Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung

Working Paper**Author(s):**

Furler, René

Publication date:

1981

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000226922>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 109

Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung

René Furler

Februar 1981
Bericht Nr. 109

CIP-Kurztitelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Furler, René:

Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter

Druck und Biegung / von René Furler.—

Basel; Boston; Stuttgart: Birkhäuser, 1981.

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion

ETH-Zürich, Nr. 109)

ISBN 3-7643-1257-2

NE: Institut für Baustatik und Konstruktion

<Zürich>: Bericht/ Institut für ...

Nachdruck verboten.

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen und
der Reproduktion auf photostatischem Wege oder durch Mikrofilm,
verboten.

Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung

von

Dr. sc. techn. René Furler

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
Februar 1981

Vorwort

Der Backstein ist wohl das älteste künstlich hergestellte Baumaterial. Seine Anwendung beruhte bis vor wenigen Jahrzehnten allein auf Erfahrung. Alle heute gültigen Bemessungsverfahren für Backsteinbauten basieren im wesentlichen auf der Elastizitätstheorie mit einer Begrenzung durch zulässige Spannungen. Die Unzulänglichkeiten solcher Verfahren sind zwar allgemein bekannt. Trotzdem wird erst in jüngster Zeit versucht, das unelastische Verhalten bis zum Bruch in die Bemessung einzubeziehen.

Die vorliegende Arbeit hat Herr R. Furler im Rahmen eines Forschungsprojektes über das Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung als Dissertation verfasst. Er hat ein theoretisches Verfahren zur Berechnung der Verformungen und der Traglast solcher Wände hergeleitet und mit Versuchsergebnissen kritisch verglichen. Schliesslich schlägt er ein praktisches Bemessungsverfahren vor.

Die Ergebnisse dieser Arbeit finden im kürzlich veröffentlichten Entwurf der SIA-Richtlinie 177/1 "Bemessung von Backstein- und Kalksandstein-Mauerwerkswänden auf die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchsfähigkeit" ihre Anwendung.

Zürich, Februar 1981

Prof. Dr. B. Thürlimann

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG	1
2. LITERATURUEBERSICHT	3
3. TECHNISCH-PHYSIKALISCHE EIGENSCHAFTEN VON MAUERWERK	5
3.1 Ueberblick	5
3.2 Verhalten von Mauerwerk unter axialer Belastung	6
3.3 Stoffgesetz von Backsteinmauerwerk	8
4. MOMENTEN / EXZENTRIZITAET - KRUEMMUNGS-VERHALTEN, INTERAKTIONSBEZIEHUNG	14
4.1 Ueberblick	14
4.2 Linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit	15
4.3 Linear elastisches Material mit beschränkter Zugfestigkeit	22
4.4 Linear elastisch-ideal plastisches Material ohne Zugfestigkeit	26
4.5 Einfluss der Lochung	29
4.6 Folgerungen	33
5. VERGLEICH VON EXPERIMENTELLEN UND RECHNERISCHEN e - ϕ -KURVEN VON BACKSTEINMAUERWERK	34
5.1 Experimentelle e - ϕ -Kurven	34
5.2 Stoffgesetz für Backsteinmauerwerk	37
5.3 Gegenüberstellung von experimentellen und rechnerischen e - ϕ -Kurven	38
6. TRAGVERHALTEN VON AXIAL BELASTETEN MAUERWERKSWAENDEN	44
6.1 Ueberblick	44
6.2 Analytische Lösungen	47
6.3 Numerische Verfahren	65
6.4 Starrkörper-Federmodell	83
6.5 Einfluss der Zugfestigkeit und der Lochung auf das Trag- und Bruchverhalten	88
7. WAND - DECKEN - SYSTEM	92
7.1 Ueberblick	92
7.2 Zusammenwirken von Wänden und Decken	93
7.3 Subsysteme	100
8. BEMESSUNG VON MAUERWERKSWAENDEN	104
8.1 Ueberblick	104
8.2 Bemessungskonzept	105
8.3 Nachweis der Bruchsicherheit	106
8.4 Nachweis der Gebrauchsfähigkeit	108
8.5 Berücksichtigung von Kriech-, Schwind- und Temperaturverformungen	109
8.6 Auflagerdrehwinkel ϕ_D der Decke	110

	Seite
ZUSAMMENFASSUNG	112
SUMMARY	114
BEZEICHNUNGEN	116
LITERATURVERZEICHNIS	119
ANHANG A1: Mauerwerksgattungen	121
ANHANG A2: Linear elastisches Material mit Zugfestigkeit	122
ANHANG A3: Linear elastisch-ideal plastisches Material ohne Zug- festigkeit	123
ANHANG A4: Krümmungs- und Interaktions-Beziehungen bei zwei extremen Lochungen A und B	125
ANHANG A5: Bemessungsverfahren für Backstein- und Kalksandstein- Mauerwerk unter Axiallast und Biegung	127

1. Problemstellung und Zielsetzung

In Bild 1.1 ist ein im Hochbau übliches Tragsystem dargestellt. Die Stahlbetondecken sind im allgemeinen ganz oder teilweise in die Mauerwerkswände eingebunden (Bild 1.1 b). Bei erhöhten differentiellen Schwind- und Temperaturverformungen werden zwischen Wand und Dachdecke vielfach Gleitlager eingebaut (Bild 1.1 a).

Bild 1.1: Wandbeanspruchungen

Diese beiden Deckenlagerungen sind für die Beanspruchung der Mauerwerkswände von Bedeutung. Im Falle des Deckeneinbundes ergibt sich durch das Zusammenspiel von Wand und Decke eine Einspannwirkung, und die Axiallast stellt sich bezüglich der Wandaxe exzentrisch. Die Grösse der Exzentrizität ist von der Einspannung bzw. von der Verdrehung des Deckenaufagers abhängig. Demgegenüber wird durch ein Gleitlager die Exzentrizität der Axiallast fixiert.

Währenddem das Tragverhalten derartig beanspruchter Mauerwerkswände (Exzentrizität konstant) in zahlreichen experimentellen und theoretischen Arbeiten abgeklärt wurde, ist das Tragverhalten von Mauerwerkswänden, die durch darin eingebundene Decken beansprucht werden, bis heute noch ungenügend abgeklärt. Bei solchen Wänden sind die Exzentrizitäten durch die Konstruktion nicht fixiert, sie sind von der Grösse der Einspannung bzw. der Auflagerverdrehung der Decke abhängig.

Zwischen den Wandend- bzw. Deckenauflagerverdrehungen (ϑ , ϑ_D) und den Exzentrizitäten e der Axiallast bestehen Beziehungen, die durch die Grösse der

Axiallast P , die Wandschlankheit sowie die Materialeigenschaften und Querschnittsform der Wand (Lochung) mitbestimmt werden (Bild 1.2).

Bild 1.2: P - e - h - h_D - e_D - δ

Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht darin, diese Zusammenhänge unter Einbezug der angegebenen Einflussgrößen zu untersuchen und damit das Tragverhalten von axial belasteten Mauerwerkswänden bis zum Bruch zu beschreiben. Im weiteren soll das Zusammenspiel von Wänden und Decken im Rahmensystem dargestellt und eine Methode zur einfachen rechnerischen Behandlung angegeben werden.

Die vorliegenden theoretischen Untersuchungen wurden im Rahmen des Forschungsprojektes "Rotationsfähigkeit von Mauerwerk" durchgeführt. Daneben wurde das Trag- und Bruchverhalten von Backstein- und Kalksandsteinwänden experimentell abgeklärt und in zwei Versuchsberichten [7], [8] beschrieben. Die experimentellen und theoretischen Arbeiten bildeten die Grundlage für die Ausarbeitung eines neuartigen Bemessungsverfahrens für Mauerwerkswände unter Druck und Biegung. Es ist im Anhang A5 dargestellt und im 8. Kapitel erläutert. Entsprechend der heutigen Entwicklung in anderen Bauweisen (Stahl- und Stahlbetonbau) müssen bei der Bemessung gesonderte Nachweise für die Bruchsicherheit einerseits und die Gebrauchsfähigkeit andererseits durchgeführt werden.

2. Literaturübersicht

Die ersten systematischen Untersuchungen über die Festigkeit von axial belasteten Mauerwerkswänden wurden in der Schweiz in den vierziger Jahren von Haller begonnen. In [14] veröffentlichte er erste experimentelle Resultate und verglich diese mit rechnerisch ermittelten Werten.

Die Differentialgleichung der ausgebogenen Wandaxe wurde von Angervo 1954 [2] für ein linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit und einen Rechteckvollquerschnitt gelöst. Die Beziehung zwischen Wandendverdrehung, Wandendexzentrizität, Axiallast und Wandschlankheit war damit hergestellt.

Viele Arbeiten befassen sich mit den Einspannverhältnissen in Wand-Decken-Systemen sowie mit dem Tragverhalten von Rahmensystemen.

Im Hinblick auf ein grosses Bauvorhaben in Sydney wurde das Zusammenwirken von Backsteinwänden und darin eingespannten Decken untersucht [1]. An einem Modellversuch in natürlicher Grösse wurde festgestellt, dass die experimentell bestimmten Exzentizitäten wesentlich geringer waren als die normenmässig bestimmten Werte. Dementsprechend überstieg die Wandtragfähigkeit die Normen-
tragfähigkeit deutlich.

Gegenstand einer Arbeit von Sahlin [29] war die experimentelle Untersuchung der Beziehung zwischen Biegemoment und Fugendrehwinkel der Verbindung Wand und Decke. Es zeigte sich, dass die Steifigkeit dieser Verbindung stark von den Einbundverhältnissen abhängt.

Maürenbrecher und Hendry [24] untersuchten ebenfalls die Verbindung Wand und Decke. In eine axial belastbare Backsteinwand war in halber Höhe eine Kragplatte in Stahlbeton eingebunden, über die mittels einer Pressenkraft ein Biegemoment eingetragen werden konnte. Die Begrenzung des maximalen Biegemomentes ergab sich dabei je nach Grösse der Axiallast durch:

- a) Biege- und Schubversagen der Kragplatte
- b) Bruch der Backsteinwand im Bereich des Platteneinbundes
- c) Abheben des oberen Wandabschnittes infolge zu geringer Axiallast.

Im Bereich kleiner Biegemomente war die Beziehung zwischen dem eingetragenen Biegemoment und der Auflagerverdrehung der Kragplatte linear und praktisch unabhängig von der Axiallast. Bei grösseren Verdrehungen zeigt sich dann jedoch der Einfluss der Axiallast deutlich (a, b, c).

Colville und Hendry untersuchten den Einfluss der Axiallast auf das Wandeinspannmoment [5]. An einem symmetrischen Rahmensystem konnte die axiale Last

in den beiden seitlich angeordneten Backsteinwänden unabhängig von der mittels Pressen in den Drittelpunkten der beiden Stahlbetondecken aufgebrachten Deckenlast variiert werden. Mit zunehmender Axiallast in der Backsteinwand nimmt das Wand- bzw. Deckeneinspannmoment zunächst fast linear zu. Im Bereich grösserer Axiallast schwächt sich dieser Einfluss stark ab und die Einspannverhältnisse sind praktisch unabhängig von der Axiallast.

In Arbeiten von Sinha/Hendry [36] und Germanino/Macchi [10] wurden an einem zwei- bzw. dreistöckigen Rahmensystem die Verformungen und Schnittkräfte experimentell bestimmt und mit den Resultaten einer elastischen Rahmenrechnung verglichen. In beiden Fällen ergaben sich im obersten Stockwerk deutliche Abweichungen. In den unteren Stockwerken stimmten die experimentellen und rechnerischen Resultate hingegen gut überein.

3. Technisch-physikalische Eigenschaften von Mauerwerk

3.1 Ueberblick

Im Mauerverband werden die einzelnen Steine nach bestimmten Regeln zu einem monolithischen Körper verbunden (Bild 3.1). Im Einsteinmauerwerk (Läufer- oder Binderverband) wird die Mauerdicke durch einen Stein gebildet. Das einschalige Mauerwerk wird als Einstein- oder Verbandmauerwerk ausgebildet und das zweischalige Mauerwerk besteht aus zwei Einsteinmauerwerkswänden, die durch einen Luftspalt oder eine Isolationsschicht getrennt sind.

Einsteinmauerwerk:

im Läuferverband

Verbandmauerwerk:

im Binderverband

Zweischalenmauerwerk:

Bild 3.1: Verbandarten

Im konstruktiven Mauerwerksbau werden die Steine so angeordnet, dass alle Stossfugen durch Steine in der jeweils darüber liegenden Schicht überdeckt werden, so dass allseitig eine Verzahnung der Steine entsteht. Die zwischen den Steinen liegenden Mörtelfugen (Stoss- und Lagerfugen) haben die Aufgabe die Steine einzubinden, die Kräfte von Stein zu Stein gleichmässig zu übertragen, Unebenheiten und Massdifferenzen der Steine auszugleichen und allfällige Spannungskonzentrationen zu vermindern. Das Tragverhalten von Mauer-

werk unter axialer Belastung ergibt sich aus den Eigenschaften und dem Zusammenwirken der beiden Komponenten Stein und Mörtel. Es wird im Folgenden phänomenologisch und modellhaft beschrieben. Im weiteren sollen einige Spannungs-Stauchungs-Kurven von Backsteinmauerwerk angegeben und deren hauptsächlichsten Einflussgrößen beschrieben werden. Stoffgesetze anderer Mauerwerksgattungen wie Kalksandstein-, Zementstein- und Gasbetonstein-Mauerwerk sind in der Literatur praktisch nicht vorhanden.

3.2 Verhalten von Mauerwerk unter axialer Belastung

3.2.1 Phänomenologische Betrachtung

Wird eine Mauerwerkswand zentrisch bis zum Bruch belastet, so beobachtet man in der Regel, dass bei ca. 65 bis 85% der Bruchlast vertikal verlaufende Risse auftreten. Bei weiterer Laststeigerung weiten sich diese Risse aus. Der Bruch der Wand erfolgt schliesslich durch lokales Ausknicken dieser Einzelsäulen oder durch Materialzerstörung. Letzteres äussert sich durch Abbröckeln von Steinteilchen resp. Mörtel und durch Abplatzungen grösserer Steinschalen. In Bild 3.2 ist ein typisches Bruchbild einer derartig belasteten Wand dargestellt [30].

Bild 3.2: Typisches Bruchbild

3.2.2 Empirische Ansätze für die Mauerwerksfestigkeit

Mauerwerksversuche der obigen Art werden seit mehr als fünfzig Jahren durchgeführt. Sie dienen hauptsächlich der Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit σ_u . Auf der Basis von Versuchsergebnissen wurden viele empirische Ansätze zur Bestimmung von σ_u gemacht. Kirtschig [20] überprüfte deren 28. Sie basieren nicht auf einer modellhaften Vorstellung des Kräftespiels im Mauerwerk. Sie vermögen aber innerhalb bestimmter Parametergrenzwerte die Mauerwerksfestigkeit zufriedenstellend vorauszusagen. Obwohl es sich gezeigt hat, dass σ_u von vielen Einflussgrößen abhängig ist, werden meistens nur Stein- (β_s) und

Mörteldruckfestigkeiten (β_M) als Parameter verwendet. Nachstehende Ansätze von Haller und Hansson sollen stellvertretend für alle weiteren empirischen Formeln verstanden werden [30]:

$$\text{Haller: } \sigma_u = (\sqrt{1+0.15 \cdot \beta_S} - 1) \cdot (8 + 0.057 \cdot \beta_M) \quad (3.1)$$

$$\text{Hansson: } \sigma_u = 2 \cdot \sqrt{\beta_S} + 3 \cdot \sqrt{\beta_M} \quad (3.2)$$

In Bild 3.3 sind die Mauerwerksfestigkeiten σ_u in Abhängigkeit der Stein- und Mörteldruckfestigkeit (für β_M -Werte von 5.0, 10.0 und 20.0 N/mm²) aufgetragen.

Bild 3.3: Empirische Ansätze für σ_u

3.2.3 Modellhafte Betrachtung

Bei axialer Belastung werden Stein und Mörtel axial gestaucht und gleichzeitig quer zur Kraftwirkung gedehnt [16]. Sofern die Querdehnungen der beiden Komponenten Stein und Mörtel gleich gross sind, treten keine Veränderungen der einaxialen Spannungszustände auf. Die Querdehnung von Mörtel ist in der Regel jedoch grösser als diejenige des Steins und zudem normalspannungs-

abhängig. Wird nun angenommen, dass an der Kontaktfläche von Stein und Mörtel keine relativen Verschiebungen auftreten, so wird einerseits der Mörtel in der Querdehnung behindert und andererseits der Stein durch die entsprechenden Reaktionen quer zur Kraftwirkung zusätzlich gedehnt. In Wandrichtung wird die Querdehnung von Stein und Mörtel behindert.

