

Bei einer Widerstandskraft von ca. 125 kN wurden im Wandmittelpunkt Gleitverformungen gemessen. Die Horizontalkraft konnte weiter gesteigert werden. Dabei vergrößerten sich die Gleitverformungen. Bis zu einer Kraft von ca. 150 kN entwickelten sich Risse entlang der Diagonalen. Die Horizontalkraft ging deutlich zurück, als in den Eckbereichen Risse auftraten, konnte aber mit großen Gleitverformungen, die sich in den öffnenden Stoßfugen zeigten, stabil nachgefahren werden.

Bild 4.4 zeigt die Kraft-Verschiebungsbeziehungen der Versuche. Dabei sind die Hysteresen vor und nach dem Erstriss unterschieden.

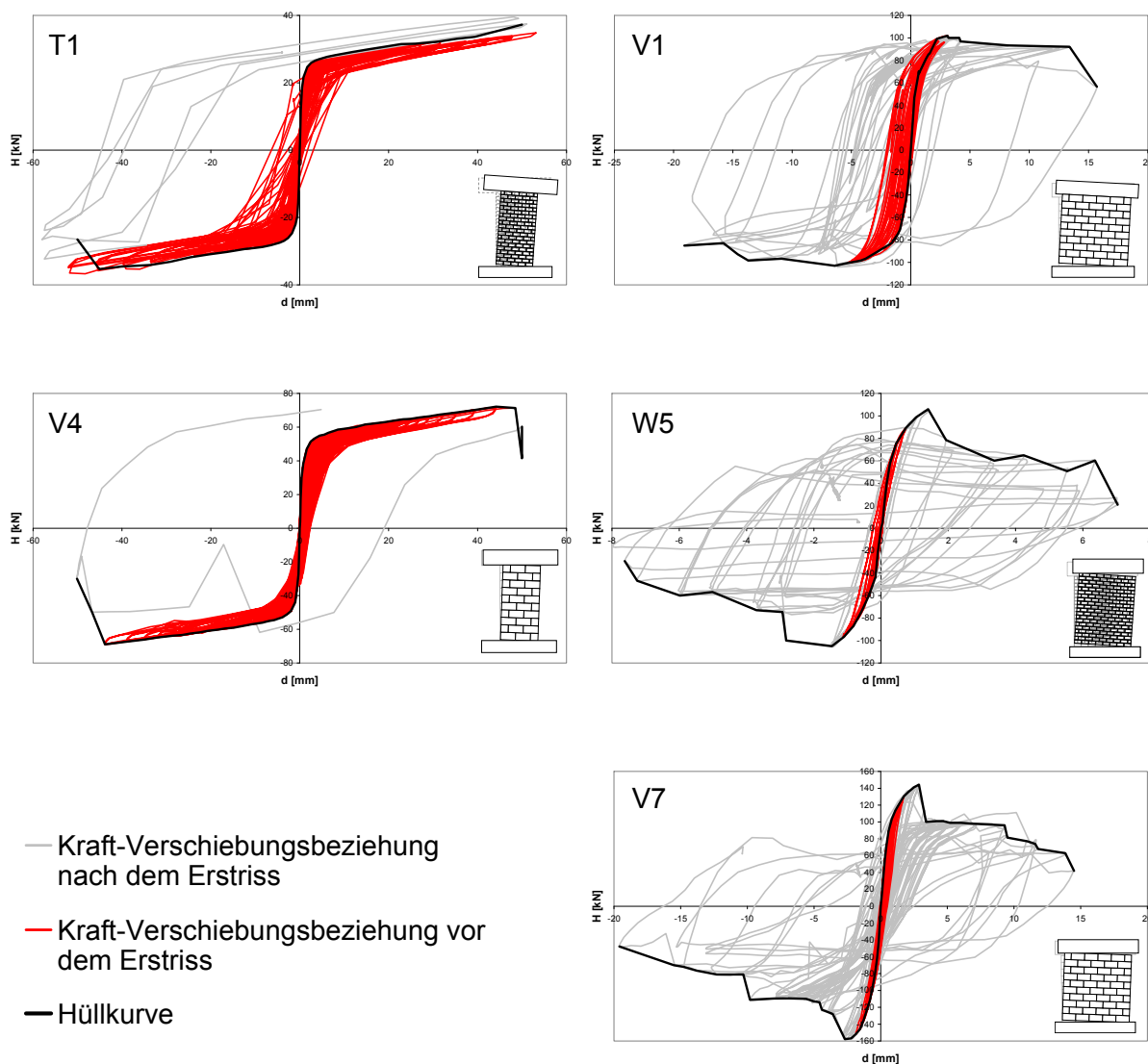


Bild 4.4 Kraft-Verformungsbeziehungen der Wände aus Kalksandstein

Wie in Bild 4.4 zu sehen ist, sind der Widerstand beim Erstriss und der maximale Widerstand nicht in allen Versuchen gleich groß. Bei den Versuchen mit großen Verschiebungen stimmen die Werte überein. Hierbei handelt es sich um schlanke Wände. Bei den gedrungeneren Wänden ist das Bild nicht so einheitlich. Bei dem Versuch V1 bestimmt der Erstriss auch die maximale Tragfähigkeit. Bei den Versuchen W5 und V7 hingegen ist der maximale Widerstand gegenüber dem Widerstand beim Erstriss höher. In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse zusammengestellt. Zusätzlich sind die Rissbilder beim Erstriss und der maximalen Tragfähigkeit angegeben.

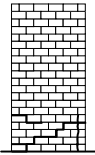
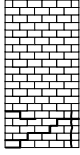
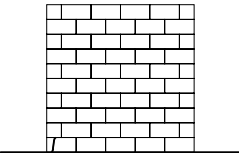
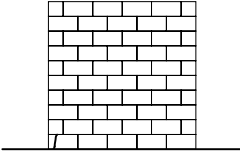
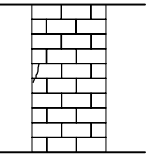
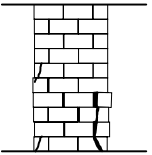
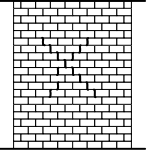
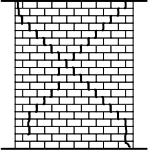
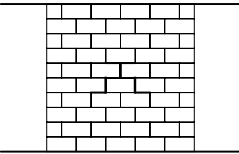
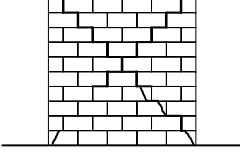
Versuch	Erstriss			Max. Tragfähigkeit		
	Kraft [kN]	Weg [mm]	Rissbild	Kraft [kN]	Weg [mm]	Rissbild
T1	34	40		34	40	
V1	102,0	3,13		102,0	3,13	
V4	72	40		72	40	
W5	80	0,8		110	1,5	
V7	125	1		150	2,5	

Tabelle 4.3 Vergleich Erstriss - max. Tragfähigkeit

4.3.2 Wände aus Ziegelsteinen

Versuch V11 (Kragscheibe)

Bis zu einer Kopfverschiebung von 5 mm konnten an den Messgeräten Rotationen des Wandkörpers um die Eckbereiche abgelesen werden. Danach entwickelten sich bei einer horizontalen Widerstandskraft von ca. 100 kN sichtbare Risse in den Eckbereichen. Der Widerstand konnte danach nicht weiter gesteigert werden. Nur noch geringfügig größere Kopfverformungen konnten stabil nachgefahren werden. Bei einer Kopfverschiebung von ca. 8 mm versagte die untere Steinreihe. Die Wand setzte sich um ca. 10 - 15 cm. Nur durch Sicherungsmaßnahmen am Prüfgerüst konnte ein Umkippen der Wand verhindert werden.

Versuch V6 (oben eingespannt)

Der maximale Widerstand der Wand lag bei ca. 55 kN. Bei dieser Horizontalkraft entstanden die ersten Risse in den Eckbereichen. Die Horizontalkraft konnte nicht weiter gesteigert werden. Bei weiterer Auslenkung entwickelten sich die Risse weiter in die Wandmitte, bis ein Riss durch die ganze Wand die Tragfähigkeit der Wand erheblich bis auf 10 kN senkte.

Versuch V8 (oben eingespannt)

Die ersten Risse entstanden bei einer Kopfverschiebung von ca. 2,5 mm in der Wandmitte. Die Horizontalkraft lag zu diesem Zeitpunkt bei ca. 100 kN. Die Widerstandskraft konnte weiter gesteigert werden. Dabei entwickelten sich die Risse in die Wanddeckbereiche weiter. Bei einer Kopfverschiebung von ca. 3,5 mm wurde die maximale Horizontalkraft von ca. 130 kN erreicht, sie wurde begrenzt durch die Risse in den Ecken der Wand. Nach diesem Riss wurde durch den Steifigkeitsrückgang der Versuchswand ein größerer Teil der aufgetragenen Verformung des Zylinders an den Wandkopf übertragen. Die Risse weiteten sich und die aufgetragene Kopfverschiebung konnte in den drei vorgegebenen Zyklen nicht mehr stabil nachgefahren werden. Die Widerstandskraft der Wand nahm rasch ab.

Bild 4.5 zeigt die Kraft-Verschiebungsbeziehungen der betrachteten Versuche mit der Stein-Mörtelkombination Ziegel und Normalmörtel. Die Hysteresen vor dem Erstriss und nach dem Erstriss sind unterschiedlich gekennzeichnet.

- Kraft-Verschiebungsbeziehung nach dem Erstriss
- Kraft-Verschiebungsbeziehung vor dem Erstriss
- Hüllkurve

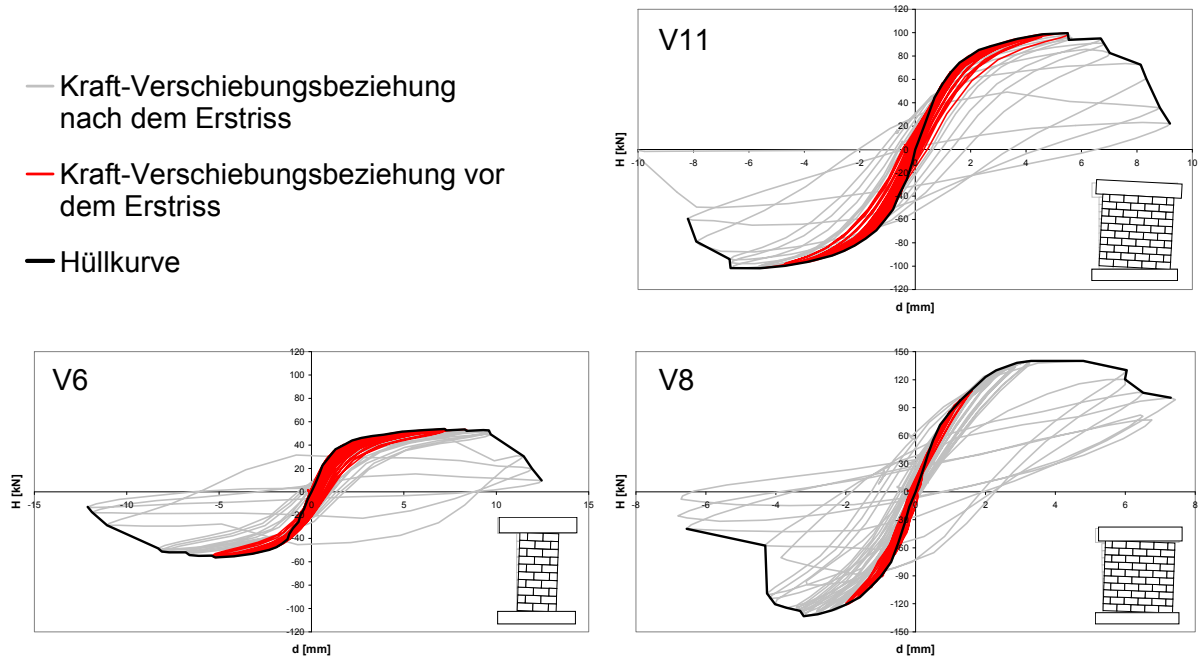


Bild 4.5 Kraft-Verformungsbeziehungen der Wände aus Ziegelsteinen

In Tabelle 4.4 sind die Ergebnisse zusammengestellt. Zusätzlich sind die Rissbilder beim Erstriss und bei der maximalen Tragfähigkeit angegeben.

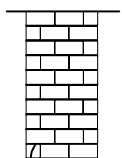
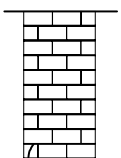
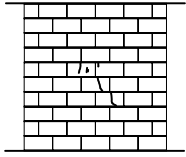
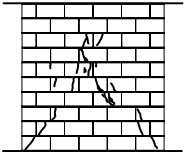
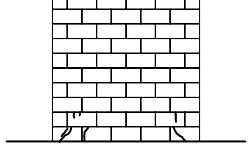
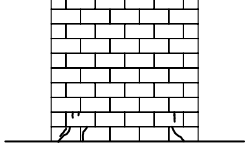
Versuch	Erstriss			Max. Tragfähigkeit		
	Kraft [kN]	Weg [mm]	Rissbild	Kraft [kN]	Weg [mm]	Rissbild
V6	55	7		55	10	
V8	100	1,7		130	3	
V11	100	5		100	5	

Tabelle 4.4 Vergleich Erstriss - max. Tragfähigkeit

Tabelle 4.5 gibt einen Überblick über die Endzustände der Versuche.


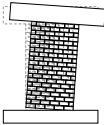

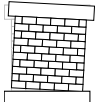

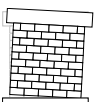

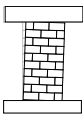

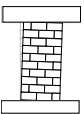
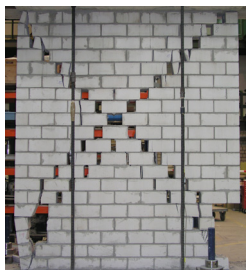

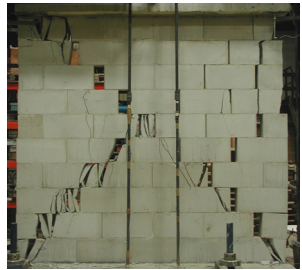
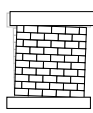

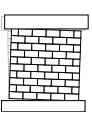
	Kalksandstein	Ziegel
Kragscheibe $l_w = 1,25\text{m}$	 T1 	
Kragscheibe $l_w = 2,50\text{m}$	 V1 	 V11 
Eingespannt $l_w = 1,25\text{m}$	 V4 	 V6 
Eingespannt $l_w = 2,00\text{m}$	 W5 	
Eingespannt $l_w = 2,50\text{m}$	 V7 	 V8 

Tabelle 4.5 Endzustand der Versuche

4.4 Charakteristik der Kraft-Verschiebungsbeziehung

Die Kraft-Verschiebungsbeziehungen von Mauerwerkswänden können vereinfacht durch eine Anfangssteifigkeit K_{Anf} und eine Grenztragfähigkeit H_{Gr} angegeben werden. Bild 4.6 links zeigt den Verlauf der Kraft-Verschiebungsbeziehung für eine Wand, deren Erstriss in der Wanddecke eintritt. Ist der Erstriss hingegen im Wandmittenbereich, so wird die Grenztragfähigkeit nicht erreicht (Bild 4.6 rechts).

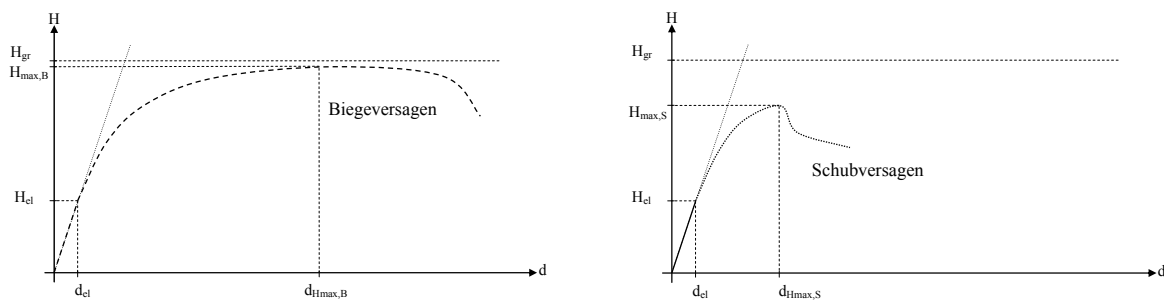


Bild 4.6 Kraft-Verschiebungsbeziehungen bei Biege- und Schubversagen

Die Grenztragfähigkeit kann angegeben werden zu:

$$H_{\text{gr}} = \frac{N \cdot I_w}{k_M \cdot h_w} \quad (4.1)$$

Der lineare Verlauf der Kraft-Verschiebungsbeziehung (Anfangssteifigkeit) kann unter Ansatz einer linear-elastischen Normalspannungsverteilung bis zur elastischen Tragfähigkeit H_{el} angenommen werden. Unter der vertikalen Auflast ist die Wand vollständig überdrückt. Auch unter einer Horizontalbelastung ist die Wand zunächst noch vollständig überdrückt. Unter dem Ansatz einer linear elastischen Normalspannungsverteilung ist die maximal mögliche Horizontalkraft H_{el} am Wandkopf bei noch vollständig überdrücktem Querschnitt erreicht, wenn die Exzentrizität der Normalkraft den Wert $I_w/6$ annimmt.

$$H_{\text{el}} = \frac{N \cdot I_w}{k_M \cdot h_w} \quad (4.2)$$

Da die Anfangssteifigkeit für die Modellierung ein entscheidender Parameter ist, werden die Anfangssteifigkeiten der Versuchswände bestimmt und ein Ansatz gezeigt, diese mit wenigen Parametern zu bestimmen.

Die Steifigkeit der Wand kann als Quotient der Widerstandskraft und der Verformung am Wandkopf angegeben werden. Die Verformungen setzen sich zusammen aus einem Biege- und einem Schubanteil (vgl. Bild 4.7).

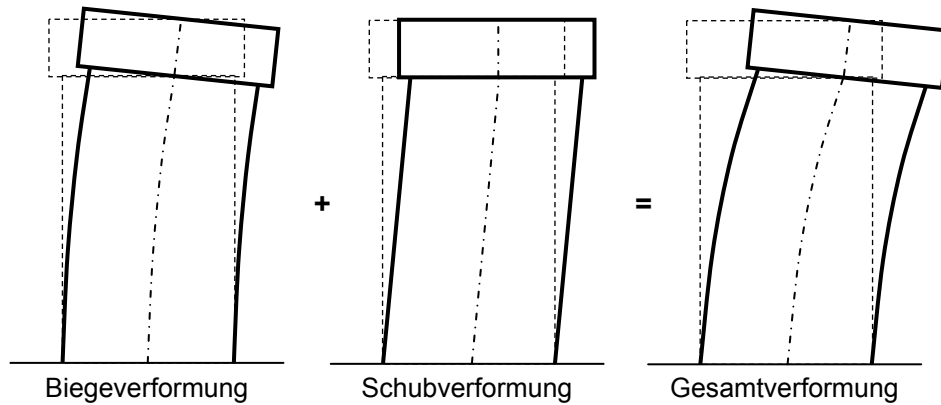


Bild 4.7 Verformungsanteile einer Wand bei vollständig überdrücktem Querschnitt

Zur Ermittlung der Verformung am Wandkopf wird ein eingespannter schubweicher Biegestab mit vorgegebener Momentenverteilung (Bild 4.8) angesetzt.

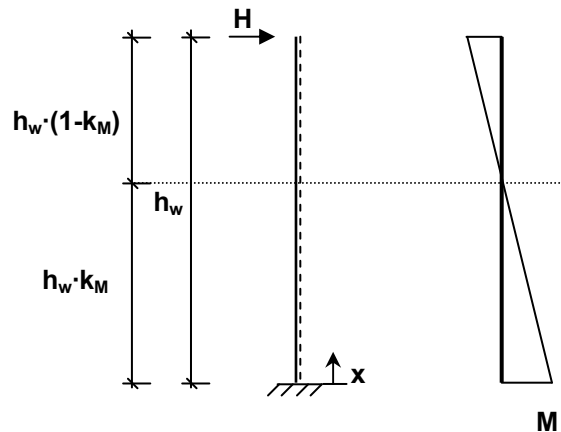


Bild 4.8 Modell zur Bestimmung der Kopfverschiebung der Wand

Die Verformung am Wandkopf ist:

$$w(h_w) = \underbrace{\frac{1}{EI} \cdot \left(-\frac{1}{6} \cdot H \cdot h_w^3 + \frac{1}{2} \cdot H \cdot k_m \cdot h_w^3 \right)}_{\text{Biegeanteil}} + \underbrace{\frac{6}{5} \cdot \frac{H}{G \cdot A} \cdot h_w}_{\text{Schubanteil}} \quad (4.3)$$

mit Biegesteifigkeit EI

E Elastizitätsmodul des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge

I Trägheitsmoment

mit Schubsteifigkeit GA

G Schubmodul des Mauerwerks

A Querschnittsfläche der Wand

Die Anfangssteifigkeit ist somit:

$$K_{\text{Anf}} = \frac{H}{w(h_w)} \quad (4.4)$$

$$K_{\text{Anf}} = \frac{1}{\frac{1}{EI} \cdot h_w^3 \cdot \frac{1}{6} \cdot (-1 + 3 \cdot k_m) + \frac{6}{5} \cdot \frac{1}{G \cdot A} \cdot h_w} \quad (4.5)$$

Der Elastizitätsmodul ist für die untersuchten Wände in [Ö3] und [S4] angegeben, für den Schubmodul sind jedoch keine Werte bekannt. In [T1] werden für den Schubmodul Werte von 6% bis 25% des Elastizitätsmodul angegeben, jedoch nicht differenziert nach Stein-Mörtel-Kombination. Mit der Kenntnis der Anfangssteifigkeit $K_{\text{anf,exp}}$ der untersuchten Wände kann der Schubmodul bestimmt werden. In Tabelle 4.6 sind die Anfangssteifigkeiten der Versuche, sowie die mit Gleichung 4.8 ermittelten Schubmoduli und die Verhältnisse der Schubmoduli zu den Elastizitätsmoduli eingetragen.

Versuch	V1	V4	V7	T1	W5	V6	V8	V11
	KS 20 – DM (16DF) Stoßfugen unvermörtelt			KS 20 - NM IIa (3DF) Stoßfugen vermörtelt	Hlz 12 - NM IIa (16 DF) Stoßfugen unvermörtelt			
$K_{\text{Anf,exp}}$ [kN/mm]	150	70	220	39	209	35	105	73
Elastizitätsmodul [N/mm ²]	10000	10000	10000	10000	10000	7000	7000	7000
Schubmodul [N/mm ²]	1643	1555	1936	2635	2479	675	864	636
$\frac{\text{Elastizitätsmodul}}{\text{Schubmodul}}$ [%]	16	16	19	26	25	10	12	9

Tabelle 4.6 Elastizitäts- und Schubmoduli der untersuchten Wände

Die Ergebnisse zeigen, dass der Schubmodul

- anhängig von der Stein-Mörtelkombination ist,
- unabhängig von der Geometrie der Wand ist,
- unabhängig von der Momentenverteilung ist,
- zwischen 9% und 26 % des Elastizitätsmoduls liegen.

Für die weiteren Berechnungen wird daher ein Schubmodul für die Stein-Mörtelkombinationen, wie in Tabelle 4.7 dargestellt, angesetzt.

	KS 20 - DM	KS20 – NM Ila	Hlz 12 - NM Ila
Elastizitätsmodul [N/mm ²]	10000	10000	7000
Schubmodul [N/mm ²]	1700	2550	700
$\frac{\text{Elastizitätsmodul}}{\text{Schubmodul}}$ [%]	17	25,5	10

Tabelle 4.7 Angesetzte Rechenwerte für Elastizitäts- und Schubmoduli

Bild 4.9 zeigt für die Wände aus Kalksandstein, dass alle Hüllkurven bis zum Erreichen der elastischen Tragfähigkeit H_{el} gut durch die Gerade mit der Anfangssteifigkeit wiedergegeben werden. Die Wände, die erst bei großen Verformungen den Erstriss aufweisen (Biegedruckversagen), konvergieren gegen den berechneten Grenzwert. Bei den hier untersuchten mittel- und hochfesten Steinen ist also die vereinfachte Betrachtung gegenüber der Biegetragfähigkeit akzeptabel. Die Widerstandskräfte der Wände V7, V8 und W5 (Schubversagen) hingegen erreichen nicht die Grenztragfähigkeit.

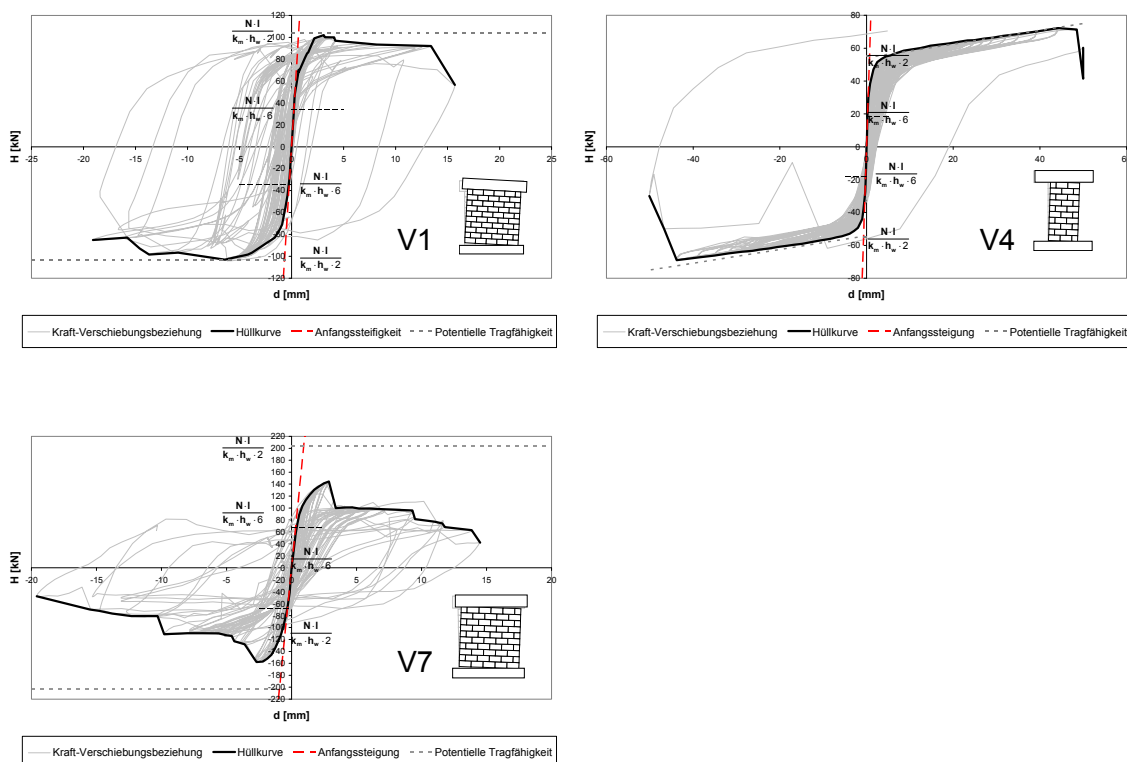


Bild 4.9 Vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der Einhüllenden der Kraft-Verschiebungsbeziehung

Durch die Anfangssteifigkeit und die Grenztragfähigkeit kann die Hüllkurve der Kraft-Verschiebungsbeziehung vereinfacht angegeben werden. Der genaue Verlauf nach Erreichen der elastischen Grenztragfähigkeit bis zur Konvergenz gegen die Grenztragfähigkeit ist jedoch noch unbekannt.

4.5 Vergleich der Tragfähigkeiten mit dem Nachweisverfahren nach DIN 1053

Die horizontalen Grenztragfähigkeiten werden nach DIN 1053-1 (auf Basis der Schubfestigkeiten nach Mann / Müller) ermittelt und den im Versuch erreichten maximalen Horizontaltragfähigkeiten gegenübergestellt. Damit kann die Güte der Bemessungsansätze für Wände unter Horizontallast in der Ebene überprüft werden. Da die Modelle sich auf unvermörtelte Stoßfugen beziehen, werden die Versuche T1 und W5 nicht herangezogen. Die zur Bestimmung der horizontalen Tragfähigkeit benötigten Materialwerte wurden für die untersuchten Materialkombinationen am ibac in Aachen [S4] ermittelt. In Tabelle 4.8 sind die Materialparameter zur Ermittlung der Grenzzustände eingetragen.

Festigkeit	Einheit	KS 20 DM	HLz 12 IIa
Haftscherfestigkeit f_{vk0}	[N/mm ²]	0,9	0,20
Steinzugfestigkeit f_{bt}	[N/mm ²]	1,2	0,40
Mauerwerksdruckfestigkeit f	[N/mm ²]	15,0	5,6
Reibungsbeiwert μ	[-]	0,65	0,65

Tabelle 4.8 Materialparameter nach [S4]

Die Werte sind Mittelwerte der experimentellen Untersuchungen.

4.5.1 Biegetragfähigkeit

Die Biegetragfähigkeit wird nach folgender Gleichung ermittelt. Grundlage hierfür sind die Gleichungen 3.1 und 3.2 aus Kapitel 3.

$$H_B = \frac{1}{2} \cdot I_w^2 \cdot t_w \cdot \sigma \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{f}\right) \cdot \frac{1}{k_m \cdot h_w} \quad (4.6)$$

Hierbei wird ein vollplastisches Werkstoffgesetz angewendet.

4.5.2 Schubtragfähigkeit

Die Schubtragfähigkeit kann durch ein Reibungsversagen oder ein Steinzugversagen gekennzeichnet sein. Die Grenzwerte sind:

Reibung

$$H_{S,R} = \frac{1}{c} \cdot l_c \cdot t_w \cdot \left(\bar{f}_{vk0} + \bar{\mu} \cdot \frac{N}{l_c \cdot t_w} \right) \quad (4.7)$$

Steezugversagen

$$H_{S,SZ} = \frac{1}{c} \cdot l_c \cdot t_w \cdot \left(0,45 \cdot f_{bt} \cdot \sqrt{1 + \frac{N}{l_c \cdot t_w} \cdot \frac{1}{f_{bt}}} \right) \quad (4.8)$$

Da bei Schubversagen die Rotationen der Wand meist gering sind, wird für die Ermittlung der überdrückten Länge ein linear elastisches Werkstoffgesetz angewendet. Da die Schubtragfähigkeit bezogen auf die überdrückte Wandlänge ermittelt werden muss, kann die Horizontaltragfähigkeit infolge Schubversagen iterativ bestimmt werden. Die horizontalen Grenztragfähigkeiten auf Basis des Nachweismodells gemäß DIN 1053-1 sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt.

Versuch				Versuchswerte			Biegetragfähigkeit	Schubtragfähigkeit Norm	
	RB	l_w	Steinfestigkeit	k_M	N_{Exp}	H_{Exp}	H_B	$H_{S,R}$	$H_{S,SZ}$
		[m]	[N/mm ²]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Kalksandstein									
V1	K	2,50	20	1,06	219	103	99	>99	88
V4	E	1,25		0,53	147	70	66	59	51
V7		2,50		0,63	223	151	172	148	132
Ziegel									
V11	K	2,50	12	1,06	223	100	96	95	72
V6	E	1,25		0,54	121	55	50	40	31
V8		2,50		0,65	222	133	153	114	91

Tabelle 4.9 Gegenüberstellung der horizontalen Tragfähigkeit Versuch - Norm

Für alle Versuche geben die rechnerisch bestimmten Grenztragfähigkeiten ein Schubversagen an (vgl. auch [Ö5]). Dies gilt sowohl für die Wände aus Kalksandstein als auch für die Wände aus Ziegeln.

Aus den Versuchsbeobachtungen ist bekannt, dass das Grenztragverhalten der Wände V1 und V4 (Kalksandstein) von Biegung geprägt ist. Die rechnerisch bestimmten Biegetragfähigkeiten geben die experimentell ermittelten Werte gut wieder. Die rechnerisch bestimmten Schubtragfähigkeiten jedoch zeigen ein deutlich früheres Versagen an. Die Wand V7 hat nicht den Grenzzustand infolge Biegung erreicht. In diesem Fall ist die rechnerisch ermittelte Schubtragfähigkeit auch deutlich niedriger als die im Versuch erreichte Tragfähigkeit. Für den Versuch V7 ist nach dem Bemessungsansatz das Kriterium infolge Steinzugversagen maßgebend. Die Versuchsbeobachtung zeigt jedoch, dass ein Reibungsversagen in Wandmitte ausschlaggebend war. Mit dem Verfahren wird somit weder die tatsächliche Traglast bestimmt noch die Versagensart wiedergegeben.

Für die Versuche aus Ziegelsteinen ergeben sich ähnliche Diskrepanzen. Maßgebend ist hier immer der Wert für die Steinzugfestigkeit. Die rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten erreichen teilweise nur 56% der im Versuch erreichten Tragfähigkeit. Die Abweichungen zwischen der rechnerisch ermittelten Traglast und der experimentellen Traglast sind für den Versuch V8 ähnlich wie beim Versuch V7. Zwar liefert hier der Wert für die Steinzugfestigkeit den geringsten Wert und deckt sich bzgl. der Versagensart mit dem Versuch. Die Nachweisstelle und der Ort des Versagens sowie die rechnerische Tragfähigkeit und die experimentelle Tragfähigkeit stimmen nicht überein.

4.6 Zusammenfassung

Die herangezogenen Wandversuche sind im Grenzzustand sowohl von Biege- als auch Schubversagen geprägt. Tritt der Erstriss im Eckstein auf, kann die horizontale Tragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden. Eine Erstrissbildung im Wandinneren (Reibungs-/ Steinzugversagen) ist als Initialriss zu verstehen, die Widerstandskraft kann noch gesteigert werden, solange sich die Risse in den Eckbereich ausdehnen. Sobald der Riss den Eckstein erreicht, ist die maximale horizontale Tragfähigkeit erreicht. Ein Vergleich mit der Norm zeigt, dass für alle Wände die prognostizierte Tragfähigkeit die im Versuch ermittelte Tragfähigkeit teilweise deutlich unterschätzt. Die Diskrepanz zeigt sich auch in der Versagensart und dem Versagensort. Der Bedarf für ein Bemessungsmodell, welches sowohl Tragfähigkeit, Versagensart und -ort realistisch anzeigt, ist durch die Auswertung deutlich geworden.

5 Modellierungsmethoden für Mauerwerk unter Scheibenbeanspruchung

5.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Durch die nicht zugfeste Verbindung der Wände mit den Decken entwickeln sich nichtlineare Verformungs- und Trageigenschaften. Darüber hinaus ist auch der innere Aufbau der Wände durch die Stoß- und Lagerfugen inhomogen und führt zu bauart eigenen Beanspruchungen der Steine. Ziel dieses Kapitels ist es, Modellierungsmethoden für die Mauerwerkswände darzustellen. Dabei werden Modelle für einzelne Wände und Tragwerke aus Wänden und Stahlbetondecken unterschieden.

5.2 Wandmodelle

Für die Wandmodelle stehen zwei verschiedene Modellierungsmethoden zur Verfügung:

- **Makromodell**

Ziel ist es, die Kraft-Verschiebungsbeziehung einer Mauerwerkswand unter vorgegebenen Randbedingungen zu bestimmen. Dabei soll weder der inhomogene Aufbau (Verband) noch eine Rissbildung innerhalb der Wand berücksichtigt werden, das Klaffen an den Wandenden hingegen wird implementiert.

- **Mikromodell**

Durch die explizite Abbildung der Stoß- und Lagerfugen können die lokalen Beanspruchungen der Wand identifiziert werden. Das Reibungsversagen in der Lagerfugen wird ebenfalls durch sog. Kontaktelemente sichergestellt.

5.2.1 Makromodelle

Zur Bestimmung der Kraft-Verschiebungsbeziehung werden zwei Varianten aufgezeigt. Zum einen wird die Wand als FE-Modell abgebildet, zum anderen wird die Kraft-Verschiebungsbeziehung durch eine Funktion angegeben.

FE-Modell

Für dieses Modell wird der Schwerpunkt auf die Abbildung der Kraft-Verschiebungsbeziehung unter Berücksichtigung des Klaffens der Lagerfugen gelegt. Dazu wird als charakteristische Abbildung des nichtlinearen Verhaltens die geringe bzw. fehlende Zugfestigkeit des Mauerwerks an den Übergangstellen von Wand zu Decke modelliert. Der Mauerwerksverband wird durch ein verschmiertes Materialgesetz für Stein und Mörtel abgebildet.

Die Modellierung kann sowohl als 2D-Modell (Scheibenelemente) als auch als 3D-Modell (Volumenelemente) erfolgen. Um die Randbedingungen abzubilden, wird am Kopfbalken, der die Decke simuliert, ein Lasteinleitungselement angeordnet. An dessen Spitze können entweder eine Kraft oder eine Verformung eingeleitet werden. Die Höhenlage dieser Spitze entspricht dem Nulldurchgang des Momentes.

In Bild 5.2 ist der schematische Aufbau der Generierung mit dem Lasteinleitungselement dargestellt.

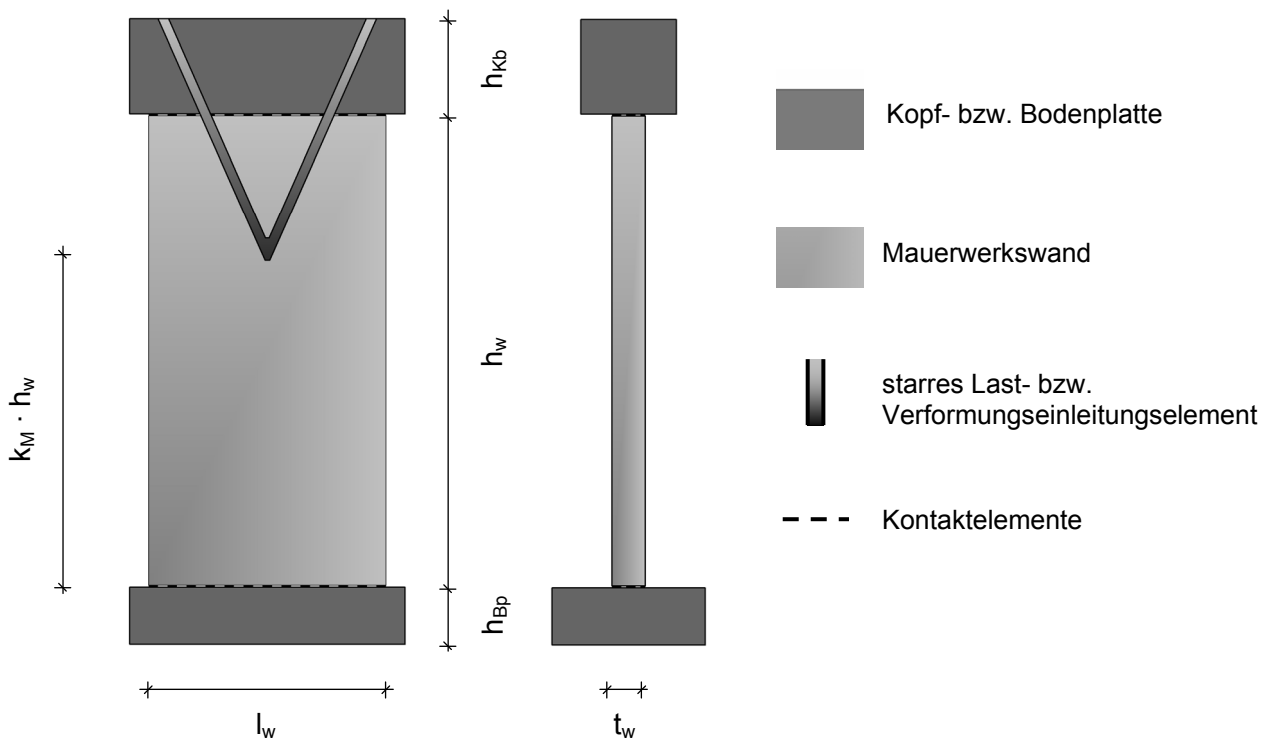


Bild 5.1 Darstellung des homogenen Makromodells

Die Kopf- bzw. Bodenplatte und die Mauerwerkswand werden mit 4 Knoten Scheibenelementen vernetzt. Die Elementlänge ell ist zu 50 mm angesetzt. Zur Anwendung kommt das isoparametrische Scheibenelement plane182 [001] (Bild 5.2).

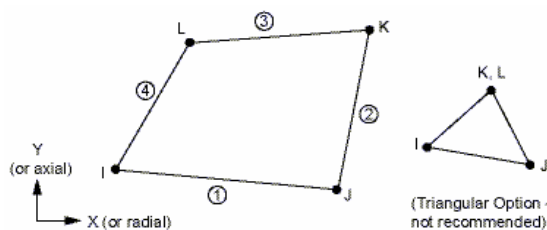


Bild 5.2 2D- Scheibenelement plane182

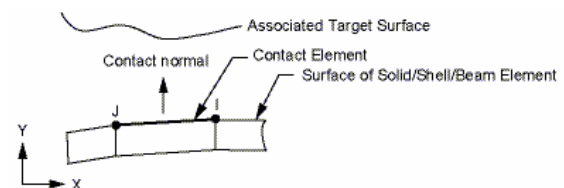


Bild 5.3 2D – Interfacelemente

Die Abbildung der strukturellen Nichtlinearität, die durch die geringe bzw. fehlende Zugfestigkeit entsteht, wird durch Interfaceelemente abgebildet. Für die 2D-Modellierung werden `contact171` und `target169` verwendet. Interfaceelemente bestehen aus 2 Elementen. Zum einen dem Kontaktelement und zum anderen dem Zielelement. Diese Elemente werden auf freie Elementkanten gelegt und haben keine Ausdehnung (vgl. Bild 5.3). Durch die Kontaktelemente können an den Oberflächen der durch die Kontaktelemente verbundenen Elemente sowohl Normal- als auch Schubspannungen übertragen werden.

Eine Berechnung mit Kontaktelementen ist eine nichtlineare Berechnung. Durch die Wahl der Eigenschaften der Kontaktelemente kann die Konvergenz der Rechnung maßgeblich beeinflusst werden. Im Weiteren werden die für die durchgeführten Berechnungen maßgebenden Parameter beschrieben.

Kontaktsteifigkeit der Kontaktelemente

Treffen zwei Elemente aufeinander, so kann der Kontakt so abgebildet werden, dass die Kontaktflächen starr aufeinander wirken. Diese strenge Formulierung des Überganges führt sehr schnell zu Singularitäten und Konvergenzproblemen. Durch die Wahl der Kontaktsteifigkeit kann ein Eindringen der Elemente ineinander berücksichtigt werden, wodurch die Konvergenz erheblich verbessert wird. Eine zu geringe Kontaktsteifigkeit jedoch führt zu großen Durchdringungen und unrealistischen Ergebnissen. Vergleichsrechnungen mit geringen Kontaktsteifigkeiten haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit einer Wand geringer wird. Mit diesem Parameter können also die Konvergenz und auch die Spannungen in einem Bauteil bzw. die Tragfähigkeiten des Bauteils beeinflusst werden.

Reibungsgesetz der Kontaktelemente

Die übertragbare Schubspannung eines Kontaktelementes kann mit Hilfe des Mohr-Coulombschen Reibungsgesetzes definiert werden. Durch die Eingabe einer Kohäsion c und eines Reibungsbeiwertes μ wird die übertragbare Schubspannung festgelegt.

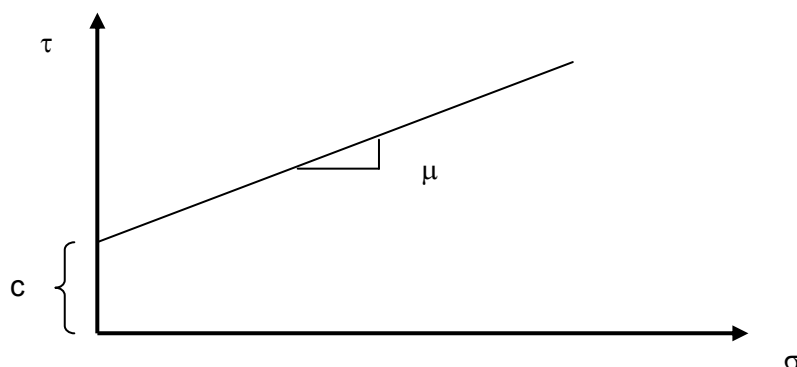


Bild 5.4 Reibungsgerade

Ist die zu übertragende Schubspannung kleiner als die durch die Reibungsgerade festgelegte aufnehmbare Schubspannung, tritt keine Relativverschiebung in tangentialer Richtung zwischen den Elementen auf. Erreicht die Schubspannung jedoch die maximal aufnehmbare Schubspannung, entstehen bei weiterer Steigerung der Einwirkungen Relativverschiebungen zwischen den Elementen. Da die Berechnungen mit Kohäsion eine schlechte Konvergenz haben, wird auf den Ansatz einer Kohäsion verzichtet. Der Reibungsbeiwert liegt für Mauerwerk zwischen 0,6 und 0,8. Da die Kohäsion nicht angesetzt wird, wird der Reibungsbeiwert erhöht mit 1,0 angesetzt.

In Tabelle 5.1 sind die verwendeten Parameter zusammengestellt:

Materialparameter		Wert
Kontaktsteifigkeit	[-]	1,0
Kohäsion	[N/mm ²]	0,0
Reibungsbeiwert	[-]	1,0

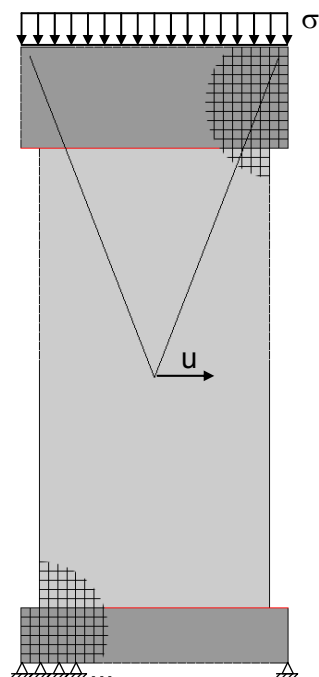
Tabelle 5.1 Materialparameter Kontaktelemente

Für den Beton wird ein isotropes Materialgesetz verwendet. Der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl werden der [05] entnommen. Im Einzelnen sind das folgende Werte:

Materialparameter		Wert
Elastizitätsmodul	[N/mm ²]	28800
Querdehnzahl	[-]	0,3

Tabelle 5.2 Materialparameter Beton

Da der Mauerwerksverband nicht berücksichtigt wird, muss das angesetzte isotrope Werkstoffgesetz die Eigenschaften sowohl der Mauersteine als auch des Mörtels verschmiert abbilden. Um die Güte des Modells aufzuzeigen, wird die Kraft-Verschiebungsbeziehung für den Versuch V6 bestimmt und mit der Einhüllenden des Versuches verglichen. In Bild 5.5 sind die hierfür verwendeten Materialparameter aufgeführt. Die Reduktion des Schubmoduls auf ca. 10 % des Elastizitätsmoduls entspricht den Untersuchungen aus Kapitel 4. Die maximale Verformung beträgt 5 mm, dies entspricht der Verformung beim Erstriss im Versuch.