Bei sehr langen Wänden kann deshalb von einem ebenen Verformungszustand gesprochen werden. Liegt der betrachtete Mauerausschnitt im Bereich des Wandendes, so können auch in Wandrichtung Querdehnungen auftreten.

Dieses Zusammenwirken von Stein und Mörtel im Mauerverband unter axialer Belastung führt zu zwei mehraxialen Spannungszuständen. Im Stein treten neben die Druckspannungen aus äusserer Belastung Querkzugsspannungen und im Falle des ebenen Verformungszustandes einerseits Querkzugsspannungen und andererseits Querkdruckspannungen. Der Mörtel wird allseitig durch Druckspannungen beansprucht.

3.3 Stoffgesetz von Backsteinmauerwerk

Das Stoffgesetz bzw. das Spannungs-Stauchungs-Verhalten von Mauerwerk wird üblicherweise aus Versuchen an zentrisch belasteten Kleinkörpern ermittelt. Kleinkörper sind gedrungene Wandkörper, deren Höhe aus ca. drei bis sechs Steinschichten besteht.

Die breit gefächerten Eigenschaften der Mauersteine und des Mauermörtels sowie die vielfältigen Möglichkeiten bei der Wahl der beiden Komponenten führen zu grossen Unterschieden im Spannungs-Stauchungs-Verhalten von Mauerwerk. Zudem werden die Spannungen in der Regel auf den Bruttowandquerschnitt bezogen, womit der Lochflächenanteil Lo bei der Spannungsberechnung nicht berücksichtigt wird.

Vollständige Spannungs-Stauchungs-Kurven von Mauerwerk sind nur in geringer Anzahl veröffentlicht worden. Die meisten Verformungsmessungen wurden vor dem Erreichen der Bruchlast abgebrochen und dienten oft nur zur Bestimmung des E-Moduls. Zentrisch bis zum Bruch belastete Wände bzw. Kleinkörper verlieren ihr Tragvermögen häufig recht überraschend und unter Ausbrüchen von Mauersteinen oder Teilen davon, so dass die Messeinrichtungen oft aus Sicherheitsgründen bei Lasten, die deutlich unter der Bruchlast lagen, entfernt wurden. Zudem war das Verformungsverhalten bis zum Bruch früher kaum von Interesse.

Eine Untersuchung von Kirtschig [20] führte zum Ergebnis, dass die Anzahl der zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse zu gering war, um einheitliche Spannungs-Stauchungs-Kurven für verschiedene Mauerwerksgattungen und -qualitäten anzugeben. In Bild 3.4 ist eine Auswahl von Spannungs-Stauchungs-Kurven (σ - ϵ) für Backsteinmauerwerk dargestellt.

Bild 3.4: Spannungs-Stauchungs-Kurven für Backsteinmauerwerk

- Die Kurven von Haller [13] wurden an Versuchswänden mit einer Schlankheit $\delta = h/d$ von 20 ermittelt. Die Versuchswände bestanden aus Backsteinen der Qualität BN ($\beta_S = 28.9 \text{ N/mm}^2$) und verschiedenen Mörteln:

Kurve 1: Zementmörtel P 300

Kurve 2: Verlängerter Mörtel HK 250 + P 100

Kurve 3: Hydraulischer Kalkmörtel HK 350

Unterschiede sind in den E-Moduli sowie den Spannungsmaxima σ_u erkennbar. Letztere wurden bei Stauchungen ϵ von 0.0015 bis 0.0018 erreicht. Die im Anschluss an die Spannungsmaxima horizontal verlaufenden Kurven enden bei Stauchungen ϵ_u von ca. 0.0026. Es ist jedoch nicht klar ersichtlich, ob es sich dabei tatsächlich um Bruchstauchungen ϵ_u handelt.

- P. Powell und H.R. Hodgkinson [26] führten Spannungs-Stauchungs-Untersuchungen an acht Stein hohen Pfeilern ($h/d = 3$) durch. Die insgesamt 26 Versuchskörper wurden aus einem Mörtel ($\beta_M = 15.2$ bis 16.1 N/mm^2) und vier verschiedenen Backsteinen erstellt:

Kurve 4: $\beta_S = 71.7 \text{ N/mm}^2$

Kurve 5: $\beta_S = 45.3 \text{ N/mm}^2$

Kurve 6: $\beta_S = 69.6 \text{ N/mm}^2$

Kurve 7: $\beta_S = 25.5 \text{ N/mm}^2$

Wie im einachsigen Druckversuch des Betons beobachteten sie nach dem Spannungsgipfel einen abfallenden Kurvenast (Strain Softening). Die Spannungsmaxime sowie Bruchstauchungen weisen je nach Mauerstein unterschiedliche Werte auf.

3.3.1 E-Modul von Mauerwerk

Das Spannungs-Stauchungs-Verhalten eines Materials kann mit dem Tangentenmodul beschrieben werden. Im Spannungsnullpunkt entspricht dem Tangenten der Elastizitätsmodul E . Untersuchungen von Glanville und Barnett [11] sowie von Hilsdorf haben gezeigt, dass der E-Modul zur Mauerwerksfestigkeit σ_u in Beziehung gebracht werden kann (Bild 3.5).

Bild 3.5: $E - \sigma_u$

Unter der Annahme eines linear elastischen Stoffgesetzes kann der E-Modul von Mauerwerk bei gegebenen E-Moduli E_S , E_M der Komponenten Stein und Mörtel sowie bekannten Schichtdicken h_S , h_M folgendermassen angegeben werden. Die Gesamtdeformation Δh eines Steins und einer Mörtelschicht unter der Spannung σ beträgt:

$$\Delta h = \frac{\sigma}{E_S} \cdot h_S + \frac{\sigma}{E_M} \cdot h_M \quad (3.3)$$

Diese Gleichung kann umgeschrieben und normiert werden und lautet dann:

$$\frac{E}{E_S} = \frac{1 + \frac{h_M}{h_S}}{1 + \frac{h_M}{h_S} \cdot \frac{E_S}{E_M}} \quad (3.4)$$

Für Schichtdickenverhältnisse von $h_M/h_S = 0.05$ und 0.20 wurde E/E_S aufgetragen (Bild 3.6). Im Bereich des üblichen Schichtdickenverhältnisses von 0.05 ist der Einfluss des E-Moduls von Mörtel gering. Diese theoretischen Werte wurden durch Untersuchungen von Hilsdorf [17] bei geringen Spannungen bestätigt. Bei grösseren Spannungen weichen die Spannungszustände im Stein und im Mörtel mehr und mehr vom einaxialen Spannungszustand ab.

Bild 3.6: E-Modul

3.3.2 Einaxiale Stein- und Mörteldruckfestigkeit

Die Mauerwerksfestigkeit σ_U nimmt bei gleicher Mörtelqualität mit wachsender Steindruckfestigkeit zu. Versuchsergebnisse von Nevander [25] zeigen, dass die Festigkeitszunahme mit wachsender Steindruckfestigkeit β_S abnehmende Tendenz hat. Untersuchungen von Kirtschig [20] ergaben einen fast linearen Zusammenhang zwischen der Wand- und Steindruckfestigkeit. Dieser Zusammenhang ist in Bild 3.7 a) schematisch dargestellt.

In ähnlicher Weise wird die Mauerwerksfestigkeit σ_U durch die Mörteldruckfestigkeit β_M bei konstanter Steindruckfestigkeit β_S beeinflusst. Kreuger [22] hat die Festigkeit von 80 cm hohen Mauerwerkskörpern aus stets demselben Stein und verschiedenen Mörteln untersucht. In Bild 3.7 b) ist der grundsätzliche Verlauf dargestellt. Aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes des Mörtels kann σ_U die axiale Mörteldruckfestigkeit β_M übersteigen.

Bild 3.7: σ_U als Funktion von β_S und β_M

3.3.3 Dicke der Mörtelfuge

Experimentelle Untersuchungen von Francis, Horman und Jerrems [6] haben gezeigt, dass die Mauerwerksfestigkeit σ_u mit zunehmender Dicke h_M der Mörtelfuge abnimmt (Bild 3.8).

Bild 3.8: σ_u als Funktion von h_M

3.3.4 Saugfähigkeit des Mauersteins

Die Saugfähigkeit, d.h. die Wassermenge, die ein in eine Wasserfläche gestellter Stein pro Flächen- und Zeiteinheit aufzusaugen vermag, gibt keinen eindeutigen Hinweis bezüglich des Saugvolumens des gleichen Steins, der mit einem Mörtel in Kontakt ist. Untersuchungen von Grandet [12] zeigten, dass einerseits das Saugvolumen des Steins mit zunehmender innerer Oberfläche zunimmt und andererseits mit zunehmender innerer Oberfläche des Mörtels (Wasserrückhaltevermögen) abnimmt. Das resultierende Saugvolumen hängt demzufolge vom Verhältnis zwischen den Kapillaren des Steins und des Mörtels ab. Durch die Saugwirkung des Steins erhöht sich zunächst die Haftung zwischen Stein und Mörtel. Bei zunehmendem Wasserentzug verliert jedoch der Mörtel an Erhärtungsvermögen und in frischem Zustand an Verformbarkeit, so dass beim Hin- und Herbewegen der oberen Mauersteine die Mörtelschicht abgewälzt wird (Bild 3.9). Haller [13] bezeichnet diese Erscheinung als Wackeleffekt. In Versuchen an zentrisch und exzentrisch belasteten, geschosshohen Wänden hat er gezeigt, dass die Mauerwerksfestigkeit mit zunehmender Saugfähigkeit der Steine abnimmt.

Bild 3.9: Wackeleffekt

Der Begriff Saugfähigkeit wurde von Haller [15] in den fünfziger Jahren eingeführt. Das Verfahren zur Bestimmung der spezifischen Saugfähigkeit ist in der schweizerischen Mauerwerksnorm [34] seit 1962 geregelt. Die Saugfähigkeit bildet ein wesentliches Kriterium bei der Klassifikation der Mauersteine.

3.3.5 Zugfestigkeit von Mauerwerk

Satti und Hendry [31] führten einfache Biegeversuche bei horizontaler Belastung an kleinen Wandkörpern durch. Die Beanspruchung erfolgte parallel und in einem Winkel von 45 und 90 Grad zu den Lagerfugen. Es zeigte sich, dass die Biegezugfestigkeit von der Beanspruchungsrichtung abhängig ist. Senkrecht zu den Lagerfugen war sie fünf- bis siebenmal und unter 45 Grad zwei- bis dreimal kleiner als die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen. Die Streuung der Ergebnisse war gross.

Die Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen ist einerseits durch die Haftzugfestigkeit der Verbindung Stein-Mörtel und andererseits durch die Stein- und Mörtelzugfestigkeit bestimmt. Die Haftzugfestigkeit ist vom resultierenden Saugvolumen zwischen Stein und Mörtel abhängig. Die physikalisch-chemischen Mechanismen der Haftung zwischen Stein und Mörtel wurden von Grandet [12] untersucht. Sahlin [30] gibt für die Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit der Saugfähigkeit des Mauersteins die in Bild 3.10 dargestellte Beziehung an. Sicher sind für die Haftzugfestigkeit auch die Verarbeitbarkeit des Mörtels, sein Wasserrückhaltevermögen, die Steinlochung u.a. von Bedeutung.

Bild 3.10: Haftzugfestigkeit - Saugfähigkeit

4. Momenten / Exzentrizität - Krümmungs-Verhalten, Interaktionsbeziehung

4.1 Ueberblick

Das Momenten-Krümmungs-Verhalten des Querschnittes ist die Grundlage zur Lösung vieler baustatischer Probleme, bei denen das Kräftespiel durch die Verformungseigenschaften des Materials mitbestimmt wird. Der Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehungen liegen folgende zwei Annahmen zugrunde:

- Ebenbleiben des Querschnittes
- Stoffgesetz, d.h. Beziehung zwischen der Spannung und Verformung.

Das Ebenbleiben der Querschnitte im Mauerwerk wurde von Haller [13] in Versuchen an 38 cm dicken Backsteinmauerwerkskörpern bestätigt.

In Kapitel 3 wurde das Stoffgesetz von Mauerwerk dargestellt. Für Mauerwerk können keine einheitlichen Spannungs-Stauchungs-Beziehungen, getrennt nach Mauerwerksgattung (Backsteinmauerwerk, Kalksandsteinmauerwerk u.a.) und Qualität angegeben werden. Im Folgenden werden daher auf der Grundlage von drei einfachen Annahmen für das Stoffgesetz die Momenten- und Exzentrizität-Krümmungs-Beziehungen ($M-\phi$, $e-\phi$) sowie die Interaktion Moment-Axiallast ($M-P$) diskutiert. Es handelt sich dabei um folgende drei Stoffgesetze:

- Linear elastisch, ohne Zugfestigkeit
- Linear elastisch, mit beschränkter Zugfestigkeit
- Linear elastisch-ideal plastisch, ohne Zugfestigkeit.

Anstelle der üblicherweise verwendeten $M-\phi$ -Kurven werden in den folgenden Untersuchungen hauptsächlich $e-\phi$ -Kurven diskutiert. Bei einem Material ohne Zugfestigkeit vermag ein Querschnitt kein axiallastunabhängiges Moment aufzunehmen. Ein Moment ergibt sich demnach nur bei exzentrischer Lage der Axiallast. Ist diese entlang einer $M-\phi$ -Kurve konstant, kann anstelle von M auch die Exzentrizität e betrachtet werden.

Der Einfluss der Lochung (Grösse, Form und Anordnung der Löcher) der Mauersteine auf das Krümmungs-Verhalten und auf die Interaktion $M-P$ wird mit zwei extremen Annahmen für die Lochung abgeklärt.

Sämtliche Diagramme in diesem Kapitel sind in normierter Form dargestellt. Die verwendeten Bezugsgrössen für P , M_D und ϕ_D basieren dabei auf den folgenden Ansätzen:

$$\begin{aligned} P_b &= \sigma_b \cdot d \\ M_b &= \sigma_b \cdot \frac{d^2}{6} \\ \Phi_b &= \frac{2 \cdot \epsilon_b}{d} \end{aligned} \tag{4.1}$$

σ_b bzw. ϵ_b stellt eine Bezugsspannung bzw. eine Bezugsstauchung dar und könnte beispielsweise die Mauerwerksfestigkeit σ_u ($\sigma_b = \sigma_u$) bzw. die Bruchstauchung ϵ_u ($\epsilon_b = \epsilon_u$) charakterisieren.

4.2 Linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit

In Bild 3.4 wurde eine Auswahl verschiedener Stoffgesetze für Backsteinmauerwerk dargestellt. Der ansteigende Ast der Spannungs-Stauchungs-Kurven kann vereinfacht mit einer Geraden angenähert werden. Es handelt sich dann um ein linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit. Sein Stoffgesetz gehorcht der Gleichung:

$$0 \leq \sigma = \epsilon \cdot E \tag{4.2}$$

und ist in Bild 4.1 in normierter Form dargestellt.

Bild 4.1: Linear elastisches Material

Der betrachtete Vollquerschnitt der Breite 1 und Dicke d in Bild 4.2 sei durch eine axiale, bezüglich der Mittelaxe exzentrisch liegende Linienlast P beansprucht. Die Dehnungen bzw. Stauchungen sind voraussetzungsgemäss linear über den Querschnitt verteilt, und die einzelnen Querschnittsfasern können keine Zugkräfte übernehmen. Die Krümmung Φ ist durch die Neigung der Dehnungsebene zur Querschnittsnormalen gegeben. Das Moment M wird auf die Querschnittsmittelaxe bezogen und lautet:

$$M = P \cdot e \quad (4.3)$$

Bild 4.2: Vollquerschnitt, Linienlast, Dehnungsebene

Liegt die Neutralaxe ausserhalb des Querschnittes (Bild 4.3), so erfährt jede Querschnittsfaser eine Stauchung. Die Krümmung Φ kann durch M wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Phi = \frac{M}{\left(\frac{d^2}{6}\right) \cdot E \cdot d} \quad (4.4)$$

Durch Division der Gl. (4.4) mit σ_b und nach Einführung der Bezugsgrössen Φ_b und M_b ergibt sich:

$$\frac{M}{M_b} = \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (4.5)$$

Wird anstelle von M die Exzentrizität e verwendet, so erhält man aus Gl. (4.4) und nach Einführung von σ_b , P_b und Φ_b :

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{6} \cdot \frac{\Phi/\Phi_b}{P/P_b} \quad (4.6)$$

Bild 4.3 : Neutralaxe ausserhalb Querschnitt

Die Beziehungen (4.4) bis (4.6) sind gültig, sofern:

$$\Phi \cdot d \leq \epsilon_r \quad (4.7)$$

das heisst:

$$\frac{M}{M_b} \leq \frac{P}{P_b} \quad (4.8)$$

$$\frac{e}{d} \leq \frac{1}{6}$$

Die Randspannung σ_r kann durch P und Φ wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sigma_r = \frac{P}{d} + \frac{\Phi \cdot d}{2} \cdot E \quad (4.9)$$

Dividiert man wiederum die ganze Gleichung durch σ_b und führt P_b bzw. Φ_b ein, so erhält man:

$$\frac{\Phi}{\Phi_b} = \frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \frac{P}{P_b} \quad (4.10)$$

Mit grösser werdender Exzentrizität e wandert die Neutralaxe gegen die Wand-axe zu und kommt beim Ueberschreiten der Gültigkeitsgrenzen von Gl. (4.8) ins Innere des Querschnittes zu liegen (Bild 4.4). Die gedehnten Querschnittsfasern vermögen keine Zugkräfte aufzunehmen. Der wirksame Querschnitt vermindert sich daher.