Parameter		Wert
E_{Wand}	[N/mm ²]	7000
G_{Wand}	[N/mm ²]	700
k_M	[-]	0,54
σ	[N/mm ²]	0,5
u_{max}	[mm]	5
$l_w / h_w / t_w$	[mm]	1250 / 2500 / 175

Bild 5.5 FE-Modell und Eingabeparameter

Die Übereinstimmung der Einhüllenden der Kraft-Verschiebungsbeziehung des Versuches V6 mit der Kraftverschiebungsbeziehung der FE- Berechnung ist als gut zu bezeichnen.

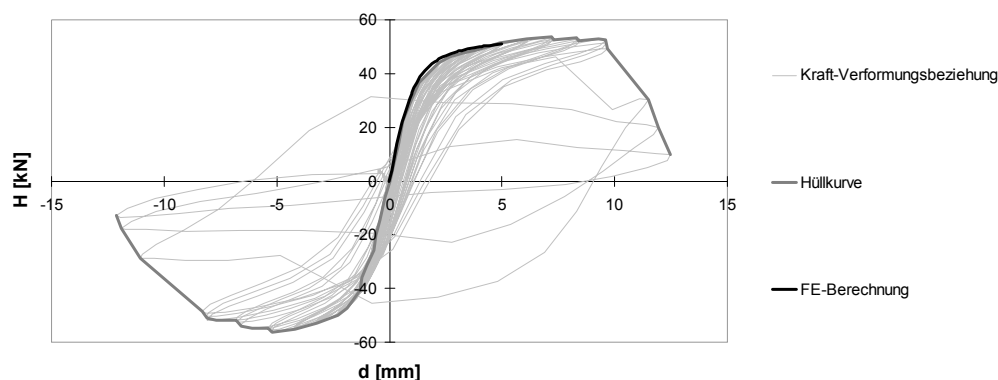


Bild 5.6 Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehung der FE-Berechnung mit der Kraft-Verformungsbeziehung des Versuches

Dieses Modell ermöglicht neben der Bestimmung der Kraft-Verschiebungsbeziehung bis zur Grenztragfähigkeit auch, die Spannungsverhältnisse innerhalb der Wand aufzuzeigen.

In Bild 5.7 sind die Hauptspannungen im verformten Zustand zu sehen:

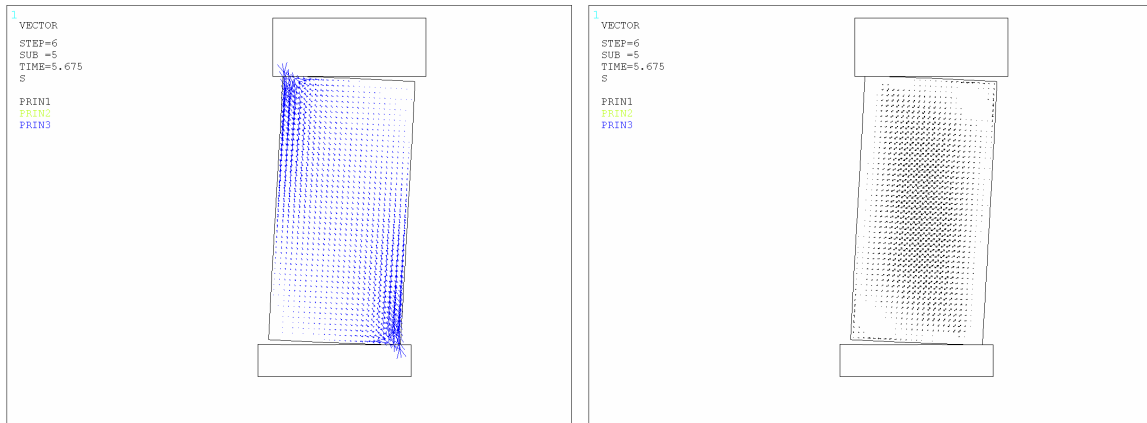


Bild 5.7 Hauptdruck- und Hauptzugspannungen im ausgelenkten Zustand

Deutlich sind in beiden Spannungsplots die Auswirkungen der fehlenden Zugfestigkeit an den Übergängen zu den Decken zu erkennen. Es zeigt sich eine Konzentration der Hauptdruckspannungen in den überdrückten Wandecken. Die Hauptzugspannungen sind hauptsächlich im Wandmittelpbereich, jedoch treten auch an den klaffenden Bereichen lokale Zugspannungen auf.

Kraft-Verschiebungsfunktion

In Kapitel 4 konnte gezeigt werden, dass sich die Verformung am Wandkopf im Anfangsbereich bis zum Erreichen der elastischen Widerstandskraft aus einer Biege- und einer Schubverformung zusammensetzt. Bei weiterer Laststeigerung klaffen die Lagerfugen der Wand auf und die Wand rotiert. In Bild 5.8 ist das Verformungsverhalten der Wand dargestellt.

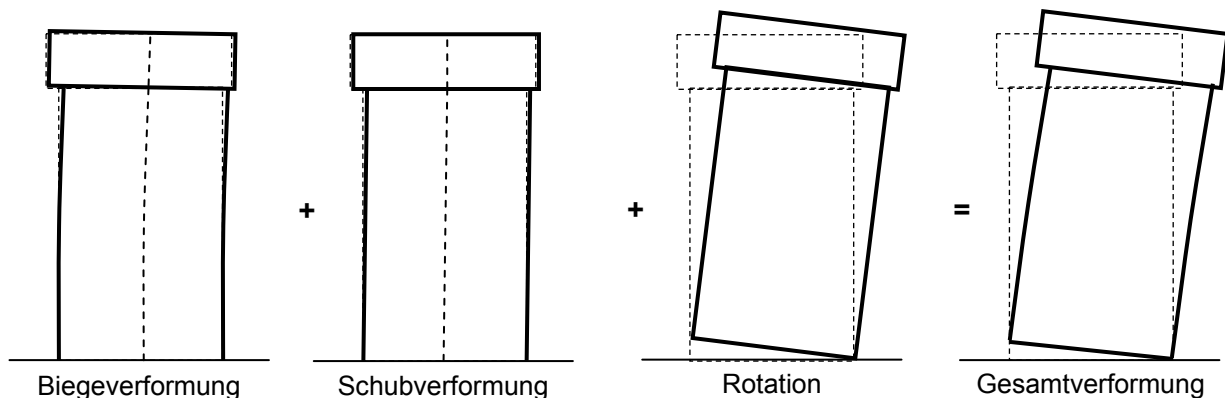


Bild 5.8 Verformungsverhalten nach Erreichen der elastischen Tragfähigkeit

Bild 5.9 zeigt den Verlauf der idealen Kraft-Verschiebungsbeziehung:

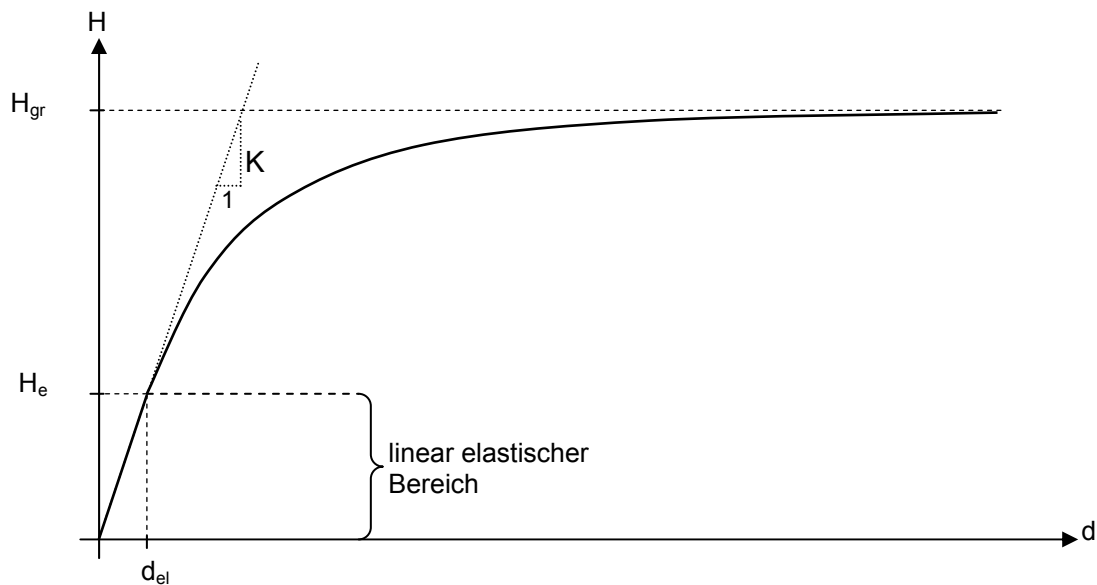


Bild 5.9 Prinzipielle Darstellung der Kraft-Verschiebungsbeziehung

Der Verlauf bis zum Erreichen der elastischen Tragfähigkeit H_{ei} kann wie in Kapitel 4 beschrieben angegeben werden, ebenso ist dort die Grenzkraft H_{gr} angegeben. Für den weiteren Verlauf der Kraftverschiebungsbeziehung wird folgender Ansatz (vgl. formelmäßige Beschreibung der Spannungsdehnungsbeziehung von Stahl nach [R2]) gewählt:

$$f(x) = A \cdot \left[\tanh\left(\frac{B \cdot x}{A}\right)^n \right]^{\frac{1}{n}} \quad (5.1)$$

Diese Funktion konvergiert gegen den Grenzwert A und hat eine Anfangsteifigkeit B . Der Parameter n steuert das Konvergenzverhalten. Je größer n gewählt wird, desto schneller konvergiert die Funktion gegen den Grenzwert A . Es sind Werte größer 0 bis nahezu unendlich möglich.

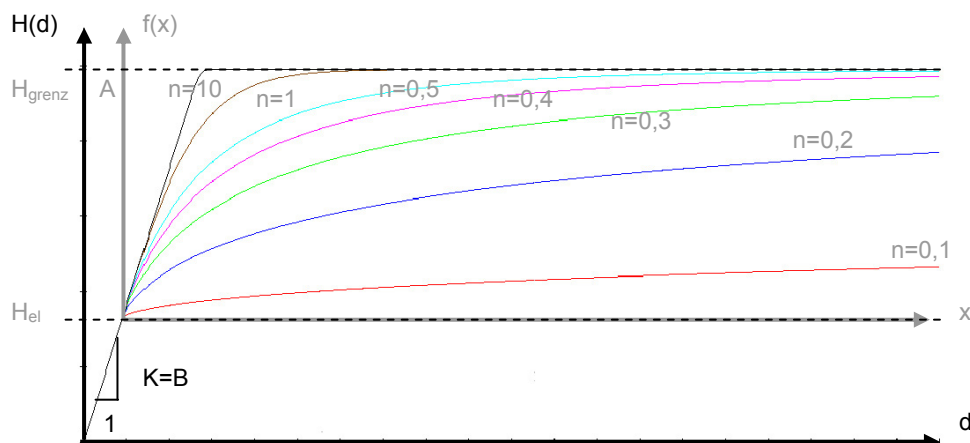


Bild 5.10 Funktionsverläufe in Abhängigkeit des Parameters n

Der Parameter n wurde mit Hilfe einer Parameterstudie auf Basis des Makromodells (homogenes Scheibenmodell mit Kontaktelementen) festgelegt:

$$n = 0,44 + 0,2 \cdot (1 - k_M) \cdot \left(\frac{l_w}{1250 \text{ mm}} - 1 \right) \quad (5.2)$$

für $l_w \geq 1250 \text{ mm}$, sonst $n = 0,44$

$$0,5 \leq k_M \leq 1,0$$

Die Kraftverschiebungsbeziehung wird damit definiert zu:

$$\text{Für } d \leq d_{\text{gr,el}}: \quad H(d) = d \cdot K \quad (5.3)$$

mit $K = K_{\text{anf}}$ nach (Gl. 4.4)

$$\text{Für } d > d_{\text{gr,el}}: \quad H(d) = (H_{\text{geom}} - H_{\text{gr,el}}) \cdot \left(\tanh \left(\frac{K \cdot (d - d_{\text{gr,el}})}{H_{\text{geom}} - H_{\text{gr,el}}} \right) \right)^{\frac{1}{n}} + H_{\text{gr,el}} \quad (5.4)$$

In Bild 5.11 und Bild 5.12 sind die Kraft-Verschiebungsbeziehungen bis zur Grenztragfähigkeit mit den Hysteresen der einzelnen Versuche gezeichnet.

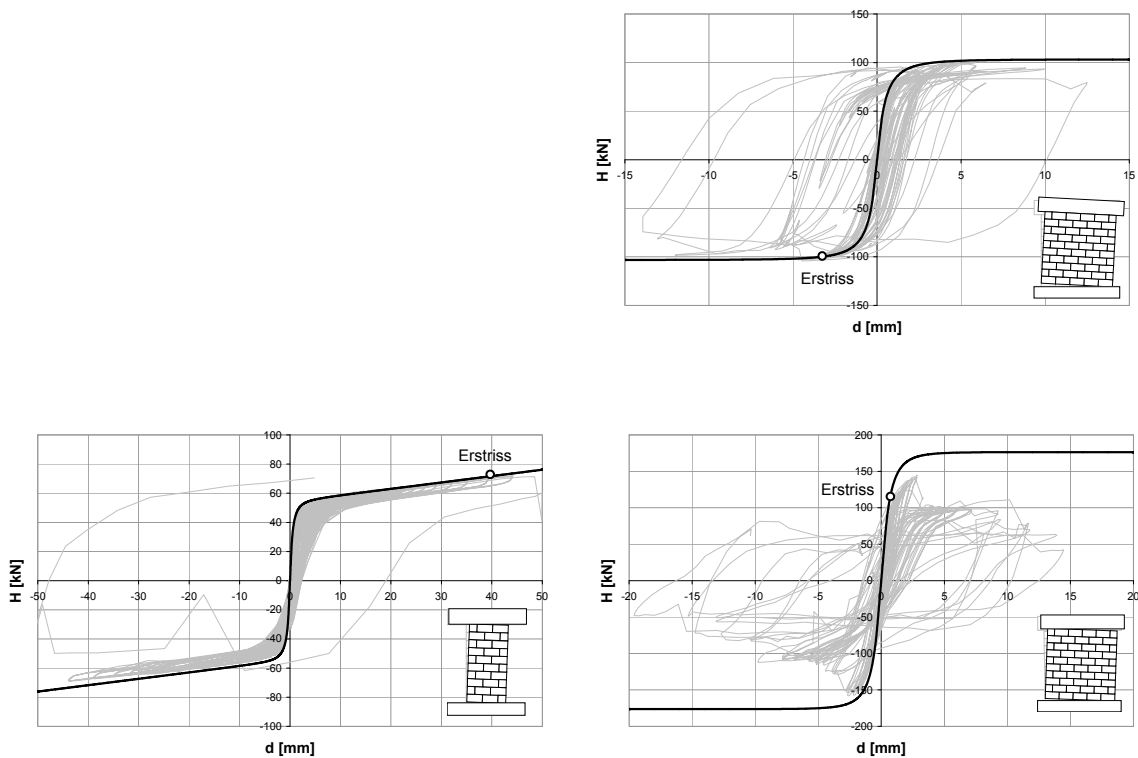


Bild 5.11 Wände aus Kalksandstein

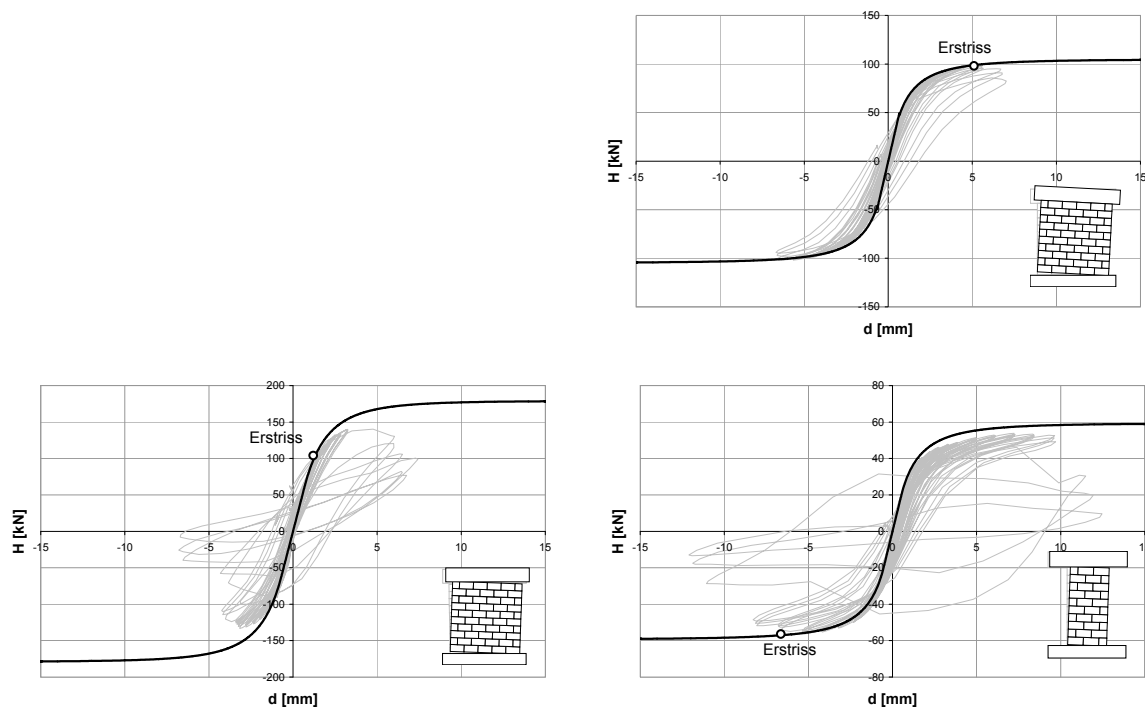


Bild 5.12 Wände aus Ziegelsteinen

Die Funktion ermöglicht die Angabe der Kraft-Verschiebungsbeziehung bis zur Grenztragfähigkeit durch wenige Parameter. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung bis zum Erstriss. Eine FE-Analyse mit dem Makromodell ist daher nicht notwendig. Bis zum Erstriss kann die Wand als homogene Scheibe betrachtet werden.

5.2.2 Mikromodelle

Vereinfachtes Mikromodell

Um den Kraftfluss in der Wand unter Berücksichtigung des Verbandes identifizieren zu können, werden die Steine als einzelne zusammenhängende FE-Bereiche generiert. Die Übergänge an den Lagerfugen werden durch die Interfaceelemente realisiert. Die Mörteldicke bleibt hierbei unberücksichtigt. Um dennoch die Gesamtwandhöhe einzuhalten, werden die Steine größer modelliert, als sie sind. In Bild 5.6 sind sowohl die reale Geometrie der Stein mit Mörtel dargestellt als auch die Steingeometrie im FE-Modell.



Bild 5.13 Reale Steingeometrie - FE-Steingeometrie

Die Modellierung der Randelemente zur Abbildung der Bodenplatte und des Kopfelementes entspricht der Modellierung des Makromodells. Ebenso ist das Lasteinleitungselement zur horizontalen Verschiebung gleich.

Bild 5.14 zeigt die Geometrie des vereinfachten Mikromodells.

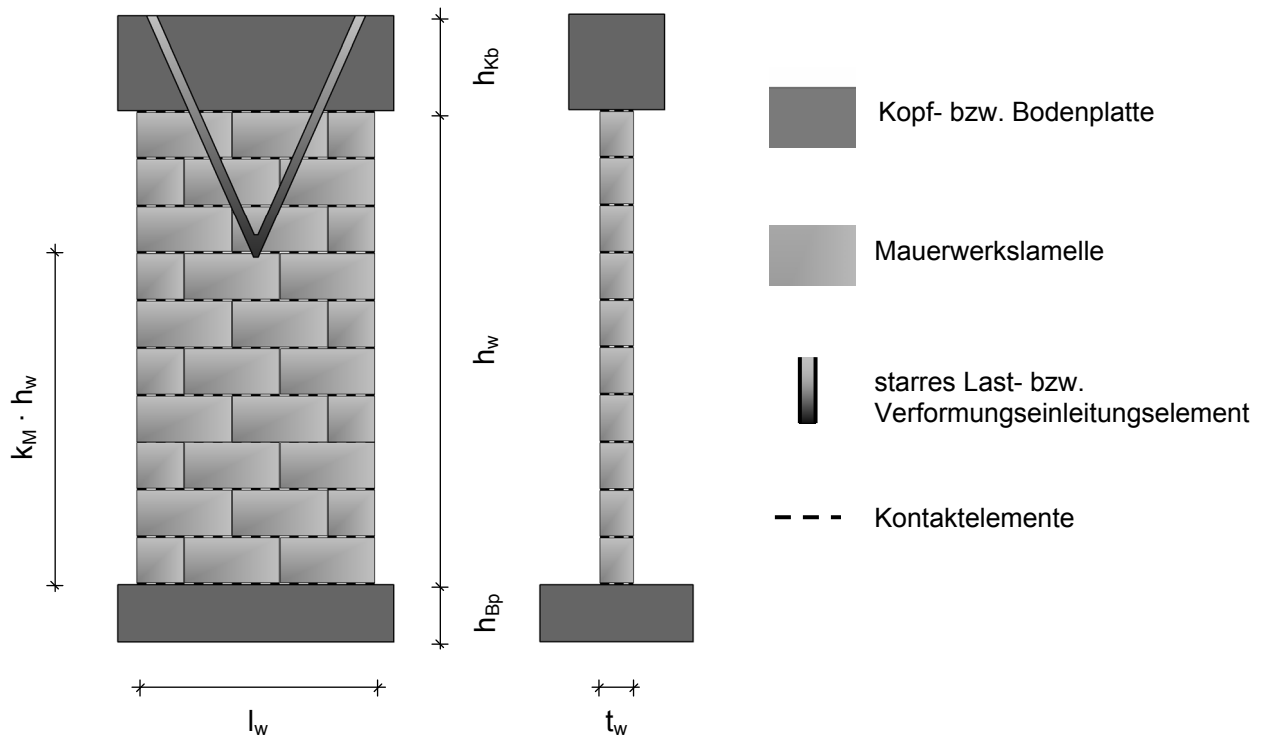


Bild 5.14 Darstellung des vereinfachten Mikromodells

Für die Wände und den Kopf- bzw. Fußbalken wird ebenfalls das isoparametrische 4-Knotenelement verwendet. Da in diesem Modell die Verbandsgeometrie und insbesondere die unvermörtelten Stoßfugen explizit abgebildet werden, ist hier eine so hohe Reduzierung des Schubmoduls nicht sinnvoll.

Für die Gegenrechnung des Versuchs V6 wurde die Reduktion des Schubmoduls so gewählt, dass die Anfangssteifigkeit mit dem Versuchsergebnissen übereinstimmt. Die anderen Materialparameter sind entsprechend dem vorherigen Modell gewählt.

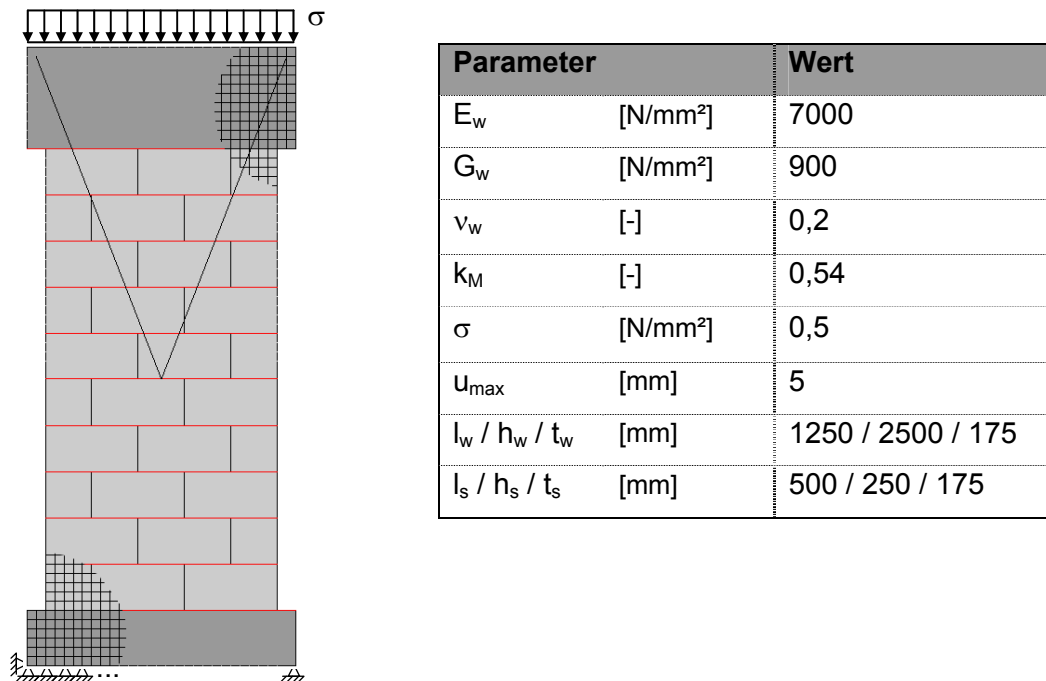


Bild 5.15 FE-Modell und Eingabeparameter

Die Kraft-Verschiebungsbeziehung zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch (vgl. Bild 5.16).

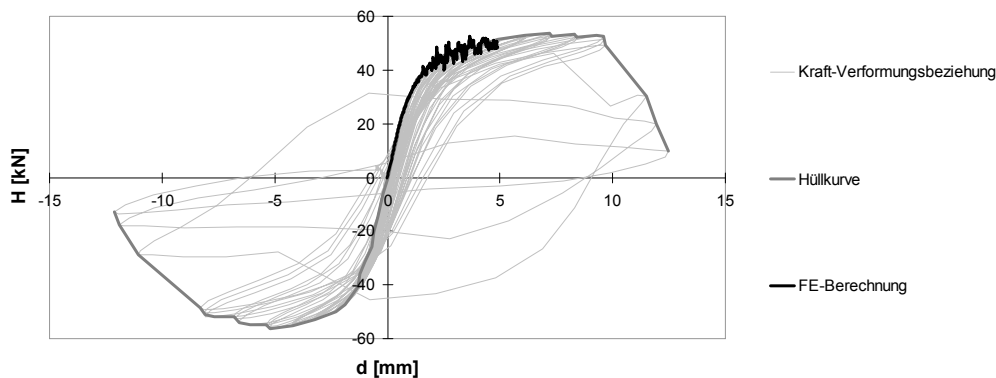


Bild 5.16 Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehung der FE-Berechnung mit der Kraft-Verformungsbeziehung des Versuches

Durch die explizite Abbildung der Stoß- und Lagerfugen wird in der FE-Berechnung der Kraftfluss deutlich. Da in den Fugen keine Zugspannungen aufgenommen werden können, müssen die Lasten nur über Druckspannungen übertragen werden. In den Steinen jedoch können Zugspannungen entstehen (vgl. Bild 5.17).

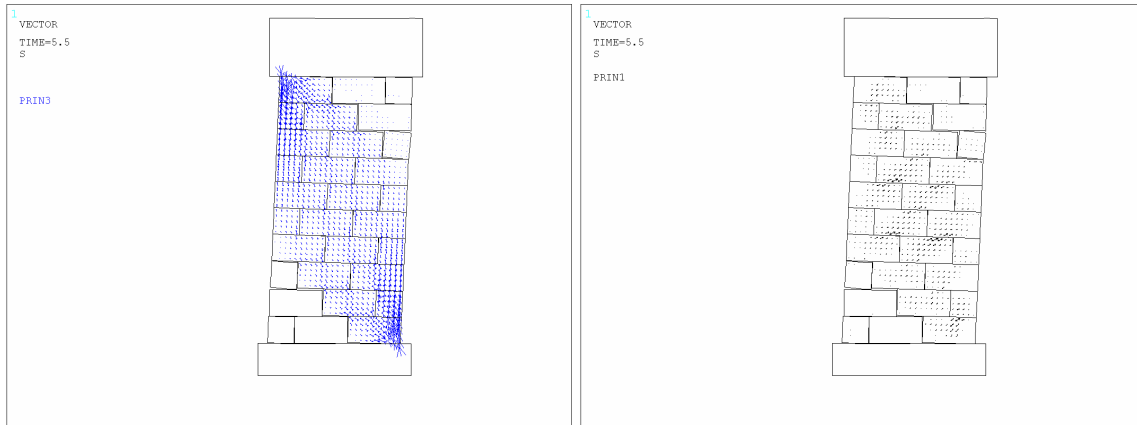


Bild 5.17 Hauptdruck- und Hauptzugspannungen im ausgelenkten Zustand

Der Plot der Hauptzugspannungen zeigt für diesen Versuch die maximale Zugspannung an den Ecksteinen. Dies deckt sich mit der Versuchsbeobachtung, die einen Riss im Eckstein identifiziert. In der Wandmitte hingegen sind die Zugspannungen geringer. Deutlich zu erkennen ist, dass die Hauptzugspannungen in den Steinen jeweils an den Rändern zu den Lagerfugen am größten sind (Bild 5.17).

Dieses Modell ermöglicht nicht nur die Ermittlung der Kraft-Verschiebungsbeziehung, sondern zeigt auch den Kraftfluss innerhalb der Wand.

Genaues Mikromodell

Der Einfluss des Mörtels bleibt bei dem vorhergehend beschriebenen Modell auf die nicht aufnehmbaren Zugspannungen in der Lagerfuge begrenzt. Um den Einfluss der Mörtelfuge auf den Kraftfluss zu untersuchen, wird ein Mikromodell verwendet, welches die Steine und den Mörtel explizit abbildet. Die Stoßfugen sind wiederum auch als weder Zug- noch Druckspannung übertragene Öffnungen modelliert. Da der Mörtel explizit modelliert wird, stimmen die Geometrien des Modells mit den realen Abmessungen sowohl der Steine als auch des Mörtels überein. Dieses Modell wird sinnvoller Weise nur auf Stein-Mörtelkombinationen mit Normalmörtelbett angewandt. Durch den hohen Diskretisierungsgrad ist dieses Modell eher für Versuchskörper zur Bestimmung von Festigkeitseigenschaften geeignet. Die Gegenrechnung des Versuches V6 zeigt aber auch, dass ganze Wände mit diesem Modell berechnet werden können.

Bild 5.18 zeigt das Mikromodell.

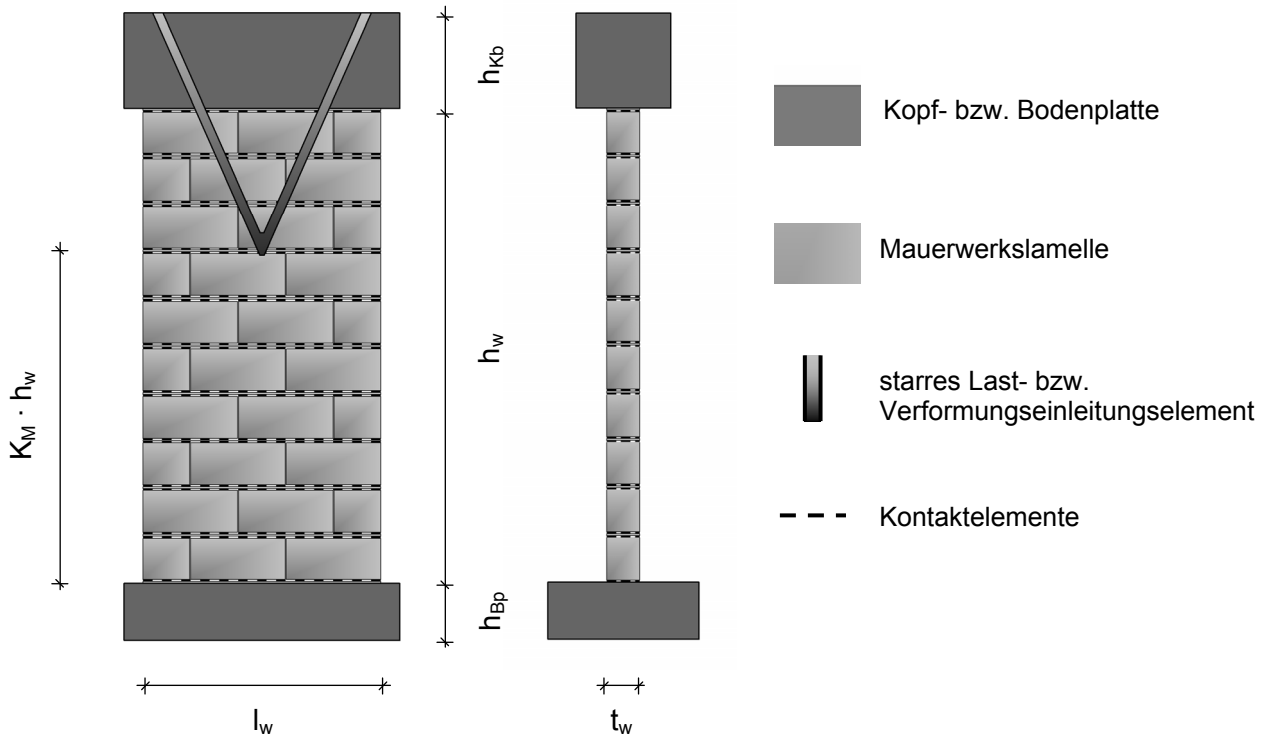
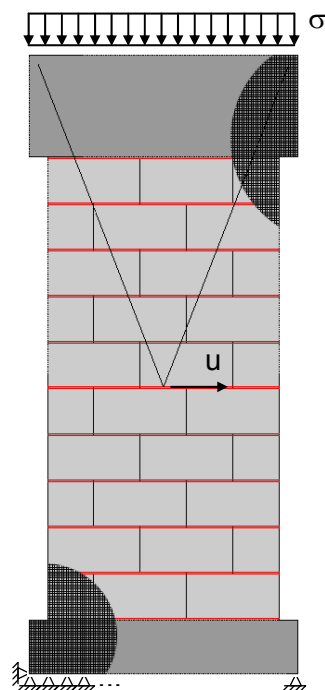


Bild 5.18 Darstellung des Mikromodells

Die angesetzten Materialparameter zur Berechnung des Versuches V6 sind Bild 5.19 zu entnehmen.



Parameter		Wert
E_w / E_M	[N/mm ²]	7000 / 4000
G_w / G_M	[N/mm ²]	900 / 1667
ν_w	[-]	0.2
k_M	[-]	0,54
σ	[N/mm ²]	0,5
u_{max}	[mm]	5
$l_w / h_w / t_w$	[mm]	1250 / 2500 / 175
$l_s / h_s / t_s$	[mm]	500 / 238 / 175

Bild 5.19 FE-Modell und Eingabeparameter

Die Verformung konnte in diesem Modell nur bis 3 mm gesteigert werden.

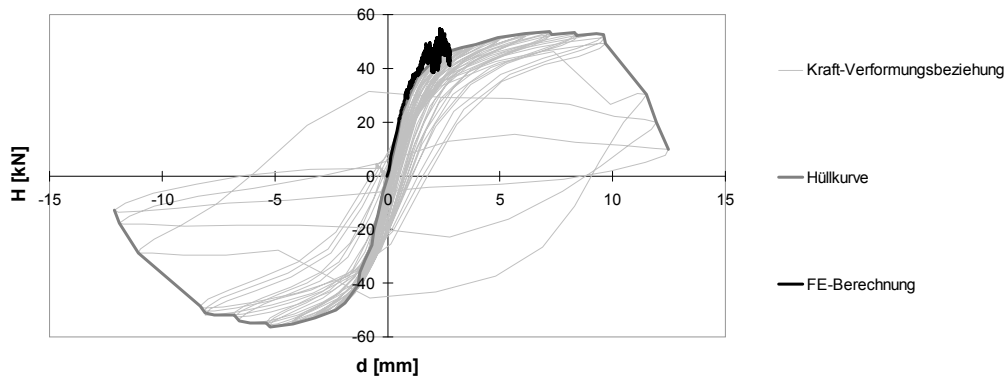


Bild 5.20 Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehung der FE-Berechnung mit der Kraft-Verformungsbeziehung des Versuches

Die Übereinstimmung der Kraft-Verformungsbeziehung mit der Hüllkurve des Versuches bis zu der aufgetragenen Verformung von 3 mm ist als gut zu bezeichnen (Bild 5.20).

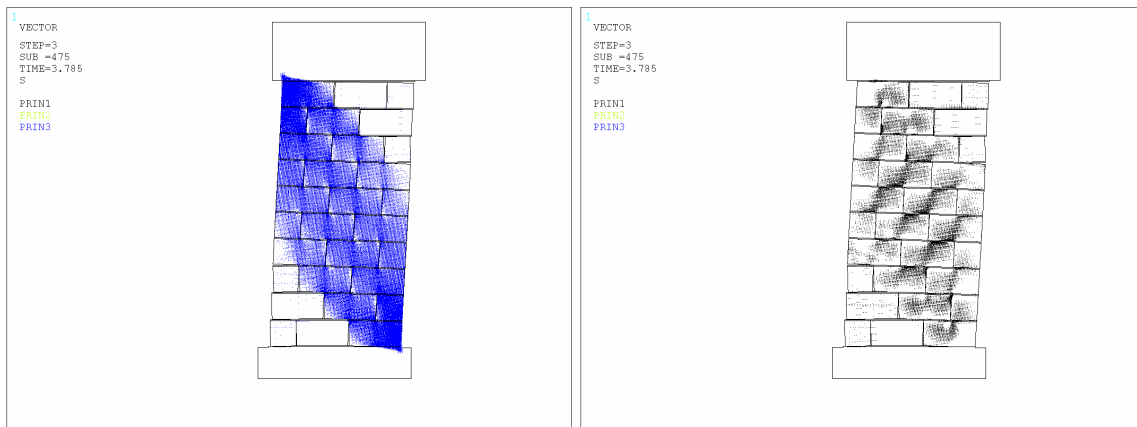


Bild 5.21 Hauptdruck- und Hauptzugspannungen im ausgelenkten Zustand

Der Kraftfluss innerhalb der Wand kann mit diesem Modell gut nachvollzogen werden. Die maximalen Hauptzugspannungen sind bei dieser Verformung noch in Wandmitte. Dies deckt sich auch mit den Ergebnissen des vereinfachten Mikromodells. Die maximale Hauptzugspannung im Eckstein war erst bei einer Verformung von ca. 5 mm vorhanden.

5.3 Tragwerksmodell

Die zuvor vorgestellten Wandmodelle benötigen als Eingangsparameter die Randbedingungen an den Übergangsstellen zu den Decken. Durch die Interaktion von Decken und Wänden ist es nicht möglich, diese direkt anzugeben. In einem räumlichen Modell, dessen Ausgangsbasis das in Abschnitt 5.2 vorgestellte Makromodell (homogene Wandscheibe mit Kontaktelementen) ist, werden die Interaktionen zwischen Decke und Wand untersucht.

Um das Modellierungsprinzip zu zeigen, wird als Grundmodell (Bild 5.22) ein eingeschossiges Gebäude betrachtet. Die Aussteifungswände sind in der Beanspruchungsrichtung im Grundriss zentriert angeordnet, so dass unter Vertikallasten die Wände nicht durch Momente am Wandkopf beansprucht werden. Der Abstand der Wände untereinander beträgt 4 m.

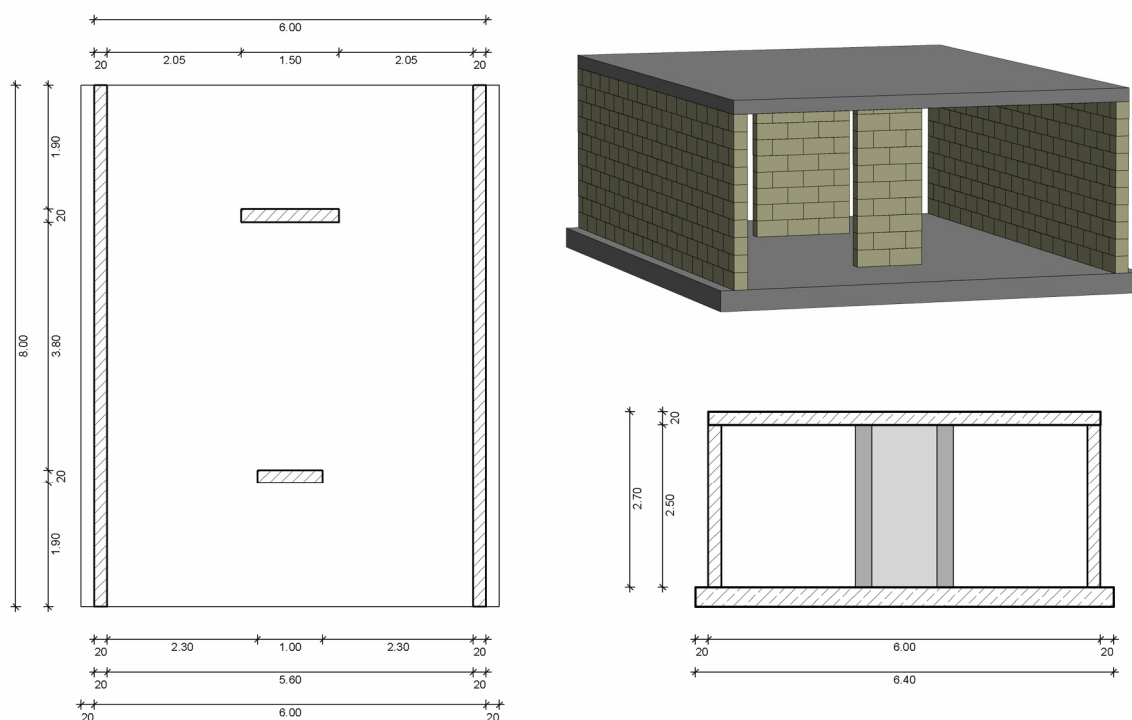


Bild 5.22 Geometrie des Grundmodells

Die Modellierung erfolgt mit dem FE-Programm Ansys. Die Decken und Wände werden mit dem Volumenelement solid45 (Bild 5.23) abgebildet. Dieses Element besitzt 8 Knoten. Jeder Knoten besitzt drei Translationsfreiheitsgrade u_x , u_y und u_z . Als Materialgesetz wird ein isotropes Stoffgesetz verwendet.

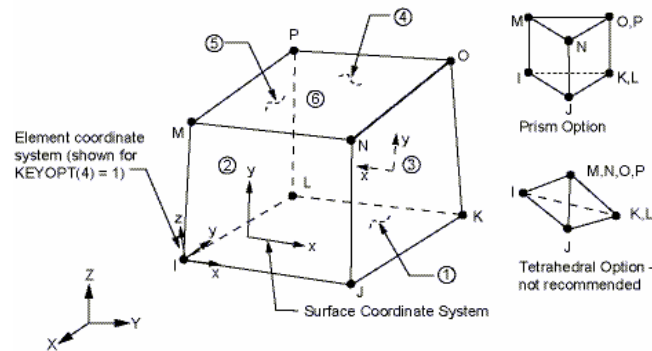


Bild 5.23 Volumenmodell solid45

Die geringe bzw. fehlende Zugfestigkeit wird ähnlich wie in den Wandmodellen mit Interfacelementen realisiert. Als Kontaktelement wird contact173, und als Zielelement target170 (Bild 5.24) verwendet.

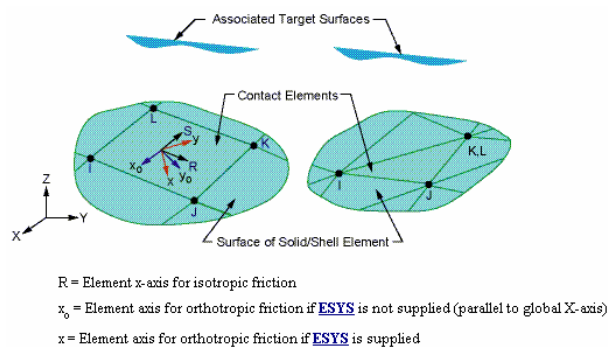


Bild 5.24 3-D Interfacelement contact173 und target170

In Bild 5.25 ist das Modell im ausgelenkten Zustand dargestellt. Die Auslenkung der Decke beträgt 2 mm. An der linken Seite hebt die Decke im Bereich der längeren Aussteifungswand von der Decke ab. Im Bereich der kürzeren Aussteifungswand liegt die Decke wieder auf der Wand auf.

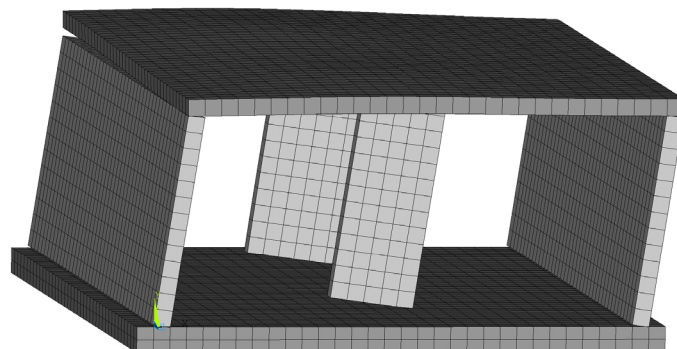


Bild 5.25 Tragwerksmodell im ausgelenkten Zustand

Die Hauptspannungen in den Aussteifungsebenen (Bild 5.26) zeigen, dass die Wände unter der gegebenen Auslenkung rotieren und an den Übergangsstellen große Klaffungen aufzeigen. Die Druckspannungen konzentrieren sich jeweils an den noch überdrückten Wandpartien. An den Längswänden sind die Hauptspannungen kaum zu erkennen, dies liegt an der Schnittführung, da der Schnitt nur eine Tiefe von 20 cm, die der Wanddicke der Aussteifungsebenen entspricht, umfasst.

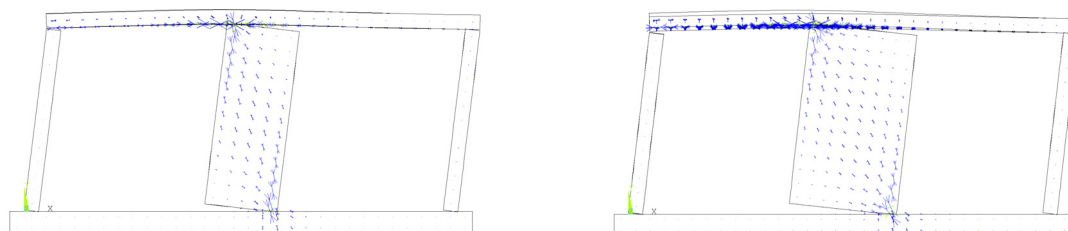


Bild 5.26 Hauptspannungen der Aussteifungsebenen

5.4 Zusammenfassung

Mit den Makro- und Mikromodellen konnten Modellierungsmethoden für Mauerwerkswände aufgezeigt werden, mit denen das nichtlineare Tragverhalten von Mauerwerk nachvollzogen werden kann. Die Mikromodelle bilden zudem den Kraftfluss in der Wand unter Berücksichtigung des Verbandes ab. Die vom Makro- zum Mikromodell hin steigende Verfeinerung bedeutet neben dem genaueren Einblick in die lokalen Verhältnisse auch einen größeren Aufwand der Modellierung und des Rechenaufwandes. Die Berechnung der aussteifenden Wände als Mikromodelle ist aufgrund des hohen Zeitaufwandes zurzeit für die Anwendung in der Praxis nicht praktikabel.