Für P bzw. e können folgende Beziehungen angeschrieben werden:

$$P = \frac{\sigma_r^2}{2 \cdot \Phi \cdot E} \quad (4.11)$$

$$e = \frac{d}{2} - \frac{\sigma_r}{3 \cdot E \cdot \Phi} \quad (4.12)$$

Bestimmt man aus Gl. (4.11) σ_r und setzt diesen Wert in Gl. (4.12) ein, so erhält man:

$$e = \frac{d}{2} - \sqrt{\frac{2 \cdot P}{9 \cdot E \cdot \Phi}} \quad (4.13)$$

und nach Division durch d und Einführung der Bezugsgrößen P , M_b und Φ_b ergibt sich:

$$\frac{M}{M_b} = 3 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{4 \cdot P \cdot \Phi_b}{9 \cdot P_b \cdot \Phi}} \right) \quad (4.14)$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{4 \cdot P \cdot \Phi_b}{9 \cdot P_b \cdot \Phi}} \right) \quad (4.15)$$

Bild 4.4: Neutralaxe innerhalb Querschnitt

Aus Gl. (4.11) kann durch Division mit $\sigma_b \cdot d$ und Einführung von Φ_b und P_b der folgende Zusammenhang erhalten werden:

$$\frac{P}{P_b} = \frac{\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} \right)^2}{4 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b}} \quad (4.16)$$

Setzt man den Ausdruck für P/P_b von Gl. (4.16) in Gl. (4.15) ein, ergibt sich:

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\frac{\sigma_r}{\sigma_b}}{\frac{\Phi}{\Phi_b}} \quad (4.17)$$

Zwischen ϵ_{rz} , σ_r und Φ besteht der Zusammenhang

$$\epsilon_{rz} = \frac{\sigma_r}{E} - \Phi \cdot d \quad (4.18)$$

Ermittelt man aus Gl. (4.18) σ_r und führt die Bezugswerte Φ_b , σ_b und ϵ_b ein, erhält man durch Einsetzen in Gl. (4.17)

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{6} \cdot \left(1 - \frac{\frac{\epsilon_{rz}}{\epsilon_b}}{\frac{\Phi}{\Phi_b}} \right) \quad (4.19)$$

4.2.1 M- Φ - und e- Φ -Kurven

In Bild 4.5 sind die M- Φ -Kurven der Gleichungen (4.5) und (4.14) dargestellt. Zusätzlich ist die Kurve konstanter Randspannung σ_r ($\sigma_r = \sigma_b$) fein gestrichelt und diejenige gleicher Randdehnung ϵ_{rz} ($\epsilon_{rz} = -0.5 \cdot \epsilon_b$) strichpunktiert eingezeichnet.

Den stark ausgezogenen M- Φ -Kurven entlang hat die auf P_b bezogene Axiallast P einen jeweils konstanten Wert ($P/P_b = 0.25$ und 0.50). Eine Vergrößerung von M ergibt sich demnach nur durch eine Vergrößerung der Exzentrizität e . Sofern e die Kernweite $d/6$ nicht überschreitet, folgen diese M- Φ -Kurven der

Bild 4.5: M- Φ -Kurven

Geraden g mit der Gl. (4.5). In den Punkten A und A' liegt die Axiallast am Kernrand. Bei grösseren Exzentrizitäten werden einzelne Querschnittsfasern gedehnt. Die Krümmungen nehmen dann überproportional zum Moment zu, und die $M-\Phi$ -Kurven schneiden die Kurve konstanter Randdehnung ϵ_{rz} (strichpunktiert) in B und B'. Die Kurve konstanter Randspannung σ_r (fein gestrichelt) wird in T und T' geschnitten. Die Punkte A und T fallen zusammen, d.h. in A bzw. T liegt die Axiallast am Kernrand und die Randspannung σ_r beträgt σ_b . Bei kleinerer Axiallast ($P/P_b = 0.25$) wird diese Randspannung erst bei wesentlich grösserer Krümmung (Punkt T') erreicht. Demgegenüber nehmen die Krümmungen für konstante Randdehnung ϵ_{rz} (B' und B) mit wachsender Axiallast zu. Dieser Sachverhalt ist in Bild 4.6 detailliert dargestellt. Den gestrichelten Kurven entlang ist die Exzentrizität konstant ($e/d = 0.25, 0.33$). Das Moment M nimmt demnach proportional zur Axiallast P zu. Sofern e nicht grösser als die Kernweite $d/6$ ist, folgt die zugehörige $M-\Phi$ -Kurve der Geraden g mit der Gl. (4.5). Bei grösseren Exzentrizitäten verlaufen die $M-\Phi$ -Kurven ebenfalls linear, die Steifigkeit bzw. die Neigung der Geraden wird jedoch aufgrund des verminderten Querschnittes geringer.

Bild 4.6: $P - \Phi$

In Bild 4.7 sind die $e-\Phi$ -Kurven dargestellt. Die Axiallast P ist den stark ausgezogenen Kurven entlang konstant ($P/P_b = 0.01, 0.10, 0.25$ und 0.50). Die zwei übereinander liegenden Geradenabschnitte OA und OA' von Bild 4.5 klaffen in dieser Darstellung auseinander. In A und A' liegt die Axiallast P am Kernrand ($e/d = 1/6$). Bei grösseren Exzentrizitäten wachsen die Krümmungen überproportional an. Die Punkte B, T und B', T' entsprechen den Punkten in Bild 4.5.

Bild 4.7: $e - \Phi$ - Kurven

Es zeigt sich, dass bei einem Material ohne Zugfestigkeit die Exzentrizität die halbe Querschnittsdicke d nicht überschreiten kann. Je kleiner die Axiallast, desto mehr schmiegt sich die $e - \Phi$ -Kurve an die Ordinate bzw. Parallele zur Abszisse im Abstand von 0.5 (vgl. Kurve für $P/P_b = 0.01$).

4.2.2 Interaktion M-P

Den stark ausgezogenen Kurven in Bild 4.8 entlang ist die Randspannung σ_r konstant ($\sigma_r = \sigma_b$). Die Kurven stellen die Interaktionsbeziehungen zwischen Moment und Axiallast sowie den entsprechenden Zusammenhang zwischen der Exzentrizität und der Axiallast dar. Da das vorausgesetzte Material keine Zugfestigkeit besitzt, verläuft die Interaktionskurve durch den Ursprung. Die Exzentrizität beträgt in diesem Punkt $d/2$.

Das maximale Moment $M_{\max} = 9/16 \cdot M_b$ wird bei einer Exzentrizität e von $d/4$ erreicht, und die dazugehörige Axiallast P beträgt $3/8 \cdot P_b$.

Im schaffierten Gebiet treten für alle Kombinationen von M und P keine Dehnungen auf, und die Randspannung σ_r überschreitet σ_b nicht. Die Verbindung der Punkte A , T , B bzw. A' , T' , B' entspricht den $M - \Phi$ -Kurven von Bild 4.5 und den $e - \Phi$ -Kurven von Bild 4.7.

Bild 4.8: Interaktion M-P

4.3 Linear elastisches Material mit beschränkter Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit σ_{zu} von Mauerwerk ist einerseits durch die Haftzugfestigkeit der Verbindung Stein-Mörtel und andererseits durch die Stein- und Mörtelzugfestigkeit bestimmt. Sie ist demzufolge von vielen Einflussgrößen abhängig (vgl. 3.3.5). Mit den folgenden Untersuchungen über den Einfluss der Zugfestigkeit im Krümmungs-Verhalten sowie in der Interaktions-Beziehung M-P soll aufgezeigt werden, inwiefern die Zugfestigkeit und insbesondere auch deren genauere Kenntnis von Bedeutung ist.

Vorausgesetzt wird das in Bild 4.9 dargestellte Stoffgesetz. Die Zugfestigkeit σ_{zu} wird mit ζ in Beziehung zu σ_b gebracht:

$$\sigma_{zu} = -\zeta \cdot \sigma_b$$

$$\epsilon_{zu} = -\zeta \cdot \epsilon_b$$

(4.20)

$$\sigma_{zu} \leq \sigma = E \cdot \epsilon$$

Bild 4.9: Linear elastisches Material mit Zugfestigkeit

Im Anhang A2 sind die analytischen Beziehungen der e - Φ -Kurven und der Interaktion M-P angegeben.

4.3.1 e - Φ -Kurven

In Bild 4.10 sind für drei Axiallasten ($P/P_b = 0.10, 0.25$ und 0.5) sowie drei ζ -Werte ($\zeta = 0.0, 0.1$ und 0.2) die e - Φ -Kurven dargestellt. Die Kurven konstanter Randdehnung ($\epsilon_{rz} = -0.2 \cdot \epsilon_b$) bzw. konstanter Randspannung ($\sigma_r = \sigma_b$) sind ebenfalls für die drei ζ -Werte fein eingetragen.

Bild 4.10: e - Φ - Kurven

Uebersteigt die Exzentrizität die Kernweite, so ergeben sich in einzelnen Querschnittsfasern Dehnungen. Ohne Zugfestigkeit ($\zeta = 0$) vermindert sich der wirksame Querschnitt und die $e-\Phi$ -Kurven flachen ab (Punkt A_0 in $e-\Phi$ -Kurve für $P/P_b = 0.25$). Bei vorhandener Zugfestigkeit ($\zeta = 0.1$ und 0.2) wirken die gedehnten Fasern bis zur Zugfestigkeit mit. Dementsprechend verlaufen die $e-\Phi$ -Kurven bis zu diesen Punkten A_1 , A_2 linear. Nach dem Ueberschreiten der Zugfestigkeit ergibt sich in den $e-\Phi$ -Kurven ein Knick, der bei grösserer Zugfestigkeit bzw. kleinerer Axiallast (vgl. $P/P_b = 0.10$) deutlicher in Erscheinung tritt.

Bei grösseren Krümmungen schmiegen sich die $e-\Phi$ -Kurven an diejenigen mit $\zeta = 0$ an.

Ohne Zugfestigkeit vermögen gedehnte Querschnittsfasern keine Zugkräfte aufzunehmen. In A_0 bildet sich demzufolge zwischen den beiden Schnittufern eine klaffende Fuge, deren spezifische Oeffnung der Randdehnung ϵ_{rz} entspricht. In C_0 beträgt $\epsilon_{rz} = -0.2 \cdot \epsilon_b$. Bei einem Material mit Zugfestigkeit bildet sich eine solche Fuge erst nach dem Ueberschreiten der Zugfestigkeit (Punkte A_1 und A_2). Die spezifische Oeffnung entspricht dann der Bruchdehnung ϵ_{zu} . Die Krümmung, bei der sich die gleiche spezifische Oeffnung bildet, nimmt mit wachsender Zugfestigkeit nur gering zu (vgl. Φ in den Punkten C_0 , C_1 und C_2). Demgegenüber ergibt sich bei konstanter Axiallast (z.B. $P/P_b = 0.25$) die Randspannung $\sigma_r = \sigma_b$ mit wachsender Zugfestigkeit bei kleinerer Krümmung (vgl. Punkte T_0 , T_1 und T_2). Allerdings sind diese Einflüsse der Zugfestigkeit sehr gering. Diese Zusammenhänge sind in Bild 4.11 deutlicher dargestellt.

Bild 4.11: $P - \Phi$

4.3.2 Interaktion M-P

In Bild 4.12 sind die Interaktionskurven M-P und die dazugehörigen Verläufe der Exzentrizität für drei verschiedene ζ -Werte ($\zeta = 0.0, 0.1$ und 0.2) dargestellt. In jedem Punkt der Kurven ist die Randdruckspannung σ_r gleich der Bezugsspannung σ_b oder die Randzugspannung σ_{rz} gleich der Zugfestigkeit σ_{zu} .

Bei grosser Axiallast ($P \geq 0.5 \cdot P_b$) ist der ganze Querschnitt überdrückt. Die Zugfestigkeit beeinflusst daher in diesem Lastbereich die Interaktion M-P bzw. die e-P-Kurve nicht. Im unteren Lastbereich ($P < 0.5 \cdot P_b$) werden die Momente M bei gleicher Axiallast P mit zunehmender Zugfestigkeit grösser. Im Momentenmaximum (Punkt W) ist $\sigma_r = \sigma_b$ und $\sigma_{rz} = \sigma_{zu} = -\zeta \cdot \sigma_b$. Nach dem Ueberschreiten von σ_{zu} ergibt sich in der M-P-Kurve ein Knick. Den Abszissenwerten (Punkte R_1, R_2) entsprechen die Rissmomente $M/M_b = \zeta$.

Bild 4.12 : Interaktion M-P

4.4 Linear elastisch-ideal plastisches Material ohne Zugfestigkeit

Die in Bild 3.4 dargestellten Spannungs-Stauchungs-Kurven weisen teilweise ausgeprägte Spannungsgipfel oder Fließplateaus auf. Die folgende Untersuchung soll den Einfluss eines derartigen Materialverhaltens genauer abklären.

Vorausgesetzt sein ein linear elastisch-ideal plastisches Material ohne Zugfestigkeit:

$$\begin{aligned} \epsilon < 0 & : \sigma = 0 \\ 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_b & : \sigma = \epsilon \cdot E \\ \epsilon \geq \epsilon_b & : \sigma = \sigma_b \end{aligned} \quad (4.21)$$

Die plastische Stauchung sein unbeschränkt. Das Stoffgesetz ist in Bild 4.13 in normierter Form dargestellt.

Bild 4.13: Linear elastisch-ideal plastisches Material

Im Anhang A3 sind die analytischen Beziehungen der ϵ - Φ -Kurven und der Interaktion M-P angegeben.

4.4.1 e - Φ -Kurven

Bis zu Randspannungen $\sigma_r = \sigma_b$ bzw. Randstauchungen $\epsilon_r = \epsilon_b$ ergeben sich gegenüber den fett gestrichelten e - Φ -Kurven des linear elastischen Materials (vgl. auch Bild 4.7) keine Abweichungen (Bild 4.14). Bei grösseren Randstauchungen ($\epsilon_r > \epsilon_b$) flachen die e - Φ -Kurven (stark ausgezogen) hingegen stärker ab, d.h. bei gleicher Krümmung wird die Exzentrizität kleiner. Dieser Sachverhalt verdeutlicht sich mit zunehmender Axiallast (vgl. Kurven $P/P_b = 0.25$ und 0.50).

Bild 4.14 : e - Φ - Kurven

4.4.2 Interaktion M-P

In Bild 4.15 sind für verschiedene Werte von ϵ_r/ϵ_b die Interaktionskurven und die dazugehörigen Kurven der Beziehungen zwischen der Exzentrizität und der Axiallast dargestellt. Im Bereich grösserer Axiallasten ($P > 0.4 \cdot P_b$) werden die Momente durch Plastifizierung markant vergrössert, entsprechend gross ist in diesem Lastbereich auch die Zunahme der Exzentrizität.

Bild 4.15: Interaktion M - P

4.5 Einfluss der Lochung

In Kapitel 3 wurde auf die Vielfalt von Mauersteinen hinsichtlich des Materials, der technischen Eigenschaften, des Formates und der Lochung hingewiesen. In den letzten Jahren standen bei der Herstellung der Mauersteine in der Regel wärmetechnische Aspekte im Vordergrund. Zur Erzielung einer besseren Wärmedämmung wurde insbesondere beim Backstein der prozentuale Lochflächenanteil Lo erhöht. Die Lochung, d.h. die Form, Grösse und Anordnung der Löcher wurde verändert [27]. Im Kalksandstein blieb der Lochflächenanteil geringer, da bei diesem Stein weniger wärmedämmende Aspekte im Vordergrund standen. Das Gasbetonstein wird aufgrund seiner geringen Festigkeit nicht gelocht.