Für Modelle, die das Tragwerk abbilden, sind daher die Makromodelle zu bevorzugen. Das vorgestellte, dreidimensionale Tragwerksmodell auf Basis des Makromodells ermöglicht die Abbildung der nichtlinearen Kraft-Verschiebungsbeziehung des Tragwerks und die Erfassung der Randbedingungen der einzelnen aussteifenden Mauerwerkswände.

6 Einwirkungen auf aussteifende Wände im Tragwerk

6.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Interaktion von Decken und Wänden auf die Einwirkungen von Aussteifungswänden aufgezeigt. Dazu werden an einem repräsentativen Mauerwerksgebäude mit dem Tragwerksmodell nach Kapitel 5.3 die Einwirkungen (Auflast, Momentenverteilung) unter vertikaler und horizontaler Belastung in Abhängigkeit der horizontalen Belastung ermittelt. Zunächst wird kurz das Tragverhalten des Gebäudes unter nur Vertikallast und unter Vertikallast mit maximale aufgebrachtener Horizontalbelastung dargestellt. Abschließend werden die Einwirkungen auf die aussteifenden Wände unter gesteigerter Horizontalbelastung diskutiert.

6.2 Repräsentatives Mauerwerksgebäude

Reihenhäuser weisen in Längsrichtung sehr lange Wände (Längswände) auf, die die Aussteifung in dieser Richtung übernehmen. In Gebäudequerrichtung sind jedoch bei modernen Reihenhäusern an der Vorder- und Rückfront große Öffnungen, so dass hier nur kurze tragende Wände zur Verfügung stehen. Die Gebäudeaussteifung in Querrichtung erfolgt im Wesentlichen durch die Treppenhauswände (Bild 6.1).

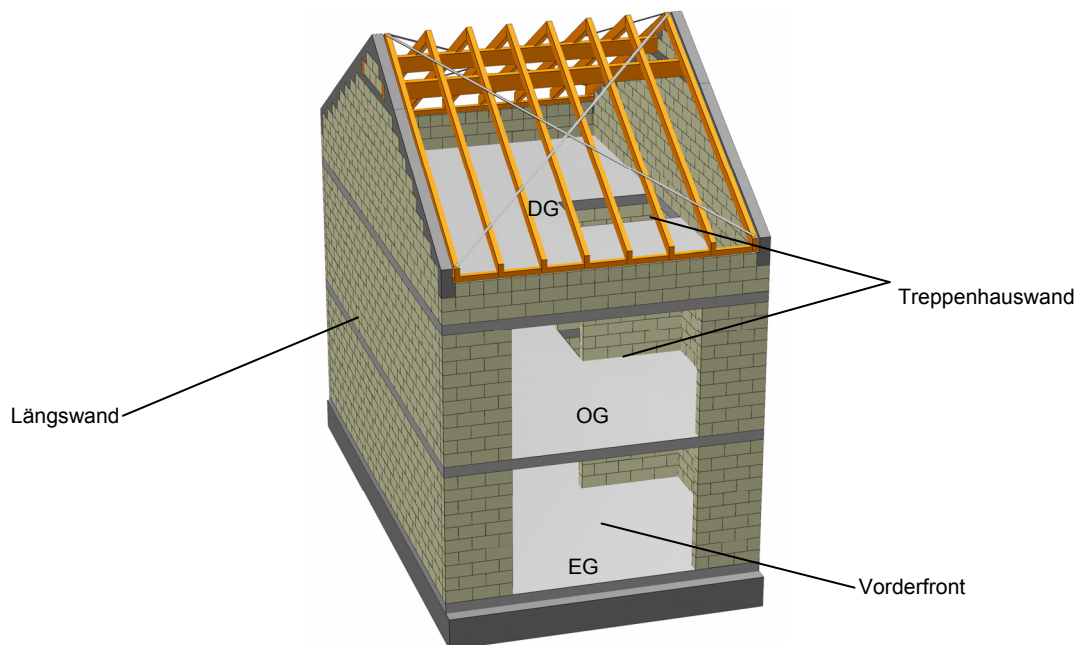
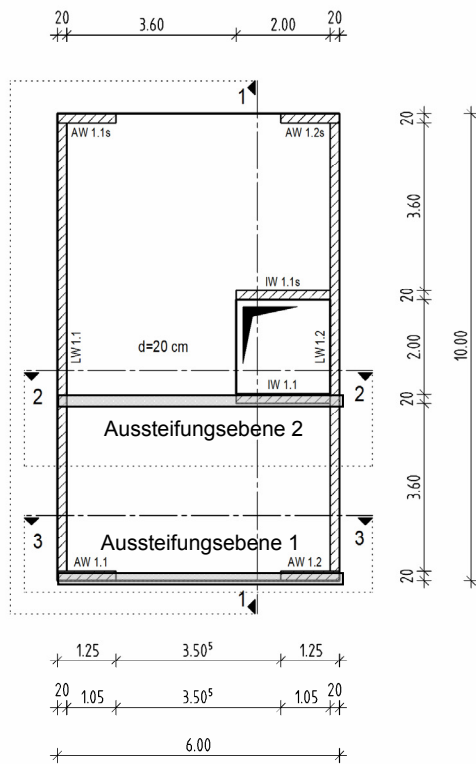


Bild 6.1 Repräsentatives Reihenhaus

Im Grundriss sind die aussteifenden Wände in Querrichtung zu sehen. Für die weitere Bearbeitung sind die Aussteifungswände zu Aussteifungsebenen zusammengefasst (Bild 6.2). Die Geometrie der Aussteifungsebenen ist dem Schnitt zu entnehmen (Bild 6.3).

Deckenuntersicht EG:



Deckenuntersicht 1.OG:

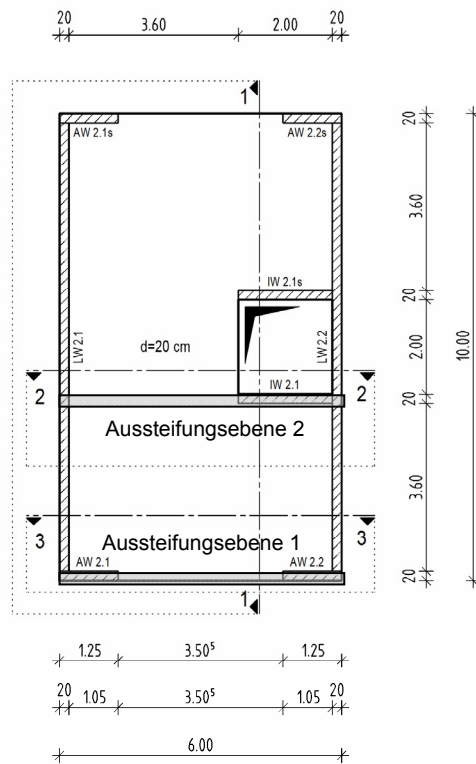
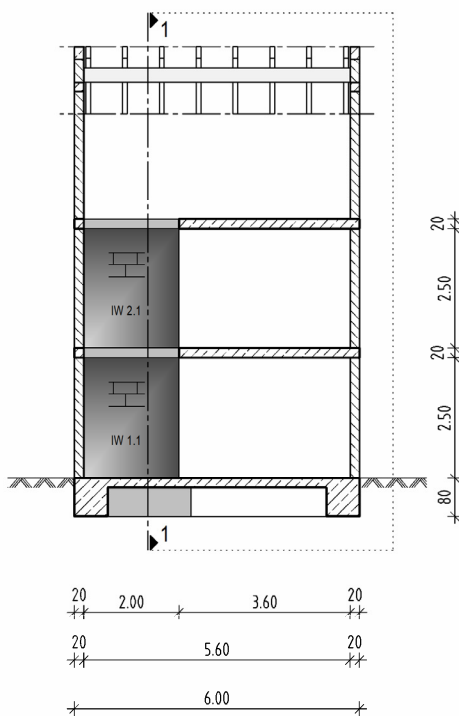


Bild 6.2 Deckenuntersichten

Schnitt 2-2: Aussteifungsebene 2



Schnitt 3-3: Aussteifungsebene 1

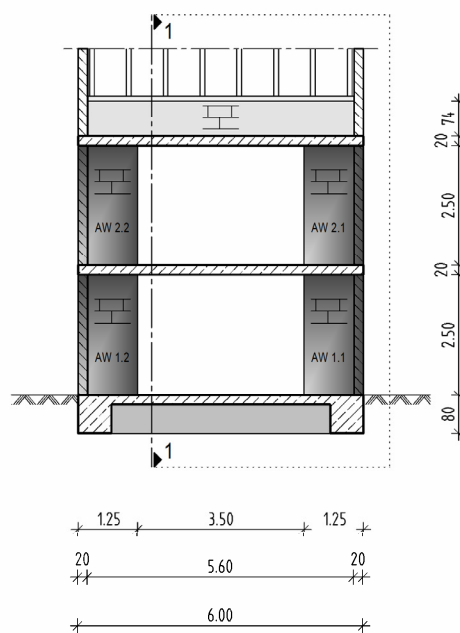


Bild 6.3 Querschnitte (Aussteifungsebenen)

6.3 Rechenmodell

Zur Bestimmung der Beanspruchungen in den Wänden des Reihenhauses wird ein FE-Modell mit dem Programm Ansys [001] entsprechend dem in Kapitel 5.3 vorgestellten Tragwerksmodell generiert. Wegen der Symmetrie wird nur eine Hälfte des Hauses modelliert. Der Dachstuhl wird nicht explizit abgebildet. Die Scheibenwirkung des Daches wird durch eine Kopplung der Verschiebungen zwischen Giebelwand und Drempel berücksichtigt. Durch die Modellierung der Wände und Decken mit Volumenelementen kann sowohl die Scheiben- als auch die Plattentragwirkung der Bauteile nachvollzogen werden.

Die Wände werden als homogene Volumenkörper abgebildet, ohne den Verband explizit zu berücksichtigen. Die offenen Stoßfugen werden durch die Abminderung des Schubmoduls erfasst. Die Decken werden ebenfalls als homogene Volumenkörper modelliert. Die Elementgröße beträgt in allen drei Richtungen 200 mm. Untersuchungen haben gezeigt, dass mit dieser Elementgröße das Tragverhalten gut wiedergegeben werden kann. Das Schubversagen wird vereinfacht durch den Gleitmechanismus der Kontaktelemente erfasst.

In Bild 6.4 ist das FE-Modell des Reihenhauses dargestellt.

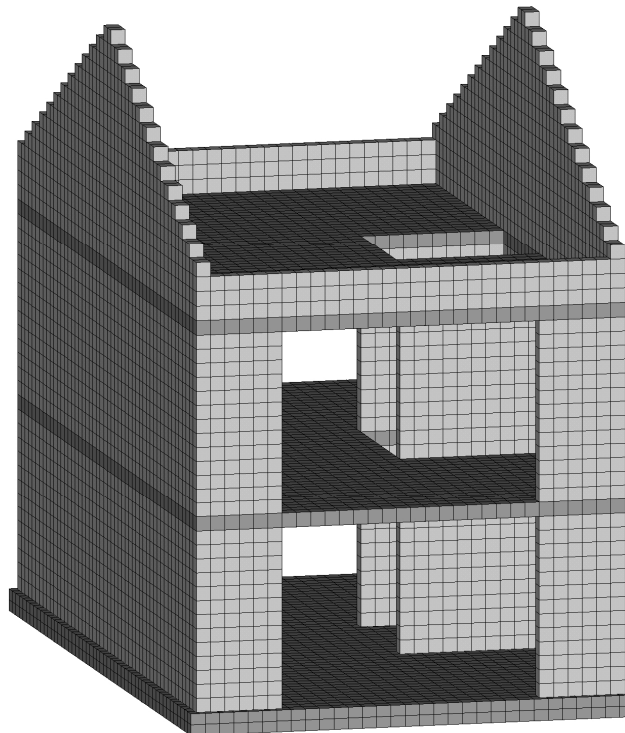


Bild 6.4 FE-Modell des Reihenhauses

Die zur Erfassung der strukturellen Nichtlinearität und der Begrenzung der Tragfähigkeit infolge Schubversagens zwischen den Decken und Wänden angeordneten Kontaktelemente ist in Bild 6.5 dargestellt.

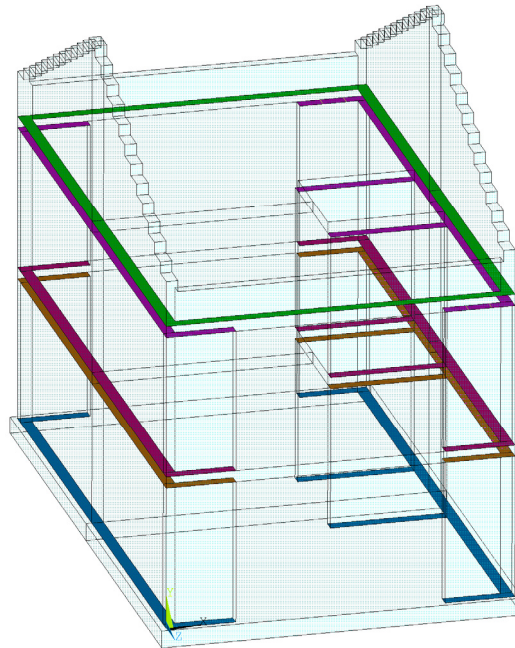


Bild 6.5 Anordnung der Kontaktelemente

Für die Mauerwerkswand werden die in Kapitel 5 angegebenen Materialparameter für die Materialkombination 16 DF Steine aus Kalksandstein mit Dünnbettmörtel angesetzt. Für die Stahlbetondecken wird auf Werte aus der Literatur zurückgegriffen. Alle Materialgesetze werden linear elastisch angesetzt.

	Mauerwerkswand	Decke	Kontaktelemente
Baustoff	KS 20 - DM	Stahlbeton C20/25	
E-Modul	10000	28800	
G-Modul	1700	11077	
Querdehnzahl	0,2	0,3	
Reibungsbeiwert			0,65

Tabelle 6.1 Materialkennwerte für das FE-Modell (vgl. Kapitel 5)

6.4 Lastannahmen

Vertikalbelastung

Die charakteristischen Lasten setzen sich zusammen aus den Eigengewichten des Dachstuhls, der Decke und der Wände und einer Verkehrslast auf den Decken.

Eigengewicht der Wände:	20 kN/m ³	(Kalksandsteinmauerwerk)
Eigengewicht der Decken:	25 kN/m ³	(bewehrter Beton)
Eigengewicht des Daches:	6 kN/m ³	(Holz)
Verkehrslast auf den Decken:	2 kN/m ²	

Somit ergibt sich insgesamt:

Dach:	39,41 kN	(ständig)
Decken:	376,5 kN	(ständig)
	112,0 kN	(veränderlich)
<u>Wände:</u>	<u>374,2 kN</u>	<u>(ständig)</u>
Summe:	902,11 kN	

Die angegebenen Werte beziehen sich auf eine Haushälfte. Die gesamte vertikale Last des Gebäudes an der Oberkante Bodenplatte ist 1804,22 kN.

Horizontalbelastung

Zur Simulation der einwirkenden Wind - und auch Erdbebenlasten (vgl. [Z1]) werden die Decken unter gesteigerter Horizontalauslenkung betrachtet. Dabei wird die Geschossdecke des Obergeschosses doppelt so weit ausgelenkt wie die Geschossdecke des Erdgeschosses ($u_{OG} = 2 \cdot u_{EG}$). Bild 6.6 zeigt das Belastungsbild.

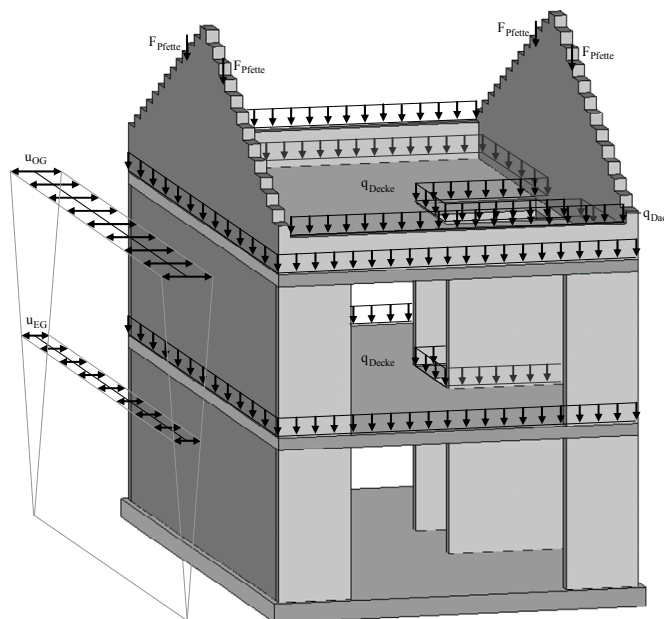


Bild 6.6 Belastungsbild mit vertikalen und horizontalen Lasten

6.5 Aussteifungswände des Reihenhauses

Unter Vertikalbelastung

Durch die unsymmetrische Anordnung der Treppenhauswände verformt sich das Gebäude ebenfalls unsymmetrisch. Der Widerstand der Wände in der Aussteifungsebene 2 führt zu einer Verformung des Systems nach links.

Die Decke des Obergeschosses hebt sich in den Ecken vom Mauerwerk ab. Die Auflast des Dachgeschosses reicht nicht aus, um die abhebende Wirkung der Decke zu überdrücken. Die großen Öffnungen in der Aussteifungsebene 1 bewirken eine große Exzentrizität am Wandkopf der schlanken Aussteifungswände.

Im Erdgeschoss ist die Auflast groß genug, es entstehen keine Klaffungen zwischen Decke und Wand.

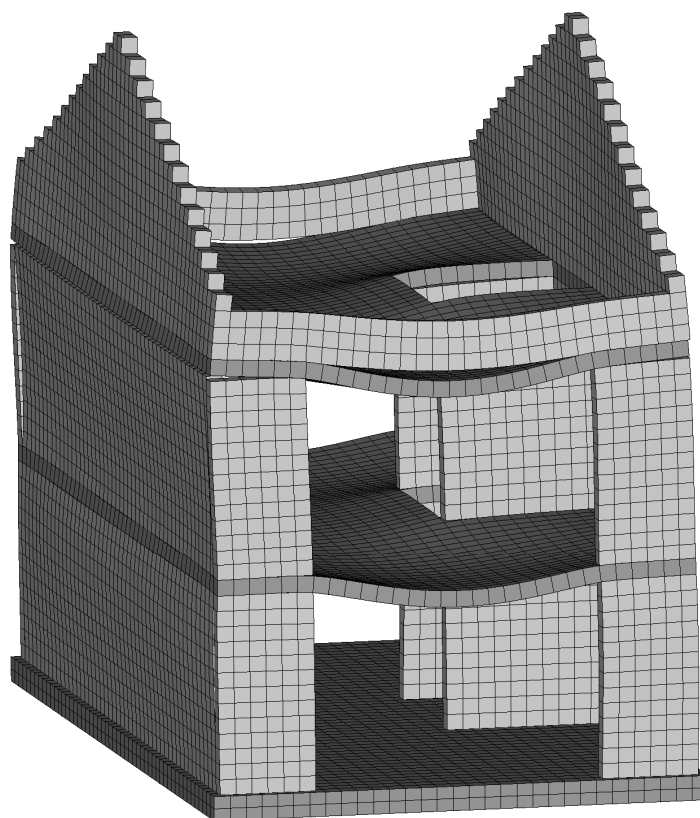


Bild 6.7 Verformung des Gebäudes unter Eigengewicht

In Bild 6.8 sind die Aussteifungsebenen 1 und 2 im verformten Zustand dargestellt. Die eingezeichneten Trajektorien zeigen die große Exzentrizität in der Aussteifungsebene 1 am Wandkopf der Aussteifungswände.

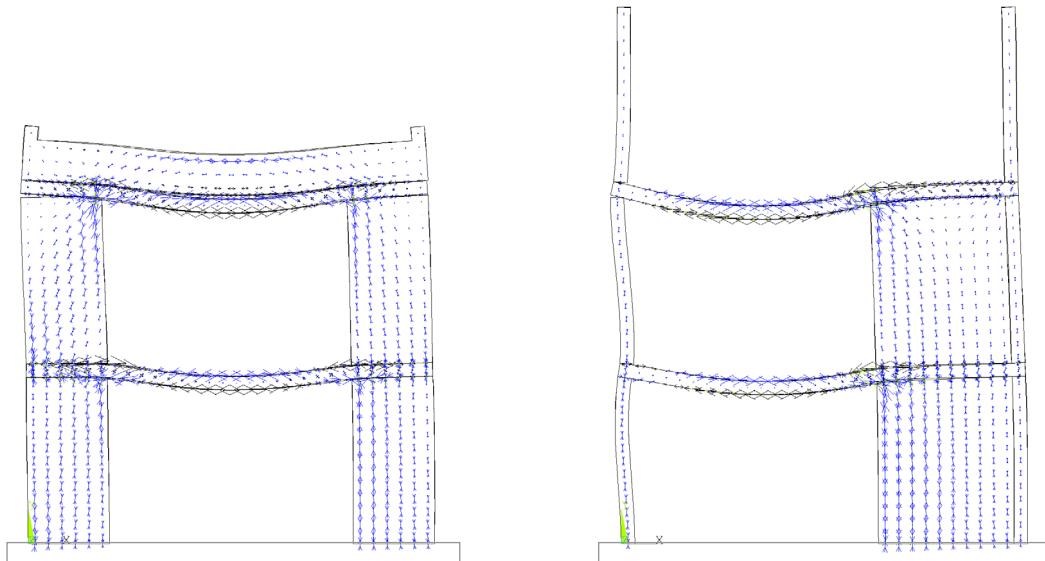


Bild 6.8 Hauptspannungstrajektorien der Aussteifungsebenen unter Eigengewicht

Die vertikalen Lasten verteilen sich zu 44 % auf die Aussteifungswände und zu 56% auf die langen Haustrennwände. Die Aussteifungswände haben eine Normalkraft von 92,06 kN (linke Aussteifungswand) und 99,28 kN (rechte Aussteifungswand) am Wandfuß. Die Innenwand wird mit einer Kraft von 207,46 kN beansprucht.

Durch die Interaktion von Decken und Wänden stellt sich in den Aussteifungsebenen eine Rahmenwirkung ein. Der Widerstand, den die linke Aussteifungswand hervorruft, ist mit 11,8 kN nahezu gleich groß mit dem Widerstand der linken Haustrennwand (9,07 kN). Die Haustrennwand hat zwar nur eine Breite von 17,5 cm gegenüber den 1,25 m der Aussteifungswand 1, aufgrund der hohen Normalkraft entwickelt sie aber auch einen etwa gleich hohen Widerstand (s. Tabelle 6.2).

	AW 1 links	AW 1 rechts	IW 2	LW links	LW rechts	Σ
N [kN]	92	99	208	307	196	902
V [kN]	-11	6	11	-9	3	0
k_M [-]	0,44	-0,26	-1,19			

Tabelle 6.2 Schnittgrößenverteilung am Wandfuß

Unter Vertikallastbelastung und Auslenkung nach links ($u_{EG}=4\text{mm}$, $u_{OG}=8\text{mm}$)

Die aufgetragenen Horizontalverformungen von 4mm im Erdgeschoss und 8mm im Obergeschoss sind höher als bei Wind und Erdbeben in Deutschland zu erwarten sind. Mit den großen aufgetragenen Verformungen können jedoch die Tragmechanismen deutlich gemacht werden.

Durch die planmäßige Auslenkung des Gebäudes nach links wird die schon unter nur Vertikallasten beobachtete Rahmenwirkung weiter verstärkt.

Auffällig sind die Klaffungen, die zwischen den Wänden und Decken zu beobachten sind. Im Obergeschoss klafft die Decke sowohl von den Aussteifungswänden als auch teilweise von der Haustrennwand. Durch das Anheben der Decke von den rotierenden Aussteifungswänden wird dieser Effekt hervorgerufen.

Im Erdgeschoss verliert die rechte Haustrennwand durch die Rotationen der Innenwand und der Außenwände den Kontakt zur Decke.

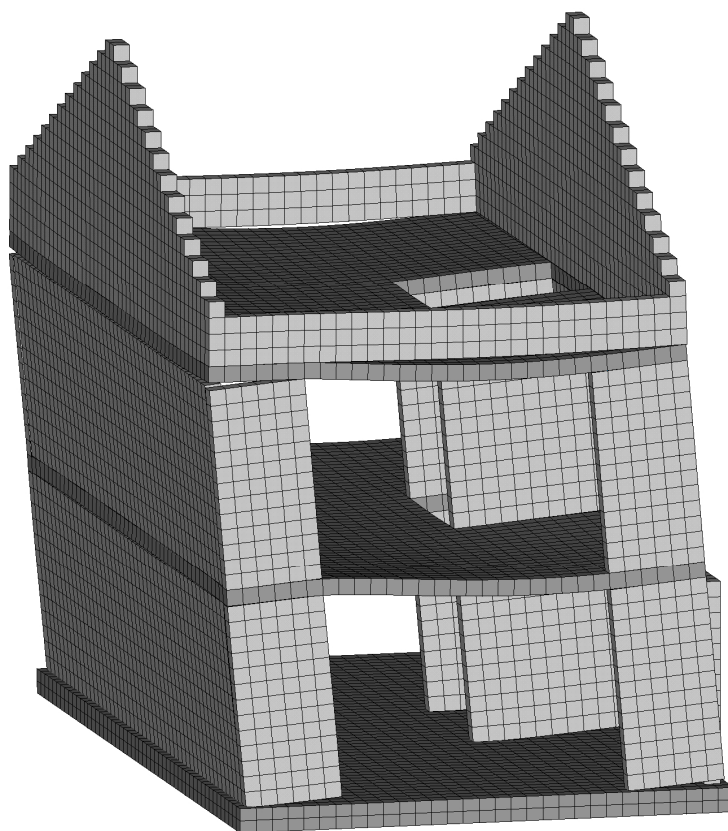


Bild 6.9 Verformung des Gebäudes unter Eigengewicht und horizontaler Auslenkung nach links ($u_{EG}=4\text{mm}$ und $u_{OG}=8\text{mm}$)

Die Trajektorienbilder der beiden Aussteifungsebenen (Bild 6.10) zeigen deutlich, dass die Haustrennwände in der vorderen Aussteifungsebene den Kontakt zur Decke verloren haben. In der Aussteifungsebene 2 hingegen hat nur die rechte Haustrennwand keine Verbindung mehr zur Decke. Durch die Durchbiegung der Decken wird nur der Kontakt in den zur den Aussteifungswänden nahen Bereichen unterbrochen. Da die rechte Seite der Decke über dem Erdgeschoss durch die Treppenhauswände ebenfalls angehoben wird, ist der Abstand von der rechten Aussteifungswand und der Treppenhauswand zu gering, um den Kontakt zur Wand wieder herzustellen.

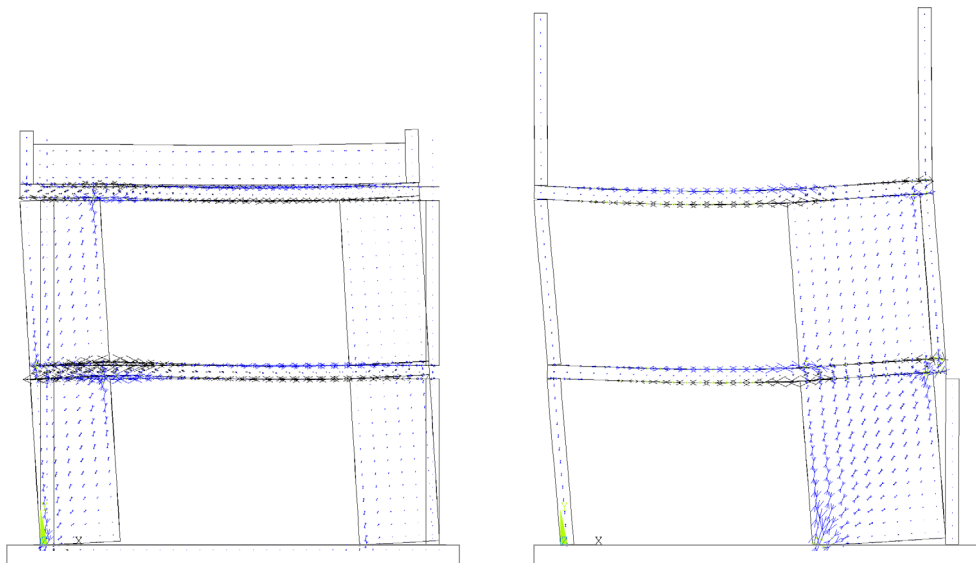


Bild 6.10 Hauptspannungstrajektorien der Aussteifungsebenen unter Eigengewicht und horizontaler Auslenkung nach links ($u_{EG}=4\text{mm}$ und $u_{OG}=8\text{mm}$)

Die Rotation der Wände bewirkt eine Umlagerung der Vertikalkräfte. Die Aussteifungswände nehmen nun ca. 60% der Auflast auf. Die Außenwände haben am Wandfuß eine Normalkraft von 211 kN, die Innenwand 329 kN, dies entspricht einer um ca. 20 kN gestiegenen Auflast (vgl. Tabelle 6.3).

	Aw 1 links	AW 1 rechts	IW 2	LW links	LW rechts	Σ
N [kN]	151	60	329	318	44	902
V [kN]	-63	-19	-139	-14	0	-235
k_M [-]	0,53	0,69	0,87			

Tabelle 6.3 Schnittgrößenverteilung am Wandfuß

Unter Vertikalbelastung und Auslenkung nach rechts ($u_{EG}=4\text{mm}$, $u_{OG}=8\text{mm}$)

Die unter Vertikallasten beobachtete Auslenkung des Gebäudes nach links wird durch die Verschiebung nach rechts überlagert. Die großen Rotationen der linken Aussteifungswände in der Aussteifungsebene 1 führen im Erdgeschoss zu Klaffungen über ca. 1m zwischen der Decke und der Haustrennwand. Die Rotationen der rechten Aussteifungswände heben die Decke ebenfalls an und führen zu einer Biegebeanspruchung der Decke. Im Obergeschoss sind die Auflasten auf die Decke geringer, so dass die Klaffungen zwischen Decke und den Aussteifungswänden größer sind. Die Innenwände stehen nicht mehr übereinander, Gleitverformungen an den Übergängen zwischen Wandkopf und Decken sind hierfür die Ursache. Die Innenwände zeigen daher keine ausgeprägten Rotationen.

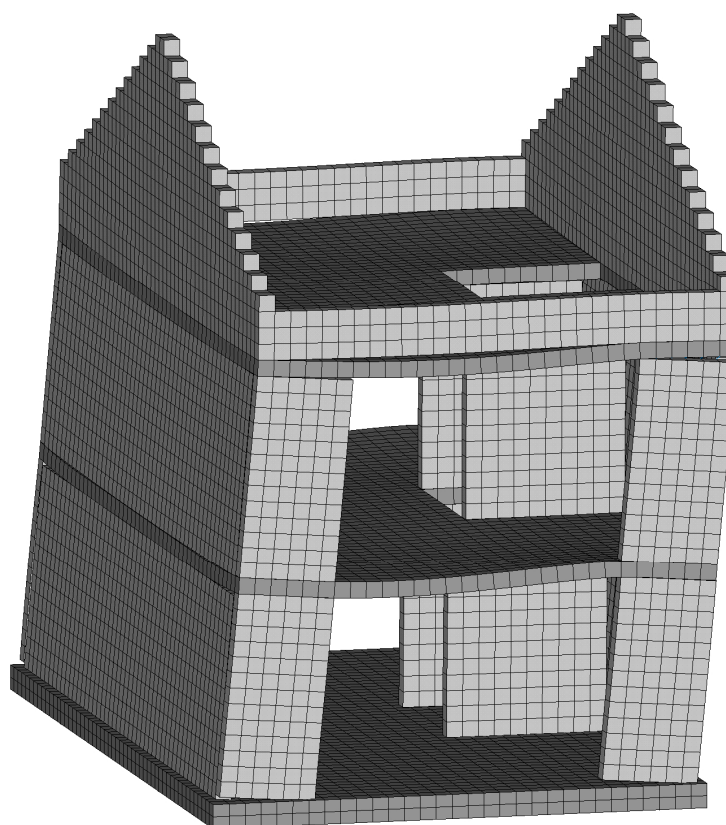


Bild 6.11 Verformung des Gebäudes unter Eigengewicht und horizontaler Auslenkung nach rechts ($u_{EG}=4\text{mm}$ und $u_{OG}=8\text{mm}$)

In den Trajektorienbildern sind die großen Exzentrizitäten am Wandkopf und Wandfuß der Aussteifungswände zu sehen. In der Aussteifungsebene 2 liegt die Decke über dem Erdgeschoss sowohl auf der Aussteifungswand als auch auf der rechten Haustrennwand auf. Die Lasten aus dem Obergeschoss werden also nicht nur von der Treppenhauswand aufgenommen, wie es bei der Auslenkung nach links ist.

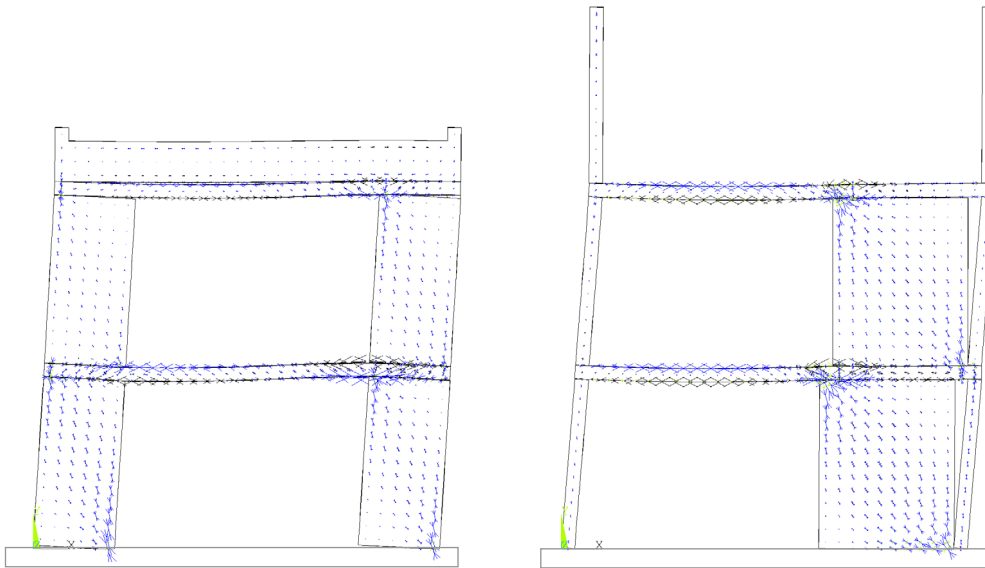


Bild 6.12 Hauptspannungstrajektorien der Aussteifungsebenen unter Eigengewicht und horizontaler Auslenkung nach rechts ($u_{EG}=4\text{mm}$ und $u_{OG}=8\text{mm}$)

In dieser Belastungsrichtung sinkt die Auflast der Innenwand bis auf 121 kN ab. Dementsprechend gering ist auch die Querkraft (65 kN) in der Innenwand. Die kurzen Aussteifungswände hingegen erfahren mit 211 kN bzw. 140 kN eine große Auflast und rufen so einen großen Widerstand hervor (Tabelle 6.4).

	Aw 1 links	AW 1 rechts	IW 2	LW links	LW rechts	Σ
N [kN]	211	140	121	127	303	902
V [kN]	69	59	66	5	12	211
k_M [-]	0,66	0,53	0,48			

Tabelle 6.4 Schnittgrößenverteilung am Wandfuß

6.5.1 Diskussion der Ergebnisse

Schon bei nur vertikaler Last entstehen in den Wänden horizontale Kräfte. Diese werden durch die asymmetrische Anordnung der Wände und die Rahmenwirkung hervorgerufen. In den beiden Auslenkungsrichtungen zeigen sich unterschiedliche Verhalten. So ist der maximale Gesamtwiderstand bei Auslenkung nach links mit ca. 235 kN zwar kaum höher als bei Auslenkung nach rechts (ca. 210 kN), die Beanspruchungen der einzelnen Wände sind jedoch sehr unterschiedlich. Am deutlichsten ist der Unterschied an der Innenwand zu erkennen. Der maximale Widerstand beträgt bei Auslenkung nach links ca. 140 kN, bei Auslenkung nach rechts ca. 75 kN (Bild 6.13).

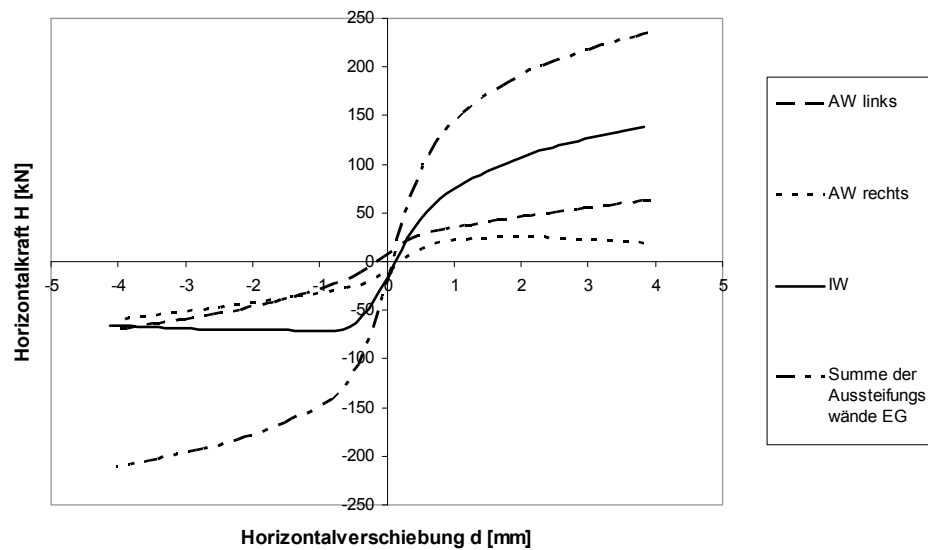


Bild 6.13 Entwicklung der horizontalen Widerstandskräfte

Die Interaktion der Wände und Decken beeinflusst maßgeblich den horizontalen Widerstand des Gesamtgebäudes. Unter der Horizontalbelastung verändern sich die Normalkräfte. Die Querkraftbemessung der Wände kann somit nicht mit der Normalkraftverteilung unter nur Vertikallasten geführt werden. Aufgrund der Asymmetrie des Gebäudes ist die Entwicklung der Normalkräfte in den Auslenkungsrichtungen verschieden. In der Innenwand steigt die Normalkraft bei Auslenkung nach rechts an, bei Auslenkung nach links hingegen nimmt sie ab. In den beiden Aussteifungswänden steigt die Normalkraft bei Auslenkung nach links an, bei Auslenkung nach rechts zeigt sich ein uneinheitliches Bild. Bei der linken Aussteifungswand wächst die Normalkraft, bei der rechten Aussteifungswand hingegen sinkt die Normalkraft.

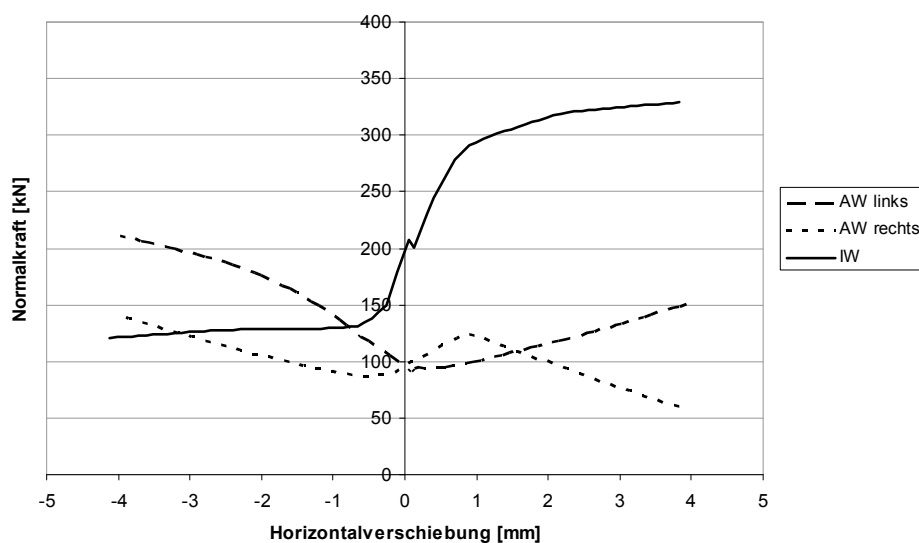


Bild 6.14 Entwicklung der Normalkräfte in den Wänden

Die Einspannwirkung der Decken für die Aussteifungswände verändert sich ebenfalls unter der Horizontalbelastung.

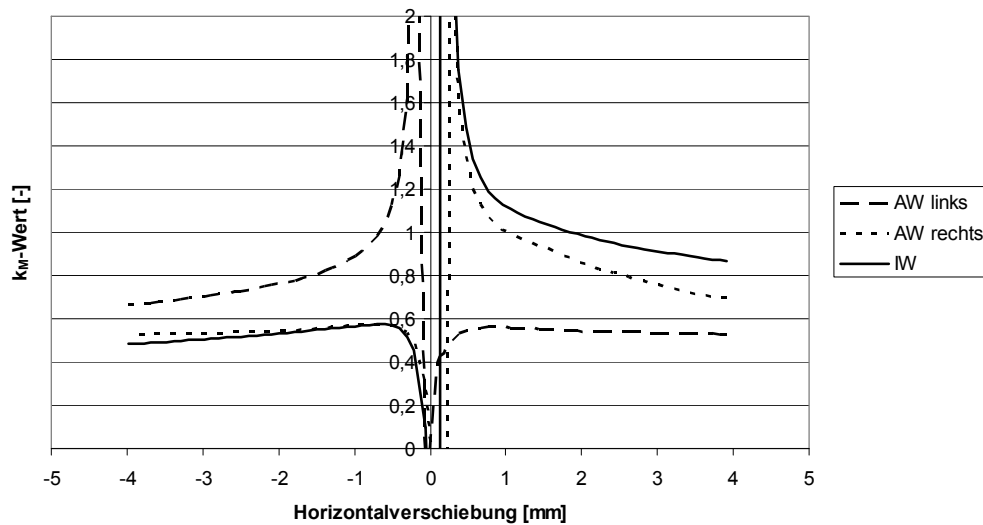


Bild 6.15 Entwicklung der k_M -Werte

In Bild 6.15 sind die Momentenverteilungszahlen über die horizontale Auslenkung dargestellt. Durch die räumliche Interaktion und das nichtlineare Verhalten treten hauptsächlich Werte zwischen 0,5 und 1 auf. Je größer die Auslenkungen sind, desto mehr konvergieren die Momentenverteilungszahlen gegen einen Wert von 0,5. Die Decken spannen bei großen Auslenkungen die Wände immer mehr ein.

6.6 Zusammenfassung

Mit dem Tragwerksmodell auf Basis des Makromodells ist es möglich, die räumliche und nichtlineare Interaktion von mehrgeschossigen Gebäuden nachzuvollziehen. Es zeigt sich, dass sich die Normalkräfte und Einspanngrade der Aussteifungswände unter Horizontalbelastung verändern. Nur durch die Abbildung des Gesamtmodells und der Berücksichtigung des mauerwerksspezifischen Verhaltens können die Einwirkungen realistisch bestimmt werden.

7 Beanspruchungen in aussteifenden Wänden

7.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Mit dem Tragwerksmodell (vgl. Kapitel 5 und 6) können die Randbedingungen der aussteifenden Wände bestimmt werden. Die herangezogenen Versuche (Kapitel 4) zeigen, dass die rechnerisch prognostizierten Tragfähigkeiten nach Norm die Tragfähigkeiten unterschätzen und zudem die Versagensarten abweichend vom Versuch angeben. Ziel dieses Kapitels ist es, basierend auf den Randbedingungen die realistischen Beanspruchungen in der Wand zu ermitteln.

Dazu wird wie folgt vorgegangen:

- Mit dem in Kapitel 5 vorgestellten vereinfachten Mikromodell werden die auf die Steine einwirkenden Spannungen in einer Mauerwerkswand bestimmt und mit den Annahmen des Modells der Norm verglichen.
- Mit einem modifizierten Makromodell (ohne Berücksichtigung der offenen Stoßfugen) werden die Normal- und Schubspannungen in der Wand bestimmt. Damit werden Ansätze entwickelt, mit denen die Spannungen unter Berücksichtigung der Wandgeometrie und Randbedingungen - unabhängig von einer FE-Berechnung - angegeben werden können.
- Unter Berücksichtigung der Verbandes und der offenen Stoßfugen werden basierend auf den getroffenen Spannungsansätzen in der Wand die Spannungsrandbedingungen der für den Nachweis maßgebenden Steine bestimmt.

7.2 Überprüfung der Modellannahmen nach Mann / Müller

Die Auswertung der Spannungsrandbedingungen für Mauerwerkswände auf Basis des vereinfachten Mikromodells zeigt ein einheitliches Bild. Am Beispiel einer oben eingespannten, gedrungenen Wand werden die Ergebnisse dargelegt. Diese Wand hat einen nahezu momentenfreien Bereich in Wandmitte und zu den Decken hin eine ansteigende Momentenbeanspruchung. Die Wandmitte spiegelt somit die Modellannahmen nach Mann / Müller gut wider.

In Bild 7.1 sind die Spannungsverläufe in den Lagerfugen dargestellt.

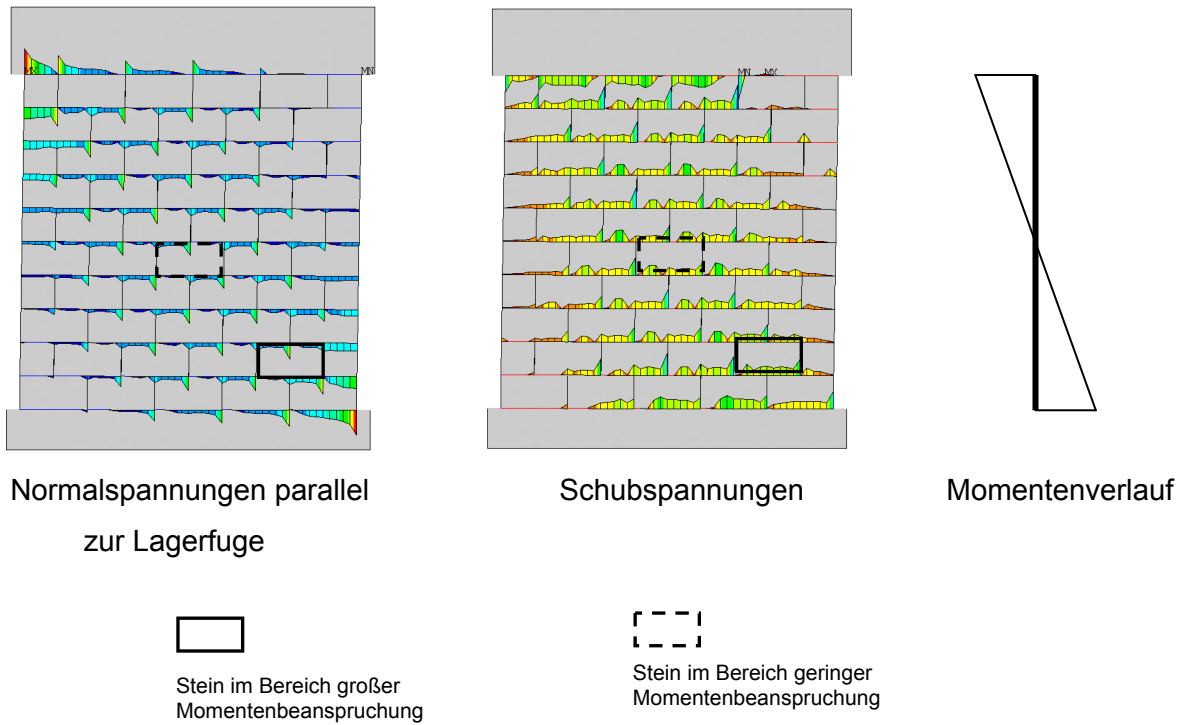


Bild 7.1 Spannungen in einer Wand mit geringer und großer Momentenbeanspruchung

Um den Vergleich mit den Ansätzen nach Mann / Müller führen zu können, werden die Spannungsverläufe über die Steinhälfte gemittelt. Bild 7.2 zeigt für die ausgewählten Steine die Normal- und Schubspannungsverläufe.

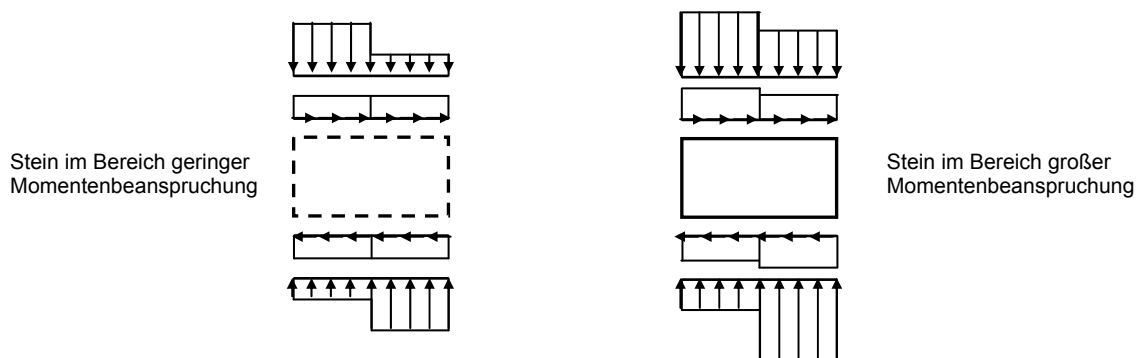


Bild 7.2 Gemittelte Spannungsverläufe an Mauersteinen

Es lässt sich im Vergleich zu den Modellannahmen festhalten:

- im Bereich geringer Momentenbeanspruchung
 - die Normalspannungen diagonal gegenüberliegender Steinhälften sind nahezu gleich groß
 - die Schubspannungen sind über den Stein konstant verteilt

- im Bereich großer Momentenbeanspruchung
 - die Normalspannungen diagonal gegenüberliegender Steinhälften sind unterschiedlich
 - die Schubspannungen sind in den von der Normalspannung weniger gedrückten Bereichen geringer

Zusammenfassend lässt sich sagen:

- Die qualitative Übereinstimmung der Normal- und Schubspannungen für Steine, die in Bereichen geringer Momentenbeanspruchung liegen, ist gut.
- Die qualitative Übereinstimmung der Normal- und Schubspannungen für Steine, die in Bereichen höherer Momentenbeanspruchung liegen, ist gering.
- Die Momentenbeanspruchung darf also bei der Bestimmung der Randspannungen der Steine nicht vernachlässigt werden.

7.3 Ansätze für die Spannungsverteilung in einer Wand unter Vernachlässigung des Einflusses der offenen Stoßfugen

Die Grundidee von Mann / Müller, die Spannungen am Stein auf Basis der Spannungen einer homogenen Wand zu bestimmen, wird auch hier verfolgt. Dazu werden die Spannungen auf Grundlage einer Parameterstudie mit einem modifizierten Makromodell bestimmt. Die Untersuchungen umfassen die Bestimmung der Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge, der Normalspannungen parallel zur Lagerfuge und der Schubspannungen. Auf Basis dieser Spannungsverläufe werden Ansätze gemacht, mit denen die Spannungsverteilungen unabhängig von einer FE-Berechnung angegeben werden können.

7.3.1 Parameterstudie mit modifiziertem Makromodell

Um die lokalen überdrückten Bereiche genau identifizieren zu können, werden in dem Makromodell (vgl. Kapitel 5.2) Kontaktelemente in Höhe der Lagerfugen angeordnet.

Bild 7.3 zeigt den Aufbau des Lamellenmodells.

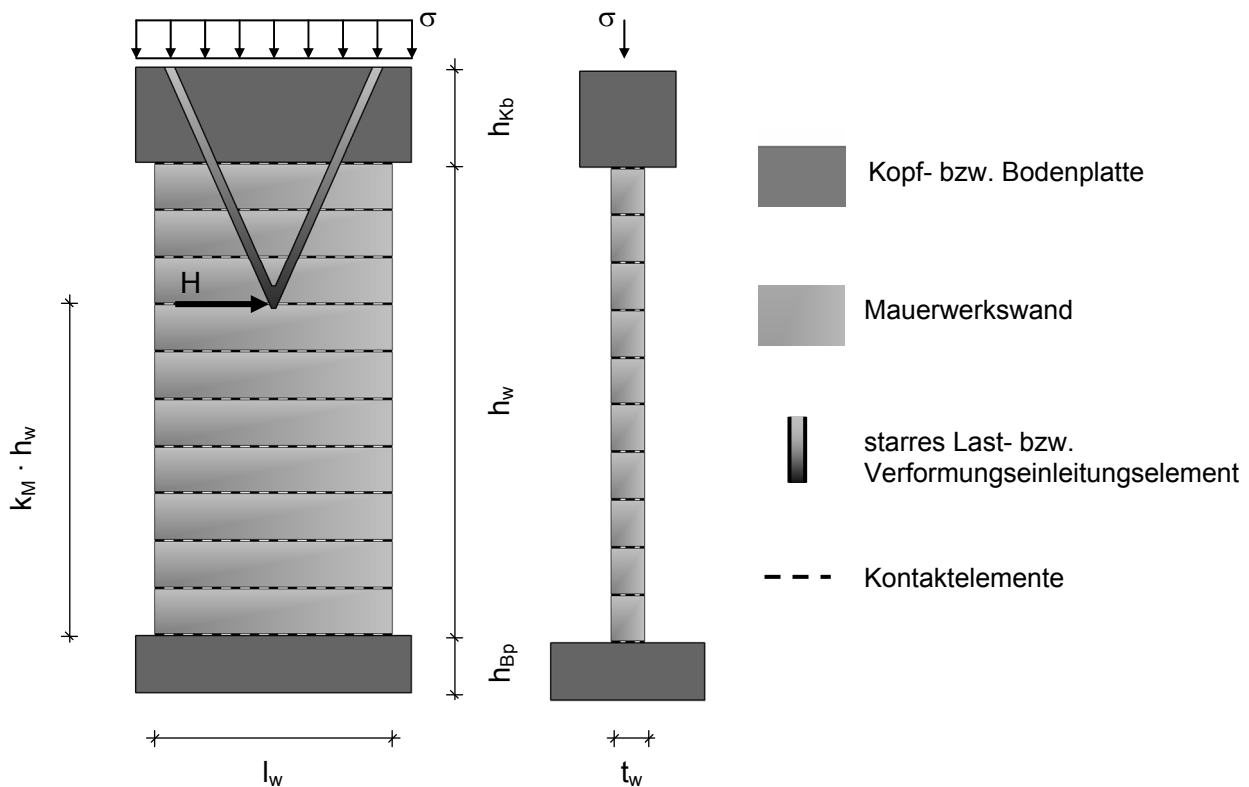


Bild 7.3 Lamellenmodell zur Parameterstudie

Für die Parameterstudie werden die Wandgeometrie und der Momentennulldurchgang variiert. Zudem wird die aufgebrachte Horizontallast in Schritten von 1 kN bis zur maximal aufnehmbaren Grenzkraft gesteigert. Die Auflast beträgt $\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$, die Wandhöhe 2,50 m.

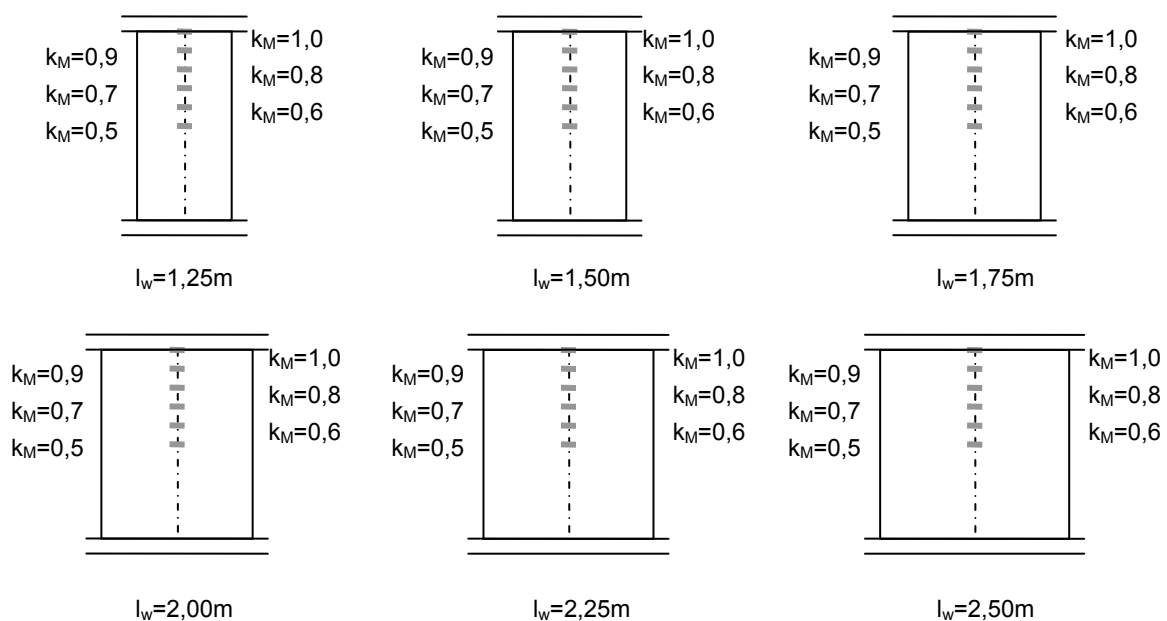


Bild 7.4 Übersicht der Parameterstudie

7.3.2 Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge

Die Normalspannungsverläufe zeigen bei den schlanken Wänden unabhängig von der Momentenverteilung einen linearen Verlauf. Die Untersuchungen zeigen tendenziell geringe Abweichungen vom linearen Verlauf bei den gedrungeneren Wänden. In Bild 7.5 sind die Normalspannungsverläufe in Höhe der Kontaktelemente für die untersuchten Wandgeometrien oben eingespannter Wände dargestellt.

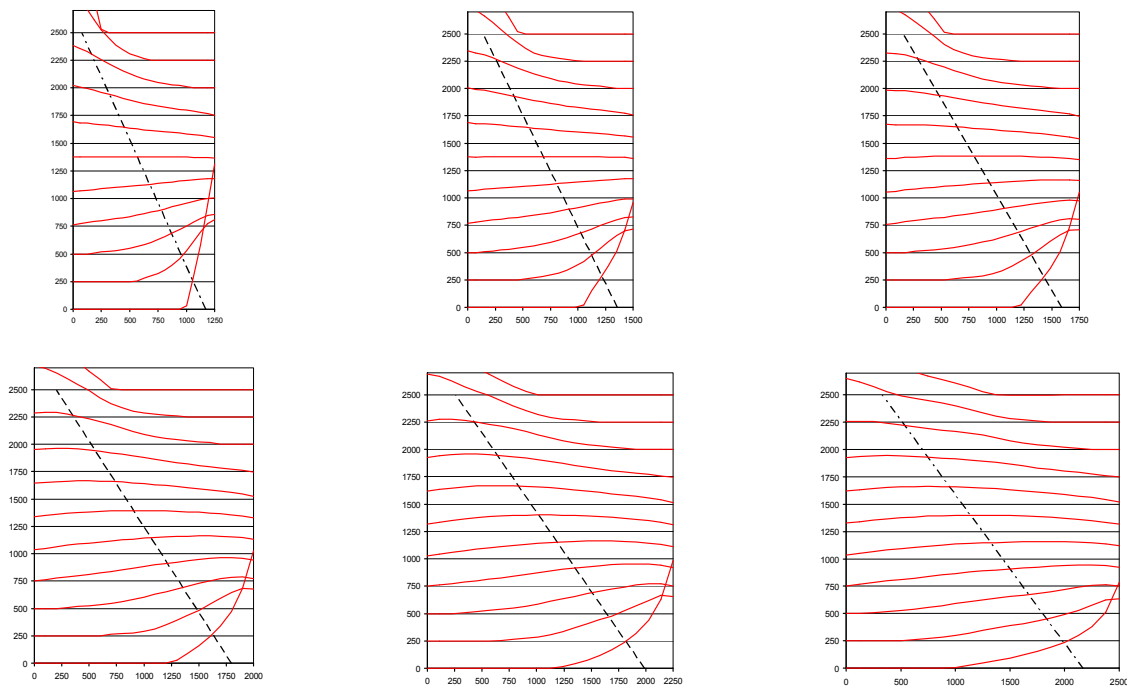
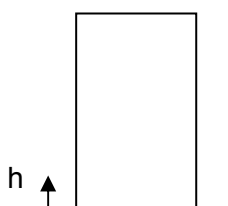


Bild 7.5 Normalspannungsverläufe senkrecht zur Lagerfuge für oben eingespannte Wände

Aufgrund der beobachteten Normalspannungsverläufe wird ein linearer Ansatz für die Normalspannungsverteilung gewählt.

Ansatz für die Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge

In einer Wand, die in den Lagerfugen keine Zugspannungen überträgt, kann die Lage der Resultierenden der Normalspannungen durch die Exzentrizität e angegeben. Mit der Kenntnis des Momentenverlaufs $M(h)$ und des Normalkraftverlaufs $N(h)$ über die Höhe der Wand kann die Exzentrizität e bestimmt werden.



$$e(h) = \frac{M(h)}{N(h)} \quad (7.1)$$

Unter der Voraussetzung, dass in den Lagerfugen keine Zugspannungen übertragen werden, kann die Normalspannungsverteilung abhängig von der Exzentrizität angegeben werden (Bild 7.6).

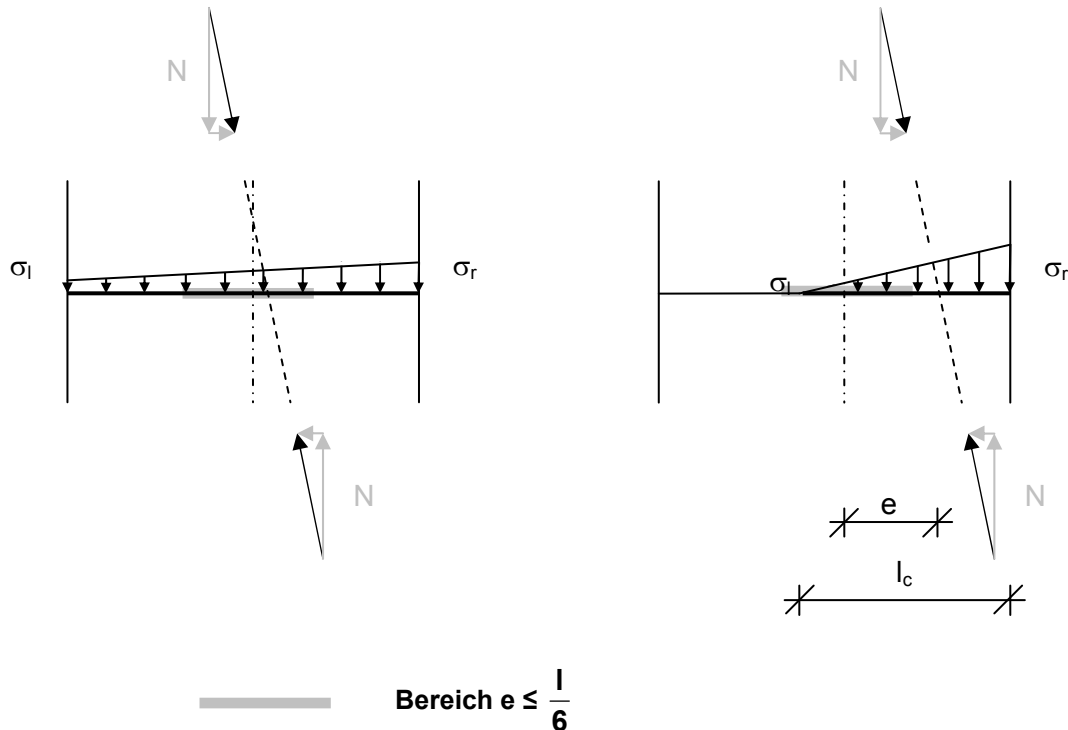


Bild 7.6 Normalspannungsverläufe in Abhängigkeit der Exzentrizität

Die Normalspannungen werden in Abhängigkeit der Exzentrizität e wie folgt ermittelt:

Für $e \leq \frac{l_c}{6}$

$$\sigma_l = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (7.2)$$

$$\sigma_r = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (7.3)$$

mit N = Normalkraft

M = Moment

$$W = \frac{t_w \cdot l_w^2}{6}$$

$$A = l_w \cdot t_w$$

Für $e \geq \frac{l}{6}$

$$\sigma_r = \frac{2 \cdot N}{l_c \cdot t_w} \quad (7.4)$$

$$\sigma_l = 0 \quad (7.5)$$

mit $l_c = \left(\frac{l}{2} - e\right) \cdot 3$

Vergleich des Ansatzes mit den FE-Ergebnissen

In Bild 7.7 sind die Normalspannungsverläufe in Höhe der Lagerfugen für eine schlanke Wand ($\lambda=2$) dargestellt. Im linken Bild ist die Wand mit einem k_M -Wert von 1,0 (Kragplatte), im rechten Bild mit einem k_M -Wert von 0,5 (eingespannte Wand) dargestellt.

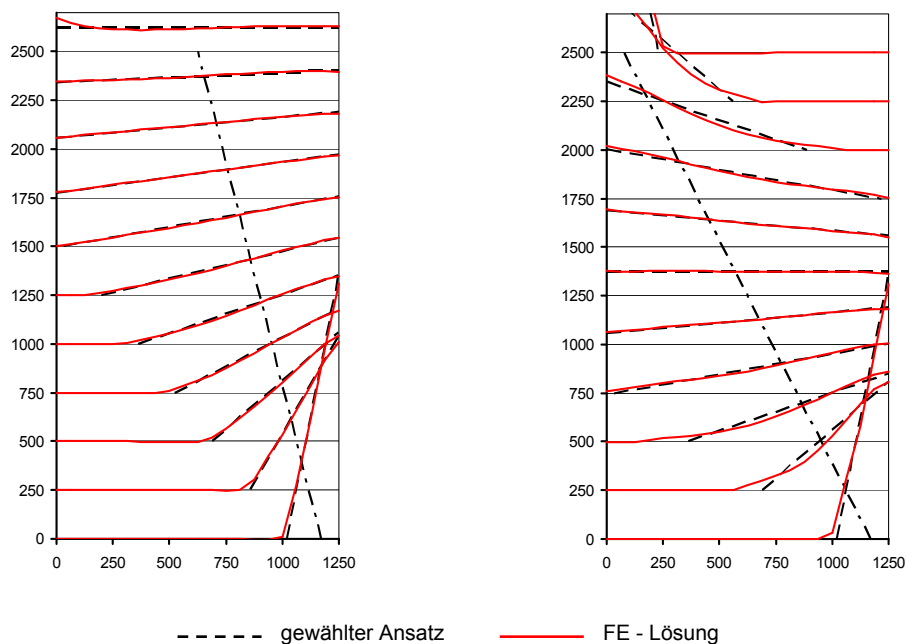


Bild 7.7 Vergleich der Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge: FE-Lösung – gewählter Ansatz für eine schlanke Wand ($\lambda=2$)

Die Vergleiche zeigen, dass der gewählte Ansatz die Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge gut wiedergibt.

Der Vergleich der Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge für eine gedrungene Wand ($\lambda=2$) zeigt Bild 7.8.

Dargestellt sind die Spannungsverläufe für einen Kragarm und eine oben eingespannte Wand.

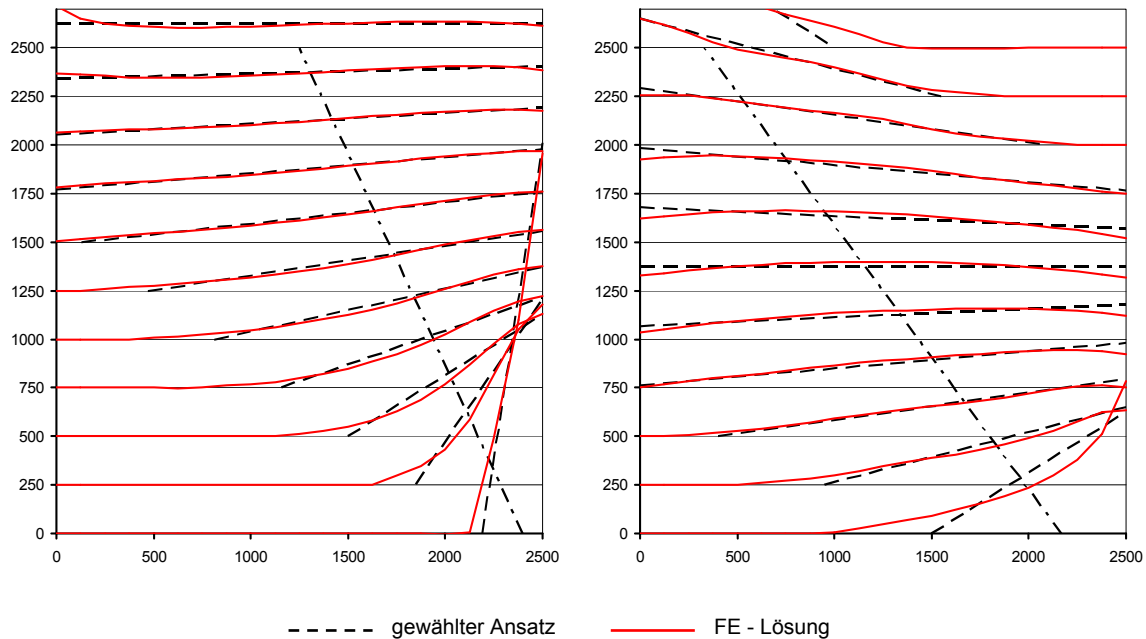


Bild 7.8 Vergleich der Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge: FE-Lösung – gewählter Ansatz für eine gedrungene Wand ($\lambda=1$)

Auch für die gedrungene Wandscheibe bestätigt sich die gute Übereinstimmung zwischen dem gewählten Ansatz und der FE-Berechnung. In den Schichten, in denen die Wand in den Lagerfugen klafft, zeigt sich jedoch, dass die überdrückte Länge größer ist als mit dem Ansatz. Dies wirkt sich jedoch nur in den Bereichen kleiner Spannungen aus, eine Anpassung der überdrückten Länge für die Normalspannungen ist nicht notwendig.

7.3.3 Schubspannung

Die in Bild 7.9 dargestellten Schubspannungsverläufe zeigen unabhängig von der Schlankheit der Wand für oben eingespannte Wände mit den zuvor beschriebenen Materialeigenschaften einen parabolischen Verlauf, dessen Maximum näherungsweise mit der Stelle der Exzentrizität angegeben werden kann.

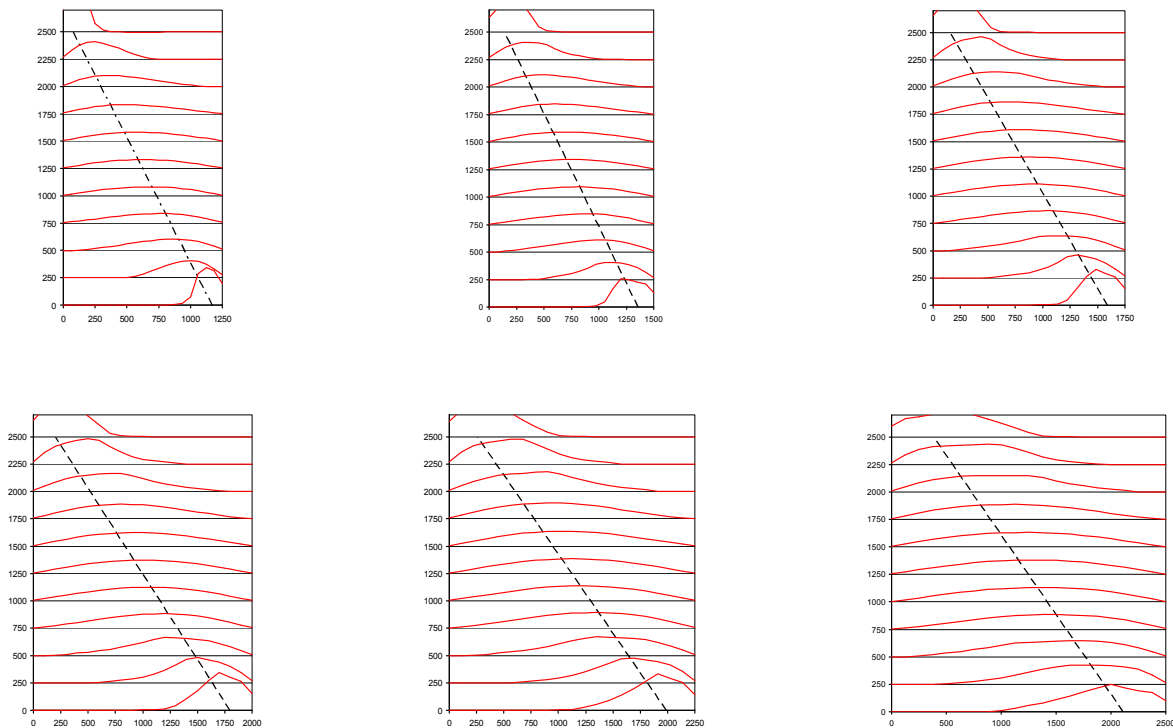


Bild 7.9 Schubspannungsverläufe für oben eingespannte Wände

Ansatz für die Schubspannungen

Überdrückte Länge

Aus dem Vergleich der Normalspannungen (FE – Ansatz) ist bekannt, dass die überdrückte Länge größer ist als in der Annahme. Daher wird für die Verteilung der Schubspannungen eine Korrektur der überdrückten Länge vorgenommen.

Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Erhöhung der überdrückten Länge auf

$$l_{ct} = l_c + 0,1 \cdot l_w \cdot \frac{e}{\frac{1}{2} \cdot l_w} = l_c + 0,2 \cdot e \quad (7.6)$$

gute Übereinstimmungen liefert. Die vergrößerte überdrückte Länge ist abhängig von der Wandlänge und der Exzentrizität.

Einfluss des Schubmoduls

Die Schubspannungsverteilungen des Lamellenmodells zeigen einen parabolischen Verlauf, dessen Maximum bezogen auf die überdrückte Länge $l_{c,\tau}$ einen Wert von $1,5 \cdot V/A_W$ hat. Die Ergebnisse basieren auf dem Lamellenmodell, wobei der Schubmodul zu $G = E/(2 \cdot (1 + \nu))$ angesetzt wurde. Dies bedeutet bei einem Ansatz von 0,2 für die Querdehnzahl ν , dass der Schubmodul 41,6% des Elastizitätsmoduls beträgt. Die Auswertung der Versuche (vgl. Kapitel 4) jedoch hat ergeben, dass der Schubmodul für die verschiedenen Stein-Mörtelkombinationen variiert. Dazu wurden Berechnungen mit variiertem Schubmodul an dem Lamellenmodell durchgeführt. Insbesondere bei den langen Wänden konnten die Berechnungen nicht bis zur maximalen Last gesteigert werden, da Konvergenzprobleme auftraten. Aus diesem Grund wurde das Lamellenmodell mit reduzierten Schubmoduli nur bis zur elastischen horizontalen Grenzlast belastet. Ausgewertet wurde der Mittelpunkt der Wand. Hier wurde der Quotient c aus vorhandener Schubspannung zu mittlerer Schubspannung gebildet.

In Bild 7.10 sind die Ergebnisse über die Druckstrebenneigung α dargestellt.

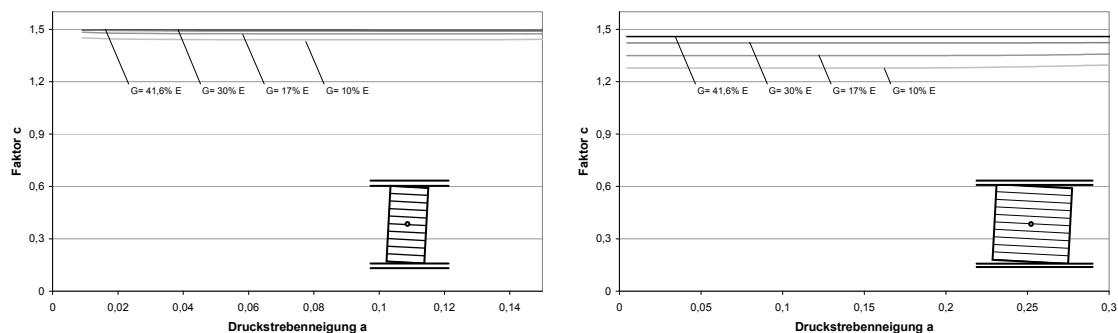


Bild 7.10 Schubbeiwert in Abhängigkeit vom Schubmodul

Bei einer schlanken Wand hat der Schubmodul nahezu keinen Einfluss auf die Schubspannungsverteilung. Bei einer langen Wand hingegen, ist ein deutlicher Einfluss des Schubmoduls zu erkennen. Bei einem Schubmodul, der 41,6% des E-Moduls ist, liegt der Faktor bei 1,46, also nahezu bei 1,5. Einer Reduktion des Schubmoduls auf 17 % entspricht ein Schubbeiwert von 1,35 und ein Schubmodul von 10% des Elastizitätsmoduls hat einen Faktor von 1,28 zur Folge.

Für die Bemessung wird daher vorgeschlagen, für die schlanken 1,25 m langen Wände mit einem Schubfaktor von 1,5 zu rechnen. Bei den langen 2,50 m langen Wänden wird ein Faktor 1,35 für die KS-Wände aus 16 DF – Steinen mit Dünnbettmörtel (der Schubmodul entspricht 17% des E-Moduls) und für die Ziegelwände ein Wert von 1,28 angesetzt.

Ansatzfunktion

Um einen parabolischen Verlauf zu erzeugen, bei dem das Maximum der Schubspannung an einer bestimmten Stelle liegt, kann eine Polynom - Funktion vierten Grades angesetzt werden.

In Bild 7.11 sind Verläufe von Schubspannungen sowohl im vollständig überdrückten Bereich als auch im nur teilweise überdrückten Bereich dargestellt. Die zur Definition relevanten Werte sind eingetragen. Die Querkraft V in der Wand entspricht bei dem betrachteten System der äußeren Horizontalkraft H .

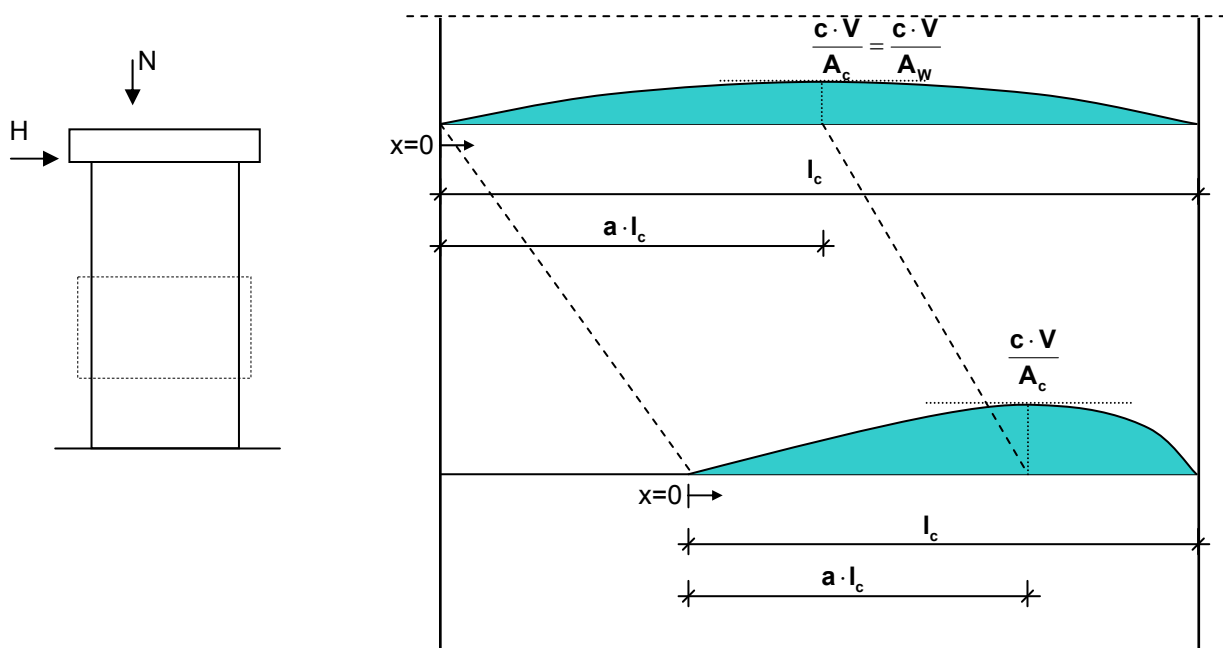


Bild 7.11 Ansatz für die Schubspannungsfunktion

Die Parabel kann allgemein dargestellt werden:

$$\tau(x) = A \cdot x^4 + B \cdot x^3 + C \cdot x^2 + D \cdot x + E \quad (7.7)$$

Folgende Randbedingungen sind bekannt:

1. An der Stelle $x=0$ sind die Schubspannungen Null:

$$\Rightarrow \tau(0) \stackrel{!}{=} 0 \quad (7.8)$$

2. An der Stelle $a \cdot l_c$ beträgt die Schubspannung $c \cdot V / A_c$, wobei A_c den Querschnitt der überdrückten Fläche beschreibt:

$$\Rightarrow \tau(a \cdot l_c) \stackrel{!}{=} \frac{c \cdot V}{A_c} \quad (7.9)$$

3. An der Stelle l_c nimmt die Schubspannung einen Wert von Null an:

$$\Rightarrow \tau(l_c) = 0 \quad (7.10)$$

4. Die Tangente an der Stelle $a \cdot l_c$ hat die Steigung Null:

$$\Rightarrow \tau'(a \cdot l_c) = 0 \quad (7.11)$$

5. Das Integral der Schubspannung von $x = 0$ bis $x = l_c$ ergibt die Querkraft:

$$\Rightarrow \int_0^{l_c} \tau(x) dx = V \quad (7.12)$$

Daraus ergibt sich folgende Funktion für den Verlauf der Schubspannung:

$$\tau(x) = A \cdot x^4 + B \cdot x^3 + C \cdot x^2 + D \cdot x + E \quad (7.13)$$

mit:

$$A = \frac{-5 \cdot (c - 6 \cdot a \cdot c + 6 \cdot a^2 \cdot c - 24 \cdot a^3 + 12 \cdot a^4)}{(3 - 16 \cdot a + 33 \cdot a^2 - 30 \cdot a^3 + 10 \cdot a^4)} \cdot \frac{V}{a^2 \cdot l_c^5 \cdot t} \quad (7.14)$$

$$B = \frac{4 \cdot (2 \cdot c - 9 \cdot a \cdot c + 15 \cdot a^2 + 10 \cdot a^3 \cdot c - 45 \cdot a^4 + 30 \cdot a^5)}{(3 - 16 \cdot a + 33 \cdot a^2 - 30 \cdot a^3 + 10 \cdot a^4)} \cdot \frac{V}{a^2 \cdot l_c^4 \cdot t} \quad (7.15)$$

$$C = \frac{(-3 \cdot c + 54 \cdot a^2 \cdot c - 120 \cdot a^3 - 60 \cdot a^3 \cdot c + 180 \cdot a^4 - 60 \cdot a^6)}{(3 - 16 \cdot a + 33 \cdot a^2 - 30 \cdot a^3 + 10 \cdot a^4)} \cdot \frac{V}{a^2 \cdot l_c^3 \cdot t} \quad (7.16)$$

$$D = \frac{2 \cdot (3 \cdot c - 12 \cdot a \cdot c + 10 \cdot a^2 \cdot c + 30 \cdot a^3 - 60 \cdot a^4 + 30 \cdot a^5)}{(3 - 16 \cdot a + 33 \cdot a^2 - 30 \cdot a^3 + 10 \cdot a^4)} \cdot \frac{V}{a \cdot l_c^2 \cdot t} \quad (7.17)$$

$$E = 0 \quad (7.18)$$

Q: Querkraft

l_c : Länge des überdrückten Bereiches

t: Wanddicke

a: Faktor zur Lagebeschreibung der maximalen Schubspannung bezogen auf die überdrückte Länge l_c

Die Werte für den Faktor a sind auf Werte zwischen 0,33 und 0,66 anzusetzen.

Vergleich des Ansatzes mit den FE-Ergebnissen

In Bild 7.12 sind die Schubspannungen nach der FE- Berechnung mit dem Lammellenmodell und die Schubspannungen nach dem gewählten Ansatz für eine schlanke Wand dargestellt.

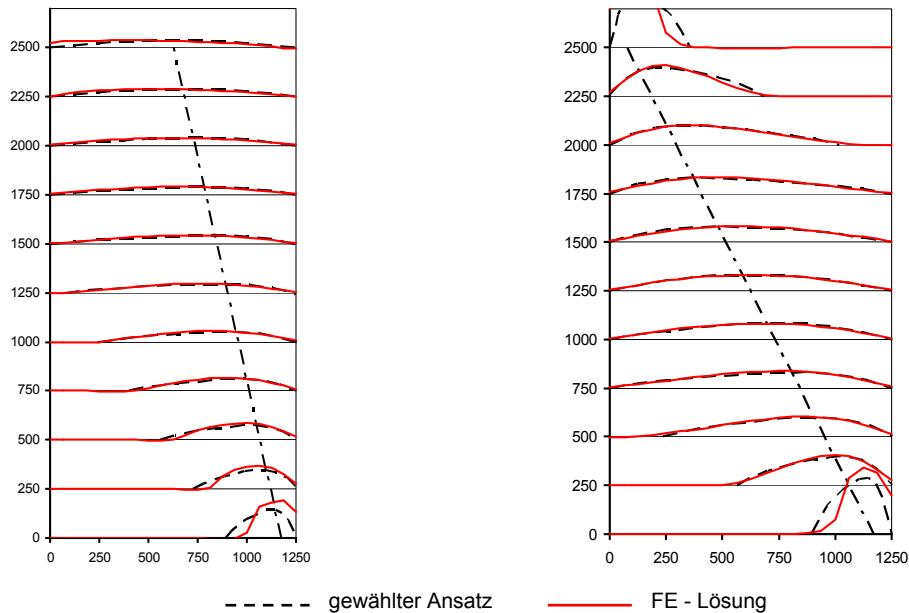


Bild 7.12 Vergleich der Schubspannungen: FE – gewählter Ansatz für eine schlanke Wand ($\lambda=2$)

Sowohl für den Kragarm (Bild 7.12 links) als auch für die oben eingespannte Wand liefert die Ansatzfunktion eine gute Übereinstimmung. Der in Bild 7.13 dargestellte Vergleich der Schubspannungen auf Basis der Ansatzfunktion und der FE-Berechnung bestätigen die gute Übereinstimmung auch für gedrungene Wände ($\lambda=1$).

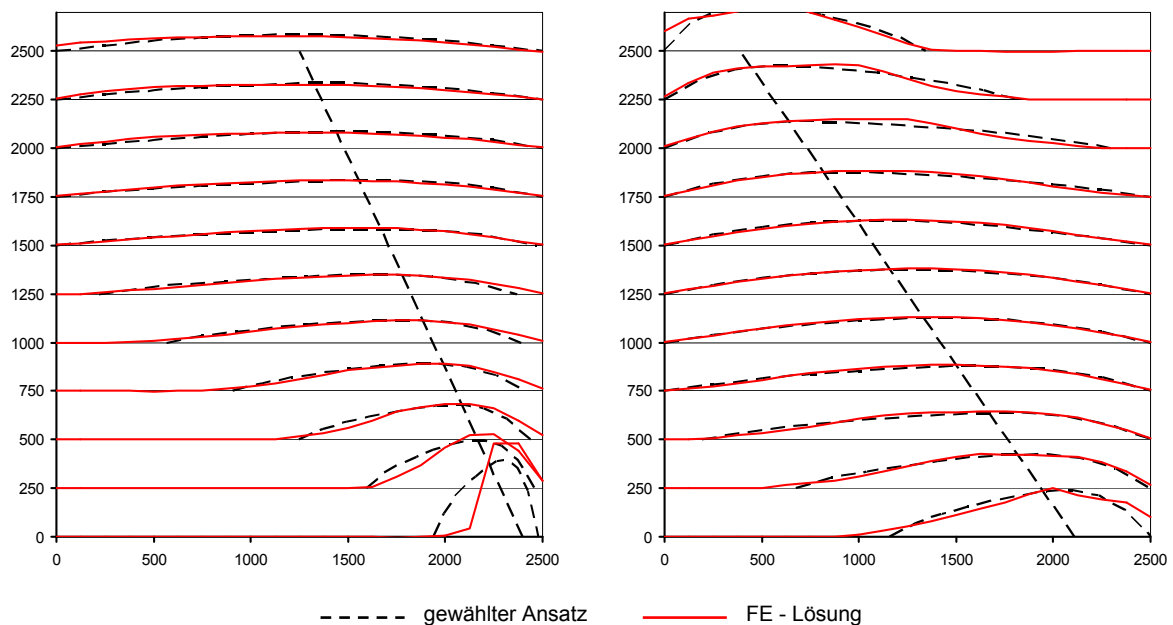


Bild 7.13 Vergleich Schubspannungen: FE - gewählter Ansatz für eine gedrungene Wand ($\lambda=1$)

7.3.4 Normalspannungen parallel zur Lagerfuge

In Bereichen mit geringer Momentenbeanspruchung sind die Normalspannungsverläufe parallel zur Lagerfuge gering. In den Bereichen großer Momentenbeanspruchung ($e > l/6$) sind hingegen die Normalspannungen deutlich zu erkennen (Bild 7.14).

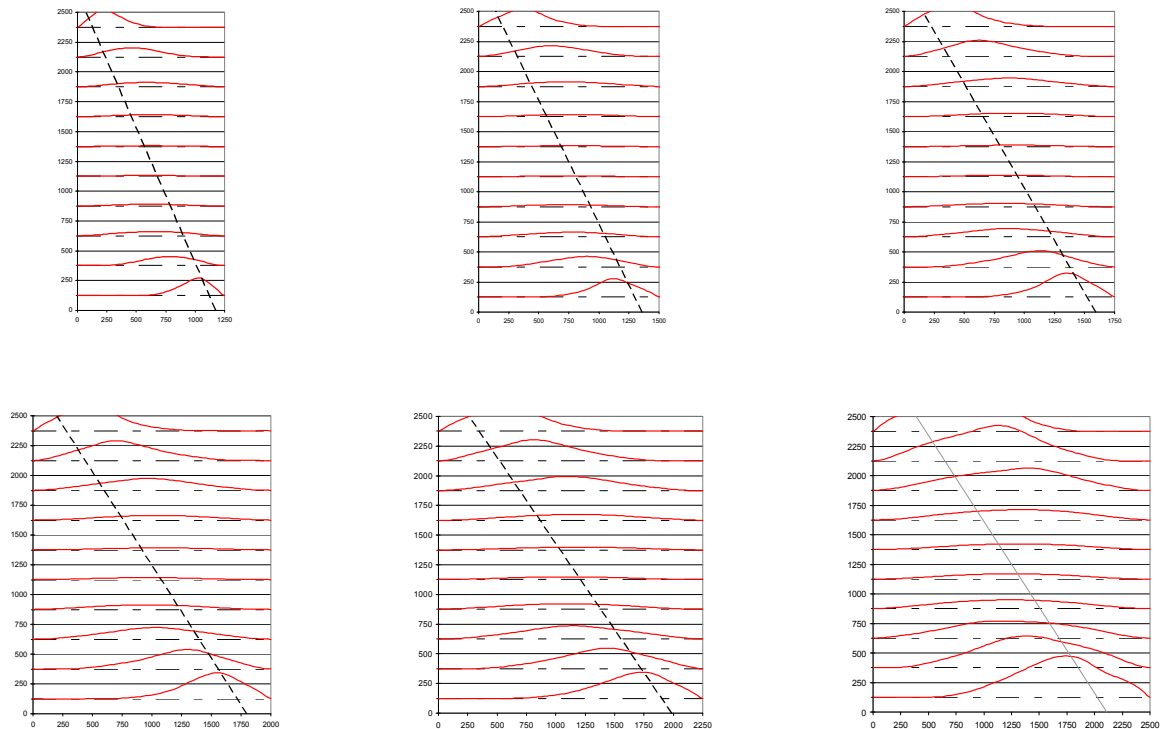


Bild 7.14 Normalspannungsverläufe parallel zur Lagerfuge für oben eingespannte Wände

Da die Schubspannungsverläufe an der Oberkante und an der Unterkante einer Steinreihe unterschiedlich sind, kann das horizontale Gleichgewicht an einem Ausschnitt nur dann erfüllt sein, wenn zusätzlich eine horizontale Kraft F_{xl} und F_{xr} an den Schnittpunkten vorhanden ist.

In Bild 7.15 sind an einem Ausschnitt die Schubspannungen für die Oberseite τ_o und die Unterseite τ_u dargestellt. Die integralen Schubkräfte T_o und T_u stehen mit den Kräften F_{xl} und F_{xr} im Gleichgewicht.