Mit den folgenden Untersuchungen soll der Einfluss der Lochung auf das Krümmungs-Verhalten und auf die Interaktion M-P gezeigt werden. Vorausgesetzt werden das linear elastische Material ohne Zugfestigkeit (Bild 4.1) sowie zwei extreme Annahmen für die Lochung (Bild 4.16).

Bild 4.16: 2 extreme Lochungen

- Lochung A: Die gesamte Lochfläche $d \cdot (1-2\alpha)$ wird um die Mittelaxe des Steins konzentriert; der Stein besteht demnach aus zwei aussenliegenden Flanschen.
- Lochung B: Der Stein wird durch quer zur Mittelaxe laufende Lamellen gebildet, deren Gesamtfläche $2 \cdot \alpha \cdot d$ derjenigen von Lochung A entspricht.

Der Lochflächenanteil Lo beträgt bei beiden Lochungen $1-2\alpha$.

Mit diesen zwei extremen Annahmen über die Lochung sind viele mögliche Fälle abgedeckt. Die analytischen Beziehungen zwischen e , P , ϕ und M sind im Anhang A4 zusammengestellt.

4.5.1 e - Φ -Kurven

In Bild 4.17 sind für zwei verschiedene Axiallasten ($P/P_b = 0.10$ und 0.50) die e - Φ -Kurven dargestellt. Die stark ausgezogenen Kurven entsprechen denjenigen für den Vollquerschnitt ($\alpha = 0.5$) und sind damit für beide Lochungen A und B identisch (vgl. auch Bild 4.7). Sofern aber $\alpha < 0.5$ ist, spielt die Lochung für den Verlauf der e - Φ -Kurve eine grosse Rolle. Die der Lochung A entsprechenden Kurven sind gestrichelt und diejenigen, die der Lochung B entsprechen, strichpunktiert dargestellt.

Die e - Φ -Kurven der Lochung A ergeben bei jeweils gleicher Krümmung stets grössere Exzentrizitäten, d.h. die Sekantenbiegesteifigkeit des Querschnittes ist bei Lochung A grösser als bei Lochung B (für gleiche α -Werte). Besonders deutlich ist dieser Sachverhalt bei $P/P_b = 0.1$ und einem α -Wert von 0.2.

Bild 4.17: e - Φ - Kurven

4.5.2 Zusammenhang P - Φ

In Bild 4.18 ist die Axiallast P in Abhängigkeit der Krümmung Φ für den Vollquerschnitt sowie für Querschnitte mit der Lochung A bzw. B ($\alpha = 0.3$) aufgetragen. Die dargestellten Kurven erfüllen dabei folgende Bedingungen:

- a) $\sigma_r = \sigma_b$
- b) $\epsilon_{rz} = 0$
- c) $\epsilon_{rz} = -0.3 \cdot \epsilon_b$

Bild 4.18: $P - \Phi$

Es zeigt sich, dass beim Vollquerschnitt (ausgezogene Kurven) die Krümmungen, bei denen σ_r gleich σ_b ist, grösser sind als bei Querschnitten mit Lochung A (gestrichelt) und B (strichpunktiert). Demgegenüber wird bei gegebener Axiallast die Randdehnung ϵ_{rz} bei kleineren Krümmungen gleich null bzw. gleich $-0.3 \cdot \epsilon_b$.

4.6 Folgerungen

- Beim linear elastischen Material ohne Zugfestigkeit kann die Exzentrizität die halbe Querschnittsdicke nicht überschreiten (Bild 4.7). Das Moment M und die Axiallast P sind stets durch die Gl. (4.3) gekoppelt.
- Eine beschränkte Zugfestigkeit des Materials führt in den e - Φ - und den Interaktions-Kurven nur bei geringer Axiallast zu Abweichungen (vgl. Bilder 4.10 und 4.12).
- Der Einfluss der plastischen Verformbarkeit wird in den e - Φ - und den Interaktions-Kurven vor allem im Bereich grösserer Axiallasten sichtbar (vgl. Bilder 4.14 und 4.15).
- Die Lochung hat einen grossen Einfluss auf die e - Φ - und die Interaktions-Kurven. Die Abweichungen gegenüber einem Vollquerschnitt lassen sich in zwei Anteile aufspalten: Einerseits nimmt der Lochflächenanteil L_0 unabhängig von den Lochungen A und B mit abnehmendem α zu (vgl. Bild 4.16). Bei gleicher Axiallast ergeben sich damit im Querschnitt höhere Nettonormalspannungen. Dieser Einfluss kann aus dem Vergleich der Kurven für den Vollquerschnitt und derjenigen für den Querschnitt mit Lochung B in den Bildern 4.17, 4.18 und 4.19 ermittelt werden. Andererseits führen die extremen Lochungen A und B für jeweils gleiche α ebenfalls zu abweichenden Kurvenverläufen.

5. Vergleich von experimentellen und rechnerischen e - Φ -Kurven von Backsteinmauerwerk

In der Einleitung wurde auf das umfangreiche Versuchsprogramm im Rahmen des Forschungsprojektes "Rotationsfähigkeit von Mauerwerk hingewiesen. Es umfasste insgesamt 38 Versuche an Backsteinmauerwerk [7] und 16 Versuche an Kalksandsteinmauerwerk [8].

Auf der Grundlage der experimentell bestimmten e - Φ -Kurven wurde ein Stoffgesetz für das untersuchte Backsteinmauerwerk ermittelt. Damit konnten, unter Berücksichtigung der Steinlochung rechnerisch e - Φ -Kurven bestimmt werden. Der Vergleich zwischen den rechnerischen und experimentellen Werten ergab eine gute Uebereinstimmung.

5.1 Experimentelle e - Φ -Kurven

Die auf eine Betonplatte aufgemauerte Wand war an ihrem oberen und unteren Ende mittels Linienkipplager gelenkig gelagert. Unter konstanter Axiallast wurde das untere Wandende mittels Stahlrahmen schrittweise bis zum Bruch verdreht (Bild 5.1).

Bild 5.1: Versuchsanlage, Exzentrizität der Axiallast

Bild 5.2 : Statische Verhältnisse

Die anfänglich zentrische Last P ($P = P_z$) stellte sich bei einer Verdrehung des Stahlrahmens exzentrisch (Bild 5.2).

Im Spannschloss wurde die Kraft P_s gemessen. Da P konstant gehalten wurde, verminderte sich die zentrische Last $P_z = P$ um P_s . Bezüglich des unteren Linienkipplagers (Punkt B) ergab sich damit folgende Gleichgewichtsbedingung:

$$\text{Punkt B: } e_B = a \cdot \frac{P_s}{P} \quad (5.1)$$

Bei der exzentrischen Lage von P traten aus Gleichgewichtsgründen horizontale Reaktionen H in den Linienkipplagern auf. Deren Grösse konnte wiederum aus einer Gleichgewichtsbetrachtung bezüglich B bestimmt werden:

$$\text{Punkt B: } H = P_s \cdot \frac{a}{h} = P \cdot \frac{e_B}{h} \quad (5.2)$$

Die Exzentrizität e_B nimmt mit zunehmender Wandhöhe linear ab und verschwindet am oberen Wandende (vgl. Bild 5.1).

Durch Addition dieser Exzentrizität und der horizontalen Auslenkung w erhält man in einem beliebigen Schnitt x-x die totale Exzentrizität e_x . Die horizontale Auslenkung w wurde mit seitlich der Wand angebrachten Messuhren bestimmt. Die Exzentrizität e_x beträgt:

$$e_x = e_B \cdot \frac{x}{h} + w \quad (5.3)$$

Auf beiden Seiten der Wand waren je sechs Messuhren angebracht (Bild 5.3).

Bild 5.3: Deformationsmessung

Die Messbasis erstreckte sich über eine Mörtelfuge und je zwei Steinhälften unter- und oberhalb der Mörtelfuge. Die Uhren dienten zur Messung der axialen Deformationen. Aus den Messwerten von je zwei gegenüberliegenden Uhren konnte die Krümmung bestimmt werden:

$$\Phi = \frac{\frac{\Delta l_l}{l_l} - \frac{\Delta l_r}{l_r}}{\bar{d}} \quad (5.4)$$

Damit konnte jedem Krümmungswert eine Exzentrizität zugeordnet werden. Die Krümmung Φ stellt einen Mittelwert der Krümmungen innerhalb des Messbereichs dar, und die Exzentrizität e wurde auf der Höhe der Mörtelfuge, d.h. in der Mitte des Messbereichs, bestimmt.

In Bild 5.4 sind solche Kurven von drei Versuchen für Axiallasten P von 150, 400 und 650 kN dargestellt. Diese Versuchswände waren 15 cm dick und 90 cm breit. Die obigen Axiallasten entsprechen somit mittleren Bruttospannungen von 1.1, 2.9 und 4.8 N/mm². Die Wände bestanden aus hochwertigen Steinen BH und Zementmörtel. Nach der Norm SIA 177, Art. 4.43, wird dieses Backsteinmauerwerk als MBHC bezeichnet [35] (vgl. Tabelle Mauerwerksgattungen im Anhang A1).

In den horizontalen Mörtelfugen (Lagerfugen) ergaben sich bei der Verdrehung der Betonplatte Risse. Die Rissgrößen wurden gemessen und der im entsprechenden Messbereich bestimmten Exzentrizität und Krümmung zugeordnet. Die Zahlenwerte den e - Φ -Kurven entlang geben die Rissweiten in Zehntelsmillimetern an. Haarrisse sind mit einem H gekennzeichnet. In gleicher Weise wurden auch Abbröckelungen der Gipsschlämmschicht und Absplitterungen einzelner Steinplättchen erfasst und in den Kurven mit GS bzw. SS bezeichnet. Um die Rissentwicklung möglichst gut verfolgen zu können, wurden die Versuchswände vor dem Einbau jeweils mit einer weissen Gipsschlämmschicht bestrichen. Das Kurvenbild zeigt grundsätzlich den gleichen Verlauf wie die in Bild 4.7 dar-

Bild 5.4 : Experimentelle $e - \Phi$ - Kurven

gestellten $e - \Phi$ -Kurven. Legt man durch die Punkte, für die die Rissweiten jeweils gleiche Werte aufweisen, näherungsweise eine Kurve, so erkennt man, dass diese ähnlich verläuft wie die Kurven in Bild 4.7, entlang denen die Randdehnung konstant ist. Die Bruchkrümmungen nehmen mit zunehmender Axiallast ab.

5.2 Stoffgesetz für Backsteinmauerwerk

In Kapitel 4 wurden auf der Grundlage verschiedener Annahmen für das Stoffgesetz und die Lochung die $e - \Phi$ -Kurven diskutiert. Im vorliegenden Fall wurde der umgekehrte Weg beschritten: Aus dem Verlauf der experimentell bestimmten $e - \Phi$ -Kurven wurde durch Probieren ein nominelles Stoffgesetz für das untersuchte Mauerwerk abgeleitet. Es ist in Bild 5.5 dargestellt.

Bild 5.5: Stoffgesetz für Backsteinmauerwerk (MBHC)

Es handelt sich um den Zusammenhang zwischen Nettospannungen und Stauchungen. Der linear ansteigende Kurvenast erfährt bei einer Nettospannung von 14 N/mm^2 bzw. einer Stauchung von 0.001 eine Abflachung. Bei 27 N/mm^2 schliesst ein horizontaler Ast an. Im Abschnitt 4.3 wurde gezeigt, dass sich bei vorhandener Zugfestigkeit ($\zeta = 0.1, 0.2$) unter geringen Axiallasten in den $e-\Phi$ -Kurven ein deutlicher Knick ergab (Bild 4.10). Da ein solcher in den experimentellen Kurven nicht deutlich festgestellt werden konnte, wurde die Zugfestigkeit vernachlässigt. Der E-Modul bzw. die Neigung des anfänglich linear verlaufenden Kurvenastes konnte aus dem Anfangsverlauf der experimentellen $e-\Phi$ -Kurven bestimmt werden. Die Maximalspannung $\sigma_u = 27 \text{ N/mm}^2$ ergab sich aus dem Vergleich von rechnerischen und experimentellen Kurven. Durch die Abflachung konnte die in den experimentellen Kurven festgestellte Ausrundung im Bereich grösserer Axiallast erreicht werden.

5.3 Gegenüberstellung von experimentellen und rechnerischen $e-\Phi$ -Kurven

Auf der Grundlage des Stoffgesetzes von Bild 5.5 können nun rechnerisch für beliebige Lochungen und Steinformate $e-\Phi$ -Kurven bestimmt werden.

Für die numerische Berechnung wird der Querschnitt in Querrichtung in Lamellen aufgeteilt. Ausgehend von einer vorgegebenen Randstauchung ϵ_r bzw. Randdehnung ϵ_{rz} und Axiallast P wird die Neigung der Dehnungsebene bzw. die Krümmung durch ein Iterationsverfahren so bestimmt, dass der Absolutwert der Differenz von P und resultierender Normalkraft (Summe der Lamellenkräfte) einen vorgegebenen Betrag unterschreitet. In einem zweiten Schritt wird die Summe der Momente der Lamellenkräfte bezüglich der Mittelaxe bestimmt. Durch Division dieser Momentensumme durch P erhält man die Exzentrizität e . Damit ist ein Punkt der $e-\Phi$ -Kurve bei vorgegebener Randstauchung ϵ_r und Axiallast bestimmt. Dieses Berechnungsverfahren kann nun für weitere Werte von ϵ_r wiederholt werden.

Bild 5.6: Experimentelle und rechnerische $e-\Phi$ -Kurven

Bild 5.7: Experimentelle und rechnerische e - Φ -Kurven

Die Bilder 5.6 und 5.7 zeigen eine Gegenüberstellung von rechnerischen und experimentellen Kurven. In Bild 5.6 ist eine solche für die Kurven von Bild 5.4 dargestellt. Es handelt sich dabei um das 15 cm Backsteinmauerwerk MBHC. In Bild 5.7 sind rechnerische und experimentelle Kurven für das 17.50 und 12.50 cm Backsteinmauerwerk dargestellt. Die Axiallasten betragen dabei 200 und 500 bzw. 100 und 400 kN und die mittleren Bruttospannungen σ_m 1.27 und 3.17 sowie 0.88 und 3.55 N/mm². Die Steinhöhe betrug in allen drei Fällen 19 cm. Bild 5.8 zeigt die Lochungen der drei BH-Steine.

Die Übereinstimmung der rechnerischen und experimentellen Werte ist gut.

Bild 5.8: Lochungen der BH - Steine

Im Folgenden sollen am Beispiel des 15 cm Backsteinmauerwerks MBHC einige weitere Vergleiche zwischen rechnerischen und experimentellen Werten gezeigt werden. Es handelt sich dabei um die Ermittlung einer rechnerischen Bruchstauchung sowie um genauere Abklärungen über den Zusammenhang von experimentell beobachteten Risskrümmungen und rechnerischen Randdehnungen.

In Bild 5.9 sind die experimentellen Bruchkrümmungen bei der jeweils vorhandenen Axiallast punktwise eingetragen. Daneben sind rechnerische Kurven gleicher Randstauchung ϵ_r für 0.001, 0.002, 0.003 und 0.004 dargestellt. Bei kleinen Axiallasten ($P \leq 250$ kN) übersteigen die bei der Bruchkrümmung vorhandenen rechnerischen Randstauchungen die Werte von 0.004 deutlich. Bei mittleren Axiallasten ($P = 400$ kN) beträgt die Bruchrandstauchung ca. 0.003 und bei grossen Axiallasten ($P \geq 650$ kN) entsprechen den eingetragenen Bruchkrümmungen Randstauchungen von ca. 0.002. Zusätzlich sind die Krümmungswerte, bei denen einzelne Steinplättchen abplatzten bzw. einzelne Teile der Gips-schlämm-schicht abbröckelten, eingetragen. Es zeigte sich, dass bei Randstauchungen von ca. 0.003 mit Steinabsplitterungen und bei 0.001 bis 0.002 mit Abbröckelungen der Gips-schlämm-schicht zu rechnen ist.

Bild 5.9: $P - \Phi$: experimentell - rechnerisch (15 cm MBHC)

In Bild 5.10 sind die experimentell bestimmten Krümmungen, bei denen sich Risse von 0.05 mm (Haarrisse), Risse von 0.3 und von 0.5 mm in der Lagerfuge ergaben, bei der jeweils vorhandenen Axiallast eingetragen. Die Risse bildeten sich ausschliesslich in den Lagerfugen. Innerhalb des Messbereichs ergab sich in der Regel ein Riss, in einzelnen Fällen bildete sich beidseits der Lagerfuge zwischen Stein und Mörtel je ein Riss.