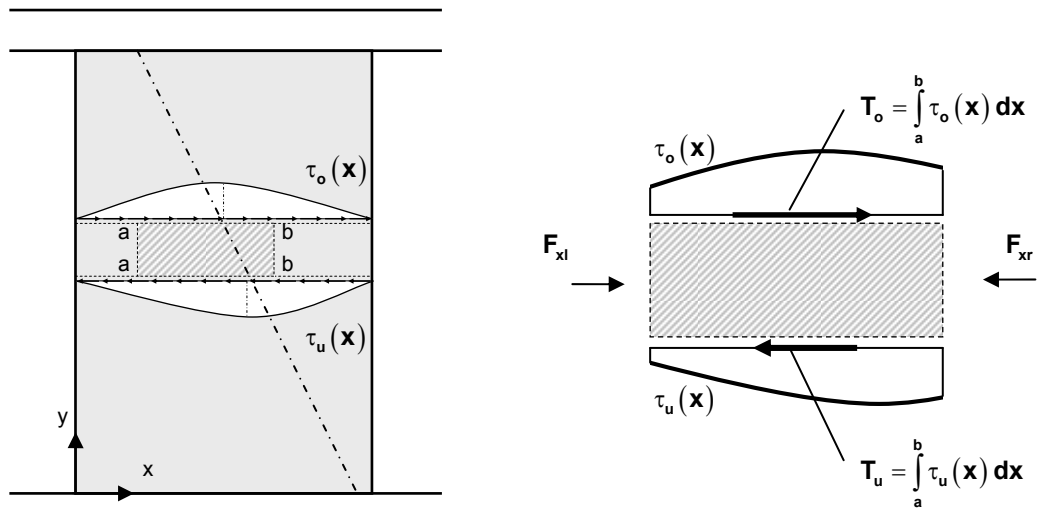


Bild 7.15 Horizontales Gleichgewicht an einem Ausschnitt im überdrückten Bereich

Eine Betrachtung der Bereiche, in denen die Wand nicht mehr ganz überdrückt ist, zeigt, dass das horizontale Gleichgewicht an einem Ausschnitt ebenfalls nur dann erfüllt ist, wenn am vertikalen Schnitt eine horizontale Kraft bzw. Spannung vorhanden ist. Besonders deutlich wird das durch den in Bild 7.16 gewählten Ausschnitt. An der Unterkante treten hier keine Schubspannungen auf. Die an der Oberkante wirkenden Schubspannungen müssen mit einer Horizontalkraft ins Gleichgewicht gebracht werden.

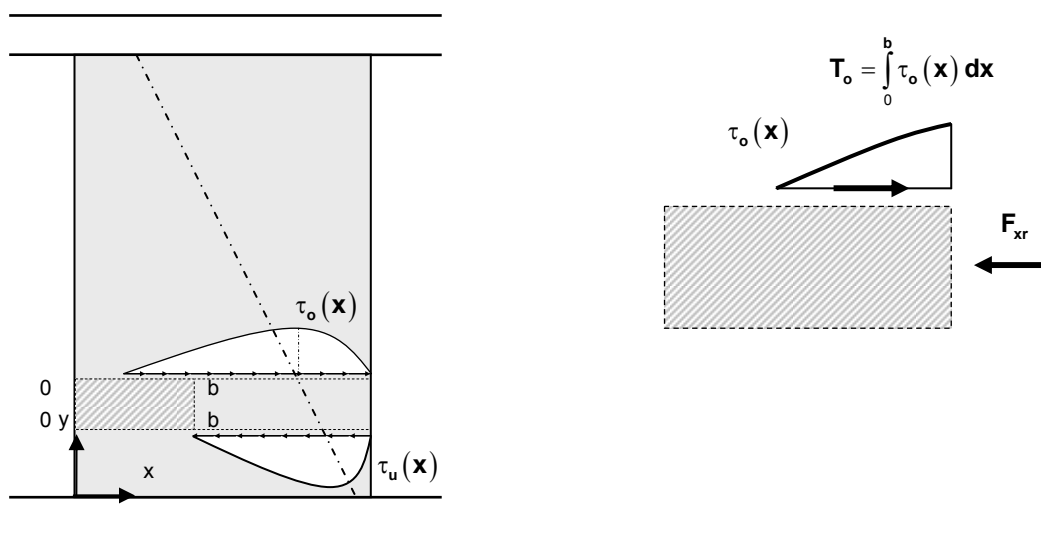


Bild 7.16 Horizontales Gleichgewicht an einem Ausschnitt im nicht vollständig überdrückten Bereich

Sowohl im vollständig als auch im nicht vollständig überdrückten Bereich ist eine horizontale Normalspannung vorhanden, da die Schubspannungen an Ober- und Unterkante unterschiedlich sind. Die Gleichgewichtskraft F_x tritt in der Wand in Form von Normalspannungen parallel zur Lagerfuge auf.

Ein weiterer Grund, warum Spannungen in horizontaler Richtung in einer Wand entstehen, sind Zwängungen zwischen der Wand und der Decke. Unter vertikalen Belastungen will die Wand sich horizontal ausdehnen. Da die Decke wesentlich steifer als die Wand ist, kann sich die Wand in den deckennahen Bereichen nicht verformen. Die Folge sind Normalspannungen parallel zur Lagerfuge in der Wand in den deckennahen Bereichen. Die Normalspannungen infolge der Zwängungen sind im Verhältnis zu den Normalspannungen infolge der Schubspannungen klein.

Ansatz für die Normalspannungen parallel zur Lagerfuge

Unter der Annahme, dass die Spannungen σ_x maßgeblich durch die Schubspannungen bestimmt werden, werden die Spannungen infolge der Zwangsbeanspruchung vernachlässigt. Zur Bestimmung der σ_x Spannungen ist es nötig die Steingeometrie zu kennen, da die Steinhöhe maßgeblich die Spannung in x - Richtung bestimmt.

An einem steinhohen Ausschnitt (Bild 7.17) werden Gleichgewichtsbetrachtungen geführt. Das horizontale Gleichgewicht kann nur erfüllt sein, wenn an der vertikalen Schnittkante eine horizontale Kraft wirkt. Diese ergibt sich als Differenz zwischen der oben wirkenden Schubkraft als Integral der Schubspannung und der unten wirkenden Schubkraft.

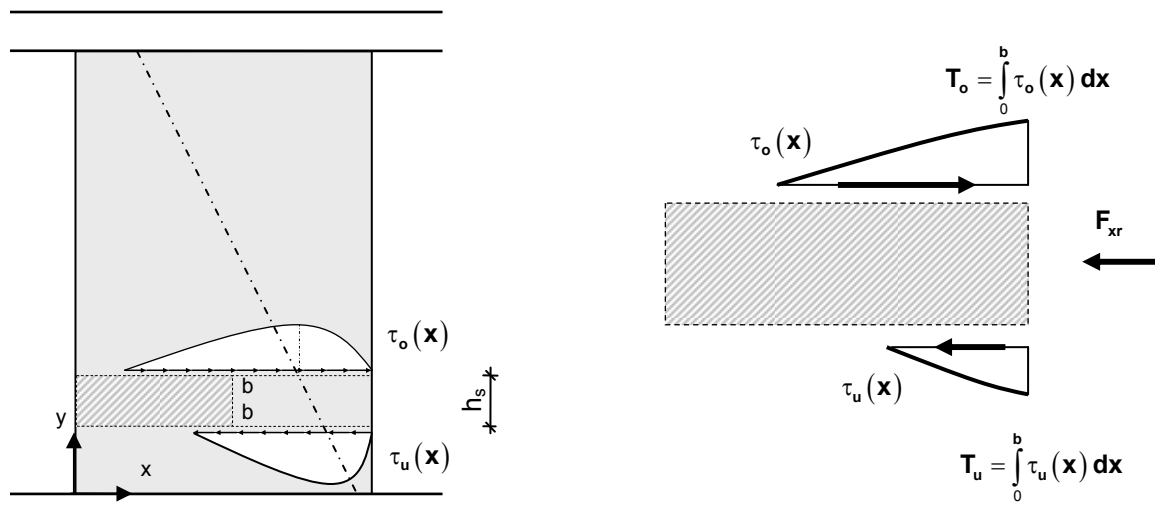


Bild 7.17 Zur Ermittlung der Normalspannung σ_x

Der Ausschnitt hat die Höhe h_s und die Länge b .

Aus $\sum H = 0$ folgt:

$$F_x = -\int_0^b \tau_{xy,oben}(x) dx + \int_0^b \tau_{xy,unten}(x) dx \quad (7.19)$$

Die Spannung σ_x ergibt sich dann zu:

$$\sigma_x = \frac{F_x}{t_w \cdot h_s} \quad (7.20)$$

Vergleich des Ansatzes mit den FE-Ergebnissen

Im Folgenden werden die aus der FE-Analyse bestimmten Normalspannungen parallel zur Lagerfuge mit dem gewählten Ansatz für schlanke ($\lambda=2$) und gedrungene Wände ($\lambda=1$) verglichen.

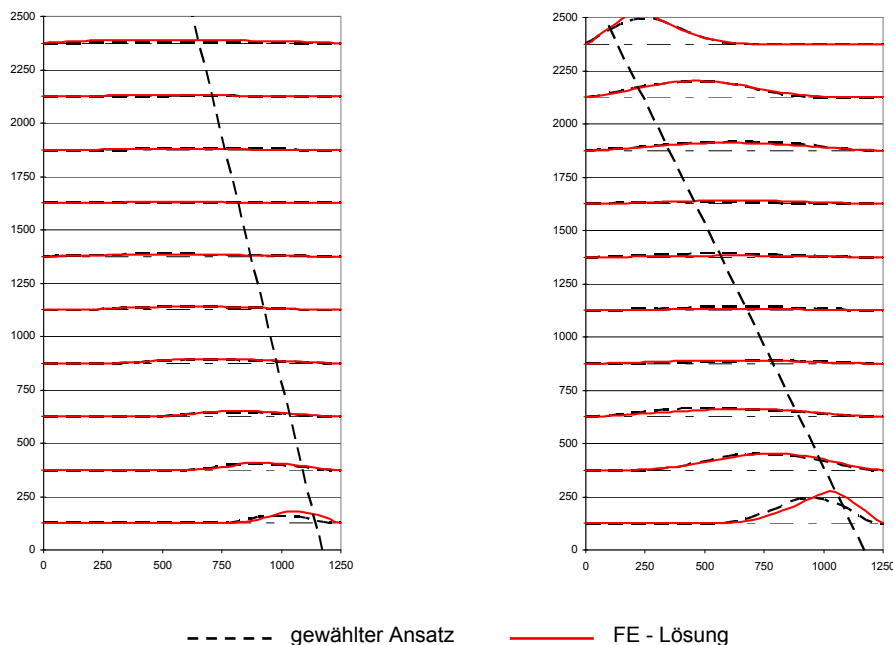


Bild 7.18 Vergleich Normalspannungen parallel zur Lagerfuge: FE - gewählter Ansatz für eine schlanke Wand ($\lambda=2$)

Die Übereinstimmungen zwischen der FE-Lösung und dem gewählten Ansatz sind als gut zu bezeichnen. Lediglich am Wandfuß und am Wandkopf sind Abweichungen zu erkennen. Die FE-Lösung liefert für diese Bereiche größere Normalspannungen. In diesen Bereichen übt die Decke auf die Wand einen Zwang aus. Der Unterschied ist jedoch gering, so dass der Ansatz der Vernachlässigung des Zwangs bestätigt wird.

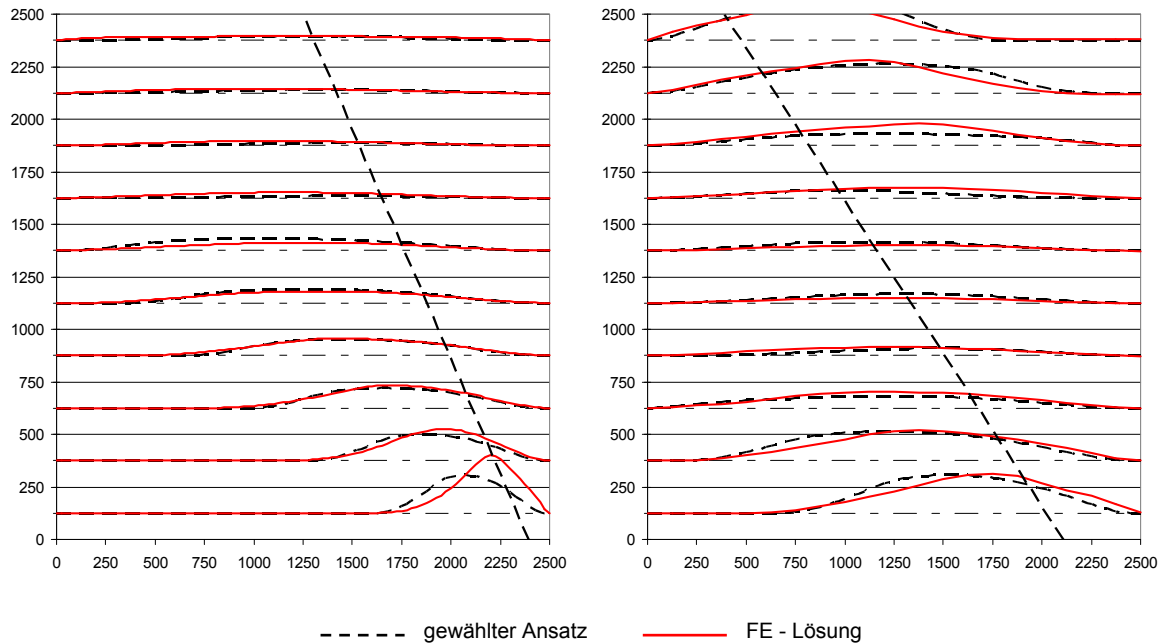


Bild 7.19 Vergleich der Normalspannungen parallel zur Lagerfuge: FE - gewählter Ansatz für eine gedrungene Wand ($\lambda=1$)

Die Ergebnisse für die gedrungene Wandscheibe ($\lambda=1$) zeigen das gleiche Verhalten. Die Übereinstimmung ist sowohl in den vollständig überdrückten als auch nur teilweise überdrückten Bereichen als gut zu bezeichnen.

7.3.5 Übersicht der gewählten Ansätze für die Spannungsverteilungen

Die Parameterstudie zeigt, dass der auch für den Nachweis nach Norm gewählte Ansatz einer linear elastischen Normalspannungsverteilung senkrecht zur Lagerfuge unter Berücksichtigung des Klaffens eine gute Übereinstimmung mit den FE-Lösungen zeigt.

Die Schubspannungsverläufe hingegen werden gut mit einer Parabel 4. Grades wiedergegeben. Es zeigt sich zudem, dass das Maximum des Schubspannungsverlaufs an der Stelle der Resultierenden im Querschnitt auftritt. Der Wert des Maximums konnte mit einer Parameterstudie des Schubmoduls bestimmt werden. Abweichend von der Annahme der Norm zeigt sich, dass die Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung bei gedrungenen Wandscheiben auf der unsicheren Seite liegt.

Insbesondere in den klaffenden Bereichen treten Normalspannungen parallel zur Lagerfuge auf. Es konnte gezeigt werden, dass diese Spannungen hauptsächlich durch die Schubspannungen hervorgerufen werden. Auf Basis der Schubspannungen ist ein Ansatz zur Beschreibung der Normalspannungen parallel zur Lagerfuge formuliert worden.

In Tabelle 7.1 sind die gewählten Ansätze für die Spannungen in der Wand zusammengestellt.

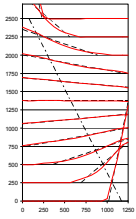
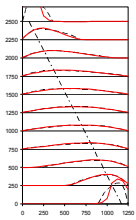
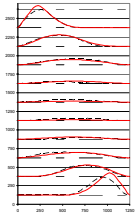
Spannungen	Verlauf	Anmerkung
Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge		<ul style="list-style-type: none"> - Ansatzfunktion: linear veränderlich - kein Unterschied zum bisherigen Ansatz - Unterschied zwischen $e < l/6$ und $e > l/6$
Schubspannung		<ul style="list-style-type: none"> - Ansatzfunktion: Parabel vierten Grades - Unterschied zum bisherigen Ansatz - Überdrückte Länge auf Basis der Normalspannung
Normalspannung parallel zur Lagerfuge		<ul style="list-style-type: none"> - Ansatzfunktion: auf Basis der Schubspannungen - bisher vernachlässigt - Differenz der Schubkräfte von oberer und unterer Lagerfuge

Tabelle 7.1 Ansätze für die Spannungsverteilungen in der Wand

Alle gewählten Ansätze zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Spannungsverläufen der Parameterstudie anhand FE-Berechnungen.

7.4 Randspannungen eines Einzelsteins

Durch die im Verhältnis zu den Abmessungen der Wände großen Mauersteine, ist eine Betrachtung des Einzelsteins nötig. Mit den bekannten Spannungsverläufen einer Aussteifungswand (s. vorheriger Abschnitt) können die Beanspruchungen der Mauersteine identifiziert werden. Dazu werden die Spannungen, die für eine homogene Scheibe ermittelt worden sind, auf die Mauersteine unter Berücksichtigung des Verbandes übertragen.

Maßgebende Steine in der Wand

Die Betrachtungen zu den Schubspannungsverläufen in der Wand zeigen, dass die Steine, die entlang der Druckstreben liegen, die größte Schubbeanspruchung (Bild 7.1 links) erfahren. Die Versuchsbeobachtungen zeigen ebenfalls, dass die Rissbildung immer an der Hauptdruckstrebe lag. Deshalb werden die Spannungsrandbedingungen für die Steine entlang der Druckstrebe (Bild 7.20 rechts) hergeleitet.

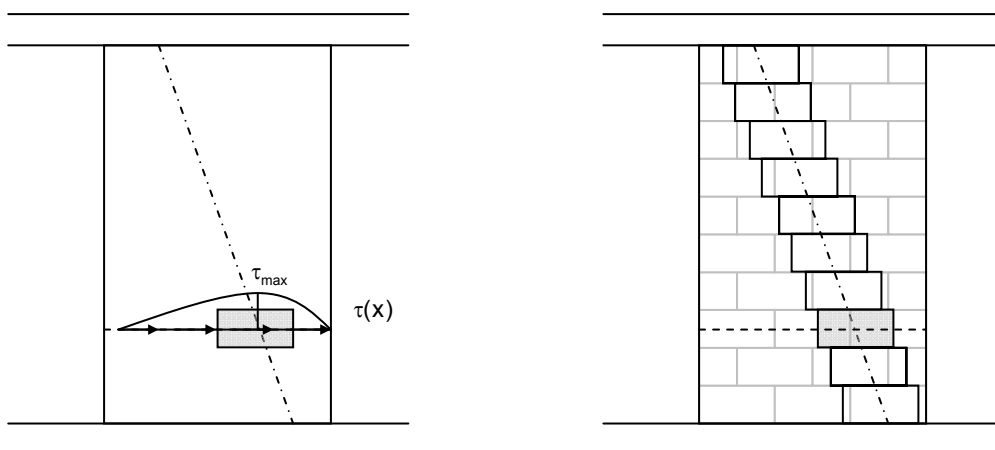


Bild 7.20 Schubverlauf in der Wand und maßgebende Steine entlang der Hauptdruckstrebe

Wie oben beschrieben, werden die Spannungen, die für eine homogene Wand ermittelt sind, auf die Einzelsteine übertragen. Dabei wird die Verbandstruktur berücksichtigt. Ein Stein im Wandinneren ist von allen Seiten im Verband aufgemauert (Bild 7.21).

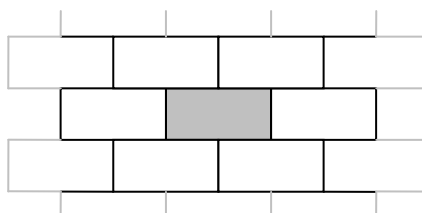


Bild 7.21 Mauerstein im Verband

Ein Stein am Übergang zu den Decken hingegen ist zur Decke hin nicht im Verband (Bild 7.22).

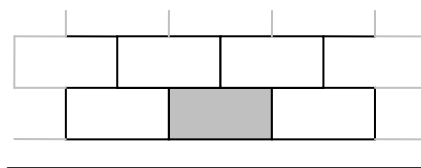


Bild 7.22 Mauerstein am Übergang zu den Decken

Liegt der Stein in der Ecke der Wand (Bild 7.23), so ist der Verband nur noch zu zwei Seiten gegeben.

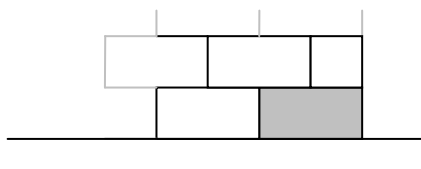


Bild 7.23 Mauerstein in der Wandecke

Aufgrund dieser Betrachtungen wird die Wand in drei Bereiche unterteilt.

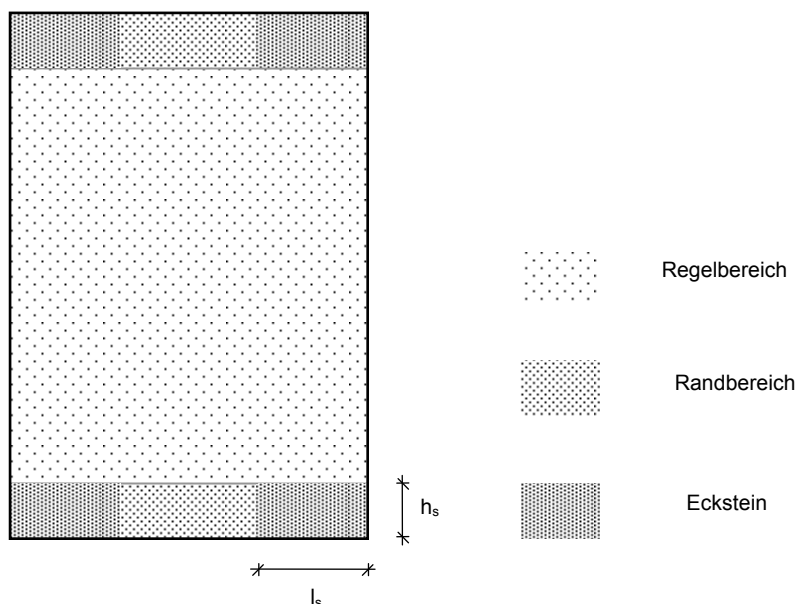


Bild 7.24 Unterteilung der Wand

Die Spannungsrandbedingungen werden getrennt für die Bereiche Regelbereich, Randbereich und Eckstein ermittelt. Zunächst werden die Spannungsrandbedingungen für den Regelbereich hergeleitet.

Spannungsbilder an den maßgebenden Steinen im Regelbereich

Die auf die Steine einwirkenden Spannungen können zunächst mit Hilfe der im vorhergehenden Abschnitt hergeleiteten Ansätze für die Spannungsverläufe angegeben werden. Diese Spannungsverteilungen basieren auf dem Ansatz einer homogenen und isotropen Scheibe. In Bild 7.25 sind die Spannungsbilder an den Rändern eines herausgeschnittenen Steines dargestellt.

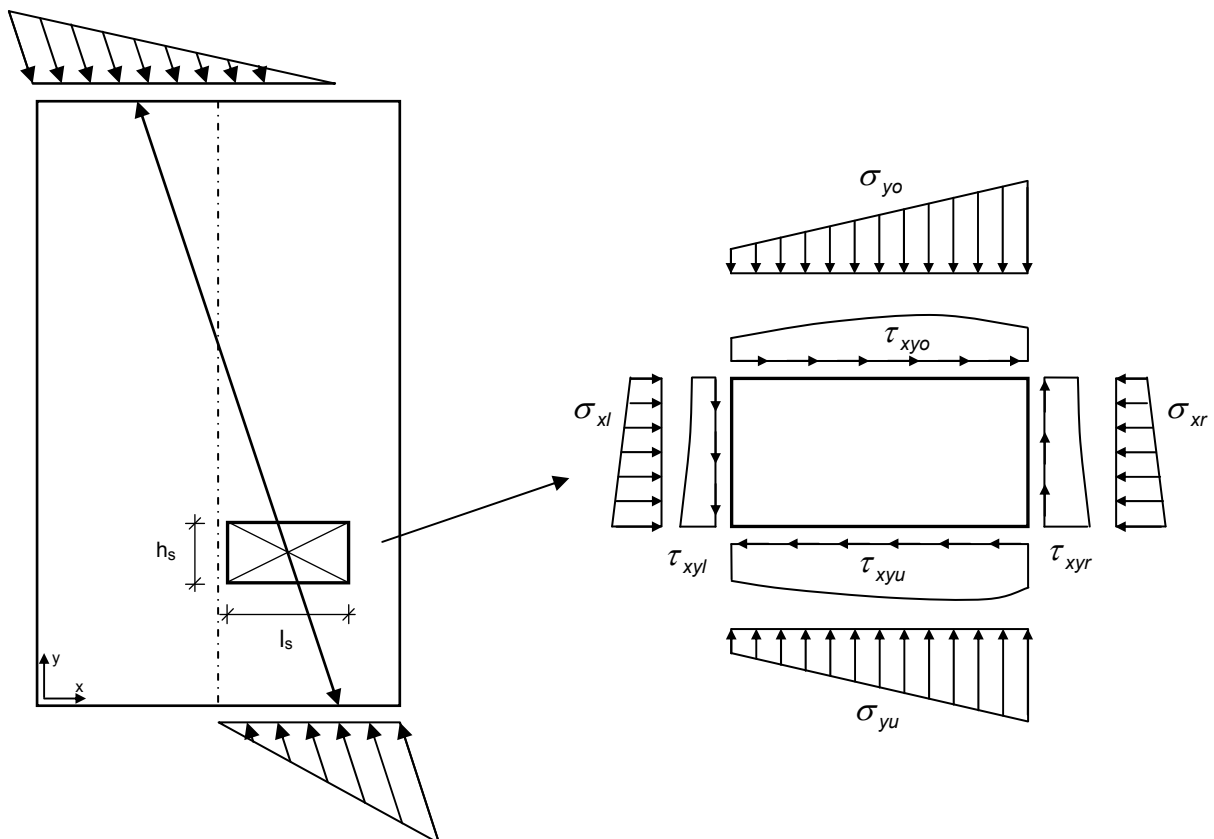


Bild 7.25 Spannungen an einem Wandausschnitt

Als Spannungsverläufe für die horizontalen Ränder werden die aus Abschnitt 7.2 bekannten Spannungen angesetzt. An den vertikalen Rändern sind die aus Gleichgewichtsgründen erforderlichen Spannungen zusätzlich eingetragen. Da in der Mauerwerkswand an diesen Stellen unvermörtelte Stoßfugen das Übertragen der Spannungen verhindern, können die Spannungsbilder so nicht auf den Mauerstein in der Wand übertragen werden.

In den Lagerfugen wirken Normalspannungen σ_y und Schubspannungen τ_{xy} . Diese werden zunächst getrennt voneinander betrachtet, und es wird aufgezeigt, aus welchen Anteilen sich die Spannungen zusammensetzen und wie das Gleichgewicht trotz der offenen Stoßfugen hergestellt werden kann.

7.4.1 Die Normalspannung σ_y

An der Ober- und Unterkante des Steins wirken unterschiedliche Momente. Diese bewirken, dass die Normalspannungsverteilungen unterschiedliche Gradienten aufweisen. Eine Konsequenz daraus ist, dass das Integral der Normalspannungen an der Oberseite nicht mit dem Integral der Normalspannungen an der Unterseite übereinstimmt (Bild 7.26 links). Diese Differenz wird in einer homogenen Scheibe durch die Schubspannungen an den vertikalen Rändern ausgeglichen. Eine Möglichkeit, das vertikale Gleichgewicht ohne die Schubspannungen am vertikalen Rand zu erfüllen, ist es, die Hälfte der Differenzkraft auf der Seite mit der geringeren Normalkraft zu addieren und auf der anderen zu subtrahieren (Bild 7.26 Mitte).

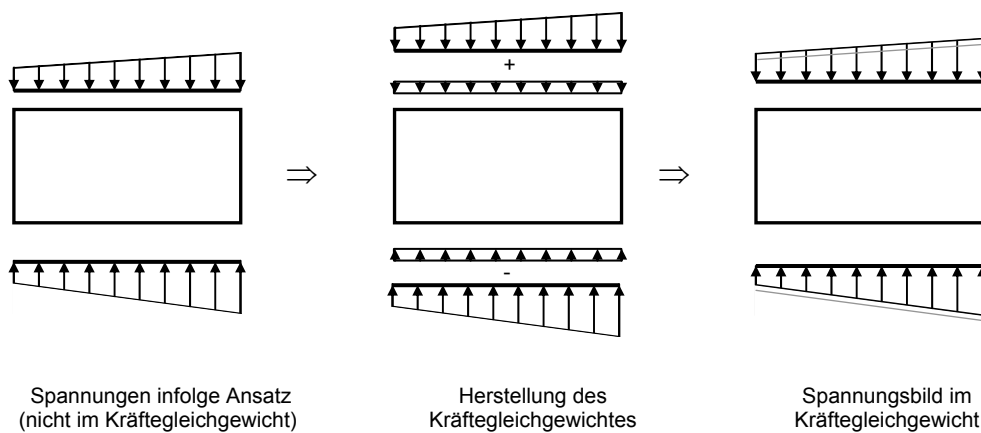


Bild 7.26 Mittelung der Normalspannungen an Ober- und Unterseite des Steins

Mit diesem Spannungsbild (Bild 7.26 rechts) ist das vertikale Gleichgewicht erfüllt. Dieses Spannungsbild kann, wie in Bild 7.27 zu sehen ist, durch einen konstanten und einen veränderlichen Anteil angegeben werden, dabei entspricht σ_N der Normalspannung in Steinmitte.

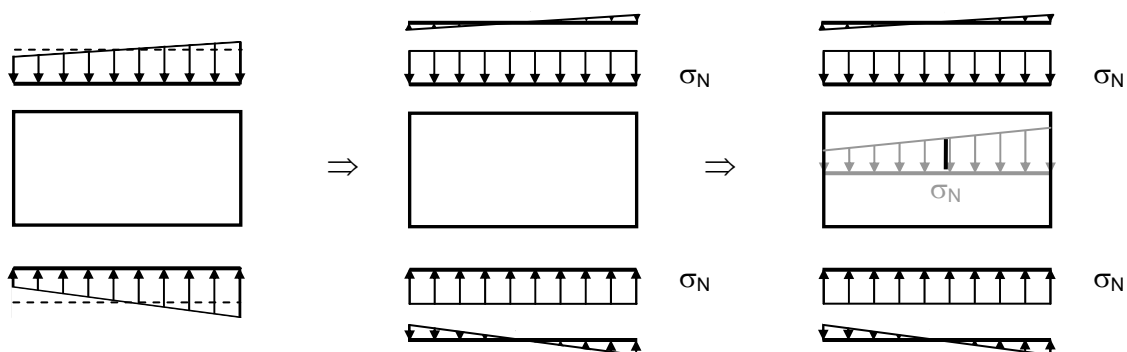


Bild 7.27 Aufteilung der Normalspannung in konstante und linear veränderliche Anteile

Zur Bestimmung der Spannung in Steinmitte muss man die Bereiche unterscheiden, in denen die Exzentrizität $e \leq \frac{1}{6} \cdot l_w$ ist (überdrückter Querschnitt) und $e \geq \frac{1}{6} \cdot l_w$.

Konstanter Normalspannungsanteil σ_N für $e \leq \frac{1}{6} \cdot l_w$

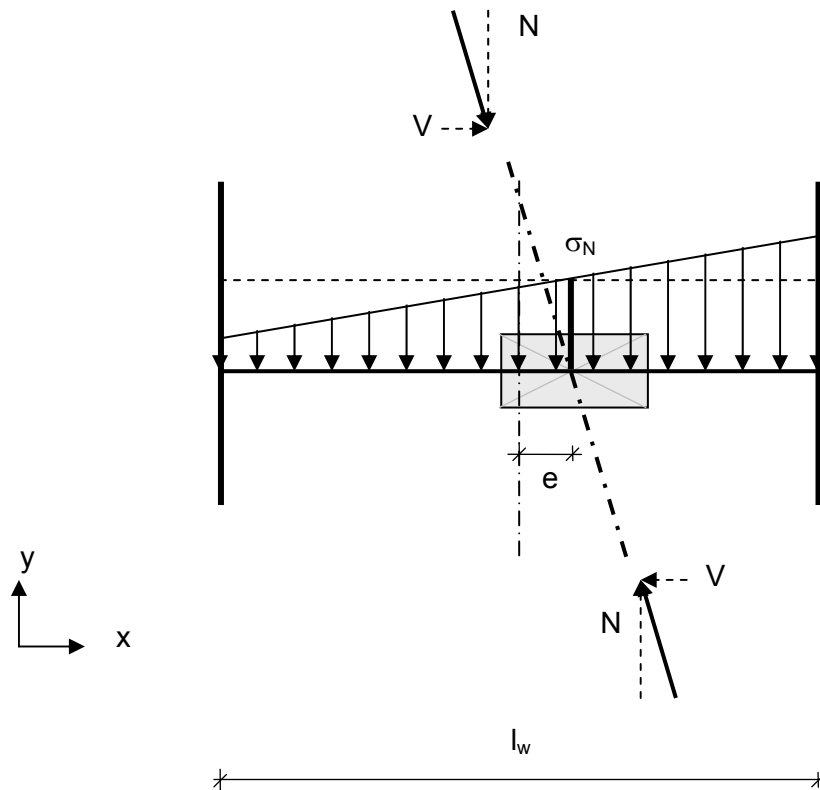


Bild 7.28 Mauerstein mit $e \leq l_w/6$

Die auf den Stein einwirkende konstante Normalspannung σ_N ist:

$$\sigma_N = \frac{N}{A_w} + \frac{M}{I_z} \cdot e \quad (7.21)$$

$$\text{mit } I_z = \frac{1}{12} \cdot l_w^3 \cdot t_w$$

Nach Umformen ergibt sich:

$$\sigma_N = \sigma_m \cdot \left(1 + \frac{12 \cdot e^2}{l_w^2} \right) \quad (7.22)$$

$$\text{mit } \sigma_m = \frac{N}{A_w}$$

Konstanter Normalspannungsanteil σ_N für $e \geq \frac{1}{6} \cdot l_w$

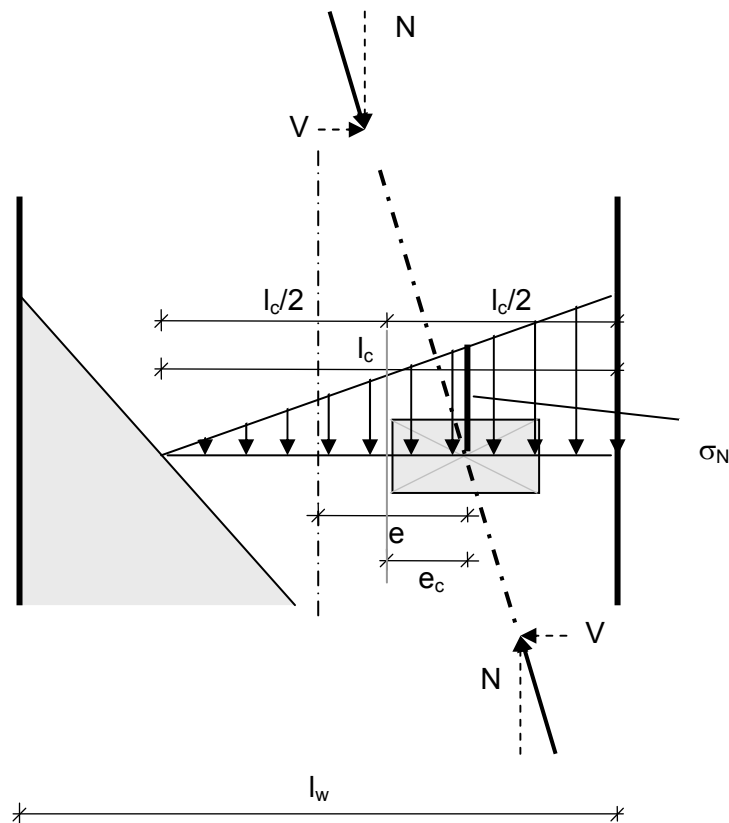


Bild 7.29 Mauerstein mit $e \geq l_w/6$

Die auf den Stein einwirkende konstante Normalspannung σ_N ist:

$$\sigma_N = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_{yc}} \cdot e_c \quad (7.23)$$

$$\text{mit } I_{yc} = \frac{1}{12} \cdot l_c^3 \cdot t_w$$

$$e_c = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{l_w}{2} - e \right)$$

Nach Umformen ergibt sich:

$$\sigma_N = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{mc} \quad (7.24)$$

$$\text{mit } \sigma_{mc} = \frac{N}{A_c}$$

Die veränderlichen Anteile der Normalspannung erfüllen nicht das Momentengleichgewicht. Sie setzen sich aus einem symmetrischen und einem antimetrischen Anteil zusammen (Bild 7.30).

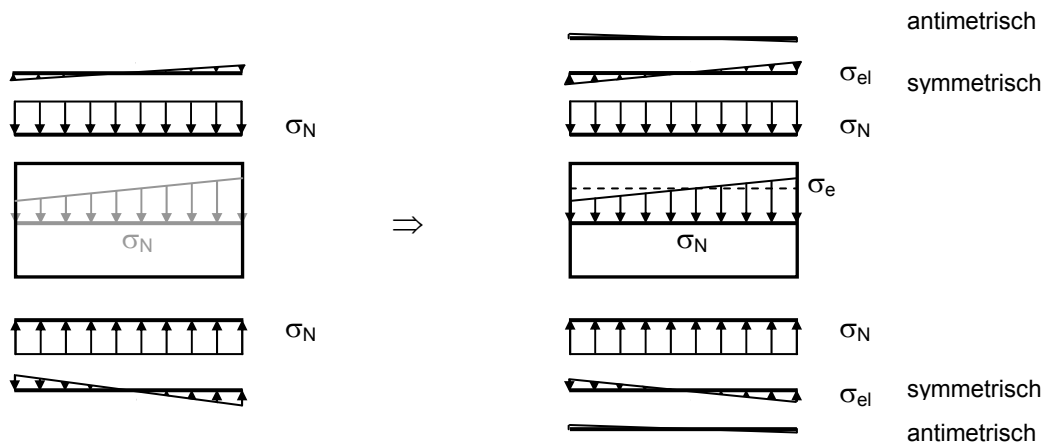
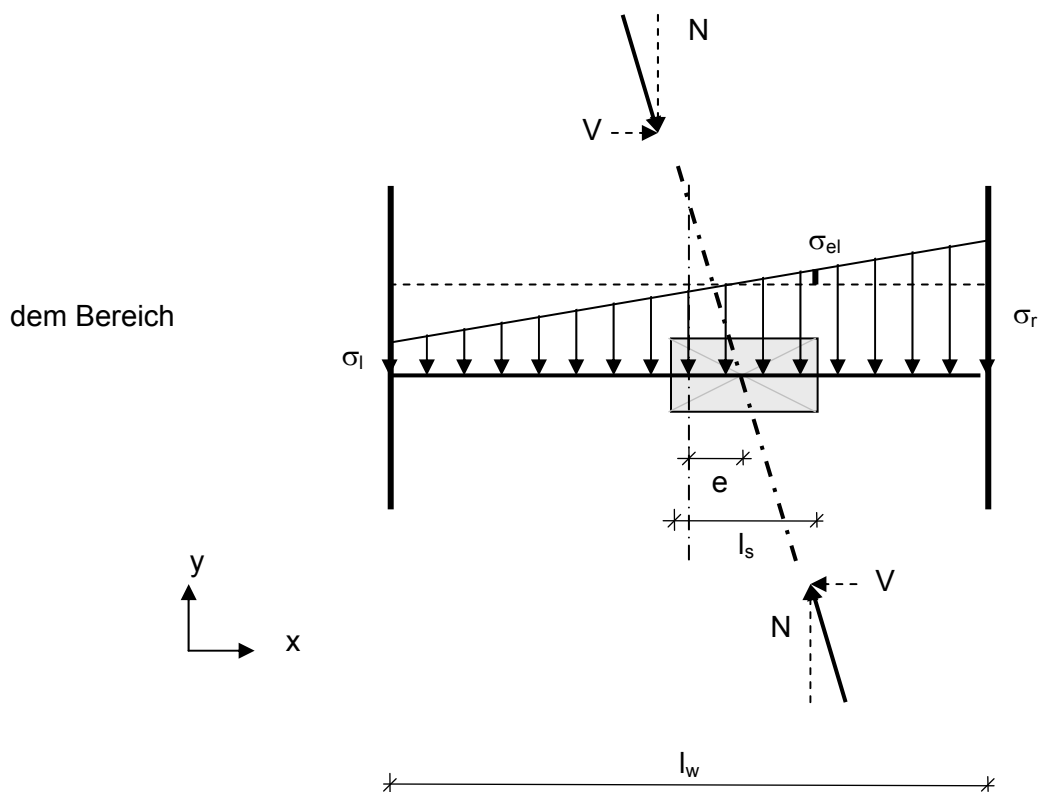


Bild 7.30 Aufteilung des linearen Spannungsanteils

Der symmetrische Anteil σ_{el} ist gleich der Änderung der Normalspannung in Steinmitte. Dieser Anteil erfüllt sowohl das Kräfte- als auch das Momentengleichgewicht.

Zur Bestimmung der Spannung σ_{el} muss man die Bereiche unterscheiden, in denen die Exzentrizität $e \leq \frac{1}{6} \cdot I_w$ ist (überdrückter Querschnitt) und $e \geq \frac{1}{6} \cdot I_w$:

Linearveränderlicher Normalspannungsanteil σ_{el} für $e \leq \frac{1}{6} \cdot l_w$



Die Spannung σ_{el} lässt sich angeben zu:

$$\sigma_{el} = \frac{\sigma_r - \sigma_l}{l_w} \cdot \frac{l_s}{2} \quad (7.25)$$

Nach Umformen ergibt sich:

$$\sigma_{el} = \sigma_m \cdot \frac{e \cdot 6}{l_w} \cdot \frac{l_s}{l_w} \quad (7.26)$$

$$\text{mit } \sigma_m = \frac{N}{A_w}$$

Der noch verbleibende Anteil σ_{τ}^* berücksichtigt die unterschiedliche Exzentrizität an Steinober- und Steinunterseite. Diese Normalspannungen erfüllen nur das Kräftegleichgewicht, jedoch nicht das Momentengleichgewicht. Hierfür müssen zusätzliche Spannungen am Stein angreifen. Da an den vertikalen Rändern keine Spannungen aufgenommen werden können, ist das Momentengleichgewicht nur durch Schubspannungen τ^* in der Lagerfuge zu erfüllen.

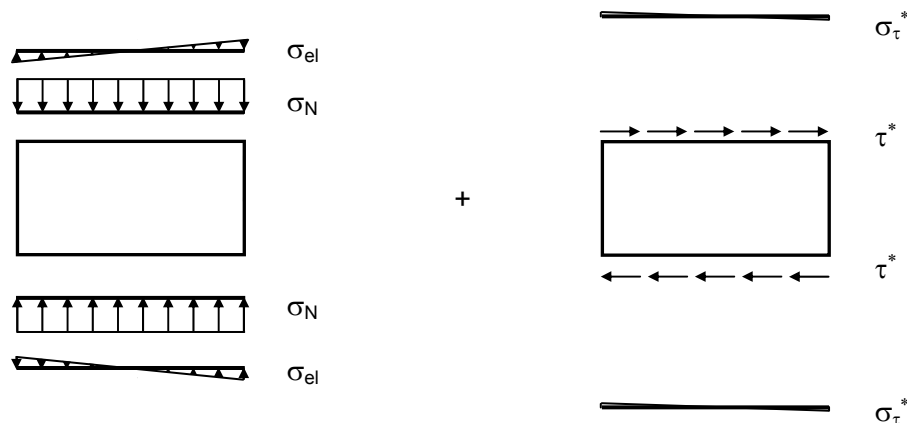


Bild 7.31 Spannungsanteile am Einzelstein

In den Lagerfugen sind Schubspannungen τ vorhanden, die auch in der Richtung mit den erforderlichen Schubspannungen übereinstimmen. Deshalb wird zunächst das Schubspannungsbild weiter betrachtet.

7.4.2 Die Schubspannung τ_{xy}

Da die Schubspannungsverteilung für jeden horizontalen Schnitt anders ist, sind die Integrale über die Steinlängen an der Ober- und Unterseite des Steins unterschiedlich. Das Gleichgewicht der Kräfte ist nicht erfüllt. Deshalb werden die Schubspannung von Ober- und Unterseite gemittelt und konstant über die Länge des Steines verteilt angenommen. Die Mittelung der Spannungen entspricht der mittleren Schubspannung in Steinmitte (Bild 7.32).

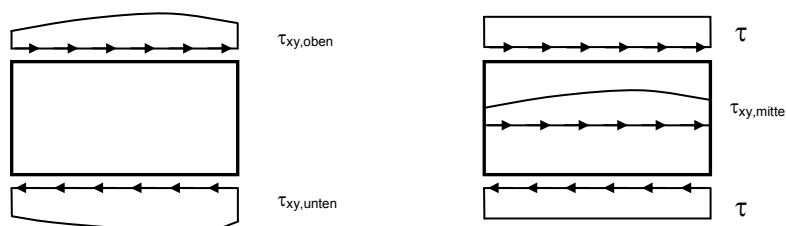


Bild 7.32 Mittelung der Schubspannungen an Ober- und Unterseite des Steins

Für die Schubspannung gilt:

$$\tau = \int_{\text{Steinanfang}}^{\text{Steinende}} \tau_{xy,\text{mitte}} \cdot \frac{1}{A_S} \quad (7.29)$$

Dieses Spannungsbild erfüllt das horizontale Kräftegleichgewicht, jedoch nicht das Momentengleichgewicht. Die Schubspannungen können mit linear veränderlichen Normalspannungen, wie sie in Bild 7.33 dargestellt sind, ins Gleichgewicht gebracht werden.

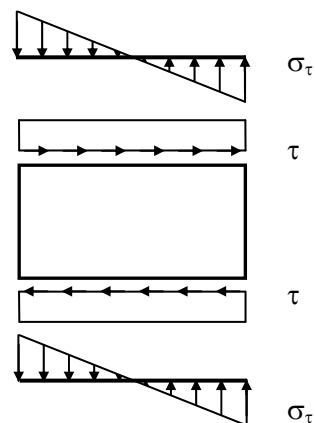


Bild 7.33 Spannungsbild zum Gleichgewicht unter Schubbeanspruchung des Steins

Für die Verteilung der Normalspannungen ist jedoch nicht nur die Erfüllung des Momentengleichgewichts erforderlich, auch die Kompatibilität des Spannungsbildes im Verband muss gewährleistet sein. In Bild 7.34 ist das oben angesetzte Normalspannungsbild auch auf umliegende Steine angewandt.

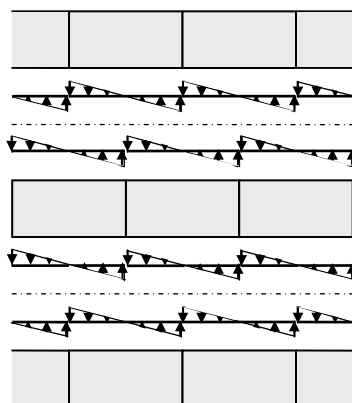


Bild 7.34 Nicht mit dem Verband kompatibles Spannungsbild der Normalspannungen

Es zeigt sich, dass die Spannungsbilder nicht kompatibel zueinander sind. Während an der Unterseite der mittleren Steinreihe an den Stoßfugen jeweils die Maxima sind, hat die Normalspannung an der Oberseite der unteren Steinreihe an dieser Stelle einen Wert von Null. Das Gleichgewicht ist nicht erfüllt.

Ein mit dem Verband kompatibles Spannungsbild muss bezogen auf den Stein und auch jeweils auf die Steinhälfte bezogen symmetrisch verlaufen. Bild 7.35 zeigt die Symmetrieachsen.

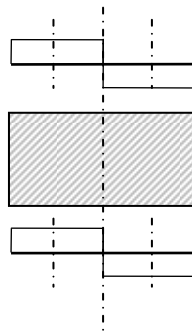


Bild 7.35 Erforderliche Symmetrieachsen zur Erzeugung eines verbandskompatiblen Normalspannungsverlaufes

Unter Einhaltung dieser Symmetriebedingungen sind verschiedene Spannungsverläufe möglich. In Bild 7.36 sind fünf mögliche Spannungsverteilungen dargestellt.

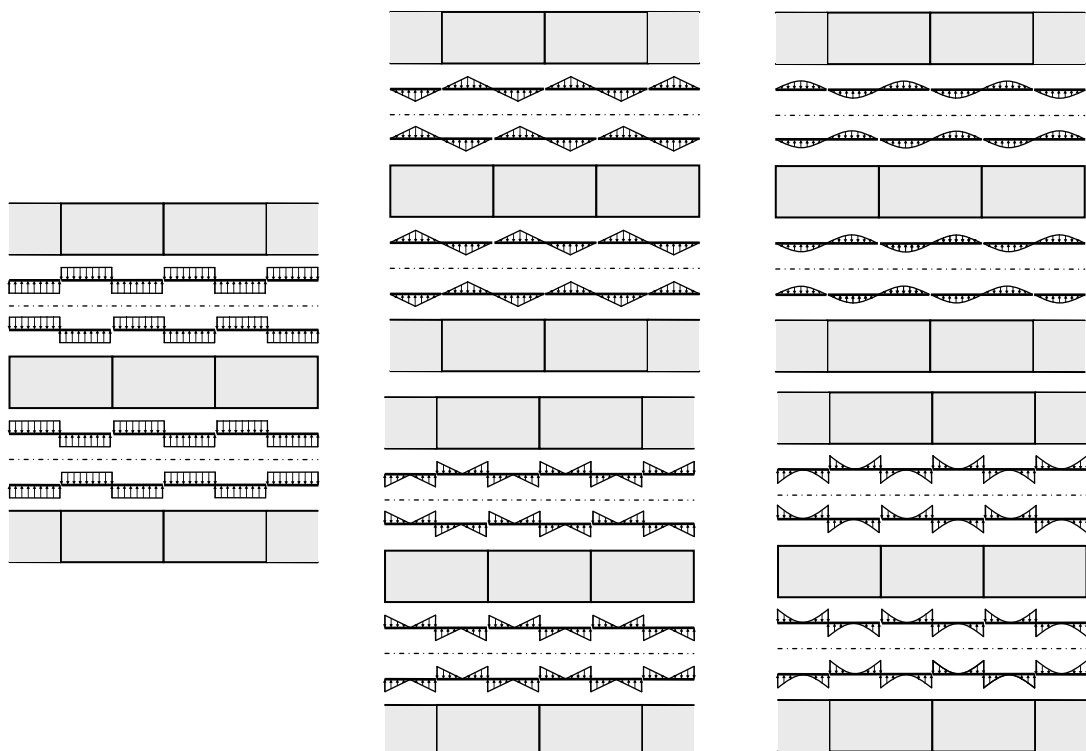


Bild 7.36 Mit dem Verband kompatible Spannungsbilder der Normalspannungen

Die in Bild 7.36 links dargestellte Verteilung wurde von Mann / Müller gewählt. Da jedoch auch die anderen gezeigten Verteilungen nicht im Widerspruch stehen, stellt sich die Frage, welche Verteilung realistisch ist. Hierzu soll die Verformungskompatibilität untersucht werden. Bei der bisherigen Beurteilung wurde nur die Kompatibilität bezüglich der Spannungen im Mauerwerksverband berücksichtigt.

Die unter den dargestellten Normalspannungsverteilungen erzeugten Verformungen der Steine müssen zusammen kompatibel sein. In Bild 7.37 ist das Verformungsbild eines Steines unter dem Ansatz der über die Steinhälften konstant angesetzten Normalspannungsverteilungen dargestellt.

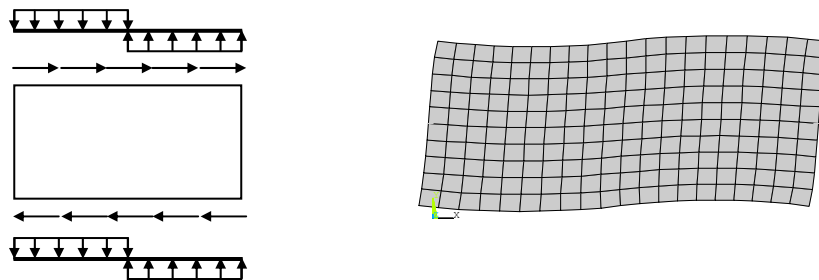


Bild 7.37 Verformungsfigur unter blockartig verteilter Normalspannung

Setzt man aus diesem verformten Stein einen Verband zusammen, so ist zu erkennen, dass sich gerade die gedrückten Bereiche voneinander wegbewegen, während an den weniger gedrückten Bereichen die Steine sich zueinander verformen.

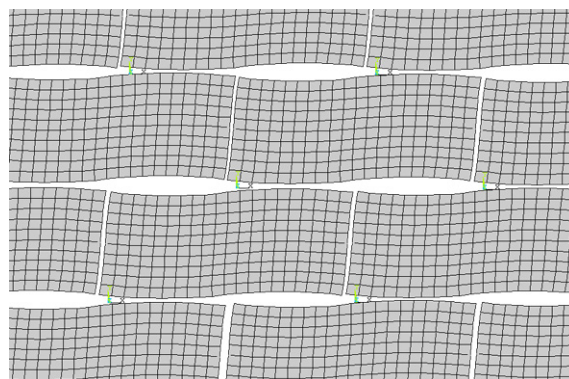


Bild 7.38 Verformte Steine im Verband

Durch die gleichmäßig aufgebrachte Normalspannung verbiegen sich die Kanten der Steine stark. Damit die Steine auch verformungskompatibel sind, müssen die Steinhälften gerade bleiben. Ein hierzu passendes Spannungsbild muss an den stärker überdrückten Bereichen zum Rand und zur Mitte hin eine ansteigende Normalspannung und in den weniger überdrückten Bereichen zum Rand und zur Mitte hin eine abfallende Normalspannung haben, wie es zum Beispiel in Bild 7.36 unten gezeigt ist.

In einer FE-Berechnung mit dem vereinfachten Mikromodell können die Normalspannungen infolge reiner Schubspannung nicht bestimmt werden, da Zugspannungen in den Fugen nicht aufgenommen werden können. In einer oben und unten eingespannten Wand kann in Wandmitte jedoch der Einfluss sehr gut nachvollzogen werden, da hier nur die zusätzliche konstante Normalspannung am Stein angreift.

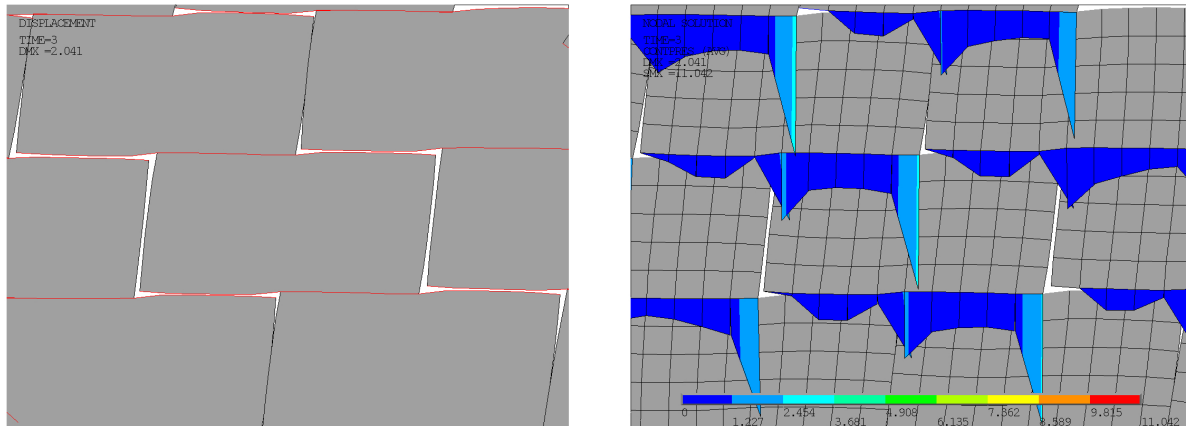


Bild 7.39 Verformung der Steine und Normalspannungsverteilung in Wandmitte

Bild 7.39 zeigt die Verformungen in Wandmitte stark überhöht, ebenfalls sind die Normalspannungsverläufe in den Lagerfugen dargestellt. Die Berechnungen sind mit der in Kapitel 5 beschriebenen Elementgröße vernetzt. Um den Verlauf der Normalspannungen besser zu veranschaulichen, ist das Elementnetz deutlich verfeinert worden. Bild 7.40 zeigt die Normalspannungsverteilung am Einzelstein mit verfeinertem Elementnetz. Die Spannungen setzen sich zusammen aus der konstant verteilten Normalspannung und den Normalspannungen zur Erfüllung des Gleichgewichts.

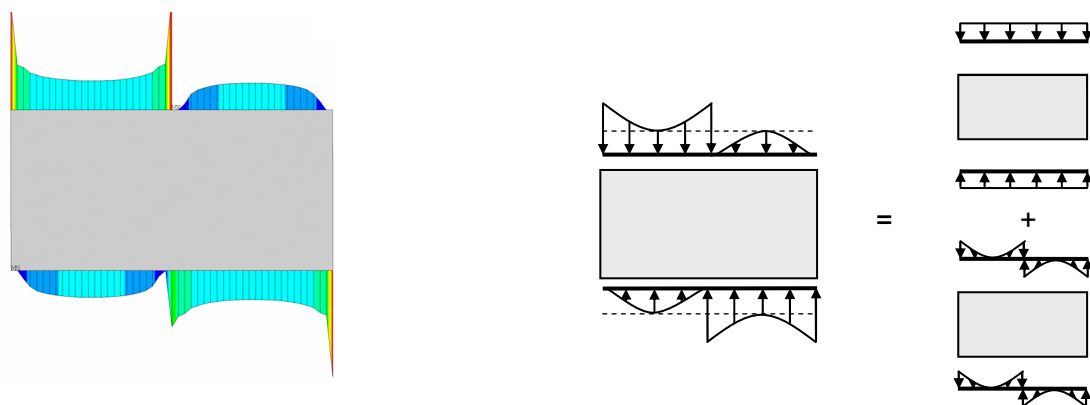
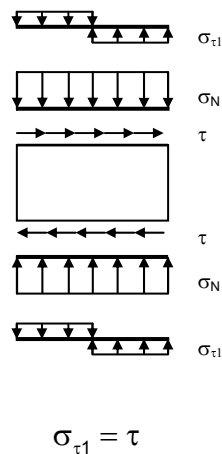


Bild 7.40 Normalspannungsverteilung bei kleiner Elementierung und Zusammensetzung des Spannungsverlaufs

Die Normalspannungsverteilungen und Verformungen eines Einzelsteines in Wandmitte aus FE-Berechnungen bestätigen sowohl das prognostizierte Verformungsverhalten als auch die Normalspannungsverteilung. Bei großen Horizontalkräften führt dies zu klaffenden Bereichen an der weniger überdrückten Seite.

Vergleichsrechnungen zeigen, dass sich die Hauptzugspannungen am Steinrand und in Steinmitte gegenüber der Blockverteilung nicht wesentlich unterscheiden. Hierzu wurden unter den beiden dargestellten Lastbildern die maximalen Hauptzugspannungen am Steinrand und in Steinmitte berechnet.

Lastbild 1



Lastbild 2

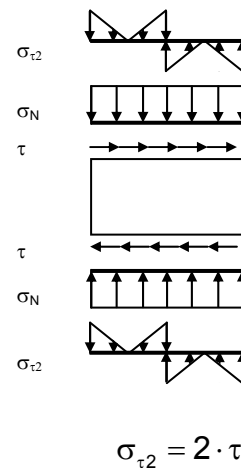


Bild 7.41 Lastbilder für den Vergleich der Hauptzugspannungen unter konstanten und veränderten Normalspannungsverläufen

Die Verformungen der Steine (Bild 7.42) zeigen, dass bei Ansatz der linearen Spannungen $\sigma_{\tau 2}$ die Steinränder deutlich gerader sind und somit die Verformungskompatibilität besser gewährleistet ist.

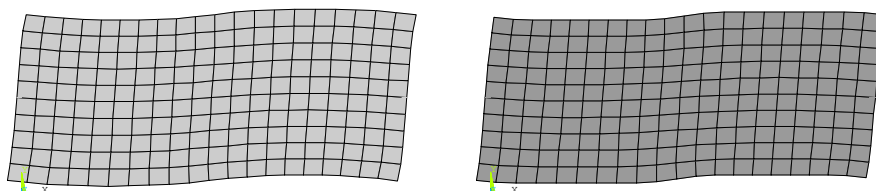


Bild 7.42 Verformungsplots des Steins unter Lastbild 1 und Lastbild 2

In Bild 7.43 sind die Hauptzugspannungen in Steinmitte und am Steinrand unter gesteigerten Schubspannungen dargestellt.

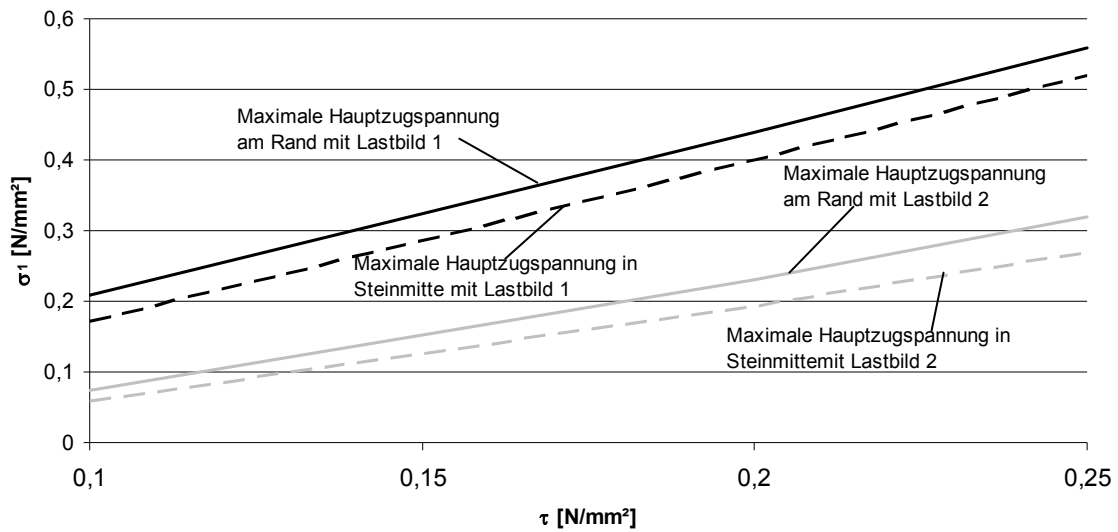


Bild 7.43 Hauptzugspannungen (Steinrand und Steinmitte) unter Lastbild 1 und Lastbild 2

Die Hauptzugspannungen am Steinrand und in der Steinmitte unterscheiden sich für die beiden Lastbilder nur geringfügig. Deshalb wird für die weiteren Berechnungen vereinfacht die konstante Verteilung der Normalspannungen über die Steinhälfte angesetzt.

7.4.3 Die Normalspannung σ_x

Die am Stein angreifende Normalspannung σ_x kann aufgrund der offenen Stoßfuge nicht am Steinrand übertragen werden.

An einem Modell aus Einzelsteinen, die in den Lagerfugen mit Kontaktelementen verbunden sind, soll der Effekt gezeigt werden, wie die horizontalen Normalspannungen übertragen werden. Dazu werden 3 Steinreihen mit jeweils 3 Steinen modelliert. Der Verband hat ein halbsteiniges Überbindemaß. In einem ersten Rechenschritt wird eine vertikale Auflast aufgebracht. Im zweiten Rechenschritt wird zusätzlich eine horizontale Spannung an der mittleren Steinschicht aufgegeben (Bild 7.44).

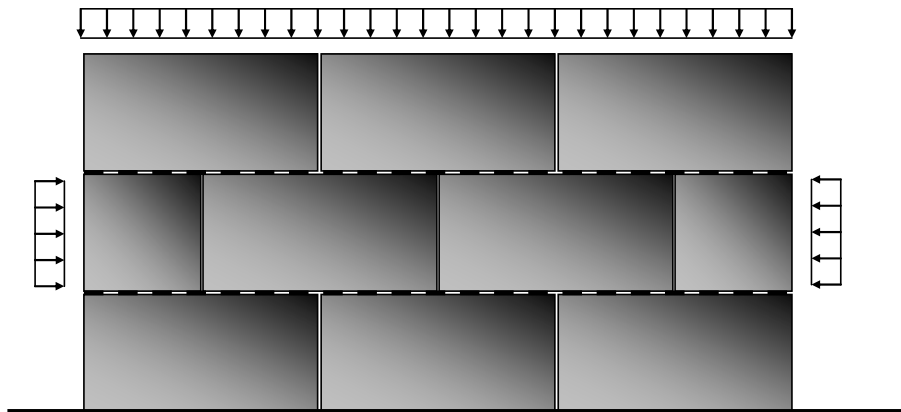


Bild 7.44 Modell zur Identifikation des Kraftflusses im Verband unter einer Normalspannung parallel zur Lagerfuge

Der Hauptspannungsplot (Bild 7.45) zeigt deutlich, dass die Stoßfugen keine Spannungen übertragen und die aufgebrachte Horizontalbelastung um die Stoßfugen mäandriert.

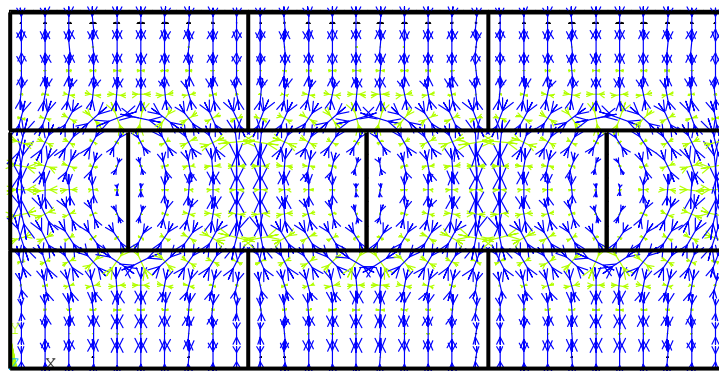


Bild 7.45 Hauptspannungen im Verband unter einer Spannungsbelastung parallel zur Lagerfuge

Die vertikalen Spannungen im Stein (hervorgerufen durch die vertikale Auflast) werden durch die horizontale Belastung umgelenkt. In der oberen Hälfte der mittleren Steinreihe sind die Hauptdruckspannungen immer spiegelverkehrt zur unteren Steinhälfte geneigt. Bild 7.46 verdeutlicht die Umlenkungen infolge der offenen Stoßfuge.

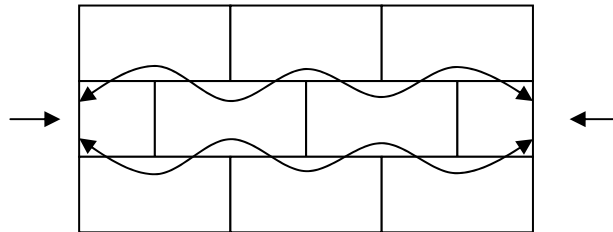


Bild 7.46 Mäandrieren der Druckspannung

In den Lagerfugen wird die horizontale Spannung durch Schubspannungen übertragen. Bild 7.47 zeigt den Verlauf der Schubspannungen.

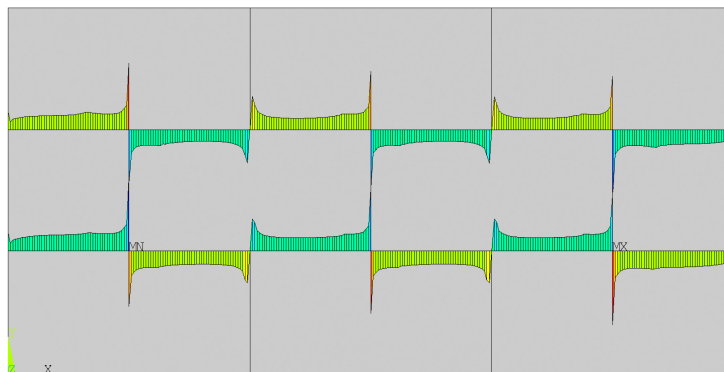


Bild 7.47 Schubspannungen im Verband unter einer Spannungsbelastung parallel zur Lagerfuge

Die Schubspannungen verlaufen abgestuft zwischen den Stoßfugen und sind gleich groß. Der Verlauf kann gut mit einem konstanten Schubspannungsverlauf wiedergegeben werden.

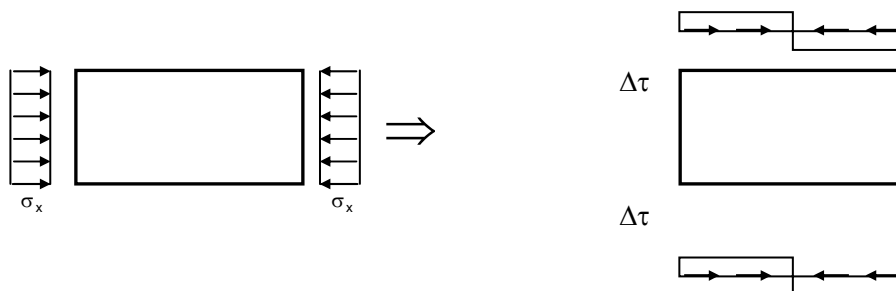


Bild 7.48 Für den Verband kompatibles Schubspannungsbild infolge der Normalspannung σ_x

Die Schubspannung $\Delta\tau$ lässt sich für einen Stein mit einem Format von 2:1 ermitteln zu:

$$\Delta\tau = \frac{1}{2} \cdot \sigma_x \quad (7.30)$$

Randspannungen für einen Stein im Regelbereich

Die Betrachtungen zur Spannungs- und Verformungskompatibilität der Normalspannungen am Einzelstein haben gezeigt, dass die linear veränderlichen Normalspannungen nicht verbandskompatibel sind. Über die Steinhälfte konstant verteilte Normalspannungen hingegen erfüllen die Kompatibilität. Deshalb werden alle Normalspannungsanteile konstant über die Steinhälfte verteilt angesetzt.

Für einen Einzelstein im Regelbereich kann somit das Spannungsbild aus folgenden Anteilen zusammengesetzt werden:

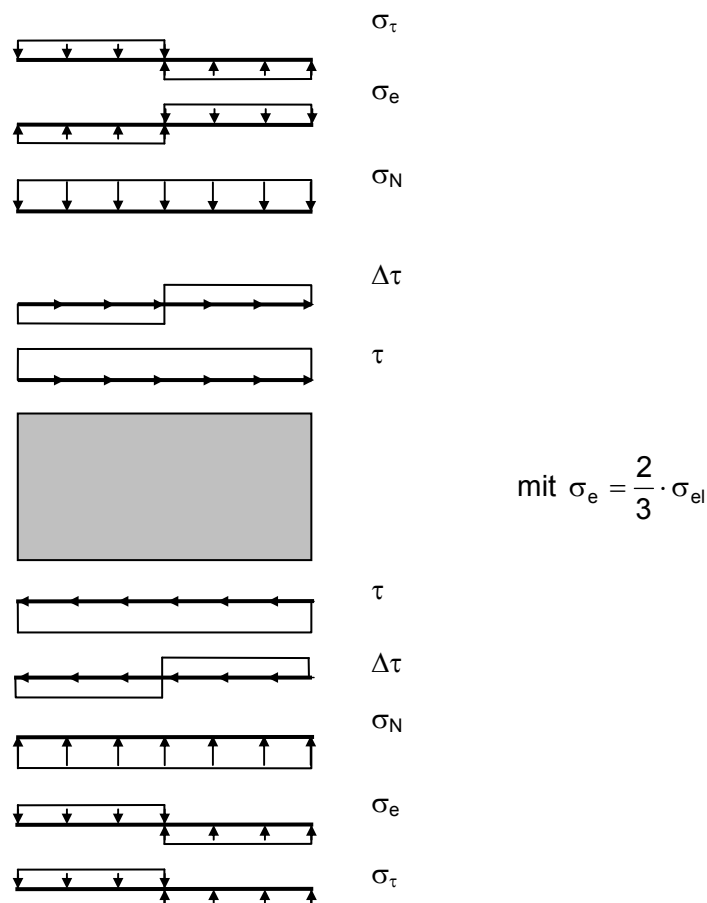


Bild 7.49 Spannungsanteile am Einzelstein im Regelbereich

Mauerstein im Randbereich

Die Besonderheit des Mauersteins im Randbereich ist, dass auf der Seite zur Decke hin der Verband nicht weitergeführt wird.

Durch den mit dem Verband kompatiblen Ansatz, die Spannungen konstant über die Steinhälfte anzusetzen (vgl. Regelbereich), entsteht in den Spannungsbildern ein Sprung. Für die Steinkante, die zur Decke hin gerichtet ist, können die Spannungen, analog zu den Spannungsverläufen in der Wand, linear veränderlich angesetzt werden. Es entsteht das in Bild 7.50 dargestellte Spannungsbild für den Mauerstein.

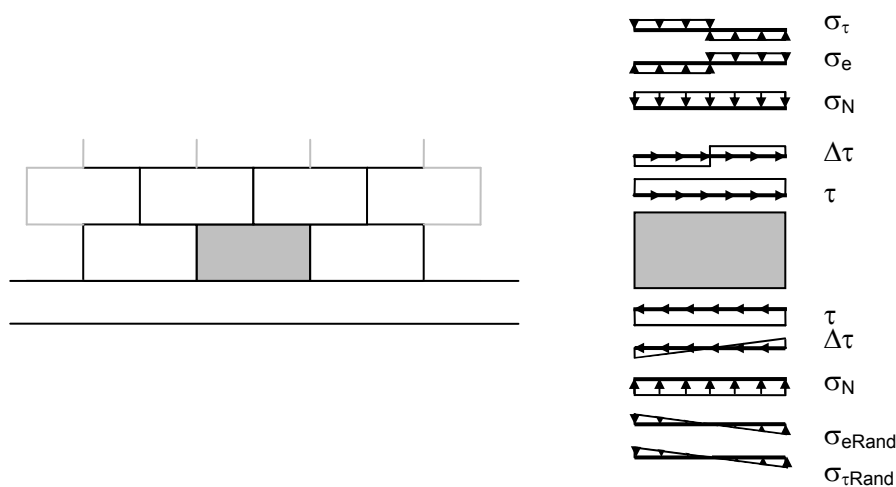


Bild 7.50 Spannungsbild für den Mauerstein im Randbereich

Die linearen Spannungsverläufe können auf Basis der über die Steinhälfte konstant verlaufenden Spannungsanteile, wie sie für einen Stein im Regelbereich hergeleitet worden sind, bestimmt werden. Unter Einhaltung des Gleichgewichts gilt:

$$\sigma_{eRand} = \frac{3}{2} \cdot \sigma_e \quad (7.31)$$

$$\sigma_{\tau Rand} = \frac{3}{2} \cdot \sigma_\tau \quad (7.32)$$

$$\Delta\tau_{Rand} = \frac{3}{2} \cdot \Delta\tau \quad (7.33)$$

Bei der Überlagerung der Spannungen am Rand müssen zwei Fälle unterschieden werden. Zum einen entstehen durch die Überlagerung der Spannungsanteile nur Druckspannungen, zum anderen entsteht ein linear veränderlicher Spannungsverlauf mit Zugspannungen. Treten nur Druckspannungen in der Fuge auf, so kann dieses Spannungsbild ohne

Veränderungen angesetzt werden. Unter Vernachlässigung einer Zugfestigkeit jedoch muss für den zweiten Fall die Spannungsverteilung in ein zugspannungsfreies Spannungsbild umgewandelt werden, wie es in Bild 7.51 dargestellt ist.

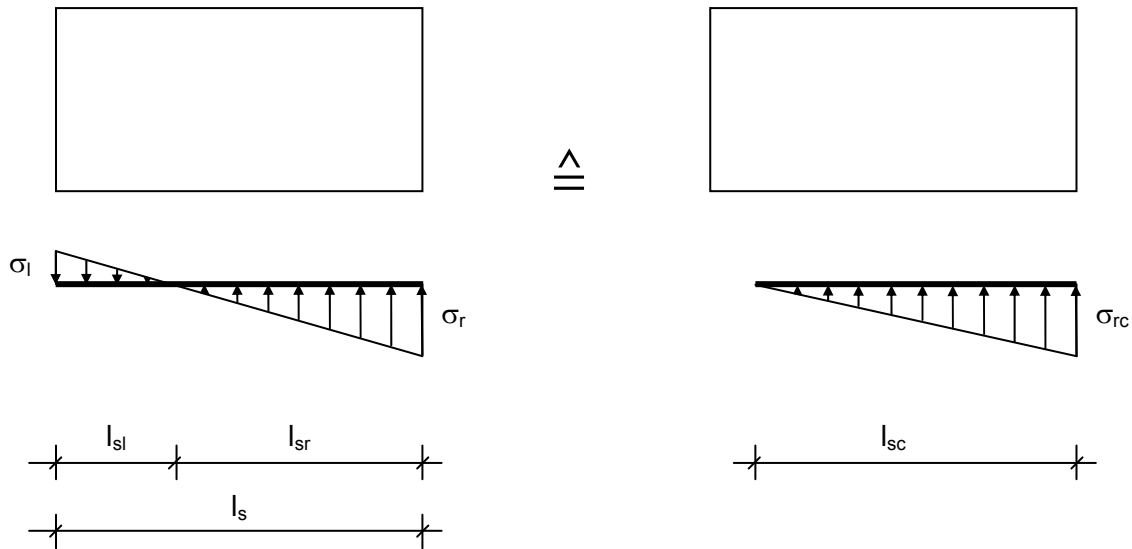


Bild 7.51 Äquivalentes Normalspannungsbild ohne Zugspannung am Randstein

Aus Gleichgewichtsgründen ergibt sich die überdrückte Länge am Wandfuß zu:

$$l_{sc} = (\sigma_r - 2 \cdot \sigma_l) \cdot \frac{l_s}{(\sigma_r - \sigma_l)} \quad (7.34)$$

Die zugehörige Randspannung beträgt:

$$\sigma_{rc} = \frac{(\sigma_r - \sigma_l)^2}{(\sigma_r - 2 \cdot \sigma_l)} \quad (7.35)$$

Die Schubspannung ist dann nur noch auf die überdrückte Länge anzusetzen. In Bild 7.52 sind die beiden möglichen Fällen dargestellt:

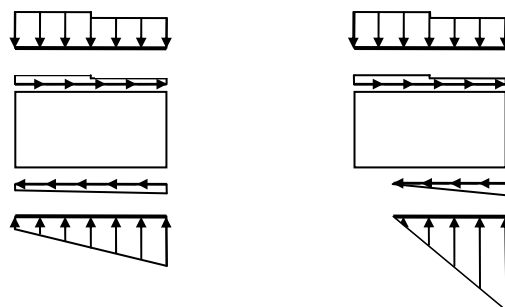


Bild 7.52 Mögliche Spannungsverteilungen für einen Mauerstein im Randbereich

FE-Berechnungen mit dem vereinfachten Mikromodell bestätigen die Spannungsverteilungen an den Randsteinen. In Bild 7.53 sind die Normalspannungsverteilungen für die Randsteine dargestellt.

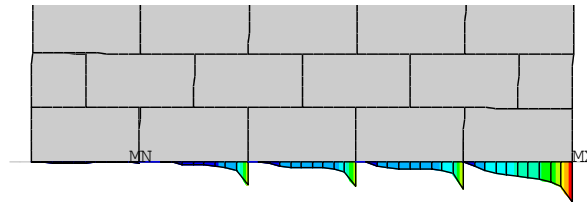


Bild 7.53 Normalspannungsverteilung an den Randsteinen auf Basis einer FE-Berechnung mit dem vereinfachten Mikromodell

Die Verteilungen zeigen einen nahezu linearen Verlauf. Zudem bestätigen sie auch die klaffenden Bereiche.

Eckstein

Ist die Exzentrizität im Randbereich vom vertikalen Rand der Wand eine halbe Steinlänge entfernt, so entspricht der zu untersuchende Stein dem Eckstein in der Wand. Bei weiterer Laststeigerung wächst die Exzentrizität an. Im Regel- bzw. Randbereich stimmt die Steinmitte mit der Exzentrizität überein. Im Eckbereich ist dies nicht möglich, da sich der Stein dann außerhalb der Wand befinden würde. Der geometrische Ort des Ecksteins ist vorgegeben. Bei der Ermittlung der Spannungsrandbedingungen des Ecksteins muss daher die Lage der Exzentrizität im Stein berücksichtigt werden.

Es sind zwei Fälle zu unterscheiden (dargestellt ist hier der Eckstein in der rechten unteren Hälfte der Wand):

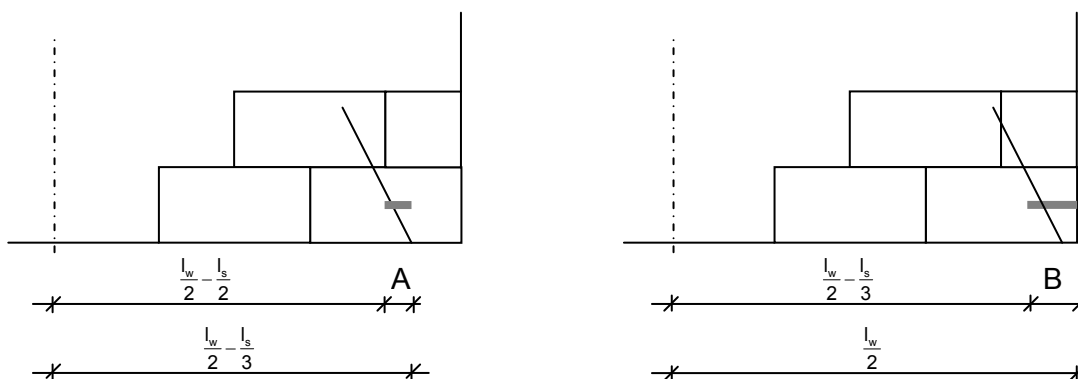


Bild 7.54 Fallunterscheidung am Eckstein

Zunächst wird der Fall betrachtet, in dem die Exzentrizität der Druckstrebe in Höhe Steinmitte im Bereich B liegt (vgl. Bild 7.54 rechts).

Die Exzentrizität am Wandfuß ist für diesen Fall maximal $1/3$ der Steinlänge vom Wandrand entfernt. Unter Ansatz einer linear elastischen Normalspannungsverteilung ist damit die gesamte Auflast der Wand als Normalkraft im Eckstein.

Für die Normalspannungsverteilung am oberen Steinrand wird folgender Ansatz gewählt:

Die Normalspannung in der oberen rechten Steinhälfte wird auf Basis der linear veränderlichen Normalspannungen in der Lagerfuge (Wandspannungen) bestimmt. Dazu wird zunächst die anteilige Normalkraft der rechten Steinhälfte durch Integration der Normalspannungen über die Länge l^* bestimmt (s. Bild 7.55).

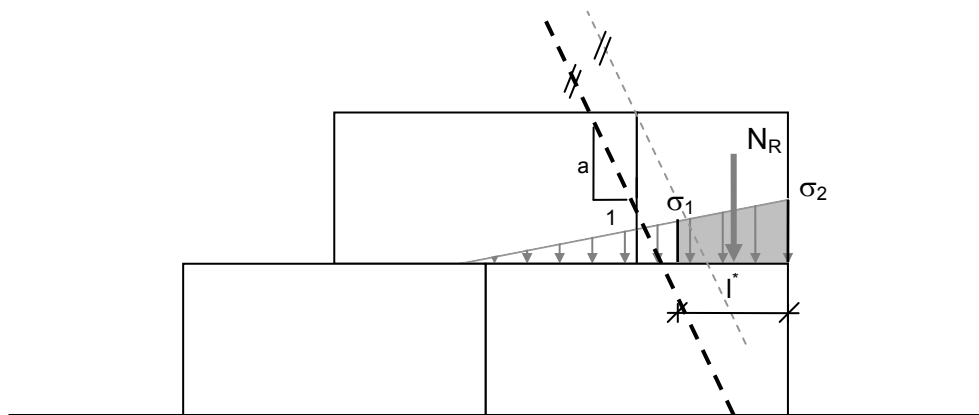


Bild 7.55 Zur Bestimmung der Normalkraft in der rechten oberen Steinhälfte am Eckstein

In Bild 7.55 ist

$$l^* = \frac{l_s}{2} - \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_s \quad (7.36)$$

und damit ist

$$N_R = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot l^* \cdot t_w \quad (7.37)$$

Für die weiteren Kräfte am Stein (s. Bild 7.56) werden folgende Ansätze getroffen: Die Normalkraft an der linken Steinhälfte ergibt sich aus der Differenz der Normalkraft N und der Normalkraft N_R .

$$N_L = N - N_R \quad (7.38)$$

Für die Querkraft in der linken Steinhälfte wird angesetzt, dass hier die maximal übertragbare Horizontalkraft übertragen wird:

$$V_L = \mu \cdot N_L \quad (7.39)$$

Damit ergibt sich die Querkraft in der rechten Steinhälfte zu:

$$V_R = V - V_L \quad (7.40)$$

Damit sind die Normal- und Querkräfte an der Steinober- und Steinunterseite bekannt.

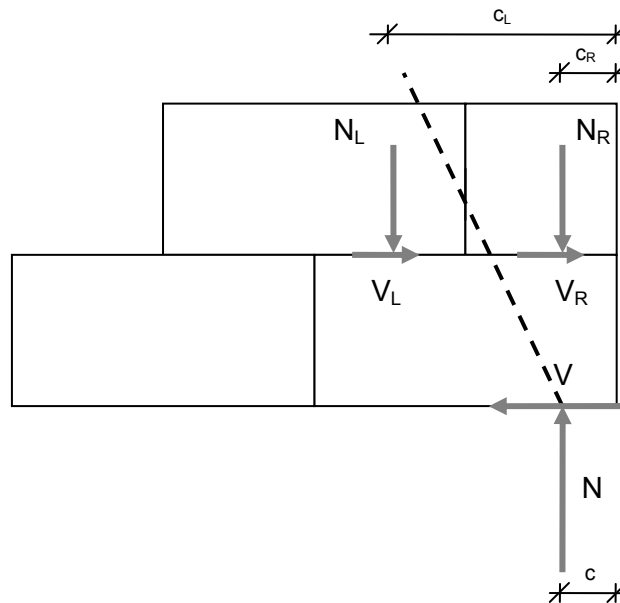


Bild 7.56 Zur Lage der Kräfte am Eckstein

Für die Verteilung der Normalspannungen müssen die Abstände der Normalkräfte vom Wandrand bekannt sein. Der Abstand c der Normalkraft am Wandfuß kann über die Exzentrizität der Druckstrebe am Wandfuß bestimmt werden.

$$c = \frac{l_w}{2} - e \quad (7.41)$$

Für den Abstand der rechten oberen Normalkraft wird angesetzt:

$$c_R = \frac{1}{3} \cdot \frac{l_s}{2} \quad (7.42)$$

Aus Gleichgewichtsgründen kann damit der Abstand der linken Normalkraft angegeben werden:

$$c_L = \frac{-N_R \cdot c_R + N \cdot c + V \cdot h_s}{N_L} \quad (7.43)$$

In einer Parameterstudie an weit rotierenden Wänden mit dem vereinfachten Mikromodell sind die Spannungsverläufe am Eckstein bestimmt worden. Der Vergleich der gewählten Ansätze für die resultierende Normalkraft der rechten oberen Steinhälfte und den Abstand zum Wandrand mit den FE-Ergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung. Die gestrichelten Linien zeigen die Werte der Annahmen, die durchgezogene Linie die Ergebnisse der FE-Berechnungen.

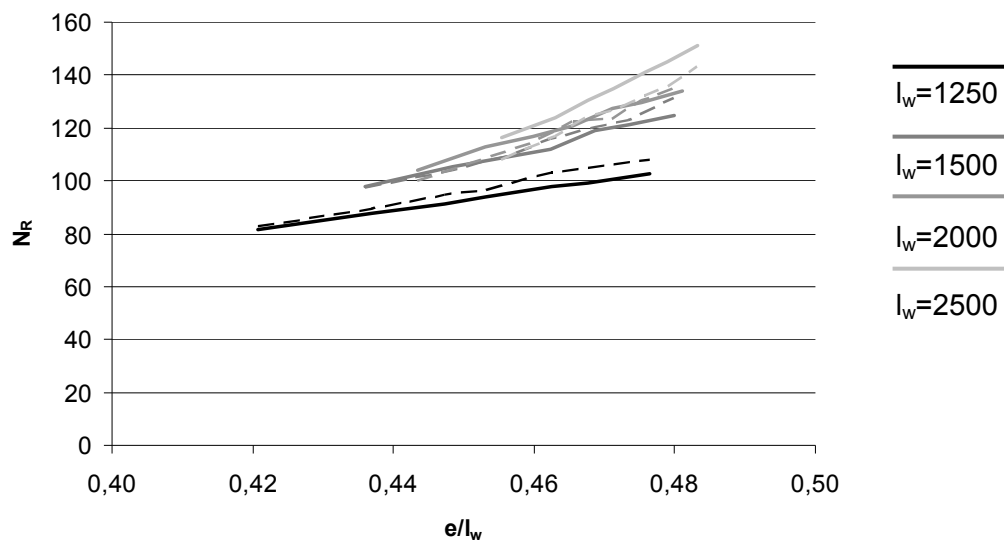


Bild 7.57 Vergleich der Annahmen des rechten Normalkraftanteils für den Eckstein mit den Ergebnissen des vereinfachten Mikromodells

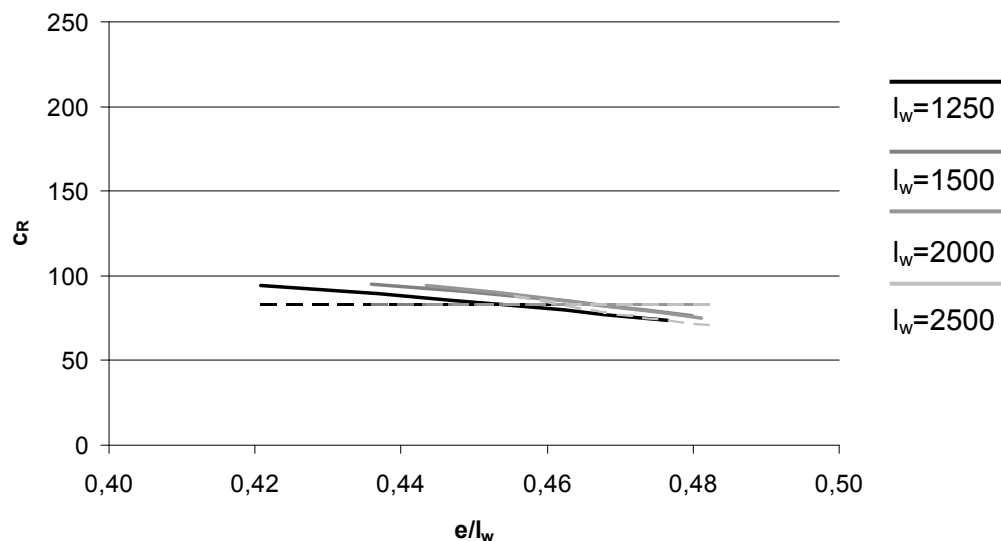


Bild 7.58 Vergleich der Annahmen der Lage des rechten Normalkraftanteils für den Eckstein mit den Ergebnissen des vereinfachten Mikromodells

Mit den bekannten Kräften und Lagen der Kräfte können die Normalspannungsverteilungen angegeben werden.

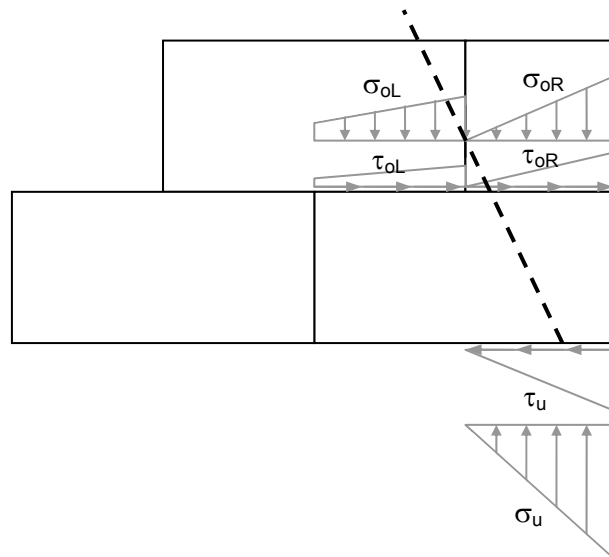


Bild 7.59 Spannungsrandbedingungen am Eckstein

Wenn die Druckstrebe im Bereich A liegt, werden die Normalspannungen am Wandfuß über die Normalspannungen in Steinmitte bestimmt (vgl. Stein im Randbereich). Damit ist ein kontinuierlicher Übergang der Spannungsverläufe an der Steinunterseite vom Stein im Randbereich zum Eckstein gewährleistet. Die Normal- und Schubspannungen für den oberen Rand werden zunächst wie für einen Stein im Randbereich bestimmt. Um auch hier einen kontinuierlichen Übergang zu gewährleisten, werden die Spannungen in Abhängigkeit der Exzentrizität angepasst (s. Bild 7.60). Dazu wird die Spannungsverteilung der rechten Seite von der bestimmten konstanten Verteilung in eine dreieckförmige überführt. Die Spannungen an der linken Seite werden aus Gleichgewichtsbetrachtungen ermittelt.

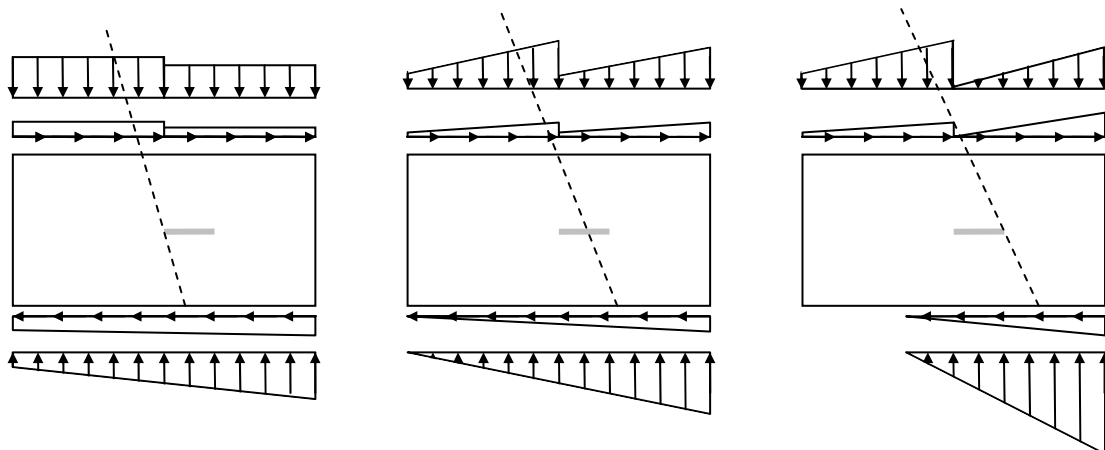


Bild 7.60 Modifikation der Spannungen für den Fall, dass die Exzentrizität der Druckstrebe im Bereich A liegt

Mit den beschriebenen Annahmen können die Spannungsrandbedingungen für die Steine sowohl im Regelbereich, Randbereich als auch für den Eckstein angegeben werden.