Das diesen Untersuchungen zugrunde gelegte Stoffgesetz besitzt keine Zugfestigkeit. Im Querschnitt sich ergebende Randdehnungen entsprechen demzufolge spezifischen Rissweiten. Werden die Randdehnungen über den ganzen Messbereich (200 mm) integriert, so erhält man eine rechnerische Rissweite r :

$$r = 200 \cdot \epsilon_{rz} \quad (r \text{ in mm}) \quad (5.)$$

Rissweiten von 0.05, 0.3 und 0.5 mm entsprechen somit Randdehnungen von 0.00025, 0.0015 und 0.0025. In Bild 5.10 sind die rechnerischen Kurven, denen

Bild 5.10: P - Φ : experimentell - rechnerisch (15 cm MBHC)

entlang die Randdehnung ϵ_{rz} diese Werte aufweist, eingezeichnet. Die eingetragenen Versuchspunkte scharen sich um die entsprechenden Kurven. Die Kurven liegen tendenziell auf der linken Seite der Punktwolken. Dies ist einerseits darauf zurückzuführen, dass sich in einzelnen Fällen beiseits der Lagerfugen Risse bildeten, deren Rissweiten entsprechend kleiner waren und andererseits das Material eine kleine Zugfestigkeit hatte. In Abschnitt 4.3 wurde gezeigt, dass bei einem Material mit Zugfestigkeit gleich grosse spezifische Risse bzw. Randdehnungen erst bei grösseren Krümmungen auftreten als bei einem Material ohne Zugfestigkeit (Bild 4.11).

In Bild 5.11 sind die maximalen, beim Bruch der Wand gemessenen Exzentrizitäten punktwise dargestellt. Die Exzentrizitäten sind auf die Querschnittsbreite bezogen. Unter der Annahme einer rechnerischen Bruchstauchung von 0.002 und 0.004 (vgl. Bild 5.9) ergeben sich in Abhängigkeit der Axiallast P die eingezeichneten Exzentrizitätsverläufe. Der Einfluss der Steinlochung

Bild 5.11 : P - e : experimentell - rechnerisch (15cm MBHC)

kann aus dieser Darstellung deutlich erkannt werden. Durch die Konzentration des Materials an die Steinaussenseiten wird die Kurve, die den Zusammenhang zwischen der Exzentrizität und der Axiallast bei jeweils konstanter Randstauchung beschreibt, nach aussen hin verschoben (Bild 4.19, Abschnitt 4.5). Die experimentellen Werte werden durch die rechnerischen Kurven eingegabelt. Bei kleinen Axiallasten liegen die Punkte näher bei der 0.004-Kurve, und bei grossen entlang der die Bruchrandstauchung 0.002 beträgt.

6. Tragverhalten von axial belasteten Mauerwerkswänden

6.1 Uebersblick

Im Folgenden soll das Tragverhalten der in Bild 6.1 dargestellten Mauerwerkswände untersucht werden. Es wird angenommen, dass die Wände axial und linienförmig belastet werden.

Bild 6.1 : Mauerwerkswände und Decken im Verbund

Aus der konstruktiven Gestaltung ergeben sich dabei grundsätzlich zwei verschiedene Beanspruchungsarten der Wände:

Beanspruchungsart E (Exzentrizität)

Zwischen Dachdecke und Wand werden vielfach Gleitlager eingebaut (Bild 6.2). Die Last wird dadurch konzentriert über einzelne Punktlager oder Lagerstreifen eingeleitet. Je nach Wandkonstruktion (Einstein- oder Verbandmauerwerk) werden diese Gleitlager zentrisch oder exzentrisch verlegt. Die Exzentrizität e der Axiallast ist damit durch die konstruktive Durchbildung der Lager gegeben und von der Deckenverformung praktisch unabhängig.

Dachdecken neigen üblicherweise zu relativ grossen Verformungen infolge von Temperatureinflüssen und erhöhten differentiellen Schwindverkürzungen. Durch den Einbau von Gleitlagern kann die Zwängungsbeanspruchung in der Wand weitgehend vermieden werden.

Bild 6.2 : Lagerstreifen zwischen Decke und Wand

Beanspruchungsart V (Verdrehung)

In den meisten Fällen werden Betondecken auf die Wände betoniert (Bild 6.3). Die Last in der oberen Wand sowie die Deckenlast werden flächenförmig in die darunterliegende Wand übertragen. Die resultierenden Verformungen von Decke und Wänden ergeben sich aus den Steifigkeitsverhältnissen. Im Gegensatz zur Beanspruchungsart E ist die Exzentrizität e verformungsabhängig.

Bild 6.3 : Direkte Lagerung der Decke

Es sei nun die Mauerwerkswand in Bild 6.4 betrachtet. Sie ist durch die Linienlast P axial belastet und ihre Schlankheit beträgt δ . Die Schlankheit wird bei Mauerwerkswänden üblicherweise durch den Quotienten von Wandhöhe h und Wanddicke d definiert. Die Last P greift bezüglich der Wandaxe exzentrisch an. Am oberen Wandende A betrage die Exzentrizität e_A und am unteren e_B . Die bei dieser Beanspruchung sich ergebenden Verdrehungen der Wandenden sind ϑ_A und ϑ_B .

Bild 6.4 : Exzentrisch belastete Mauerwerkwand

Die Grössen P , e_A , e_B bzw. P , v_A , v_B bestimmen also die Beanspruchung der Wand in Bild 6.4.

Bei der in den folgenden theoretischen Untersuchungen (Abschnitt 6.2) betrachteten Wand handelt es sich um einen Wandabschnitt der Breite 1 (Bild 6.4).

Die Wand in Bild 6.5 sei wiederum durch die Linienlast P axial belastet. Infolge der exzentrischen Lage von P bezüglich der Wandaxe ergeben sich hori-

Bild 6.5 : Bezeichnungen

zontale Auslenkungen w . Die totale Exzentrizität e in einem beliebigen Schnitt $s-s$ der Wand beträgt somit

$$e = e_A + \frac{e_B - e_A}{h} \cdot x + w \quad (6.2)$$

Befindet sich die Wand im Gleichgewicht, so ergeben sich die folgenden Bedingungen:

$$\left. \begin{aligned} M_i &= \int_{QS} \sigma \cdot y \cdot df = M_a = P \cdot e \cdot \cos \theta & a) \\ N &= \int_{QS} \sigma \cdot df = P \cdot \cos \theta & b) \\ Q &= \int_{QS} \tau \cdot df = P \cdot \sin \theta & c) \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

M_i ist durch die Krümmung im Schnitt $s-s$ und die Axiallast P bestimmt. M_a ergibt sich durch Multiplikation von P mit $e \cdot \cos \theta$. Unter der Annahme, dass die Neigung θ der Wirkungslinie von P gegenüber der Wandaxe gering ist, d.h. $\cos \theta \approx 1$ und $\sin \theta \approx 0$, wird $N \approx P$ und Q verschwindet.

Für ein linear elastisches Material führt die Gleichgewichtsbedingung (6.3 a) zu einer Differentialgleichung, die sich geschlossen lösen lässt. Angervo [2] hat 1954 die Lösung auf ein Material mit linear elastischem Stoffgesetz ohne Zugfestigkeit erweitert. Im Tragverhalten ergeben sich dabei erhebliche Abweichungen. Sie werden im Folgenden näher betrachtet.

6.2 Analytische Lösungen

6.2.1 Linear elastisches Material

Unter der Voraussetzung eines linear elastischen Stoffgesetzes ergibt sich zwischen dem Moment und der Krümmung folgender Zusammenhang:

$$M_i = -EI \cdot w'' \quad (6.4)$$

Nach Einsetzen von M_i in Gl. (6.3 a) und zweimaliger Differentiation erhält man

$$w'''' + \omega^2 \cdot w'' = 0 \quad (6.5)$$

wobei die Grösse ω eingeführt wurde

$$\omega = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (6.6)$$

Der Lösungsansatz

$$w = C_1 \cdot \sin \omega x + C_2 \cdot \cos \omega x + C_3 \cdot \omega + C_4 \quad (6.7)$$

erfüllt die Differentialgleichung (6.5). Für die Bestimmung der vier Unbekannten $C_1, \dots, C_4$ stehen vier Randbedingungen (Bild 6.5) zur Verfügung:

$$\left. \begin{aligned} w(0) &= 0 & C_2 &+ C_4 = 0 \\ w''(0) &= -\frac{e_A \cdot P}{EI} & -C_2 \cdot \omega^2 &= -\frac{\lambda \cdot e_A \cdot P}{EI} \\ w(h) &= 0 & C_1 \cdot \sin \omega h + C_2 \cdot \cos \omega h + C_3 \cdot h + C_4 &= 0 \\ w''(h) &= -\frac{\lambda \cdot e_A \cdot P}{EI} & -C_1 \cdot \omega^2 \cdot \sin \omega h - C_2 \cdot \omega^2 \cdot \cos \omega h &= -\frac{\lambda \cdot e_A \cdot P}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (6.8)$$

Die Grösse λ gibt das Verhältnis zwischen der grösseren und der kleineren Wandexzentrizität an. Der Definitionsbereich von λ ist somit gegeben:

$-1 \leq \lambda \leq 1$. Nach Auflösung des Gleichungssystems (6.8) erhält man folgende Beziehung:

$$w = e_A \cdot \left\{ \frac{\lambda - \cos \omega h}{\sin \omega h} \cdot \sin \omega x + \cos \omega x + \frac{x}{h} \cdot (1 - \lambda) - 1 \right\} \quad (6.9)$$

Die erste Ableitung von w nach x entspricht an der Stelle $x = 0$ und $x = h$ den Wandverdrehungswinkeln ϑ_A und ϑ_B :

$$\vartheta_A = e_A \cdot \left\{ \frac{\lambda - \cos \omega h}{\sin \omega h} \cdot \omega + \frac{1 - \lambda}{h} \right\} \quad (6.10)$$

Die Exzentrizität in einem beliebigen Schnitt x der Wand wird nach Einsetzen von w und λ in Gl. (6.2)

$$e = e_A \cdot \left\{ \frac{\lambda - \cos \omega h}{\sin \omega h} \cdot \sin \omega x + \cos \omega x \right\} \quad (6.11)$$

Der Ort $\bar{x}$ der maximalen Exzentrizität e ergibt sich aus den Nullstellen der ersten Ableitung.

$$\frac{de}{dx} = e_A \cdot \left\{ \frac{\lambda - \cos \omega h}{\sin \omega h} \cdot \omega \cdot \cos \omega x - \omega \cdot \sin \omega x \right\} = 0 \quad (6.12)$$

$$\tan \omega \bar{x} = \frac{\lambda - \cos \omega h}{\sin \omega h}$$

Die maximale Exzentrizität $e_{\max}$ beträgt damit

$$e_{\max} = \frac{e_A}{\cos \omega \bar{x}} \quad (6.13)$$

6.2.1.1 Symmetrische Wandbelastung

Bild 6.6: Symmetrischer Belastungsfall

Die obigen Beziehungen werden nun für den symmetrischen Belastungsfall in Bild 6.6 dargestellt. Die Wand ist durch die Linienlast P axial belastet. Die Exzentrizitäten e_A und e_B sowie die Wandendverdrehungen ϑ_A und ϑ_B sind gleich gross. λ beträgt demnach 1. Die Axiallast P ist auf die Bruttoquerschnittsfläche $d \cdot 1$ bezogen ($\sigma_m = P/d$) und die nachfolgenden Beziehungen zwischen σ_m , e_A , ϑ_A und δ sind mit der Bezugsspannung σ_b bzw. Bezugsstauchung ϵ_b normiert (vgl. 4.1):

$$\frac{e_A}{d} = \frac{1}{6} \cdot \cos\left(\frac{\delta}{2} \cdot \sqrt{12 \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \cdot \epsilon_b}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_r \cdot \sigma_b}{\sigma_b \cdot \sigma_m} - 1\right) \quad (6.14)$$

$$\frac{\vartheta_A}{\sqrt{\epsilon_b}} = \frac{e_A}{d} \cdot 12 \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \cdot \left\{ \frac{1 - \cos\left(\delta \cdot \sqrt{12 \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \cdot \epsilon_b}\right)}{\sin\left(\delta \cdot \sqrt{12 \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \cdot \epsilon_b}\right)} \right\} \quad (6.15)$$

Beanspruchungsart E

Bei konstantem Exzentrizitätsmass m_A wächst die Wandendverdrehung ϑ_A überproportional zu σ_m an. In Bild 6.7 sind solche Kurven für verschiedene m_A -Werte dargestellt. ϵ_b beträgt 0.002. Die Kurven steigen unabhängig von m_A und δ monoton an und nähern sich asymptotisch der kritischen Spannung σ_{kr} . Ein Stabilitätsversagen tritt demnach nur bei zentrischer Last ($m_A = 0$) auf. Wird σ_m auf σ_{kr} bezogen, so verdeutlicht sich dieser Zusammenhang (Bild 6.8).

Bild 6.7 : $G_m - v_A$ ($m_A = \text{konst}$)

Bild 6.8 : $G_m - v_A$ ($m_A = \text{konst}$)

Bisher wurde ein linear elastisches Material mit unbegrenzter Zug- und Druckfestigkeit vorausgesetzt. Es wird nun angenommen, dass die Bezugsspannung σ_b der Mauerwerksfestigkeit σ_u entspricht ($\sigma_b = \sigma_u$). Dementsprechend ist ϵ_b gleich der Bruchstauchung ϵ_u . Bezüglich der Materialzugfestigkeit werden keine Einschränkungen gemacht.

σ_u tritt zuerst in der Randfaser des meistbeanspruchten Querschnittes in Wandmitte auf. In Bild 6.7 ist die Kurve konstanter Randdruckspannung ($\sigma_r = \sigma_b$) strichpunktiert dargestellt. Bei verschwindender Verdrehung läuft diese Kurve durch Punkt (0; 1) und fällt mit zunehmender Verdrehung ϑ_A . Sie begrenzt das schraffierte Gebiet.

Entlang der Kurve $\epsilon_{rz} = 0$ beträgt das Exzentrizitätsmass m im meistbeanspruchten Querschnitt in Wandmitte 1; es treten also in jeder Faser der Wand Druckspannungen auf. Diese Kurve tangiert im Ursprung die Kurve $m = 1$. Sie unterteilt das schraffierte Gebiet zusätzlich: Im stark schraffierten Gebiet treten somit in jedem Querschnitt der Wand nur Druckspannungen auf, die σ_b bzw. σ_u nicht übersteigen.

Beanspruchungsart V

Bei der Beanspruchungsart V werden der Wand durch die darüber und darunterliegende Decke Verdrehungen der Grösse ϑ_A und ϑ_B aufgezwungen. Beim symmetrischen Belastungsfall (Bild 6.6) sind ϑ_A und ϑ_B entgegengesetzt gleich gross. Werden nun der Wand unter konstanter Axiallast P bzw. Spannung σ_m/σ_b Verdrehungen aufgezwungen, so ergibt sich zwischen dem dabei auftretenden Exzentrizitätsmass m_A und der Verdrehung ϑ_A ein linearer Zusammenhang (Bild 6.9). Je grösser σ_m/σ_b , desto flacher verläuft die Gerade. Die Schlankheit δ ist Parameter der Geradenschar in Bild 6.9. Sie beträgt 25. Bei $\sigma_m/\sigma_b = 0.657$ verläuft die Gerade horizontal. Die Verdrehung ist damit unabhängig vom Exzentrizitätsmass m_A . Es handelt sich dabei um die kritische Spannung.

Aus der bekannten Formel für die Eulerlast

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{h^2}$$

ergibt sich

$$\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_b} = \frac{\pi^2}{12 \cdot \delta^2 \cdot \epsilon_b}$$

un nach Einsetzen von $\delta = 25$ und $\epsilon_b = 0.002$

$$\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_b} = 0.657$$

Bild 6.9: $m_A - v_A (G_m / G_b = \text{konst})$

Bei der Beanspruchungsart E ist die Tragfähigkeit bei der Eulerlast erreicht. Im vorliegenden Fall jedoch vermag die Wand höhere Lasten aufzunehmen. Für $\sigma_m / \sigma_b \geq 0.657$ liegen die $m_A - v_A$ -Geraden im vierten Quadranten. Das Exzentrizitätsmass m_A ist damit negativ, d.h. die Wand stützt sich auf die darunter- und darüberliegende Decke ab. Die Decken ihrerseits erfahren dadurch eine negative Einspannung. Die Tragfähigkeit der Wand ist dann erreicht, wenn die Last der vierfachen Eulerlast entspricht bzw. wenn $\sigma_m / \sigma_b = 2.6316$. Die Knicklänge entspricht dann gerade der halben Wandhöhe. In Bild 6.10 sind die dazugehörigen Verläufe der Wandaxe dargestellt.