8 Widerstandsmodell für aussteifende Mauerwerkswände

8.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel des Kapitels ist es, auf Basis der in Kapitel 7 hergeleiteten Spannungsrandbedingungen für die Steine die lokalen Grenzzustände zu bestimmen. Dazu werden die folgende Grenzzustände (vgl. Mann / Müller) betrachtet:

- Klaffen
- Reibungsversagen
- Steinzugversagen
- Druckversagen

Es wird aufgezeigt, welche Auswirkungen diese lokalen Grenzzustände auf die Wand haben.

8.2 Grenzzustände

Die Spannungsrandbedingungen sind für den Regel- und Randbereich sowie den Eckstein hergeleitet. Die Grenzzustände werden auch für diese Bereiche unterschieden

8.2.1 Klaffen

Regelbereich

In Bild 8.1 sind die Spannungsrandbedingungen für einen Stein im Regelbereich dargestellt. Der Grenzzustand tritt ein, wenn unter der vorgegebenen Lastrichtung die Normalspannung an der unteren linken Seite den Wert Null annimmt.

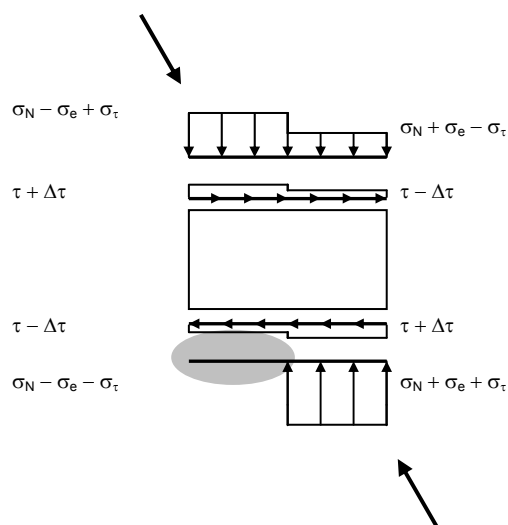


Bild 8.1 Grenzzustand Klaffen am Einzelstein

Unter Ansatz einer Mauerwerkszugfestigkeit f_z lautet die Bedingung:

$$\sigma_N - \sigma_e - \sigma_t + f_z = 0 \quad (8.1)$$

Für einen Stein mit dem Format 2:1 und halbsteinigen Überbindemaß ergibt sich:

$$f_{vk,K} = \sigma_N - \sigma_e + f_z \quad (8.2)$$

Die Schubfestigkeit nach Gleichung 8.2 gibt an, wie groß die maximal aufzunehmende Schubspannung für den Grenzzustand Klaffen ist. Die Auswertung der Formel für einen momentenfreien Bereich zeigt (die Spannungen σ_e infolge der Exzentrizität sind nahezu null), dass die aufnehmbare Schubspannung unter Vernachlässigung der Mauerwerkszugfestigkeit gleich der Normalspannung ist.

$$f_{vk,K} = \sigma_N \quad (8.3)$$

Dies entspricht einer Druckstrebenneigung von 1. Da der Reibungsbeiwert jedoch im Bereich zwischen 0,6 und 0,8 liegt, kann dieser Grenzzustand bei einem Stein mit dem Format 2:1 nicht auftreten. Bei anderen Steinformaten jedoch kann dieser Grenzzustand maßgebend werden. In Bild 8.2 ist der Grenzzustand infolge Klaffens für einen Stein mit dem Format 1:1 dargestellt.

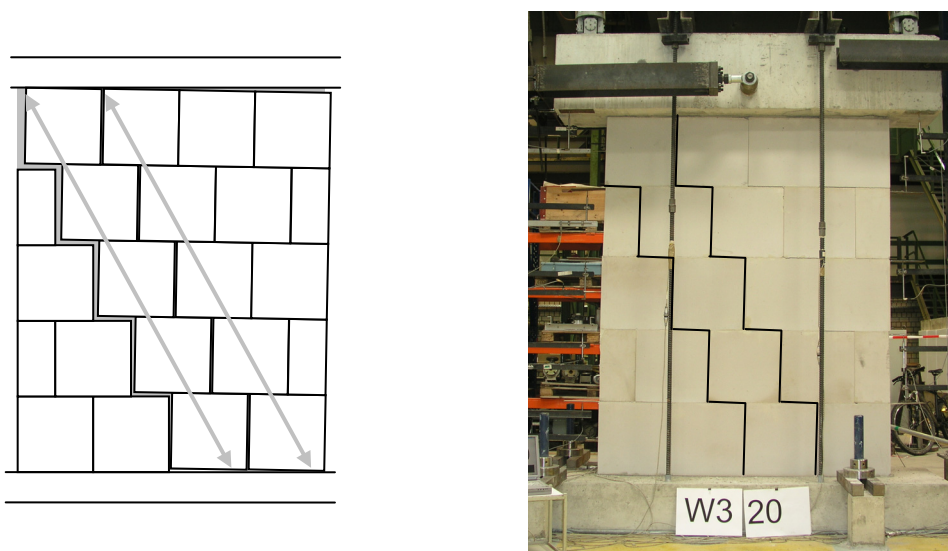


Bild 8.2 Grenzzustand Klaffen bei einer Wand mit dem Steinformat 1:1, halbsteinigem Überbindemaß und $k_M=0,5$ und Versuch [Ö4]

Randbereich / Eckstein

In Bild 8.3 sind die Spannungsrandbedingungen für einen Stein im Randbereich und den Eckstein dargestellt. Bei der Herleitung sind die klaffenden Bereiche explizit mitberücksichtigt worden. Sie stellen daher keinen Grenzzustand am Einzelstein dar.

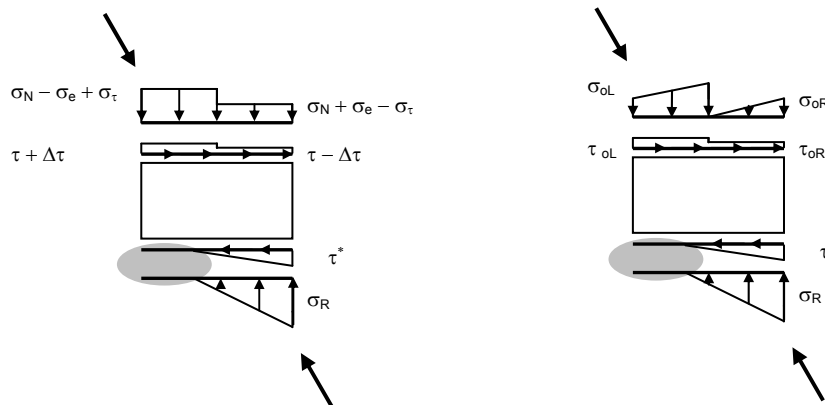


Bild 8.3 Spannungsrandbedingungen für einen Stein im Randbereich und den Eckstein

8.2.2 Gleiten

Regelbereich

In Bild 8.4 sind die Spannungsrandbedingungen für einen Stein im Regelbereich dargestellt. Der Grenzzustand tritt ein, wenn an der wenig überdrückten Steinhälfte die übertragbare Schubspannung unter der vorgegeben Lastrichtung den Wert der vorhandenen Schubspannung annimmt.

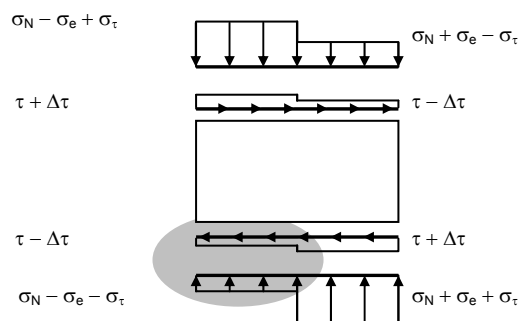


Bild 8.4 Reibungsversagen am Einzelstein

Die Bedingung für den Grenzzustand unter Ansatz des Mohr-Coulombschen Reibungsgesetzes lautet:

$$\tau - \Delta\tau = f_{vk0} + \mu \cdot (\sigma_N - \sigma_e - \sigma_\tau) \quad (8.4)$$

mit f_{vk0} : Haftscherfestigkeit
 μ : Reibungsbeiwert

Für einen Stein mit dem Format 2:1 ist:

$$\sigma_\tau = \tau \quad (8.5)$$

Damit ergibt sich die maximal übertragbare Schubspannung zu:

$$\tau_{\max} = \frac{\Delta\tau}{1+\mu} + \frac{f_{vk0}}{1+\mu} + \frac{\mu \cdot (\sigma_N - \sigma_e)}{1+\mu} \quad (8.6)$$

Die maximal aufnehmbare Schubspannung ist abhängig von den Spannungsanteilen σ_N , σ_e und $\Delta\tau$. Der Spannungsanteil $\Delta\tau$ kann nur angegeben werden, wenn die Schubspannungsverteilung bekannt ist. Für die Angabe der maximal aufnehmbaren Schubspannung muss daher die Schubspannung vorab bekannt sein, dies ist nur iterativ lösbar.

Wird der Anteil $\Delta\tau$ vernachlässigt, so sind die aufnehmbaren Schubspannungen geringer. Für einen momentenfreien Bereich in der Wand hingegen sind die Spannungen $\Delta\tau$ und σ_e näherungsweise null, daher kann für diesen Bereich die maximal aufnehmbare Schubspannung angegeben werden. Die Schubfestigkeit ergibt sich dann zu:

$$f_{vk,R} = \frac{f_{vk0}}{1+\mu} + \frac{\mu \cdot \sigma_N}{1+\mu} \quad (8.7)$$

Dieser Ansatz bedeutet, dass die Haftscherfestigkeit über die Steinhälfte voll angesetzt wird. In Kapitel 7 konnte jedoch gezeigt werden, dass durch die Verformungskompatibilität der Steine untereinander ein teilweises Aufklaffen der Steine wie in Bild 8.5 vorliegt.

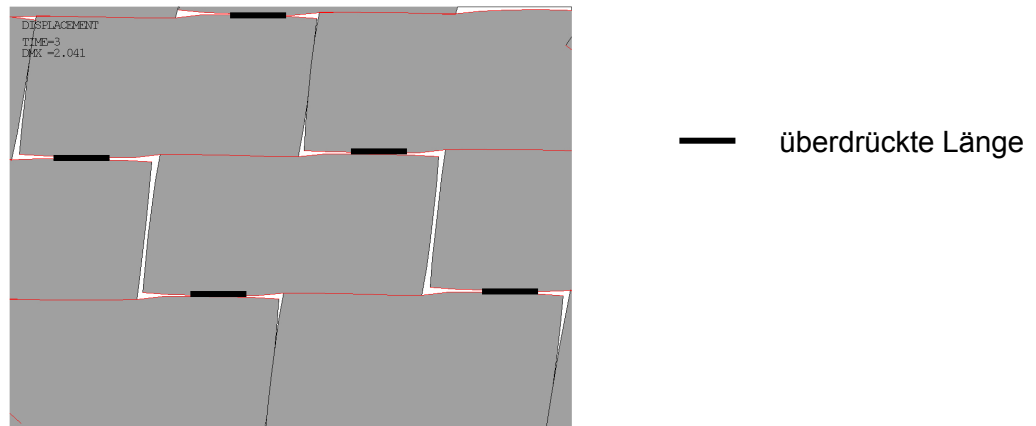


Bild 8.5 Überdrückte Länge auf der weniger überdrückten Seite

Der Ansatz der Haftscherfestigkeit über die gesamte Steinhälfte führt zu einer Überschätzung des Widerstandes. Für Vollsteine mit DM wird daher vorgeschlagen, nur $1/3$ der Länge der Steinhälfte anzusetzen. Dies ist gleichbedeutend, nur $1/3$ der Haftscherfestigkeit anzusetzen.

Für die Materialkombination Hochlochziegel und Normalmörtel wird vorgeschlagen, die volle Haftscherfestigkeit anzusetzen, da durch die Verzahnung des Mörtels mit dem Stein ein sehr guter Verbund gegeben ist. Eine Reduktion ist daher nicht sinnvoll.



Bild 8.6 Verzahnung des Mörtels bei Hochlochziegel

Die maximal aufnehmbare Schubspannung in allgemeiner Form für einen Stein mit dem Format 2:1 ist somit:

$$\tau_{\max} = \frac{\alpha \cdot f_{vk0}}{1 + \mu} + \frac{\mu \cdot \sigma_N}{1 + \mu} \quad (8.8)$$

mit $\alpha = 0,33$ für Vollsteine und DM
 $1,0$ für Hochlochziegel mit NM
 f_{vk0} Kohäsion
 μ Reibungsbeiwert

Da die Spannungen an jeder Stelle in der Wand unterschiedlich sind, bezeichnet der lokale Grenzzustand nicht den globalen Grenzzustand der Wand. In Bild 8.7 links ist die Wand kurz nach Erreichen des lokalen Grenzzustandes - Gleiten an einem Stein in Wandmitte - dargestellt. Bei weiterer Laststeigerung entwickeln sich die Gleitverformungen in die Wandebereiche, bis der Riss auf den Eckstein trifft (Bild 8.7 rechts).

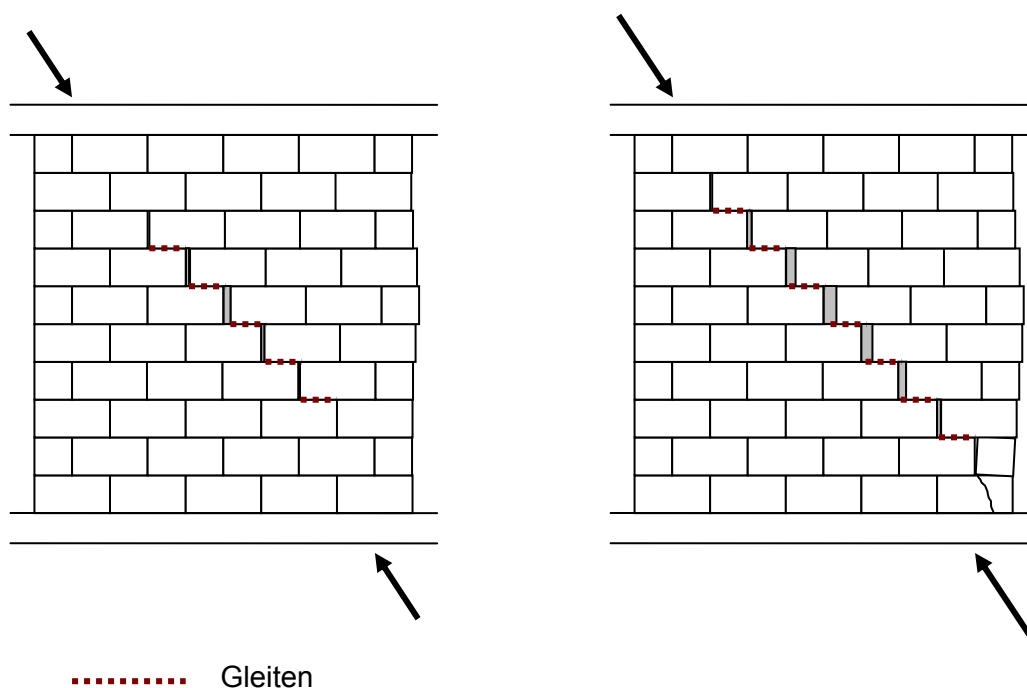


Bild 8.7 Wand kurz nach Eintritt des Gleitens und bei weiterer Laststeigerung

Bei der dargestellten Wand gleitet der halbe Stein über dem Eckstein nicht, sondern spaltet den Eckstein. Dieses Verhalten wurde auch bei der Wand V7 (s. Kapitel 4) beobachtet.

Grundsätzlich sind bei ausreichender Länge der Wand auch andere Grenzzustände denkbar. Diese sind in Bild 8.8 dargestellt.

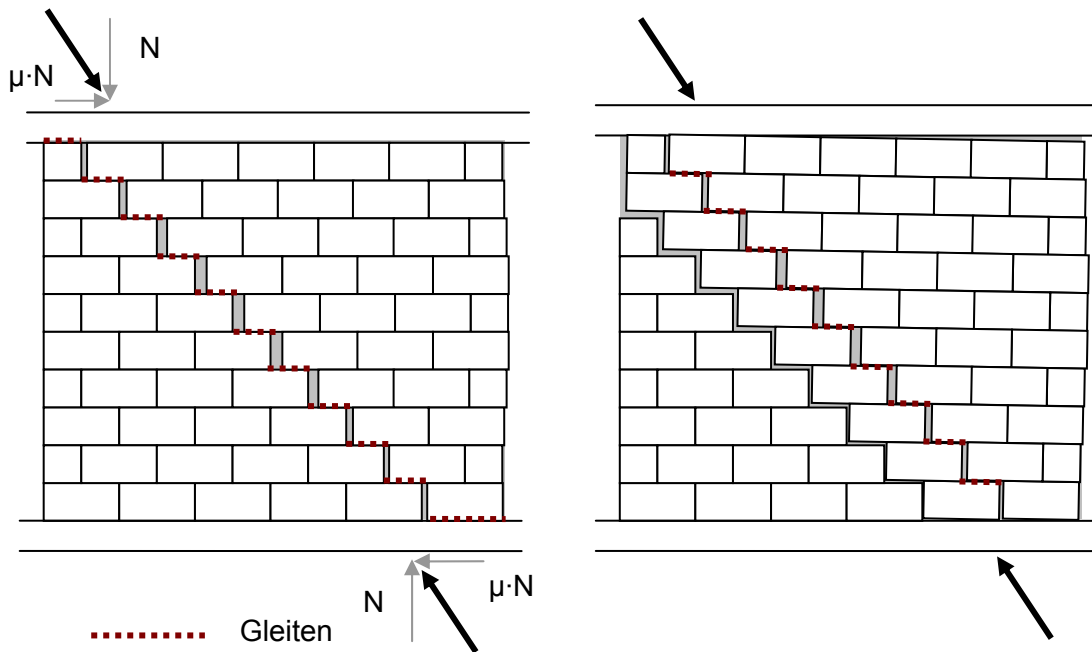


Bild 8.8 Grenzstände bei ausreichender Wandlänge

Bild 8.8 links zeigt einen diagonal über die Wand verlaufenden Treppenriss von Decke zu Decke. Dies bedeutet, dass die am Eckstein übertragbare Schubspannung erreicht wurde. Da der Eckstein über seine gesamte Länge gleiten muss, ist der Grenzzustand des globalen Gleitens erreicht. Die Horizontalkraft entspricht dem Produkt aus Normalkraft und Reibungsbeiwert. Bild 8.8 rechts zeigt den Grenzzustand für eine Wand mit einem höheren Reibungsbeiwert. Die Wand klafft (vgl. 8.2.1).

Randbereich / Eckstein

Die Schubspannungen werden nur in den nicht klaffenden Bereichen übertragen. Ein Gleiten ist nur dann möglich, wenn die zu übertragende Horizontalkraft größer als die durch Normalkraft aufnehmbare Reibungskraft ist (Globales Gleiten).

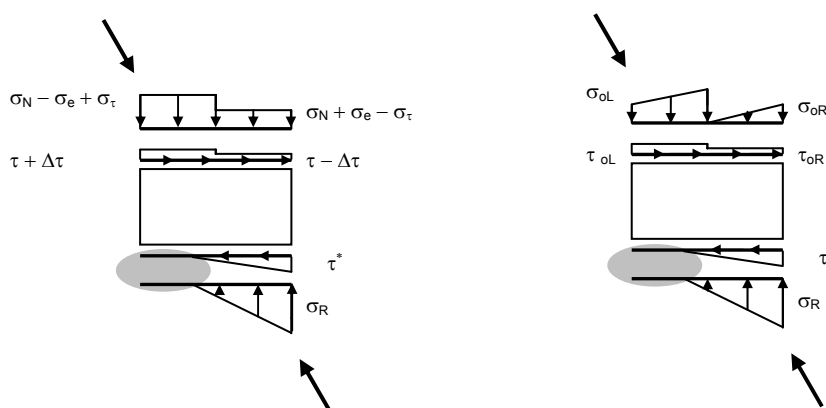


Bild 8.9 Spannungsrandbedingungen für einen Stein im Randbereich und den Eckstein

Festigkeit

Zur Bestimmung des Grenzzustandes müssen

- Kohäsion
- Reibungsbeiwert

bekannt sein.

Diese Festigkeitswerte können nach [06] ermittelt werden.

8.2.3 Steinzugversagen

Regelbereich

Untersuchungen an einem Stein mit den Abmessungen $l_s = 500 \text{ mm}$ und $h_s = 250 \text{ mm}$ unter den in Kapitel 7 angegebenen Spannungsanteilen zeigen, dass die maximale Hauptzugspannung am Steinrand ist. Da die zugehörige Festigkeit von der Steinlängszugfestigkeit abweicht (vgl. [L1]) wird auch die Hauptzugspannung in Steinmitte ausgewertet. In Bild 8.10 sind die Stellen im Stein dargestellt, die für das Steinzugversagen maßgebend sind.

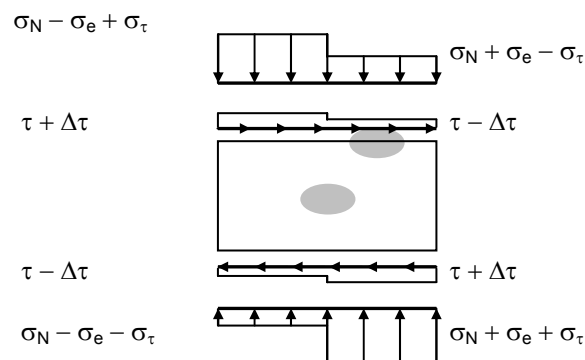


Bild 8.10 Steinzugversagen am Einzelstein

Zunächst wird die Steinmitte betrachtet.

Zur Bestimmung der Hauptzugspannungen werden die Spannungskomponenten σ_y , σ_x und τ_{xy} im Stein unter den Spannungsbildern ermittelt.

Spannungsbild	$\sigma_x \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$	$\sigma_y \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$	$\tau_{xy} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
Steinmitte			
$\Sigma_{\text{Steinmitte}}$	$-1,18 \cdot \Delta\tau$	$-1,0 \cdot \sigma_N - 0,75 \cdot \Delta\tau$	$2,13 \cdot \tau$

Tabelle 8.1 Spannungskomponenten in Steinmitte

Die maximale Hauptzugspannung in der Steinmitte ergibt sich zu:

$$\sigma_z = \frac{-\sigma_N - 1,93 \cdot \Delta\tau}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_N + 0,43 \cdot \Delta\tau}{2}\right)^2 + (2,13 \cdot \tau)^2} \quad (8.9)$$

Da zur Bestimmung der Hauptzugspannung sowohl die Schubspannung τ als auch die Schubspannung $\Delta\tau$ bekannt sein müssen, kann die maximal aufnehmbare Schubspannung nur iterativ gelöst werden (vgl. Reibungsversagen).

Für einen momentenfreien Bereich in der Wand ist die Schubspannung $\Delta\tau$ vernachlässigbar.

Die Schubfestigkeit unter Ansatz der Festigkeit f_{Mitte} für die Steinmitte ist daher:

$$f_{\text{vk,SZ-mitte}} = \frac{f_{\text{Mitte}}}{2,13} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_N}{f_{\text{Mitte}}}} \quad (8.10)$$

Betrachtung des Steinrandes:

Die Spannungskomponenten am Steinrand infolge der Lastbilder sind in Tabelle 8.2 dargestellt. Alle Lastbilder erzeugen am Steinrand von Null verschiedene Spannungskomponenten. Die maximale Hauptzugspannung ergibt sich im Viertelpunkt des Steinrandes an der weniger überdrückten Seite und wird maßgeblich durch die Spannungskomponente σ_x infolge der Schubspannung τ bestimmt.

Ähnlich wie bei der Hauptzugspannung in Steinmitte kann die Hauptzugspannung am Rand auch nur mit der Kenntnis von τ und $\Delta\tau$ bestimmt werden. Eine allgemeine Angabe ist nicht möglich.

Für den momentenfreien Bereich gilt:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot \tau - \sigma_N}{2} + \sqrt{\left(\frac{\tau + \sigma_N}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (8.11)$$

Wenn die Hauptzugspannung den Wert der Festigkeit $f_{\text{z-rand}}$ erreicht, ist die Schubfestigkeit:

$$f_{\text{vk,SZ-rand}} = \sigma_N + 1,5 \cdot f_{\text{z-rand}} - 0,5 \sqrt{4 \cdot \sigma_N^2 + 8 \cdot f_{\text{z-rand}} \cdot \sigma_N + 5 \cdot f_{\text{z-rand}}^2} \quad (8.12)$$

Spannungsbild	$\sigma_x \left[\frac{N}{mm^2} \right]$	$\sigma_y \left[\frac{N}{mm^2} \right]$	$\tau_{xy} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$
Steinrand			
$\Sigma_{\text{Steinrand}}$ infolge σ_N und τ	$\sim 2,0 \cdot \tau$	$-1,0 \cdot \sigma_N + 1,0 \cdot \tau$	$1,0 \cdot \tau$

Tabelle 8.2 Spannungskomponenten am Steinrand

In Bild 8.11 links ist die Wand kurz nach dem Erstriss in Wandmitte dargestellt. Bild 8.11 rechts zeigt die Weiterentwicklung des Risses unter gesteigerter Horizontallast im Zustand der maximalen Tragfähigkeit. Durch den Riss im Eckstein wird die Horizontaltragfähigkeit begrenzt.

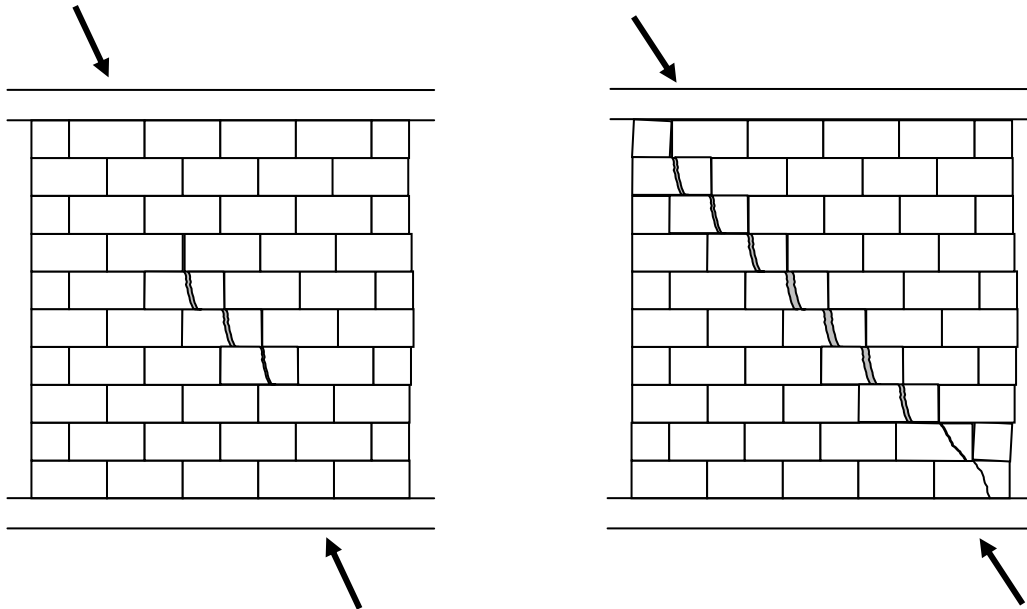


Bild 8.11 Wand kurz nach dem Erstriss und im Zustand der maximalen Tragfähigkeit

Randbereich / Eckstein

Sowohl die Hauptzugspannungen in Steinmitte als auch am Steinrand werden bestimmt. Da die Lastbilder jedoch nichtlinear sind (Klaffungen an der Unterseite und für den Eckstein auch veränderliche Lastansätze an der Oberseite) (Bild 8.12) können keine allgemein formulierten maximal aufnehmbaren Schubspannungen angegeben werden. Die Ermittlung der Hauptzugspannungen erfolgt mit Hilfe der FE-Methode. Durch einen Vergleich mit den Festigkeitswerten wird die maximal aufnehmbare Schubspannung bestimmt.

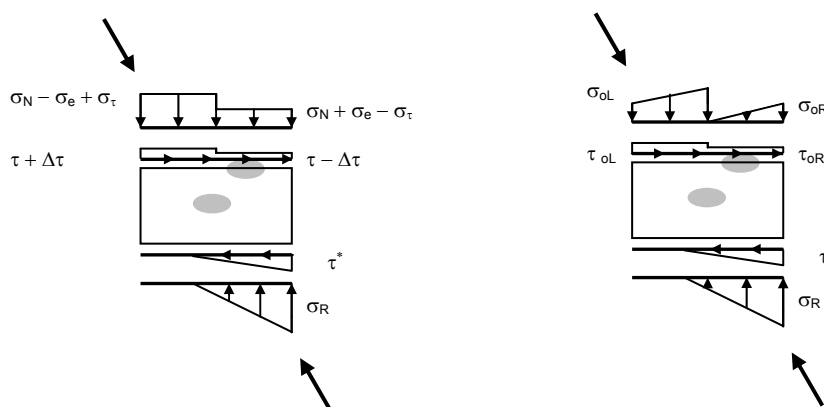


Bild 8.12 Spannungsbilder am Stein im Randbereich bzw. am Eckstein

Festigkeit

Nachweis Steinmitte

Für die Nachweisstelle in Steinmitte wird für den Nachweis nach Norm die Längszugfestigkeit des Steines angesetzt. Die Hauptzugspannungen in Steinmitte verlaufen jedoch nicht in Steinlängsrichtung, sondern sie sind unter dem Winkel α geneigt.

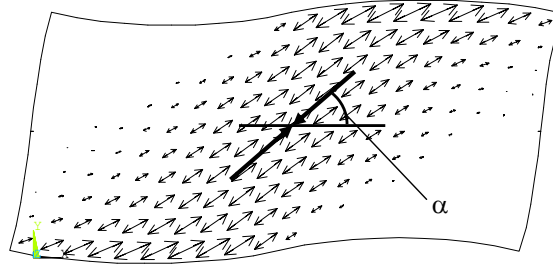


Bild 8.13 Neigung der Hauptzugspannungen in Steinmitte

Für einen Vollstein ist die Neigung vernachlässigbar, die Steinlängszugfestigkeit ist ein sinnvoller Ansatz für die Festigkeit des Steinzugversagens. Bei einem Lochstein jedoch, insbesondere bei dem hier untersuchten Hochlochziegel mit nicht durchgehenden Längsstegen, liefert der Ansatz der Steinlängszugfestigkeit sehr geringe Werte.

In eigenen Untersuchungen wurde die Steinlängsfestigkeit der Hochlochziegel bestimmt. Nut und Feder der Steine wurden abgeschnitten, um Kopfplatten vollflächig aufzukleben. An den ausgesteiften Kopfplatten wurde weggesteuert gezogen.

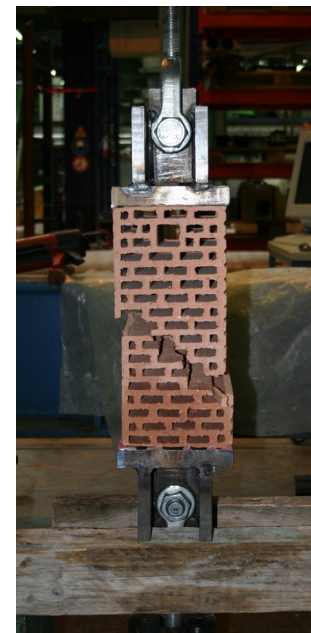
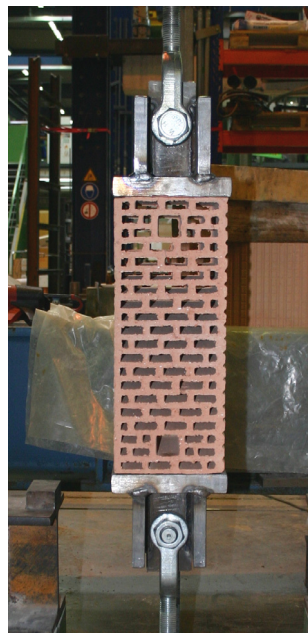
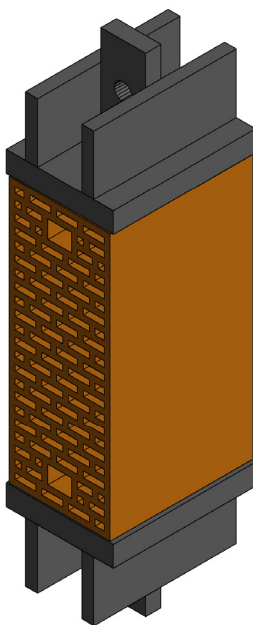


Bild 8.14 Zugversuch zur Bestimmung der Längszugfestigkeit

Die Zugfestigkeit f_{bt} ermittelt sich zu:

$$f_{bt} = \frac{F}{A_S} \quad (8.13)$$

In Tabelle 8.3 sind die Zugfestigkeiten aufgetragen:

	Probe 01	Probe 02	Probe 03	Probe 04	Probe 05	Probe 06
Zugfestigkeit [N/mm ²]	0,09	0,16	0,08	0,09	0,14	0,12
Mittelwert [N/mm]	0,11					

Tabelle 8.3 Steinlängszugfestigkeit von HLz 12

Um die Beanspruchungen im Stein zu bestimmen, sind FE-Berechnungen an einem Stein unter Berücksichtigung der Lochstruktur (Bild 8.15) durchgeführt worden.

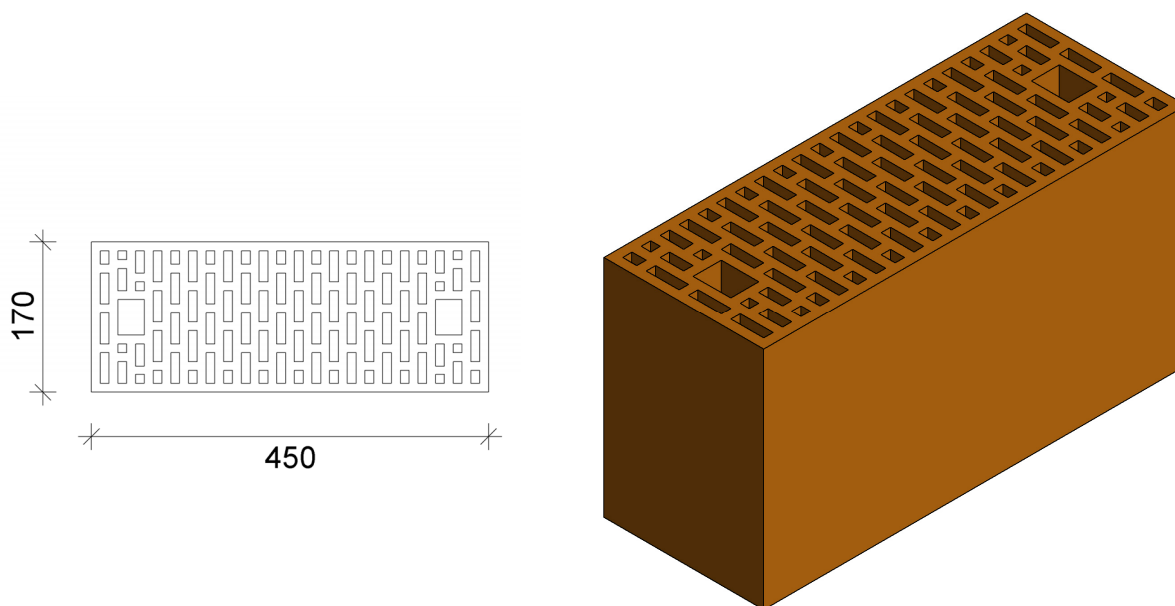


Bild 8.15 Modell des untersuchten Ziegelsteines

Der Spannungsplot unter einer Längszugbelastung (Bild 8.16) zeigt, dass die Hauptbeanspruchungen in den Außenstegen sind.

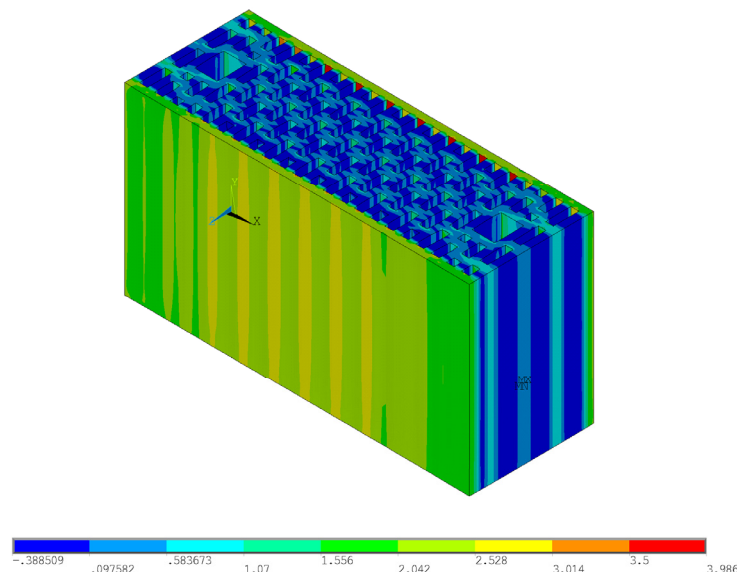


Bild 8.16 Hauptzugspannungen unter Längszugbelastung

Die Längszugfestigkeit wird nahezu nur durch den Widerstand der Außenstege bestimmt. Da die Hauptzugspannungen jedoch geneigt sind, werden die Stege sowohl in Steinlängsrichtung als auch Steinhochrichtung beansprucht. In [S3] werden für Hochlochziegel mit dem hier untersuchten Lochbild Werte für die Steinzugfestigkeit in Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung angegeben. Die Steinzugfestigkeit wird in Abhängigkeit des Winkels α (vgl. Bild 8.13) größer. Es wird vorgeschlagen, für die Steinzugfestigkeit in Steinmitte die Festigkeit, die für einen Winkel α von 30° angegeben ist, anzunehmen (vgl. auch Bild 8.13).

$$f_{z,\text{mitte}} = 0,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.14)$$

Nachweis Steinrand

Für den Steinrand liegen keine genormten Festigkeitswerte vor. In [L1] wurde für den Eckstein einer Wand mit großen Rotationen ebenfalls festgestellt, dass die Randzugspannung maßgebend ist. Es wurden Biegezugversuche an den untersuchten Steinen durchgeführt. Dabei wurde nicht der Einfluss des Verbandes untersucht. Dies wird in einem neu entwickelten Versuch berücksichtigt.

Auf einen Stein werden zwei Halbsteine aufgemauert. Durch Vorspannstangen werden diese auf den unteren Stein gepresst, so dass ein bestimmtes Auflastniveau vorhanden ist. Dann wird einer der Halbsteine seitlich herausgezogen (Bild 8.17). Damit wird die

Querkraftübertragung an dieser Fuge simuliert. Zwei mögliche Grenzmechanismen können sich einstellen:

1. Gleiten des Halbsteins
2. Riss im unteren Stein

Durch die Verzahnung und die damit verbundenen hohe Haftscherfestigkeit ist ein Gleiten nicht wahrscheinlich.

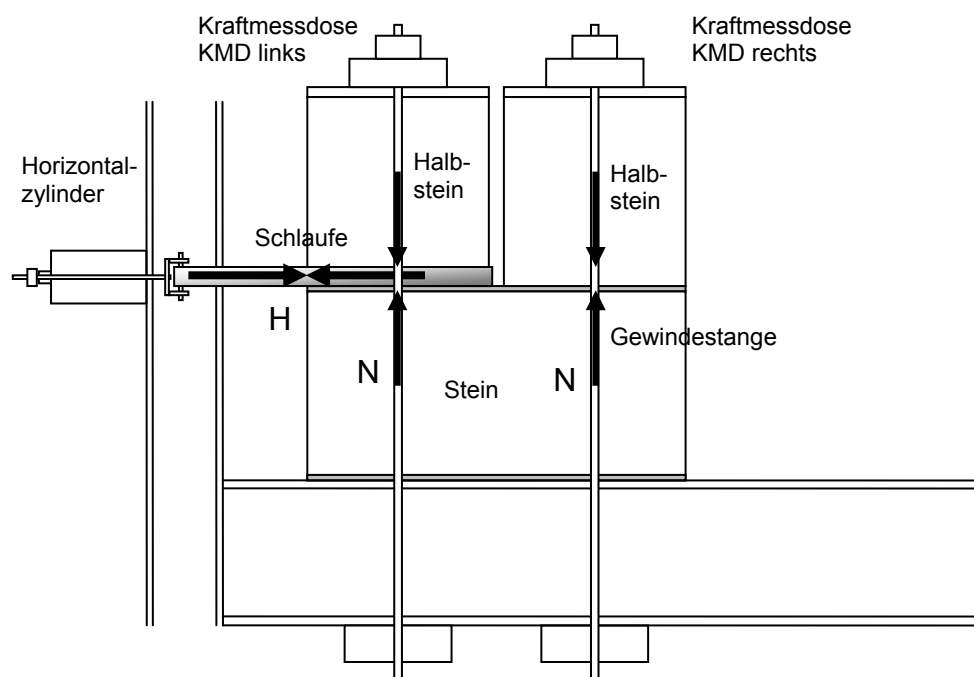


Bild 8.17 Versuchsaufbau Randzugfestigkeit

Es wurden drei Auflaststufen untersucht. Die zugehörigen Horizontalkräfte bei Erreichen des Risses sind:

Auflaststufe 1:

	Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
N [kN]	10	10	10
H [kN]	9,6	10,2	10,9

Auflaststufe 2:

	Versuch 4	Versuch 5	Versuch 6
N [kN]	20	20	20
H [kN]	13,9	11,6	10,7

Auflaststufe 3:

	Versuch 7	Versuch 8	Versuch 9
N [kN]	30	30	30
H [kN]	14,9	12,8	15,1

Bei allen Versuchen wurde ein Riss im unteren Stein beobachtet, wie in Bild 8.18 zu sehen ist.



Bild 8.18 Rissbild Versuch Steinrandzugfestigkeit

Die Zugspannung, die am Stein oben entsteht, wird durch eine FE-Berechnung bestimmt. Hierzu werden der Stein und der Mörtel getrennt abgebildet. Die Verbindung wird durch Kontaktelemente hergestellt (vgl. Mikromodell Kapitel 5.2.2)).

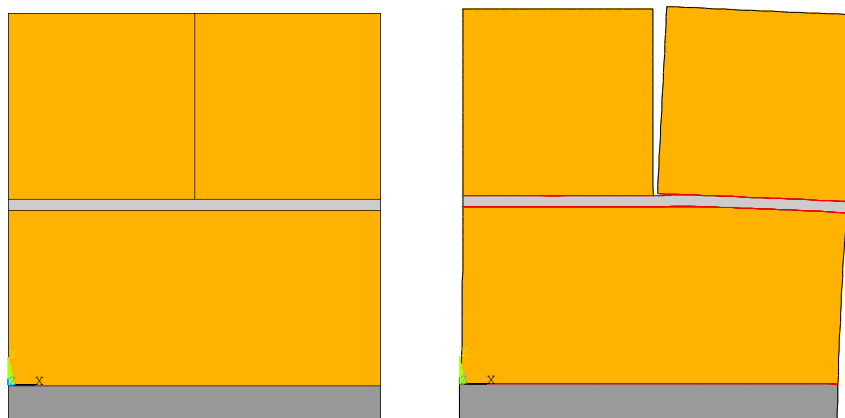


Bild 8.19 FE-Modell Randzugfestigkeit und verformtes System unter vorgegebener Belastung

Der Hauptzugspannungsverlauf des unteren Steins ist in Bild 8.20 dargestellt.

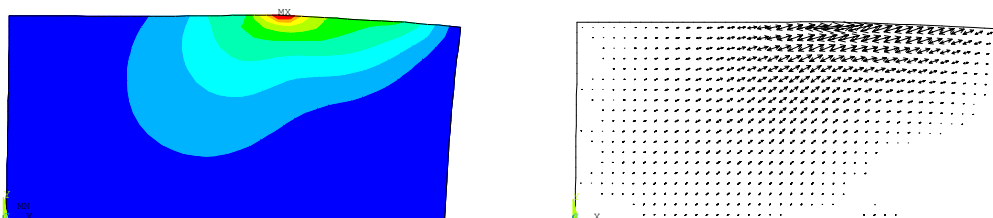


Bild 8.20 Hauptzugspannungsverlauf

Das Modell wurde mit den im Versuch zum Zeitpunkt des Risses vorhandenen Belastungen beaufschlagt. In Tabelle 8.4 sind die ermittelten Randzugspannungen eingetragen.

Versuch	Auflaststufe [kN]	Randzugspannung [N/mm ²] (FE-Modell)	Mittelwert der Auflaststufen [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
1	10	0,85	0,94	0,87
2		0,96		
3		1,03		
4	20	0,94	0,79	
5		0,75		
6		0,67		
7	30	0,89	0,89	
8		0,95		
9		0,83		

Tabelle 8.4 Randzugfestigkeit HLz - NM IIa

Der Mittelwert der Randzugspannungen liegt bei $0,87 \text{ N/mm}^2$. Der Wert liegt deutlich über der Längszugfestigkeit. Dieser Wert ist für die Randzugfestigkeit von Hochlochziegeln 12 mit dem hier untersuchten Lochbild anzusetzen. Für die Randzugfestigkeit von KS-Steinen wird vorgeschlagen, den Wert der Biegezugfestigkeit nach [L1] anzusetzen.

Kalksandstein-Vollstein:

$$f_{z,\text{rand}} = 2,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.15)$$

Hochlochziegel 12 mit nicht durchgehenden Längsstegen mit NM IIa:

$$f_{z,\text{rand}} = 0,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.16)$$

8.2.4 Druckversagen

Bei dem Modell von Mann/Müller wird das Druckversagen auf die Steindruckfestigkeit zurückgeführt. Dabei werden die Beanspruchungen des Steins an einem idealen Wandausschnitt zugrunde gelegt. Bei der Betrachtung der Wand als Ganzes zeigt sich jedoch, dass der Eckstein die größten Druckspannungen im Vergleich zu den Steinen im Wandinneren erfährt. Daher ist nur dieser Stein für das Druckversagen zu untersuchen. In Bild 8.21 ist die Stelle der maximalen Druckspannung des Ecksteins dargestellt.

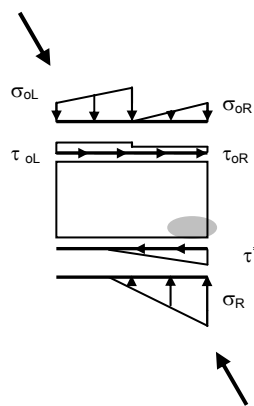


Bild 8.21 Maßgebendes Lastbild für das Druckversagen (Eckstein)

Erreicht die Hauptdruckspannung den Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit, so versagt der Stein auf Druck. Die Hauptdruckspannung wird mit der FE-Methode bestimmt.

In Bild 8.22 sind eine schlanke und eine gedrungene Wand im Zustand des Druckversagens des Ecksteins dargestellt. Ein Versagen des Ecksteins führt zu einer Begrenzung der horizontalen Tragfähigkeit, da die Exzentrizität am Wandfuß nicht gesteigert werden kann.