Bild 6.10: $m_A - v_A (G_m / G_{kr} = \text{konst})$

Es wird nun wiederum angenommen, dass σ_b der Mauerwerksfestigkeit σ_u entspricht. Der Gültigkeitsbereich der Geraden in Bild 6.9 wird dadurch durch die Kurve konstanter, maximaler Randspannung $\sigma_r / \sigma_b = \sigma_r / \sigma_u = 1$ auf das schraffierte Gebiet begrenzt. Entlang der gestrichelten Kurve beträgt das Exzentrizitätsmass m im meistbeanspruchten Querschnitt in Wandmitte 1. Die eine Randfaser in diesem Querschnitt ist also spannungsfrei, in allen anderen Fasern der Wand treten aber Druckspannungen auf. Das schraffierte Gebiet kann damit weiter unterteilt werden: Im stark schraffierten Gebiet sind in keinem Wandquerschnitt Zugspannungen vorhanden.

Der Zusammenhang zwischen der Last bzw. der Spannung und der dabei möglichen Verdrehung bis zum Bruch ($\sigma_r / \sigma_b = \sigma_r / \sigma_u = 1$) geht deutlicher aus Bild 6.11 hervor. Diese Spannung wird als Traglastspannung bezeichnet. Als Traglast wird die maximale Last, der die Wand widerstehen kann, verstanden. Für Schlankheiten δ von 25 und 50 sind entsprechende Bruchkurven dargestellt. Für $\delta = 25$ umschließt diese das schraffierte Gebiet. Wie in Bild 6.9 ist dieses weiter unterteilt: Im stärker schraffierten Bereich treten zudem in keinem Wandquerschnitt Zugspannungen auf; alle Fasern sind gestaucht.

Bild 6.11: $\kappa^* - \nu_A$ ($\kappa_r = \kappa_b = \kappa_u$; $\epsilon_{rz} = 0$)

6.2.2 Linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit

Bei fehlender Zugfestigkeit ergeben sich bei Exzentrizitäten, die die Kernweite übersteigen, im Exzentrizitäts-Krümmungs-Verhalten Abweichungen gegenüber einem Material mit Zugfestigkeit (vgl. Kapitel 4).

Die exzentrisch belastete Wand in Bild 6.4 ist demnach in zwei Zonen zu unterteilen: Im ungerissenen Bereich übersteigt die Exzentrizität die Kernweite nicht. In der gerissenen Zone liegt die Axiallast ausserhalb des Kerns (Bild 6.12).

Im ungerissenen Bereich gilt für den Zusammenhang zwischen der Krümmung und dem Moment die Beziehung 6.4. Für den gerissenen Bereich kann die Beziehung aus der Darstellung in Bild 6.13 folgendermassen hergeleitet werden:

Bei der dreieckförmigen Spannungsverteilung beträgt die Randstauchung

$$\epsilon_r = \frac{2 \cdot P}{E \cdot \eta}$$

Bild 6.12 : Ungerissener - gerissener Bereich

Bild 6.13: Bezeichnungen

Der Abstand der Neutralaxe vom Querschnittsrand beträgt η . Aus einer geometrischen Betrachtung ergibt sich zwischen η und e folgender Zusammenhang

$$\eta = 3 \cdot \left(\frac{d}{2} - e \right)$$

Die Krümmung der Wandaxe kann aus ϵ_r und η wie folgt bestimmt werden

$$\frac{d^2 \cdot e}{dx^2} = \frac{\epsilon_r}{\eta} = \frac{2 \cdot P}{9 \cdot E \cdot \left(\frac{d}{2} - e \right)^2} \quad (6.16)$$

Diese Differentialgleichung (6.16) wurde von Angervo 1954 [2] gelöst.

Für den Wandabschnitt in Bild 6.13 ergeben sich nach Einführung der Grössen p und m_A folgende Beziehungen:

$$e' = \frac{d}{6} + p \cdot \frac{d}{3} \quad -0.5 \leq p \leq 1$$

$$m_A = \frac{6 \cdot e_A}{d} \quad 0 \leq m_A \leq 3$$

a) Innerhalb des ganzen Wandabschnittes liegt die Wirkungslinie der Axiallast p ausserhalb des Kerns: Für m und p ergeben sich demnach folgende Definitionsbereiche:

$$\left. \begin{array}{l} 1 \leq m_A \leq 3 \\ \frac{m_A - 1}{2} \leq p < 1 \end{array} \right\} \quad (6.17)$$

Die Wandendverdrehung an der Stelle $x = h'$ bzw. $e = e_A$ beträgt:

$$\left. \frac{de}{dx} \right|_{e=e_A} = \mp \frac{d}{3} \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot \sqrt{\frac{1+2 \cdot p - m_A}{(1-p) \cdot (3-m_A)}} \quad (6.18)$$

und für h' kann folgende Beziehung angegeben werden:

$$\left. \begin{array}{l} h' \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(1-p) \cdot (3-m_A) \cdot (1+2 \cdot p - m_A)} + \frac{1}{2} \cdot (1-p)^{3/2} \\ \cdot \ln \left\{ \frac{(2-m_A+p) \cdot \sqrt{(3-m_A) \cdot (1+2 \cdot p - m_A)}}{1-p} \right\} = f_1(p, m_A) \end{array} \right\} \quad (6.19)$$

b) Die Exzentrizität übersteigt die Kernweite nur im unteren Wandbereich von Bild 6.13. Die Definitionsbereiche für m und p lauten dann:

$$\left. \begin{array}{l} 0 < m_A < 1 \\ 0 < p < 1 \end{array} \right\} \quad (6.20)$$

$$\left. \frac{de}{dx} \right|_{e=e_A} = \mp \frac{d}{6} \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot \sqrt{\frac{1+3 \cdot p}{1-p} - m_A^2} \quad (6.21)$$

$$\left. \begin{array}{l} h' \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} = p \cdot (1-p) + \frac{1}{2} \cdot (1-p)^{3/2} \cdot \ln \left(\frac{1+\sqrt{p}}{1-\sqrt{p}} \right) + \\ \arcsin \sqrt{\frac{1-p}{1+3 \cdot p}} - \arcsin \left(m_A \cdot \frac{1-p}{1+3 \cdot p} \right) = f_2(p, m_A) \end{array} \right\} \quad (6.22)$$

c) Die Axiallast P liegt im ganzen Wandabschnitt innerhalb des Kerns. Für p und m_A ergeben sich folgende Definitionsbereiche:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq m_A \leq 1 \\ \frac{m_A - 1}{2} \leq p < 0 \end{array} \right\} \quad (6.23)$$

Die Wandendverdrehung sowie die Beziehung für h können folgendermassen angegeben werden:

$$\left. \frac{de}{dx} \right|_{e=e_A} = \mp \frac{d}{6} \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot \sqrt{(1+2 \cdot p)^2 - m_A^2} \quad (6.24)$$

$$h' \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} = \frac{\pi}{2} - \arcsin \left(\frac{m_A}{1+2 \cdot p} \right) = f_3(p, m_A) \quad (6.25)$$

Die angegebenen Beziehungen gelten für den Wandabschnitt von Bild 6.13. e' ist dabei stets die grösste Exzentrizität im Wandabschnitt der Höhe h und an der Stelle $x = 0$ ist $de/dx = 0$. Jede beliebig belastete Wand der Höhe h kann nun in einzelne derartige Wandabschnitte unterteilt werden. Am Beispiel des symmetrischen Belastungsfalles von Bild 6.6 soll das Vorgehen erläutert werden.

6.2.2.1 Symmetrische Wandbelastung

In Bild 6.14 a ist wiederum die exzentrisch belastete Wand von Bild 6.6 dargestellt. Die Wand der Höhe h wird durch zwei gleiche Wandabschnitte der Höhe h' gebildet. Die einzelnen Teile entsprechen dabei genau dem Wandabschnitt in Bild 6.13. Anstelle von h' ist demnach $h/2$ einzusetzen. Die Exzentrizität e_A entspricht e . Es gilt:

$$\begin{aligned} h &= 2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{P}} \cdot f_i(p, m_A) ; & i &= 1, 2, 3 \\ m_A &= \frac{6 \cdot e_A}{d} \end{aligned} \quad (6.26)$$

Die Wandverdrehung ϑ_A ist durch die Beziehungen (6.18), (6.21) oder (6.24) gegeben. Neben der verformten Lage der Wandaxe von Bild 6.14 a ist auch die Ausbiegungskurve in Bild 6.14 b denkbar. Die Wandhöhe h ergibt sich dann durch eine Kombination von einzelnen Wandabschnitten:

$$h = 2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{P}} \cdot \{2 \cdot f_i(p, 0) - f_i(p, m_A)\} ; \quad i = 1, 2, 3 \quad (6.27)$$

Bild 6.14 : Symmetrische Wandbelastung

Bild 6.15 : Funktionen $f_i(p, m_A)$, $f'(p, m_A)$

Gemeinsame Basis für alle Wandabschnitte ist dabei die maximale Exzentrizität e' . Die Wandendverdrehung ϑ_A ist wiederum durch die Beziehungen (6.18), (6.21) oder (6.24) gegeben, wobei für m_A der Wert $m_A = 6 \cdot e_A / d$ einzusetzen ist. Die Funktion $f_i(p, m_A)$ von Gl. (6.26) und die Funktion $f'(p, m_A) = 2 \cdot f_i(p, 0) - f_i(p, m_A)$ von Gl. (6.27) sind in Abhängigkeit von p und m_A in Bild 6.15 dargestellt. Im schraffierten Gebiet liegt der Wertebereich von $f_i(p, m_A)$ und im nicht schraffierten Gebiet derjenige von $f'(p, m_A)$.

Beanspruchungsart E

Die Wand in Bild 6.14 a werde nun bei konstantem Exzentrizitätsmass $m_A = 6 \cdot e_A / d$ zunehmend belastet. Die entsprechenden Last-Verdrehungs-Kurven sind in Bild 6.16 dargestellt. Anstelle der Last P wurde die mittlere Spannung σ_m eingeführt. Das Exzentrizitätsmass m_A ist Kurvenparameter und die Schlankheit δ beträgt 25.

Bild 6.16 : $\sigma_m - \vartheta_A$ ($m_A = \text{konst.}$)

Ausser diesen stark ausgezogenen Kurven sind noch zwei weitere von Bedeutung: Für alle Kombinationen von σ_m und ϑ_A auf der gestrichelten Kurve ist die Randdruckspannung σ_r im meistbeanspruchten Querschnitt gleich der Bezugsspannung σ_b und für solche auf der strichpunktierter Kurve ist das Exzentrizitätsmass m im selben Querschnitt 1 bzw. die Randzugdehnung ϵ_{rz} gleich null.

Diese beiden Kurven werden von σ_m - ϑ_A -Kurven geschnitten. Unter der Annahme, dass die Bezugsspannung σ_b wiederum der Mauerwerksfestigkeit σ_u gleichgesetzt wird, erfolgt der Bruch (Punkt B) bei kleinem Exzentrizitätsmass ($m_A = 0.1$) vor dem Auftreten von Randdehnungen (Punkt R). Letztere entsprechen bei einem Material ohne Zugfestigkeit spezifischen Rissöffnungen. Bei grösserem Exzentrizitätsmass ($m_A = 0.5$) ergeben sich solche in Punkt R vor dem Bruch (Punkt B).

Für Werte $m_A \geq 1$ treten bereits bei sehr kleinen ϑ_A bzw. σ_m spezifische Rissöffnungen auf. Im Spannungsgipfel, d.h. im Punkt mit horizontaler Tangente an die σ_m - ϑ_A -Kurve tritt ein Stabilitätsversagen ein (Punkt S). Bei $m_A = 0.5$ fallen Stabilitätsversagen und Materialversagen ($\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$) zusammen (Punkt S = Punkt B).

Die Abweichungen im Tragverhalten gegenüber einem gleichen Material mit Zugfestigkeit sind ebenfalls aus Bild 6.16 erkennbar. Bis zum ersten Auftreten von Randdehnungen im Querschnitt in Wandmitte (strichpunktierter Kurve) sind naturgemäss keine Unterschiede vorhanden. Nach dem Ueberschreiten dieser Grenze weichen die Kurven in zunehmendem Masse voneinander ab. Die schwach ausgezogenen Kurven (mit Zugfestigkeit) steigen monoton weiter an und nähern sich asymptotisch der kritischen Spannung σ_{kr} . Im Gegensatz zum zugfesten, linear elastischen Material tritt bei linear elastischem Material ohne Zugfestigkeit nicht nur bei zentrischer Last ($m_A = 0$) Stabilitätsversagen auf.

Die Traglast P^* , wiederum definiert als die maximale Last, der die Wand widerstehen kann, ist je nach Exzentrizitätsmass m_A durch Stabilitäts- oder Materialversagen ($\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$) bestimmt.

In Bild 6.17 ist die Traglastspannung σ^*/σ_b in Abhängigkeit der Schlankheit δ aufgetragen. Das Exzentrizitätsmass m_A ist Kurvenparameter. Im schraffierten Bereich ist σ^* durch Stabilitätsversagen, im nicht schraffierten durch Materialversagen bestimmt. Die Punkte B ($m_A = 0.1$), B = S ($m_A = 1.0$) und S ($m_A = 1.0$) von Bild 6.16 wurden übertragen.

Bild 6.17 : $\sigma^* - \delta$ ($m_A = \text{konst.}$)

Beanspruchungsart_B

In Bild 6.18 ist das Exzentrizitätsmass m_A als Funktion der Wandverdrehung ϑ_A dargestellt. Entlang den Kurven ist die mittlere Spannung σ_m/σ_b konstant ($\sigma_m/\sigma_b = .001, 0.1, 0.3$ und 0.5). Die Schlankheit δ beträgt 25.

Bild 6.18 : $m_A - \vartheta_A$ ($\sigma_m/\sigma_b = \text{konst.}$)

Die Kurven verlaufen zunächst linear. Beim Auftreten von Dehnungen im meistbeanspruchten Querschnitt in Wandmitte (gestrichelte Kurve, $\epsilon_{rz} = 0$) flachen sie infolge der fehlenden Zugfestigkeit ab. Die linear verlaufenden, fein ausgezogenen Kurven beschreiben den Zusammenhang bei einem Material mit Zugfestigkeit (vgl. Bild 6.9). Nach dem Ueberschreiten eines maximalen m_A -Wertes nimmt m_A mit zunehmender Verdrehung ϑ_A ab und verschwindet beim Schnittpunkt der Kurve mit der Abszisse. Bei weiterer Verdrehung wird m_A negativ, d.h. die Wand stützt sich zur Erhaltung einer Gleichgewichtslage auf der darüber- und darunterliegenden Decke ab. Die Verdrehung kann nur bis zur kritischen Verdrehung $\vartheta_{A,kr}$ gesteigert werden. Bei Verdrehungen, die diesen Wert übersteigen, ist keine Gleichgewichtslage mehr möglich. Allerdings wird in den meisten Fällen σ_b und unter der Annahme, dass σ_b der Mauerwerksfestigkeit σ_u entspricht, der Bruch bereits bei kleineren Verdrehungen erreicht. Entlang der strichpunkttierten Kurve ist $\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$.

Eine Ausnahme bildet die Kurve für $\sigma_m/\sigma_b = 0.001$. Die Wandenden können bis zur kritischen Wandendverdrehung verdreht werden, ohne dass σ_b bzw. σ_u erreicht wird. Mit einem derartigen Stabilitätsversagen ist bei sehr schlanken Wänden oder geringer Axiallast P bzw. σ_m/σ_b zu rechnen.

In Bild 6.19 ist für Schlankheiten von 25 und 50 der Zusammenhang zwischen der mittleren Spannung und der Verdrehung $\vartheta_A/\sqrt{\epsilon_b}$, bei der entweder Material- ($\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$) oder Stabilitätsversagen auftritt, dargestellt. Diese Spannung

Bild 6.19: $\sigma^* - \vartheta_A$ ($\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$; $\epsilon_{rz} = 0$)

wird als Traglastspannung σ^* bezeichnet. Die Bruchverdrehung nimmt mit zunehmendem σ^* ab. Die Bruchkurve für die Schlankheit 50 hat bei $\sigma^*/\sigma_b = 0.05$ einen markanten Knick. Im Lastbereich $0 \leq \sigma^*/\sigma_b \leq 0.05$ tritt Stabilitätsversagen auf. Die Bruchkurven für zugfestes Material verlaufen bis zum Auftreten von Dehnungen gleich wie für Material ohne Zugfestigkeit. Bei kleineren Lasten ergeben sich dann jedoch wesentlich grössere Bruchverdrehungen (vgl. Bild 6.11).

Folgerungen

Die dargestellten Lösungen der Differentialgleichungen (6.5) und (6.16) weisen teilweise grosse Unterschiede auf:

- Beanspruchungsart E:

Im Gegensatz zum linear elastischen Material mit Zugfestigkeit kann sich bei einem Material ohne Zugfestigkeit auch bei exzentrischer Belastung der Wand ein Stabilitätsversagen einstellen (Bild 6.16).

- Beanspruchungsart V:

Beim linear elastischen Material mit Zugfestigkeit ergibt sich unter konstanter Last ($\sigma_m = \text{konst.}$) ein linearer Zusammenhang zwischen dem Exzentrizitätsmass m_A und der Wandverdrehung ϑ_A . Demgegenüber weisen die m_A - ϑ_A -Kurven bei einem Material ohne Zugfestigkeit horizontale und vertikale Tangenten auf. In den Berührungspunkten mit den vertikalen Tangenten tritt eine besondere Form eines Stabilitätsversagens auf: Die Wandendverdrehung erreicht einen kritischen Wert $\vartheta_{A,kr}$ (Bild 6.18).

Die Traglastspannung σ^* ist von der Wandendverdrehung ϑ_A abhängig. Je kleiner die Wandendverdrehung ϑ_A , desto grösser ist die Traglastspannung σ^* (Bild 6.19).

Aus dem Verlauf der experimentell bestimmten e - Φ -Kurven (vgl. Bilder 5.4, 5.6, 5.7) war ersichtlich, dass die Zugfestigkeit des untersuchten Backsteinmauerwerks sehr gering war. Es darf daher angenommen werden, dass die dargestellte Lösung auf der Grundlage des linear elastischen Materials ohne Zugfestigkeit das Tragverhalten von Backsteinwänden qualitativ richtig zu beschreiben vermag.

6.3 Numerische Verfahren

6.3.1 Ueberblick

Für die Herleitung der Differentialgleichung (6.16) wurden zwei Annahmen getroffen, die bei Backsteinmauerwerk sowie bei Mauerwerk im allgemeinen nicht unbedingt zutreffend sind:

- Material mit linear elastischem Stoffgesetz ohne Zugfestigkeit
- Vollquerschnitt

Die in Bild 3.4 dargestellten experimentell bestimmten Spannungs-Stauchungskurven und das Stoffgesetz von Bild 5.5 weisen eine nichtlineare Beziehung zwischen Spannung und Stauchung auf, so dass mit dem linear elastischen Stoffgesetz ohne Zugfestigkeit das tatsächliche Materialverhalten nur angenähert beschrieben wird. Die Annahme eines Vollquerschnittes entspricht nicht der Wirklichkeit. Die Mauersteine, insbesondere Backsteine und Kalksandsteine sind üblicherweise gelocht. In vielen Fällen beträgt der Lochflächenanteil bis zu 50%. In Abschnitt 4.5 wurde gezeigt, dass die Lochung einen grossen Einfluss auf das e - ϕ -Verhalten sowie auf die Interaktion M-P hat und demzufolge nicht vernachlässigbar ist.

Nichtlineares Materialverhalten und beliebige Lochungen der Mauersteine können nur mit numerischen Verfahren berücksichtigt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein entsprechendes Computerprogramm für Mauerwerkswände unter Axiallast und Biegung entwickelt. Die numerische Berechnung des Tragverhaltens erfolgt an einem Starrkörper-Feder-Modell und basiert auf den Column Deflection Curves (vgl. Abschnitte 6.3.3 und 6.4). Als Eingabedaten benötigt das Computerprogramm e - ϕ -Kurven. Sie wurden in den Kapiteln 4 und 5 eingehend erläutert.

Im Folgenden soll das Tragverhalten von Mauerwerkswänden mit einem einfachen Federmodell beschrieben und der Uebergang zum verfeinerten Federmodell, dem Starrkörper-Feder-Modell gemacht werden.

6.3.2 Einfaches Federmodell

Die symmetrisch belastete Wand von Bild 6.20 a sei durch das einfache Federmodell in Bild 6.20 b charakterisiert. Die gesamte Verdrehung der stetig gekrümmten Wand ergibt sich durch die Integration der Krümmungen längs der Wandaxe. Sie beträgt $2 \cdot \vartheta_A$. Beim Federmodell ist diese durch die Summe der Rotationen der Federn F_A , F_B und F_C bestimmt.

Um einen quantitativen Vergleich des Tragverhaltens mit der analytischen Lösung von Angervo anstellen zu können, wird bei der Bestimmung der Federcharakteristiken von F_A , F_B und F_C wiederum von einem linear elastischen Material ohne Zugfestigkeit und einem Vollquerschnitt ausgegangen. Selbstver-

$$\vartheta_A = \varphi_A + \frac{2}{\delta} \cdot \left(\frac{e_C}{d} - \frac{e_A}{d} \right) \quad (6.30)$$

und die kinematische Bedingung lautet

$$\varphi_C = \frac{4}{\delta} \cdot \left(\frac{e_C}{d} - \frac{e_A}{d} \right) \quad (6.31)$$

Nach Einsetzen der Federcharakteristiken (Gleichungen (6.28 und (6.29)) in die Gleichungen (6.30) und (6.31) lauten die Beziehungen zur Beschreibung des Tragverhaltens wie folgt:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \frac{e_A}{d} \leq \frac{1}{6} \\ 0 \leq \frac{e_C}{d} \leq \frac{1}{6} \end{array} \right\} : \frac{\vartheta_A}{\sqrt{\epsilon_b}} = 6 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \frac{e_A}{d} \cdot \sqrt{\epsilon_b} \cdot \delta \cdot \frac{(4 - 3 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \delta^2 \cdot \epsilon_b)}{(4 - 6 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \delta^2 \cdot \epsilon_b)}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \frac{e_A}{d} \leq \frac{1}{6} \\ \frac{1}{6} \leq \frac{e_C}{d} \leq \frac{1}{2} \end{array} \right\} : \frac{\vartheta_A}{\sqrt{\epsilon_b}} = \frac{P}{P_b} \cdot \delta \cdot \sqrt{\epsilon_b} \cdot \left\{ 3 \cdot \frac{e_A}{d} + \frac{2}{9} \cdot \frac{1}{(1 - 2 \cdot \frac{e_C}{d})^2} \right\} \quad (6.32)$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{6} \leq \frac{e_A}{d} \leq \frac{1}{2} \\ \frac{1}{6} \leq \frac{e_C}{d} \leq \frac{1}{2} \end{array} \right\} : \frac{\vartheta_A}{\sqrt{\epsilon_b}} = \frac{2}{9} \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \delta \cdot \sqrt{\epsilon_b} \cdot \left\{ \frac{1}{(1 - 2 \cdot \frac{e_A}{d})^2} + \frac{1}{(1 - 2 \cdot \frac{e_C}{d})^2} \right\}$$

In Bild 6.21 ist der Zusammenhang zwischen dem Exzentrizitätsmass m_A und der Wandendverdrehung ϑ_A für konstante Spannungsverhältnisse $\sigma_m/\sigma_b = 0.1, 0.3$ und 0.5 dargestellt. Nach einem linearen Anstieg flachen die Kurven ab, überschreiten ein Maximum und schneiden die Abszisse bei zunehmender Verdrehung. Der kritische Wandendverdrehungswinkel ist deutlich erkennbar. Aus dem Vergleich mit den gestrichelten Kurven (vgl. auch Bild 6.18) ist ersichtlich, dass mit dem Federmodell das Tragverhalten qualitativ richtig erfasst werden kann. Quantitativ ergeben sich jedoch zur analytischen Lösung von Angervo vor allem im Bereich grösserer Verdrehungen ϑ_A und Spannungen σ_m/σ_b deutliche Abweichungen.

Mit einer feineren Unterteilung der Wand in Federn und starre Verbindung kann das Modell verbessert werden (Bild 6.22).

Bild 6.21 : $m_A - \nu_A$ ($G_m/G_b = \text{konst.}$) (Vergleich: Federmodell - analytische Lösung)

Bild 6.22: Mauerwerk wand – Modelle

Derartige, verfeinerte Modelle, die werden in den folgenden Untersuchungen als Starrkörper-Feder-Modelle bezeichnet, können im Gegensatz zum einfachen Federmodell nur numerisch behandelt werden. In Bild 6.23 ist der Einfluss der Länge Δx der Starrkörper auf die m_A - ϑ_A -Beziehung der symmetrisch belasteten Wand von Bild 6.22 a für Spannungsverhältnisse $\sigma_m/\sigma_b = 0.1$ und 0.3 dargestellt. Die m_A - ϑ_A -Kurven des Starrkörper-Feder-Modells wurden mit dem eingangs erwähnten Computerprogramm berechnet. Für die Bestimmung der Federcharakteristiken wurde wiederum von einem linear elastischen Stoffgesetz ohne Zugfestigkeit und einem Vollquerschnitt ausgegangen. Die stark ausgezogenen Kurven entsprechen der analytischen Lösung von Angervo (vgl. gestrichelte Kurve in Bild 6.21). In den Endpunkten der Kurven ist die Randspannung σ_r im meistbeanspruchten Querschnitt in Wandmitte gleich σ_b .

Bild 6.23: $m_A - v_A$ ($\zeta_m / \zeta_b = \text{konst.}$): Vergleich analytische Lösung - Starrkörper-Federmodell

Die Länge Δx der Starrkörper ist für den Verlauf der $m_A-\vartheta_A$ -Kurven von grossem Einfluss. Für Δx -Werte von 0.05 und 0.25•m erhält man näherungsweise die gleichen Resultate wie mit der Lösung von Angervo. Für grössere Δx sind die Abweichungen grösser.

6.3.3 Column Deflection Curves (CDC)

Der Begriff Column Deflection Curve geht auf eine Arbeit von von Karman 1910 [18] zurück. Chwalla [4] verallgemeinerte die Anwendung der CDC auf verschiedene Querschnitte und statisch unbestimmte Probleme im Jahre 1937 [23].

Die Wand in Bild 6.24 ist durch die Axiallast P exzentrisch belastet. Bei linear elastischem Materialverhalten kann die Momentengleichgewichtsbedingung (6.3) in eine geschlossen lösbare Differentialgleichung (6.5) übergeführt werden (Abschn. 6.2.1). Die Lage der verformten Wandaxe bezüglich der Wirkungslinie von P ist durch die Beziehung zwischen der Exzentrizität e und der x -Koordinate bestimmt (Gl. (6.11)).

Bild 6.24: Column Deflection Curve (CDC)

In den Punkten A und B beträgt die Exzentrizität e_A und e_B . In jedem Schnitt der Wandaxe ist die Gleichgewichtsbedingung erfüllt. Wird die betrachtete Wand nun über die Punkte A und B hinaus verlängert, so ergibt sich für den Wandabschnitt die gleiche verformte Lage der Wandaxe, wenn die Exzentrizitäten in den Punkten $\bar{A}$ und $\bar{B}$ $e_{\bar{A}}$ und $e_{\bar{B}}$ betragen. Im Grenzfall kommt A in A_0 und B in B_0 zu liegen. Der Bogen A_0B_0 entspricht dann der einen Hälfte einer CDC. Die ganze CDC entspricht einer Doppelwelle der Länge $2 \cdot L$ (Bild 6.24). Der Schnittwinkel, d.h. der Winkel zwischen der Wandaxe und der Wirkungslinie von P beträgt in den beiden Endpunkten θ_0 . Die Kurve ist also symmetrisch. In jedem Punkt ist die Gleichgewichtsbedingung erfüllt. Der Wandabschnitt AB werde nun entlang der CDC verschoben. Die neue Lage ist durch die Endpunkte $\bar{A}$ und $\bar{B}$ gekennzeichnet (Bild 6.25).

Die Exzentrizität in diesen beiden Punkten hat sich dementsprechend verändert. Der dazwischenliegende Abschnitt der CDC beschreibt die neue verformte Lage der Wandaxe. Die sich bei den Exzentrizitäten e_A und e_B , der Axiallast P sowie der Wandhöhe h ergebenden Wandendverdrehungen ϑ_A und ϑ_B können folgendermassen bestimmt werden:

$$\vartheta_A = \theta_A - \gamma_A$$

$$\vartheta_B = \theta_B + \gamma_B$$

(6.33)

Bild 6.25 : Wandabschnitt AB auf CDC

Beim linear elastischen Stoffgesetz hat die CDC die Form einer Sinuswelle als Lösung der Gl. (6.5). Die Sinus-Halbwellen in Bild 6.24 entspricht dann der ausgeknickten Lage einer zentrisch belasteten Wand unter P_{kr} . Die Länge L beträgt demnach $\pi \cdot \sqrt{EI/P_{kr}}$ und ist unabhängig vom Winkel θ_0 bzw. von der Exzentrizität in Kurvenmitte. Für eine Last P existieren also beliebig viele Column Deflection Curves gleicher Länge. In Bild 6.26 ist eine Schar von Column Deflection Curves dargestellt. Sie gelten für die konstante Axiallast P .

Bei nichtlinearem Materialverhalten wird die Länge L durch überproportional zur Exzentrizität wachsende Krümmungen vermindert ($L \rightarrow L' \rightarrow L''$). Für eine Last P existieren dann beliebig viele CDC's unterschiedlicher Länge.

Column Deflection Curves sind verformte Axen von axial belasteten Wänden, die mit den äusseren Lasten in allen oder diskreten Punkten im Gleichgewicht sind.

Bild 6.26 : CDC - Schar

Die Berechnung der Column Deflection Curves

Die Berechnung der CDC kann beim nichtlinearen Materialverhalten in der Regel nur numerisch durchgeführt werden. Für einige spezielle nichtlineare Stoffgesetze und idealisierte Querschnitte sind geschlossene Lösungen bekannt [23]. Bei geschlossenen Lösungen sind die Gleichgewichtsbedingungen in allen Punkten der CDC erfüllt. Demgegenüber vermögen numerische Berechnungen diese nur in diskreten Punkten der CDC zu erfüllen.

Mit einem numerischen Integrationsverfahren erhält man in diskreten Schritten i die Exzentrizität e_i und den Kurvenwinkel θ_i . Mit θ_i wird die Neigung der CDC gegenüber der Wirkungslinie von P im Schnitt i bezeichnet. Bei bekanntem Stoffgesetz und Wandquerschnitt können in Abhängigkeit der Axiallast P Exzentrizitäts-Krümmungs-Beziehungen ermittelt werden. Deren Berechnung kann analytisch (Kap. 4) oder numerisch (Kap. 5) erfolgen.

Als Ausgangspunkt für die Berechnung der CDC wählt man zweckmässigerweise entweder den mittleren Schnitt der CDC und trifft eine Annahme über die Exzentrizität e_0 oder man geht von einem Ende der CDC aus und gibt den Anfangswinkel θ_0 vor (Bild 6.27).

Bild 6.27: Ausgangspunkte für die Berechnung der CDC

Der Integrationsprozess wird mit Hilfe von Bild 6.28 erläutert. Ausgangspunkt sei der Querschnitt in der Mitte der CDC. Die Axiallast betrage P und die Exzentrizität e_0 ist in diesem Schnitt gleich null. Im Integrationsintervall Δx sei die Krümmung konstant. Die entlang der CDC aufgetragene Krümmung weist demnach einen treppenförmigen Verlauf auf.

Die Krümmung Φ_0 im Ausgangsquerschnitt ergibt sich aus der Exzentrizitäts-Krümmungs-Beziehung. Unter der Annahme konstanter Krümmungen im Abschnitt Δx beträgt die Exzentrizität im Schnitt 1:

$$e_1 = e_0 - \Phi_0(e_0) \cdot \frac{\Delta x^2}{2} \quad (6.34)$$

und die Neigung θ_1 der CDC gegenüber der Wirkungslinie von P:

$$\theta_1 = \theta_0 + \Phi_0(e_0) \cdot \Delta x \quad (6.35)$$

Im Schnitt 2 lauten dann diese Beziehungen:

$$e_2 = e_1 - \Phi_1(e_1) \cdot \frac{\Delta x^2}{2} - \theta_1 \cdot \Delta x \quad (6.36)$$

$$\theta_2 = \theta_1 + \Phi_1(e_1) \cdot \Delta x \quad (6.37)$$

Dieses Verfahren kann nun entsprechend fortgeführt werden. Allgemeine ergebnen sich folgende Beziehungen:

$$e_{i+1} = e_i - \Phi_i(e_i) \cdot \frac{\Delta x^2}{2} - \theta_i \cdot \Delta x \quad (6.38)$$

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \Phi_i(e_i) \cdot \Delta x \quad (6.39)$$

Bild 6.28: Berechnungsvorgang der CDC

Bei verschwindender Exzentrizität entspricht der berechnete CDC-Abschnitt genau einem Viertel der CDC. Aus Symmetriegründen ist dann die ganze CDC bekannt. Dieser Abschnitt kann durch geeignete Wahl von Δx beliebig genau erhalten werden.