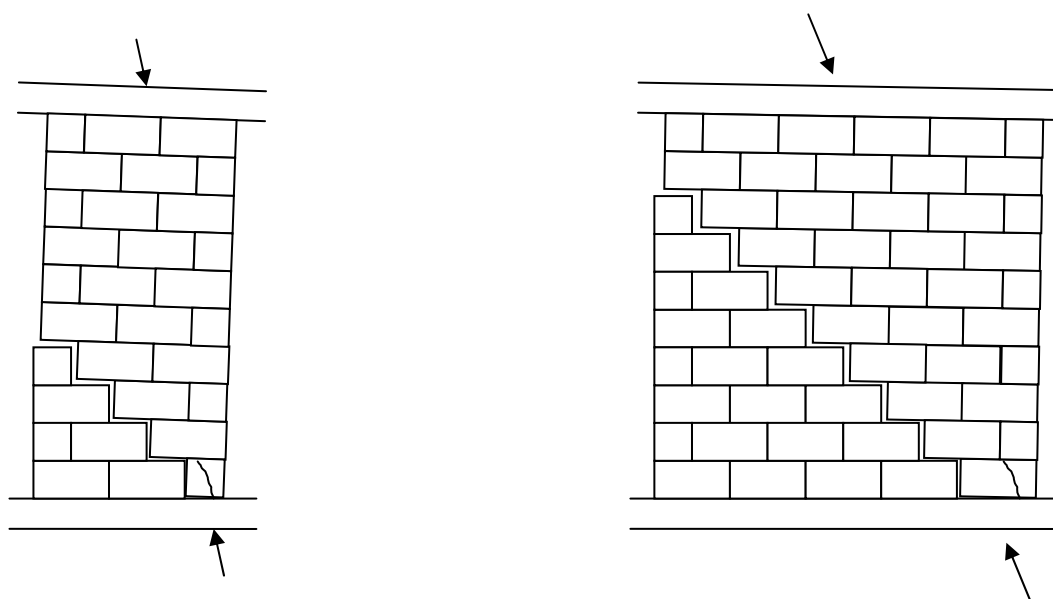


Bild 8.22 Wand im Zustand des Druckversagens des Ecksteins

8.3 Algorithmus zur Bestimmung der aufnehmbaren Horizontalkraft

Mit Hilfe eines Tragwerkmodells wie es in Kapitel 5.3 bzw. Kapitel 6 vorgestellt wurde können die Randbedingungen der einzelnen aussteifenden Wände unter gesteigerter Horizontalbelastung bestimmt werden. Unter den zu der gesteigerten Horizontalbelastung gehörenden Randbedingungen werden die Spannungen in der Wand unter Vernachlässigung der Verbandsgeometrie gemäß Kapitel 7.2 bestimmt. Nun werden auf Basis der Spannungen in der Wand die Randspannungen der Steine entlang der Druckstrebe, die zu den berechneten Randbedingungen gehört, bestimmt (vgl. Kapitel 7.3). Wie im vorhergehenden Abschnitt beschrieben, werden dann für die Steine die Grenzzustände untersucht. Dabei werden die Grenzzustände Klaffen und Reibung für die Steine im Regelbereich der Wand anhand der bestimmten Normal- und Schubspannungen überprüft. Für die Grenzzustände Steinzug- und Druckversagen werden die Hauptspannungen im Stein mittels einer FE-Berechnung bestimmt. Ein Vergleich mit den Festigkeitswerten zeigt, ob ein Grenzzustand erreicht wird. Ist unter der vorgegeben Horizontalbelastung kein Grenzzustand erreicht, so wird die aufgebrachte Horizontalbelastung gesteigert und der beschriebene Algorithmus wiederholt, bis entweder die erforderliche Horizontalbelastung aufgebracht ist, ohne einen Grenzzustand zu erreichen, oder ein Grenzzustand erreicht wird. Bild 8.23 verdeutlicht den Algorithmus.

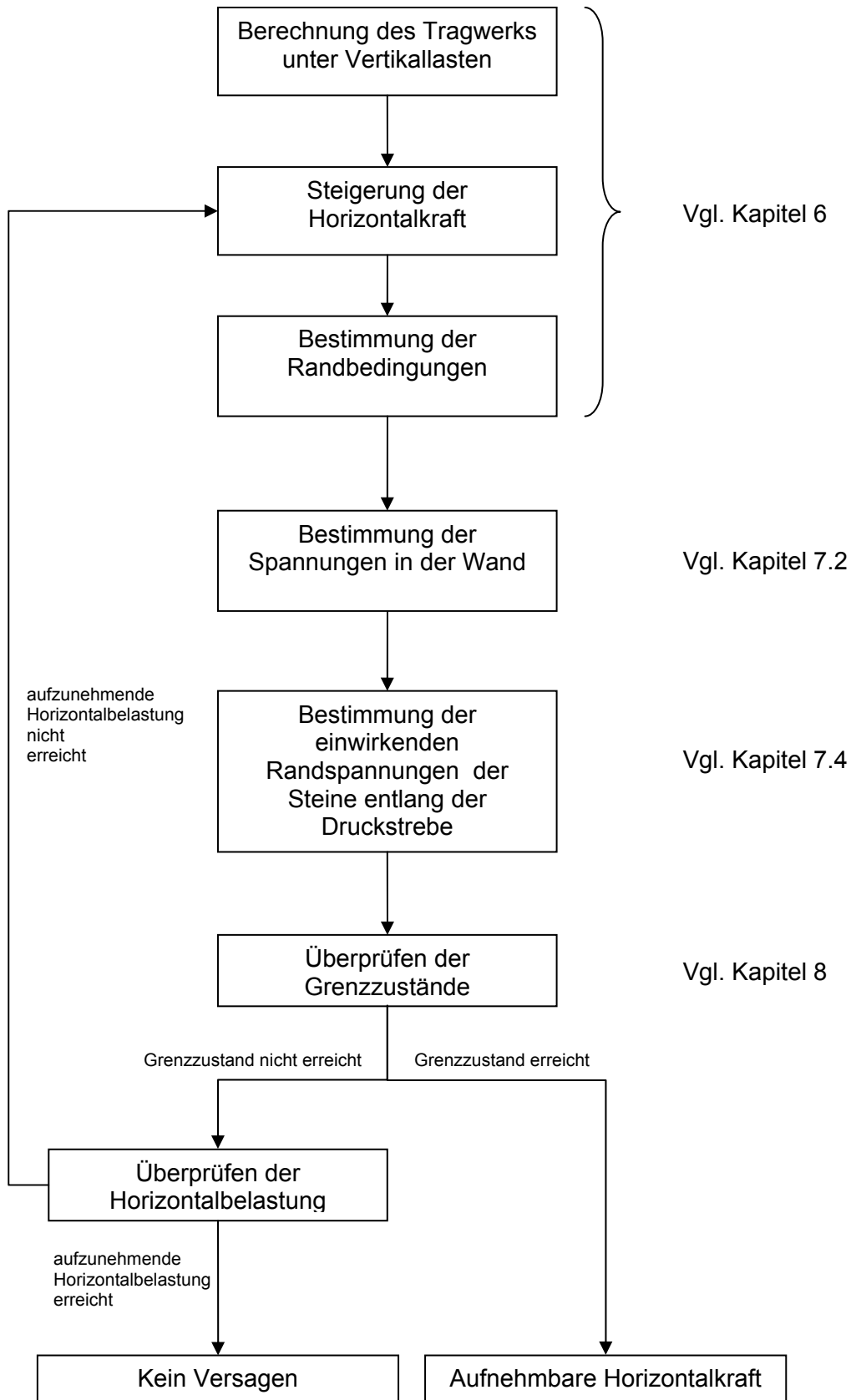


Bild 8.23 Algorithmus zur Bestimmung der aufnehmbaren Horizontalkraft

8.4 Anwendung des Widerstandsmodells

Ziel ist es, die Güte des Widerstandsmodells zu zeigen. Dazu werden die in Kapitel 4 dargestellten Dortmunder Wandversuche mit definierten Randbedingungen gegen gerechnet.

8.4.1 Vergleich der aufnehmbaren Horizontalkräfte des Widerstandsmodells mit den Versuchsergebnissen

Für die in Kapitel 4 beschriebenen Dortmunder Wandversuche werden die zu den Grenzzuständen zugehörigen Horizontalkräfte bestimmt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Der Vergleich beschränkt sich auf die Wände mit unvermörtelten Stoßfugen.

Die angesetzten Festigkeiten sind (vgl. Kapitel 8):

Wände aus Kalksandstein

Mauerwerksdruckfestigkeit f	:	15 N/mm ²
Steinrandzugfestigkeit $f_{z,rand}$:	2,7 N/mm ²
Steinzugfestigkeit Steinmitte $f_{z,Mitte}$:	1,2 N/mm ²
Kohäsion f_{vk0}	:	0,9 N/mm ²
Reibungsbeiwert μ	:	0,65

Wände aus Ziegel

Mauerwerksdruckfestigkeit f	:	5,6 N/mm ²
Steinrandzugfestigkeit $f_{z,rand}$:	0,87 N/mm ²
Steinzugfestigkeit Steinmitte $f_{z,mitte}$:	0,43 N/mm ²
Kohäsion f_{vk0}	:	0,2 N/mm ²
Reibungsbeiwert μ	:	0,65

In den Tabellen 8.5 bis 8.10 sind der Erstriss und die zugehörige Horizontalkraft der Versuchswände dargestellt. Ebenso sind der prognostizierte Grenzzustand und die zugehörige Widerstandskraft mit dem Widerstandsmodell angegeben.

Wände aus Kalksandstein**Versuch V1**

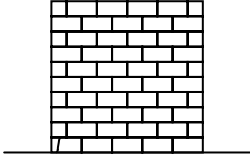
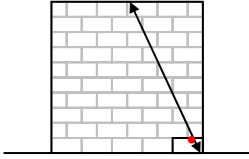
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	102 kN Steinriss im Eckstein		92 kN Überschreiten der Randzugfestigkeit des Ecksteins

Tabelle 8.5 Vergleich Versuch V1 - Widerstandsmodell**Versuch V4**

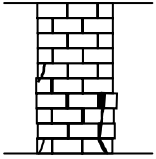
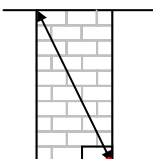
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	71 kN Steinriss im Eckstein		69 kN Überschreiten der Mauerwerksdruck- festigkeit

Tabelle 8.6 Vergleich Versuch V4 - Widerstandsmodell**Versuch V7**

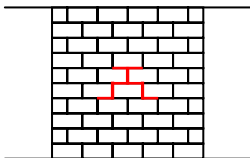
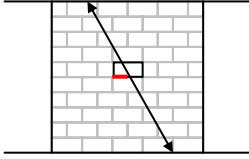
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	125 kN Gleiten in Wandmittenbereich		124 kN Überschreiten des Reibungswiderstandes in Wandmitte

Tabelle 8.7 Vergleich Versuch V7 - Widerstandsmodell

Wände aus Ziegelsteinen**Versuch V6**

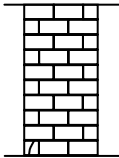
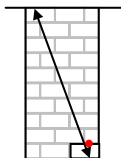
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	55 kN Steinriss im Eckstein		44 kN Überschreiten der Randzugfestigkeit des Eckstein

Tabelle 8.8 Vergleich Versuch V8 – Widerstandsmodell**Versuch V08**

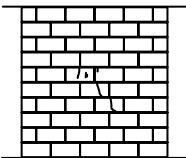
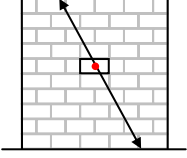
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	100 kN Steinrisse im Wandmittenbereich		100 kN Überschreiten der Steinzugfestigkeit (Steinmitte) in Wandmitte

Tabelle 8.9 Vergleich Versuch V8 - Widerstandsmodell**Versuch V11**

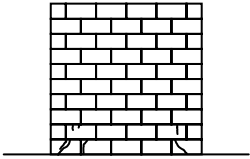
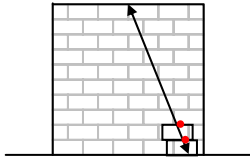
Versuch		Widerstandsmodell	
Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft	Erstriss	Zugehörige Widerstandskraft
	100 kN Steinriss im Eckstein		81 kN Überschreiten der Randzugfestigkeit des Eckstein

Tabelle 8.10 Vergleich Versuch V11 - Widerstandsmodell

Der Vergleich der prognostizierten Versagensarten zwischen dem Widerstandsmodell und der Versagensart im Versuch zeigt für alle Versuche eine gute Übereinstimmung. Zudem stimmen auch die Versagensorte überein. Die bestimmten Widerstandskräfte zeigen ebenso eine gute Übereinstimmung mit den zum Erstriss zugehörigen Widerstandskräften. Für die auf Biegung versagenden Wände zeigt sich, dass entweder der Grenzzustand Druckversagen oder Steinzugversagen am Steinrand maßgebend wird.

8.5 Zusammenfassung

Unter Berücksichtigung der realistischen Spannungsbilder am Stein konnten die Grenzzustände bestimmt werden. Dabei wurden die vom Modell nach Mann / Müller bekannten Grenzzustände

- Klaffen
- Reibung
- Steinzugversagen
- Druckversagen

untersucht.

Für den Grenzzustand Reibungsversagen konnte der Ansatz der Kohäsion modifiziert werden, da die Verformungen des Einzelsteins bekannt sind. Für den Grenzzustand Steinzugversagen wurde der ganze Stein untersucht. Die größten Hauptzugspannungen sind am Steinrand. In einem neu entwickelten Versuch konnte die Randzugfestigkeit für den untersuchten Hochlochziegel bestimmt werden. Unter Berücksichtigung dieser Grenzzustände wurde ein Algorithmus vorgestellt, mit dem der Widerstand von Wänden unter vorgegebenen Einwirkungen bestimmt werden kann. Die Übereinstimmungen im Vergleich zu den Dortmunder Wandversuchen sind als gut zu bezeichnen.

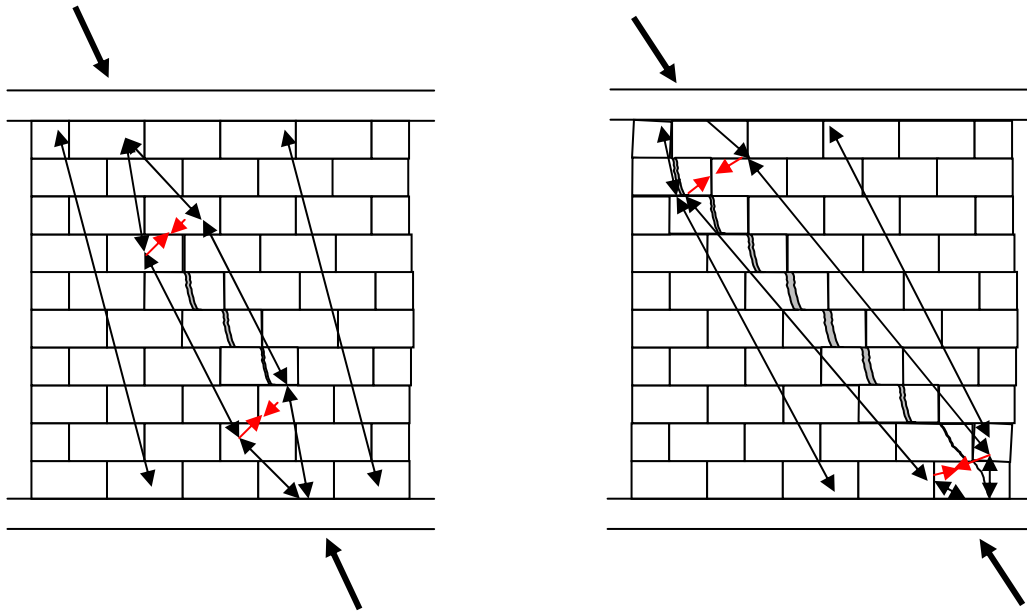


Bild 9.2 Kraftverlauf in der Wand beim Erstriss im Wandinneren

Die zugehörigen Kraft-Verschiebungsbeziehungen sind in Bild 9.3 dargestellt. Die durchgehende Linie zeigt die Kraft-Verschiebungsbeziehung bis zur Grenztragfähigkeit (ohne Versagen). Die gestrichelten Kurven zeigen die Kraft-Verschiebungsbeziehungen, bei denen entweder ein Biege- oder ein Schubversagen eintritt.

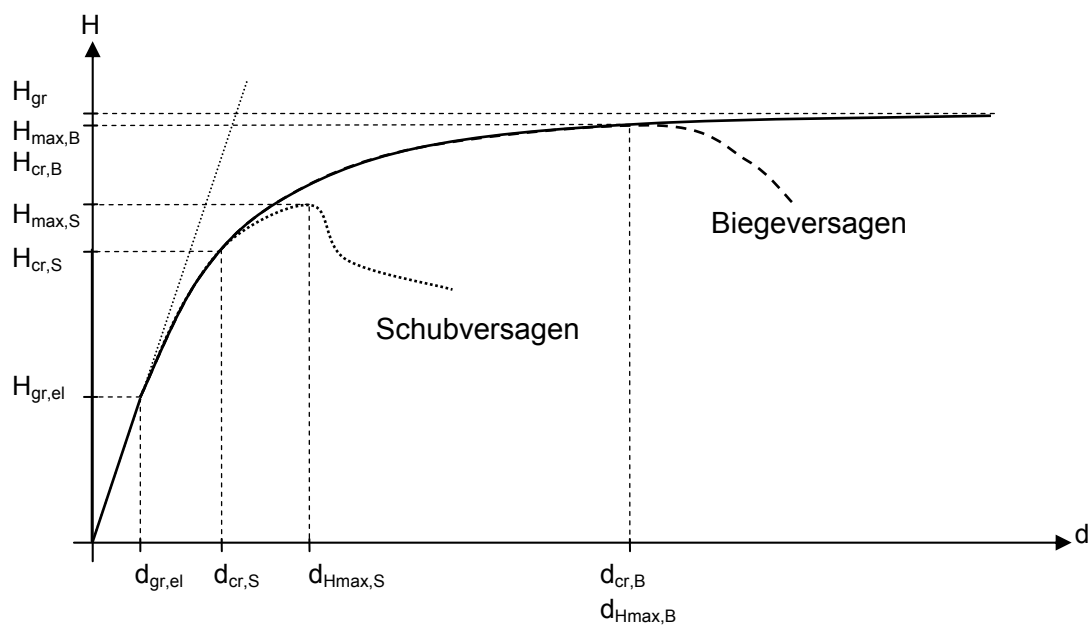


Bild 9.3 Kraftverschiebungsbeziehungen in Abhängigkeit der Versagensart

Beide Kraft-Verschiebungsbeziehungen entsprechen bis zum Erstriss $H_{cr,S}$ (Schubversagen) bzw. $H_{cr,B}$ (Biegeversagen) der Kraft-Verschiebungsbeziehung ohne Versagen. Tritt der Erstriss ein, so weicht die Kraft-Verschiebungsbeziehung ab. Im Falle des Schubversagens wird die Tragfähigkeit noch bis zur maximalen Tragfähigkeit von $H_{max,S}$ gesteigert. Im Falle des Biegeversagens kann die Tragfähigkeit nicht mehr gesteigert werden ($H_{cr,B} = H_{max,B}$).

Um den Erstriss zu identifizieren wurde ein Widerstandsmodell entwickelt, mit dem der Erstriss und die zugehörige Tragfähigkeit bestimmt werden können. Die Berücksichtigung realitätsnaher Spannungsansätze für die Wand und den Stein hat einen entscheidenden Anteil daran, Rissort und Rissart realistisch zu prognostizieren. Insbesondere die Normalspannungen parallel zur Lagerfuge beeinflussen die Schubbeanspruchungen der Steine entscheidend. Durch die Vernachlässigung im Nachweis nach Norm ist das Kriterium Steinzugversagen immer maßgebend und prognostiziert zu geringe Tragfähigkeiten.

Auf Basis dieser Erkenntnisse werden Bemessungsansätze vorgeschlagen.

9.2 Bemessungsvorschläge

Für die Wände mit Steinen im Format 2:1 und einem halbsteinigem Überbindemaß zeigt sich, dass für die untersuchten Momentenverteilungen von $k_M \approx 0,5$ und $k_M \approx 1,0$ das Versagen entweder in Wandmitte oder im Eckbereich auftritt. Mit dem Widerstandsmodell konnte dies gut nachvollzogen werden. Es zeigt sich, dass durch die Berücksichtigung der realitätsnahen Spannungsrandbedingungen die Zwischenbereiche für die untersuchten Wände kein Versagen aufweisen.

Es wird daher vorgeschlagen, die Nachweise auf die momentenfreien Bereiche und den Eckbereich zu konzentrieren (Bild 9.4).

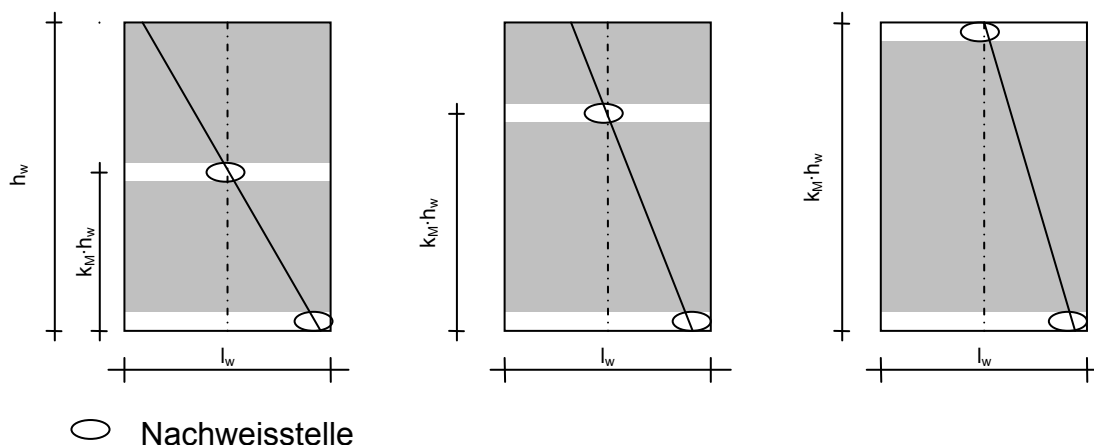


Bild 9.4 Nachweisstellen für die Horizontaltragfähigkeit

Das Versagen im Eckbereich kann infolge zweier Grenzzustände eintreten: Zum einen durch das Druckversagen des Steins, zum anderen durch das Steinzugversagen am oberen Rand. Das bisherige Biegedruckversagen berücksichtigt nur das Druckversagen des Steins.

Die Auswertungen der Versuche zeigen, dass eine Reduktion der Biegetragfähigkeit auf 90% das Steinzugversagen am oberen Rand und damit auch die Querkraftbeanspruchung des Ecksteins berücksichtigt.

$$V_B = 0,9 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_w^2 \cdot t_w \cdot \sigma_N \cdot \left(1 - \frac{\sigma_N}{f} \right) \cdot \frac{1}{k_M \cdot h_w} \right) \quad (8.17)$$

mit l_w : Länge der Wand
 t_w : Dicke der Wand
 h_w : Höhe der Wand
 σ_N : Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge infolge der Auflast bezogen auf den Wandquerschnitt
 k_M : Momentenbeiwert
 f : Mauerwerksdruckfestigkeit

Das Versagen im Wandinnenbereich ist für das untersuchte Steinformat auf ein Reibungs- oder Steinzugversagen zurückzuführen. In Kapitel 8 sind die zugehörigen Schubfestigkeiten für den momentenfreien Bereich hergeleitet worden.

Reibungsversagen

$$f_{vk,R} = \frac{\alpha \cdot f_{vk0}}{1 + \mu} + \frac{\mu \cdot \sigma_N}{1 + \mu} = \alpha \cdot \bar{f}_{vk0} + \bar{\mu} \cdot \sigma_N \quad (8.18)$$

mit α : Faktor zur Berücksichtigung der Stein – Mörtelkombination
 f_{vk0} : Kohäsion
 μ : Reibungsbeiwert
 σ_N : Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge infolge der Auflast bezogen auf den Wandquerschnitt

Steinzugversagen

Steinmitte

$$f_{vk,SZ-mitte} = \frac{f_{z,mitte}}{2,13} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_N}{f_{z,mitte}}} \approx 0,48 \cdot f_{z,mitte} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_N}{f_{z,mitte}}} \quad (8.19)$$

mit $f_{z,mitte}$: geneigte Steinzugfestigkeit

σ_N : Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge infolge der Auflast
bezogen auf den Wandquerschnitt

Steinrand

$$f_{vk,SZ-rand} = 1,5 \cdot f_{z,rand} + \sigma_N \cdot \left(1 - \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{f_{z,rand}}{\sigma_N} + 1,25 \cdot \left(\frac{f_{z,rand}}{\sigma_N} \right)^2} \right) \quad (8.20)$$

mit $f_{z,rand}$: Randzugfestigkeit

σ_N : Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge infolge der Auflast
bezogen auf den Wandquerschnitt

Die Schubfestigkeit infolge Steinzugversagen am Rand konvergiert bei zunehmender Normalspannung gegen den Wert $0,5 \cdot f_{z,rand}$. Dies ist jedoch eine obere Abschätzung. Eine Reduktion auf 90% zeigt für die untersuchten Stein - Mörtelkombinationen eine gute Näherung (vgl. Bilder 9.5 und 9.6).

$$f_{vk,SZ-rand} = 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot f_{z,rand} \quad (8.21)$$

mit $f_{z,rand}$: Randzugfestigkeit

Die hergeleiteten Schubfestigkeiten geben den Zustand des Erstrisses an.

In Bild 9.5 und Bild 9.6 sind die Schubfestigkeiten für die untersuchten Stein - Mörtelkombinationen dargestellt.

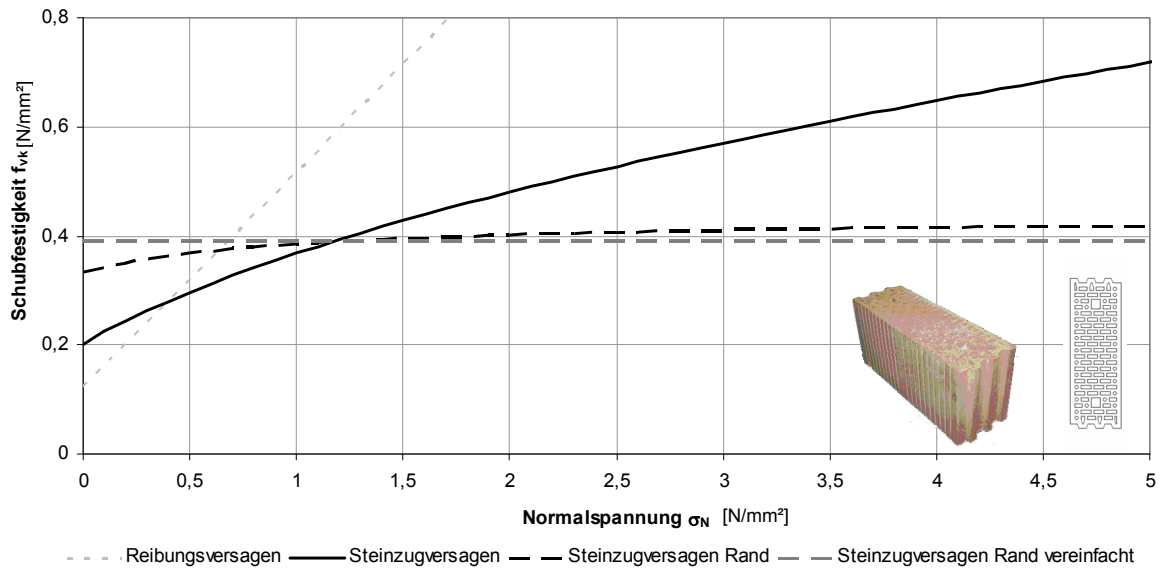


Bild 9.5 Schubfestigkeiten Hlz 12-NM

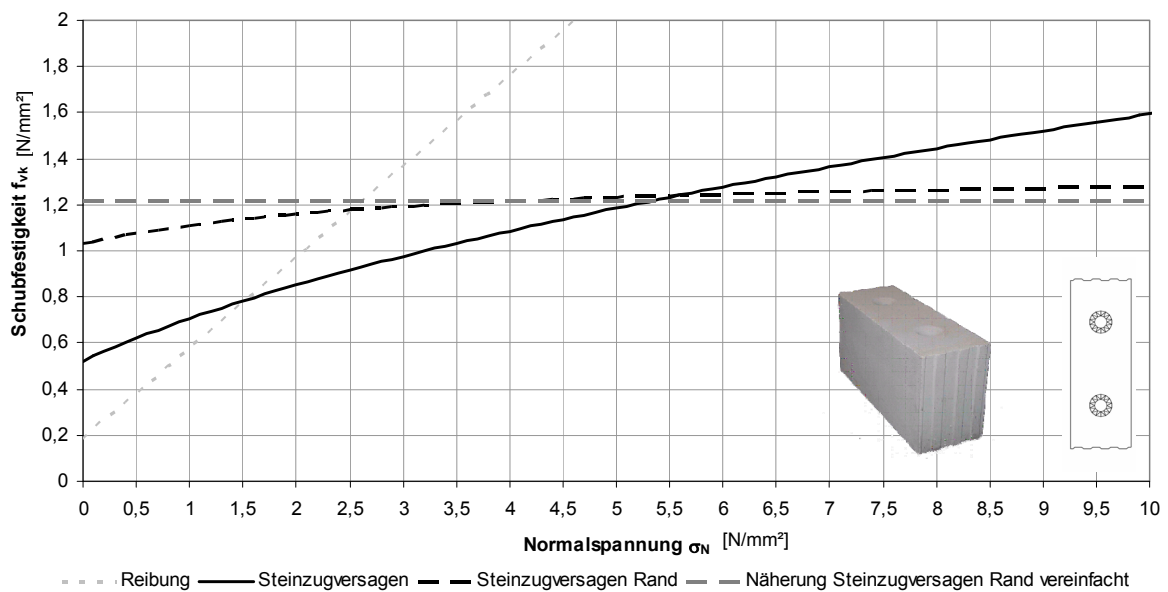


Bild 9.6 Schubfestigkeiten KS 20-DM

Die Kurve für das Steinzugversagen am Rand zeigt das oben beschriebene konvergente Verhalten. Ebenso bestätigt sich der Ansatz für die formelmäßige Vereinfachung dieser Schubfestigkeit. Die Kurven zeigen weiterhin, dass das Steinzugversagen am Steinrand nur bei hohen Normalspannungen maßgebend ist.

Das Kriterium Klaffen sollte für andere Steinformate ebenfalls berücksichtigt werden.

Die Tragfähigkeit beim Erstriss in Wandmitte kann mit

$$V_s = \frac{f_{vk,min} \cdot A_W}{c^*} \quad (8.22)$$

$$\text{mit } c^* = c - \left(\left(\frac{l_s}{l_w} \right)^2 \cdot (c - 1) \right)$$

$f_{vk,min}$: Minimum von $f_{vk,R}$ und f_{vk-SZ}

A_W : Querschnittsfläche der Wand

bestimmt werden.

Dabei berücksichtigt der Wert c^* nicht nur den maximalen Wert der Schubspannung, sondern auch die Steingröße im Verhältnis zur Wandlänge. Wird nur der Maximalwert der Schubspannungen berücksichtigt, so ist die Beanspruchung des Einzelsteins zu hoch abgeschätzt (Bild 9.7).

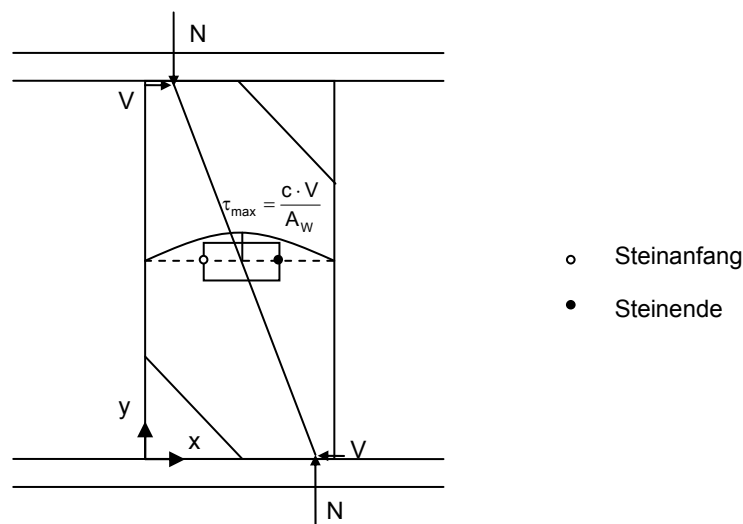


Bild 9.7 Schubspannungsverlauf

Die auf einen Stein einwirkende Schubspannung ergibt sich aus der Integration der Schubspannungen von Steinanfang bis Steinende:

$$\tau_{\text{stein}} = \int_{\text{Steinanfang}}^{\text{Steinende}} \tau(x) dx \cdot \frac{1}{l_s} \quad (8.23)$$

Durch die Abminderung des Schubspannungsbeiwertes c auf c^* wird dies berücksichtigt. Für c sind die Werte nach Kapitel 7 einzusetzen.

Die mit diesen Vorschlägen errechneten Tragfähigkeiten (Erstriss) sind für die untersuchten Wände in Tabelle 9.1 dargestellt. Dabei wurden die Festigkeiten, wie in Kapitel 8 angegeben, angesetzt.

Versuch	Versagensart im Versuch	$H_{\text{Riss,exp}}$ [kN]	$H_{\text{Max,exp}}$ [kN]	H_{B} [kN]	$H_{\text{S,R}}$ [kN]	$H_{\text{S,SZ}}$ [kN]
V1	B	102	102	90	122	222
V4	B	72	72	60	64,4	104
V7	R	125	150	155	124	222
V6	B	55	55	48	49	46
V8	SZ	100	130	138	110	98
V11	B	100	100	86	110	95

- mit B : Biegeversagen (Erstriss im Eckstein)
 R : Reibungsversagen (Erstriss in Wandmitte)
 SZ : Steinzugversagen (Erstriss in Wandmitte)

Tabelle 9.1 Vergleich der experimentell ermittelten Horizontaltragfähigkeit mit der rechnerischen Horizontaltragfähigkeit basierend auf den Bemessungsvorschlägen

Für alle Wände sind die prognostizierten Versagensarten identisch mit den Versagensarten im Versuch. Bei dem Versuch V6 liegen die ermittelten Tragfähigkeiten für Biegung, Steinzugversagen und Reibung sehr nah beieinander. Die Prognose kann daher den Grenzzustand nicht eindeutig vorhersagen. Der Wert für das Biegeversagen liegt aber in der richtigen Größenordnung. Für die auf Biegung versagenden Wände liefern die Bemessungsvorschläge eine gute Abschätzung der im Versuch erreichten Tragfähigkeiten beim Erstriss. Für die Wände, die ein Versagen im Wandinneren zeigten, stimmen die prognostizierten Tragfähigkeiten gut mit der Tragfähigkeit der Versuche beim Erstriss überein. Die maximale Tragfähigkeit der Versuche (V7, V8 und W5) liegt ca. 20% über der Tragfähigkeit beim Erstriss. Um mit einem Erhöhungsfaktor den Anstieg bis auf die maximale Tragfähigkeit zu berücksichtigen, sollten jedoch weitere Untersuchungen zur Bestätigung durchgeführt werden.

Die mit den Vorschlägen ermittelten Horizontaltragfähigkeiten beruhen auf Mittelwerte der Festigkeiten. Damit kann die Güte des Modells aufgezeigt werden. Für eine Umsetzung in die Normung müssen jedoch noch die Streuung der Festigkeitswerte berücksichtigt und die Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt werden.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Die Beurteilung der Tragfähigkeit von Mauerwerksbauten unter Horizontallasten kann nur dann zuverlässig erfolgen, wenn sowohl das Tragwerksmodell als auch das Widerstandsmodell die spezifischen Eigenschaften von Mauerwerk realitätsnah erfassen.

Die an der TU Dortmund durchgeführten Versuche an geschosshohen Mauerwerkswänden haben gezeigt, dass das Versagen der aussteifenden Mauerwerkswände durch unterschiedliche Grenztragmechanismen eingeleitet werden kann. In Abhängigkeit der verwendeten Materialien, der Wandgeometrie und der geometrischen Randbedingungen an den Wandenden können sich bestimmte Beanspruchungskonzentrationen und daraus spezifische Versagensarten entwickeln.

Der Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den Bemessungsregeln der aktuellen Norm DIN 1053-100 zeigt, dass die in der Norm berechneten *Schubwiderstände* teilweise deutlich zu niedrig liegen und eine Versagensart angeben, die in den meisten Fällen nicht mit den Beobachtungen übereinstimmt. Vergleiche mit sog. Schubmodellen für Mauerwerk machen deutlich, dass die rechnerische Modellierung der Wand sich „mit der Wand als Ganzes“ befassen muss und nicht allein auf ein idealisiertes Beanspruchungsbild in der Wand reduziert werden kann.

Bei der Vorstellung und Besprechung der Modellierungsmethoden für das Scheibentragverhalten des Mauerwerks wurde das Hauptaugenmerk auf die Modellierung der nicht zugfesten Fugen gerichtet. Die aus dem Klaffen an den Wandenden resultierende nichtlineare Kraft-Verschiebungsbeziehung der Wand konnte mit einem Makromodell bestätigt werden. Diese grundlegende Beziehung wurde schließlich auch mit einer Funktion beschrieben, die unter Berücksichtigung der Biege- und Schubsteifigkeit sowie der Geometrie und Auflast der Wand formuliert werden kann. Mit der Mikromodellierung der Wände, bei der die Stoß- und Lagerfugen nicht zugfest abgebildet wurden, konnten die lokalen Beanspruchungen innerhalb der Wand sowie die nichtlinearen Kraft-Verschiebungsbeziehungen der Versuchswände identifiziert werden.

Für die Tragwerksmodellierung wurde ein räumliches FE-Modell mit Wänden auf Basis der Makromodellierung entwickelt. An einem repräsentativen Mauerwerksgebäude wurde mit diesem Modell die veränderliche Interaktion zwischen klaffenden Wänden und Decken unter gesteigerter Horizontalbelastung untersucht. Das von Anfang an infolge exzentrischer

Vertikalbelastung ausgelöste Klaffen an den Wandenden führte unter der gesteigerten zyklischen Horizontalbelastung zunehmend zu einer Veränderung des Tragsystems mit sich verändernden Steifigkeitseigenschaften der Wände. Es konnte gezeigt werden, dass die Wand-Decken-Interaktion deutliche Veränderungen der Randbedingungen (Einspannungsgrade) und des Schnittgrößenverlaufs in den Aussteifungswänden zur Folge haben kann. Damit zeigte sich auch die Bedeutung einer realitätsnahen, globalen Tragwerksmodellierung für die realistische Beurteilung der Beanspruchungen in den Wänden. Das Modellierungsprinzip kann unter Berücksichtigung des rechnerischen Zeitaufwandes als noch praxisgeeignet angesehen werden.

Die Beanspruchungen, die sich in den Mauerwerkswänden in Abhängigkeit der Randbedingungen ergeben, wurden mit einer gesteigerten Diskretisierung in der Modellierung systematisch identifiziert. Hierzu wurde zunächst mit Hilfe eines modifizierten Makromodells die Verteilung der vertikalen Normalspannungen (σ_y) und der Schubspannungen (τ) in den überdrückten Wandbereichen untersucht. Während die lineare Verteilung der σ_y -Spannungen als ein realitätsnaher Ansatz bestätigt werden konnte, musste für die Beschreibung der unsymmetrisch verteilten Schubspannung τ in den teilweise überdrückten Bereichen ein eigener Ansatz entwickelt werden. Ferner konnte gezeigt werden, dass in den Bereichen mit zunehmenden Klaffungen Normalspannungen in Wandlängsrichtung (σ_x) hervorgerufen werden. Unter Berücksichtigung der in Wirklichkeit offenen Stoßfugen wurden die Ergebnisse für die Spannungen unter Beachtung der Gleichgewichts- und geometrischen Kompatibilitätsbedingungen in Lastbilder für die einzelnen Mauersteine weiterentwickelt. Dabei wurde zwischen dem Innen-, Rand- und Eckbereich einer Wand unterschieden, um die jeweils realistischen Lastspannungsbilder (σ_y , τ , σ_x) für die Steine in diesen Bereichen zu formulieren. Damit wurde die Möglichkeit geschaffen, die bislang nur auf einen und nicht näher identifizierten Bereich bezogenen Spannungsansätze auf die gesamte Wand zu erweitern.

Mit dem Ansatz der Belastungsbilder entlang der geneigten Druckstrebe konnten die lokalen Beanspruchungen am Stein sowie innerhalb des Steins berechnet und mit den Grenzwerten der Tragfähigkeit (Klaffen, Gleiten, Riss des Steins) verglichen werden. Damit konnte eine Aussage über das lokale Versagen mit Angaben zu Art und Lage des Versagens in der Wand ermöglicht werden. Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit des Steins auf Zug wurde zwischen der Überschreitung der Randzugfestigkeit und der zentrischen Steifigkeit unterschieden. Für eine zuverlässige Bestimmung der Randzugfestigkeit wurde ein rechnerisch unterstützter Versuch entwickelt und erfolgreich eingesetzt.

Der Nachweisalgorithmus wurde auf die Versuchswände der TU Dortmund angewandt. Der Vergleich der Ergebnisse für die Querkrafttragfähigkeit bestätigt die Realitätsnähe des Verfahrens für die Identifikation der lokalen Grenzzustände. Im Falle eines Biegedruckversagens am Wandende konnte damit auch die globale Grenztragfähigkeit bestimmt werden. Im Falle der lokalen Grenzzustände im Innenbereich der Wand wurden die Tragfähigkeiten bei Erstrissbildung zutreffend erfasst.

Auf Basis der Erkenntnisse wurden vereinfachte Bemessungsvorschläge zur Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerkswänden formuliert.

Mit dieser Arbeit konnte ein Nachweismodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit entwickelt werden, das mechanisch nachvollziehbar die Versagenszustände in der Wand identifiziert. Im Rahmen von weitergehenden Untersuchungen kann das Widerstandsmodell auf andere Steinformate und Überbindemaße erweitert werden.

Literaturverzeichnis

- A1 Abrams, D.P.**
Response of Unreinforced Masonry Buildings
In: Journal of Earthquake Engineering Vol.1 Nr. 1 - 1997
- B1 Bachmann, H., Lang, K,**
Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten Vdf
Hochschulverlag an der ETH Zürich – 2002
- G1 Graubner, C.-A., Kranzler, Th., Schubert, P., Simon, E.**
Teil 3: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerksscheiben
In: Mauerwerk-Kalender – 2005
- G2 Ganz, H.**
Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub
IBK Bericht Nr. 148 - Birkhäuser Verlag – 1985
- J1 Jäger, W., Nguyen, S., Schöps, P.**
Konstruktive Maßnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit im Mauerwerksbau
BBR Z6-10.07.03-03.09 / II 13 – 80 01 03-09 – 2005
- J2 Jäger, W., Schöps, P.**
Kosteneinsparung durch Ansatz realitätsnaher Bemessungskonzepte für die Schubbeanspruchung von Mauerwerksbauten, Abschlussbericht
Fraunhofer IRB Verlag 2005
- J3 Jäger, W.**
Bemessung von unbewehrten Mauerwerk nach dem genaueren Verfahren – EC 6 und DIN 1053 im Vergleich
In: das Mauerwerk 5 – 2007
- K1 Kappos, A., Penelis, G., Drakopoulos, C.**
Evaluation of Simplified Models for Later Load Analysis Of Unreinforced Masonry Buildings
In: Journal of Structural Engineering – Juli 2002
- K2 König, G., Mann, W., Ötes, A.**
Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung
Abschlussbericht Az.: IV/1-5-488/86 – Oktober 1988
- L1 Löring, S.**
Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung
Schriftenreihe Tragkonstruktionen Heft 1 – 2005

-
- L2 Lourenco, P. B., Rots, Jan G.**
Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures
Journal of Engineering Mechanics - Juli 1997
- M1 Magenes, G., Calvi, M.**
In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls
In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26 – 1997
- M2 Mann, W., Müller, H.**
Schubtragfähigkeit von Mauerwerk
In: Mauerwerk-Kalender – 1978
- M3 Mistler, M.**
Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten
RWTH Aachen, Dissertation - 2006
- Ö1 Ötes, A., Löring, S.**
Zur Horizontalaussteifung von Reihenhäusern
In: das Mauerwerk 4 – 2000
- Ö2 Ötes, A., Löring, S., Elsche, B.**
Erhöhung der Schubtragfähigkeit von KS-Wänden unter Erdbebenlasten durch schlaff bewehrte Betonstützen in Formsteinen bzw. durch Vorspannung der Wand
Forschungsbericht Nr. 94 der Forschungsvereinigung KS e.V. – 2002
- Ö3 Ötes, A., Löring, S.**
Tastversuche zur Identifizierung des Verhaltensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis
Abschlussbericht Universität Dortmund - Dezember 2003
- Ö4 Ötes, A., Löring, S., Elsche, B.**
Erhöhung der Schubtragfähigkeit von KS-Wänden unter Erdbebenlasten durch Bewehrung
Schriftenreihe Tragkonstruktionen Heft 2 – 2005
- Ö5 Ötes, A., Löring, S.**
Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung
Bautechnik, Heft 2/2006, Verlag Ernst & Sohn
- P1 Paulay, T., Priestley, M.J.N.**
Seismic Design Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
John Wiley & Sons, Inc. – 1992
- R1 Rautenstrauch, K., Schlegel, R.**
Numerische Modellierung von Mauerwerk
Mauerwerk-Kalender – 2005

- R2 Reckling, K. A.**
Plastizitätstheorie und ihre Anwendung aus Festigkeitsprobleme
Berlin 1967
- S1 Simon, E.**
Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen
In: das Mauerwerk 1 – 2003
- S2 Schneider, K.H., Wiegand, E., Jucht, K.-D.**
Innerer Spannungszustand bei Mauerwerk mit nicht vermörtelten Stoßfugen
Forschungsbericht IRB 1976
- S3 Schubert, P.**
Zur Schubfestigkeit von Mauerwerk
In: Mauerwerk-Kalender 1998
- S4 Schubert, P., Schmidt, U., Krechting, A.**
Tastversuche Erdbebenbeanspruchung
Abschlussbericht F780 des ibac, Aachen – April 2002
- S5 Schubert, P., Schmidt, U., Rossbach, M.**
Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Ziegelmauerwerk
In: das Mauerwerk Heft 2 - 2004
- T1 Tomazevic, M.**
Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings
Imperial College Press – 1999
- Z1 Zilch, K., Schermer, D.**
Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksgebäuden unter Erdbebenbeanspruchung
In: Bauingenieur 78 – Juli / August 2003

- 01 DIN 1053-1**
Mauerwerk
Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – 1996
- 02 DIN 1053-100**
Mauerwerk
Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. –2004
- 03 DIN V ENV 1996-1-1, Eurocode 6**
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – 1996
- 05 DIN 1045-1**
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – 2001
- 06 DIN EN 1052**
Prüfverfahren für Mauerwerk
Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. – 2005
-
- 001 FE - Software:**
ANSYS® Rev. 11.0 - ANSYS, Inc.