Durch Variation der Exzentrizität e_0 im Ausgangsquerschnitt erhält man für die konstante Axiallast P eine ganze Schar von Column Deflection Curves. Die Axiallast P kann dabei als Scharparameter bezeichnet werden. In Bild 6.29 ist eine solche Schar für das Stoffgesetz in Bild 5.5 dargestellt. Die Axiallast P beträgt 165 kN/m. Die Reduktion der CDC-Länge im nichtlinearen Bereich ist deutlich erkennbar. Sie ergibt sich bei Vergrößerung der Exzentrizität e_0 in der Mitte. Die Länge L im elastischen Bereich des Materials beträgt 18.0 m. Die Axiallast P entspricht in diesem Fall der Eulerlast.

Bild 6.29: CDC für $P=165\text{kN/m}$

6.3.4 Anwendung der Column Deflection Curves

Aus der Kurvenschar in Bild 6.29 kann nun für axialbelastete Wände das Tragverhalten ermittelt werden. Das Vorgehen wird im Folgenden für die Beanspruchungsarten V und E (vgl. 6.1) beschrieben.

Beanspruchungsart V

Bild 6.30 : Fälle der Beanspruchungsart V

Für die symmetrisch belastete Wand (Fall V1) von Bild 6.30 lassen sich aus der Schar der CDC die Exzentrizitäts-Verdrehungs-Kurven einfach bestimmen (Bild 6.31). Die Schlankheit der Wand beträgt δ .

Die Wand AB liegt bezüglich der Symmetrieaxe der CDC symmetrisch. Schnitte durch die Wandendpunkte A und B schneiden die Wirkungslinie in A' und B' und die CDC in A und B. Die Strecken AA' und BB' sind gleich gross. AA' entspricht der Exzentrizität e_A . Die dazugehörige Wandendverdrehung ϑ_A ist gleich der Neigung θ_A der CDC gegenüber der Wirkungslinie von P. Für jede CDC lässt sich nun ein solches Wertepaar e_A, ϑ_A ermitteln. Trägt man die Wandendverdrehung auf der Abszisse und die Exzentrizitäten auf der Ordinate auf, so ergibt sich für die symmetrisch belastete Wand der in Bild 6.34 schematisch dargestellte Kurvenverlauf. Die Axiallast P ist entlang der $e_A - \vartheta_A$ -Kurve konstant. Qualitativ ähnliche Kurven wurden bereits mit der geschlossenen Lösung von Angervo (Bild 6.19) für ein linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit erhalten.

Bei der einseitig zentrisch gelagerten Wand (Fall V2, Bild 6.30) ist die Exzentrizität an einem Wandende voraussetzungsgemäss gleich null. Die einzelnen

Bild 6.32 : Einseitig zentrisch gelagerte Wand (Fall V2)

Die Exzentrizität e_A in Punkt A entspricht AA' und die dazugehörige Wandendverdrehung ϑ_A kann folgendermassen bestimmt werden:

$$\vartheta_{A.} = \theta_A + \frac{e_A + e_B}{h} \quad (6.41)$$

Folgt man dem schematischen Verlauf der e_A - ϑ_A -Kurve in Bild 6.34 und schliesst Materialversagen vorerst aus, erkennt man, dass die Exzentrizität e_A bei zunehmender Verdrehung ϑ_A vorerst wächst und schliesslich ein Maximum (Punkt M) erreicht. Bei weiterer Verdrehung nimmt e_A wieder ab und e_A kann sogar negative Werte annehmen. In diesen Fällen stützt sich dann die Wand zur Erhaltung des Gleichgewichtes auf die benachbarten Decken ab. Schliesslich ergibt sich für die Wandendverdrehung ein kritischer Wert $\vartheta_{A,kr}$ (Punkt S). Bei grösserer Verdrehung würde die Wand ihr Tragvermögen verlieren, ohne dass in einem Schnitt der Wand Materialversagen auftritt. Dieser Sachverhalt wurde bereits bei der Diskussion von Bild 6.18 erläutert. Es handelt sich dabei um einen besonderen Fall eines Stabilitätsversagens bei der Beanspruchungsart V. Selbstverständlich wird die Bruchgrenze des Materials in der Regel im Bereich des aufsteigenden (Punkt B) bzw. des abfallenden (Punkt B') Kurvenastes erreicht.

Bild 6.33 : CDC - Belastungsfall V3

Bild 6.34 : $e_A - v_A$ - Kurve

Bei der Berechnung der CDC (vgl. Bild 6.27) können durch die Grösse von e_0 beliebige "Startbedingungen" angenommen werden. Die Annahme der Bruchexzentrizität (vgl. Bild 5.11) beispielsweise führt dann in der $e_A - \vartheta_A$ -Kurve zu Punkt B.

Beanspruchungsart E

Bild 6.35: 3 Belastungsfälle (Beanspruchungsart E)

Bei der Beanspruchungsart E ist die Exzentrizität durch die Lagerung vorgegeben. In Bild 6.35 sind drei Belastungsfälle dieser Beanspruchungsart dargestellt. Am Beispiel von Fall E1 soll nun das Vorgehen zur Bestimmung der maximalen Exzentrizität erläutert werden.

Nimmt man an, dass die Exzentrizität $e_{A,max}$ von Bild 6.34 ist, so entspricht die dazugehörige Axiallast P der Traglast P^* . Die Last kann bei dieser Exzentrizität $e_{A,max}$ nicht über die Traglast P^* hinaus gesteigert werden. Für die Axiallast P kann wiederum eine Schar

von CDC berechnet werden. Sie ist in Bild 6.36 dargestellt. Verfolgt man für die Wand mit der Schlankheit δ wiederum den Zusammenhang zwischen der Exzentrizität e_A und der Wandendverdrehung ϑ_A (Bild 6.34), so erkennt man, dass sich die maximale Exzentrizität für jene CDC ergibt, die in A_{kr} tangential zur Umhüllenden der Kurvenschar verläuft. Bei der vorhandenen Axiallast P ist also aus Gleichgewichtsgründen keine grössere Exzentrizität möglich. Durch die Umhüllende sind für beliebige Wandschlankheiten δ die maximalen Exzentrizitäten gegeben. Die Umhüllende ist in Bild 6.36 stark ausgezogen. Sie ist durch das Stoffgesetz und die Axiallast sowie durch die Querschnittsform (Lochung) gegeben. Aus den Umhüllenden verschiedener Axiallasten, sie entsprechen damit den Traglasten P^* , werden nun für bestimmte Exzentrizitäten e die Schlankheiten ermittelt und in diesem Diagramm den zugehörigen Traglastspannungen σ^* punktwise zugeordnet. Durch die Verbindung der Punkte erhält man dann ein Traglastspannungsdiagramm (Bild 6.37). Ein solches wurde für das linear elastische Material ohne Zugfestigkeit in Bild 6.17 dargestellt.

Bild 6.36 : CDC - Umhüllende (Belastungsfall E1)

Bild 6.37 : Traglastspannung - Schlankheit ($\zeta^* - \delta$)

Für den Belastungsfall E2 ist die Umhüllende an die Schar der verschobenen CDC in Bild 6.32 zu bestimmen (Bild 6.38).

Bild 6.38 : CDC - Umhüllende (Belastungsfall E2)

6.4 Starrkörper-Federmodell

In den Rotationsversuchen [7] und [8] wurde festgestellt, dass sich bei der Verdrehung des unteren Wandendes in den Fugen deutliche Knicke einstellten. Die Verformungsanteile in den Fugen waren bedeutend grösser als in den Mauersteinen. Bei kleiner Axiallast und grosser Deckenverdrehung ergab sich ein klaffender Riss bzw. starker Knick in einer Mörtelfuge. Demgegenüber waren diese konzentrierten Winkeländerungen in den Fugen bei grossen Axiallasten gleichmässiger über die Höhe verteilt. Diese Beobachtungen legten nahe, das Verhalten der Mauerwerkswände mit einem Starrkörper-Federmodell (Bild 6.39) theoretisch zu beschreiben. Es besteht aus Drehfedern und starren Verbindungselementen (Starrkörper) der Länge Δx . Die Länge Δx entspricht dabei gerade der Summe von Steinhöhe h_s und Fugendicke h_m .

Bild 6.39: Modellbildung

In 6.3.2 wurde das Starrkörper-Federmodell als Verfeinerung des einfachen Federmodells erläutert und der Einfluss der Länge Δx auf den Verlauf der Exzentrizitäts-Verdrehungs-Kurve (Bild 6.23) dargestellt. Rechnerisch kann es mit der in den Abschnitten 6.3.3 und 6.3.4 beschriebenen Methode der CDC behandelt werden. Der sich dabei ergebende grosse Rechenwand kann nur mit einer Rechenmaschine bewältigt werden, so dass im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein entsprechendes Computerprogramm entwickelt wurde (vgl. 6.3.1).

6.4.1 Charakteristik der Drehfedern

Bei der Berechnung der CDC (Bild 6.28) wurden Exzentrizitäts-Krümmungs-Beziehungen verwendet. Ausgehend von einer bekannten Exzentrizität e_i im Schnitt i konnte damit unter der zusätzlichen Annahme konstanter Krümmung im Integrationsabschnitt Δx die Exzentrizität e_{i+1} im Schnitt $i+1$ ermittelt werden. Im Gegensatz dazu verlaufen die CDC beim Starrkörper-Feder-Modell innerhalb des Integrationsabschnittes Δx geradlinig (Krümmung = 0) und weisen in den Verbindungsstellen der Starrkörper bzw. in den Drehfedern konzentrierte Winkeländerungen (Knicke) auf. Diese Winkeländerungen sind durch die Charakteristik der Drehfedern bestimmt. Sie kann aus den experimentell bzw. rechnerisch ermittelten Exzentrizitäts-Krümmungs-Kurven bestimmt werden.

In Bild 6.40 ist schematisch der Exzentrizitätsverlauf entlang der Axe einer Wand dargestellt. Aus der e - Φ -Beziehung lässt sich dann der entsprechende Krümmungsverlauf angeben. Bei den Krümmungswerten der e - Φ -Kurven handelt es sich um Mittelwerte (vgl. Abschn. 5.1). Im Starrkörper-Feder-Modell treten nun anstelle der Krümmungen Φ in den Drehfedern Rotationen ϕ auf. Diese entsprechen dem Integral der Krümmungen im Abschnitt der Länge Δx , wobei die Drehfeder in der Mitte des Abschnittes Δx liegt. Unter der Annahme, dass die Krümmungen im Mittel der Krümmung Φ an der Stelle der Feder entspricht, er-

Bild 6.40: Ermittlung der Federcharakteristik

gibt sich für den Zusammenhang zwischen der Krümmung und der Verdrehung die einfache Beziehung

$$\varphi = \Delta x \cdot \Phi \quad (6.42)$$

Um aus den e - Φ -Kurven die Federcharakteristiken zu bestimmen, sind demnach die Abszissenwerte (Krümmungen) mit Δx zu multiplizieren. Die Charakteristik der Drehfedern wird also durch eine Beziehung zwischen der Exzentrizität e und der dabei sich ergebenden Verdrehung der Feder beschrieben. Wie die e - Φ -Kurven sind auch die e - φ -Kurven Funktionen von P .

6.4.2 Vergleich mit experimentellen Resultaten

Durch den Vergleich mit experimentellen Resultaten soll gezeigt werden, inwiefern das Starrkörper-Feder-Modell das tatsächliche Trag- und Bruchverhalten von Backsteinmauerwerkswänden zu beschreiben vermag. Vergleichsbasis bilden die in den Versuchen beobachteten Exzentrizität-Verdrehungs-Kurven. In den Versuchsberichten [7] und [8] sind solche ausführlich dargestellt.

Es handelt sich dabei um den Zusammenhang zwischen der Exzentrizität e_B der Axiallast auf der Höhe des unteren Linienkipplagers (Bild 5.1) und der Verdrehung ϑ_D der Betonplatte. Die Exzentrizität e_B wurde mit Gl. (5.1) bestimmt, und die Verdrehung ϑ_D der Betonplatte wurde mit einem Klinometer gemessen. Sie übersteigt die Wandendverdrehung, die in den bisherigen Untersuchungen betrachtet wurde, um die Rotation in der Fuge zwischen Wand und Betonplatte.

Bild 6.41: Exzentrizitäts-Verdrehungs-Kurven (experimentell - rechnerisch)

In Bild 6.41 sind für Axiallasten $P = 150, 250, 400$ und 650 kN experimentelle Exzentrizitäts-Verdrehungs-Kurven dargestellt. Sie sind stark ausgezogen. Diese Beziehungen wurden an 15 cm dicken und 90 cm langen Wänden aus BH-Steinen und Zementmörtel bestimmt [7]. Nach einem fast linear ansteigenden Ast flachen die Kurven ab und überschreiten mit Ausnahme der Kurve für $P = 650$ kN ein Maximum. Die Bruchverdrehung wird dann im Bereich des abfallenden Kurvenabschnittes erreicht. Bei der Kurve für $P = 650$ kN stellt sich die Bruchverdrehung ungefähr bei der maximalen Exzentrizität ein. In Bild 6.34 wurde der generelle Verlauf solcher Kurven diskutiert. Bei der Verdrehung der Betonplatte ergaben sich in den Lagerfugen sowie zwischen dem unteren Wandende und der Betonplatte Risse. Deren Grössen wurden nach jeder schrittweisen Zunahme der Verdrehung der Betonplatte beobachtet.

In den Kurven sind die Punkte, bei denen maximale Risse von 0.05 und 0.5 mm auftreten, durch leere und halbgefüllte Kreise dargestellt. Bei einer Axiallast von 400 kN ergab sich beispielsweise ein maximaler Riss von 0.05 mm bei einer Verdrehung φ_D von 0.0105 und ein solcher von 0.5 mm bei $\varphi_D = 0.032$.

In Bild 6.42 sind auf der Ordinate die Axiallasten und auf der Abszisse diejenigen Verdrehungen, bei denen sich maximale Risse von 0.05 und 0.5 mm ergaben bzw. der Bruch erfolgte, durch Punkte dargestellt. Es wurden dabei sämtliche Versuche, die an 15 cm-MBHC (vgl. Anhang A1) gleicher Provenienz und Zementmörtel durchgeführt wurden, berücksichtigt.

Bild 6.42: Axiallast - Verdrehung für Riss und Bruch (rechnerisch - experimentell)

Es zeigt sich in dieser Darstellung deutlich, dass die Bruchverdrehung mit wachsender Axiallast abnimmt (schwarze Punkte). Demgegenüber sind bei zunehmender Axiallast stets grössere Verdrehungen erforderlich, damit Risse von 0.05 und 0.5 mm in den Lagerfugen entstehen. Der Grund liegt darin, dass die Rissöffnungen bei grossen Axiallasten gleichmässiger über die Wandhöhe verteilt sind als bei kleinen Lasten.

Die rechnerischen $e_B - \phi_D$ -Kurven (Bild 6.4) sowie die rechnerischen Kurven in Bild 6.42 wurden mit dem Starrkörper-Feder-Modell bzw. mit dem Computerprogramm ermittelt. Die Lagerungsbedingungen der Wand entsprachen grundsätzlich dem Fall V2 der Beanspruchungsart V (Bild 6.30). Die Abweichungen, die sich durch die Stahlplatten an beiden Wandenden sowie durch den Umstand, dass anstelle der Wandendverdrehung die Verdrehung der Betonplatte zu ermitteln war, wurden durch entsprechende Änderungen im Computerprogramm berücksichtigt.

Die Charakteristiken der Drehfedern (vgl. 6.4.1) wurden aus den experimentell bestimmten $e - \phi$ -Kurven (vgl. 5.1) berechnet. Die Übereinstimmung der rechnerischen und experimentellen Kurven in Bild 6.41 ist befriedigend. Die Kurven für eine Axiallast P von 150 kN weisen im Bereich des abfallenden Kurvenabschnittes eine grössere Abweichung auf. Die rechnerische Exzentrizität ist bei gleicher Verdrehung stets grösser als die experimentell bestimmte Exzentrizität. Währenddem sich in den fünf Versuchen mit der Axiallast von 150 kN die Verdrehung in der Fuge oberhalb der ersten Steinreihe bzw. zweiten Steinlage konzentrierte, ergab sich dieser "Knick" in der Rechnung in der Fuge zwischen Wand und Betonplatte.

In Bild 6.42 sind nebst den experimentellen Punkten je zwei rechnerische Kurven für Risse von 0.05 und 0.5 mm bzw. für den Bruch dargestellt. Die gestrichelten Kurven korrespondieren mit denjenigen von Bild 6.41. Diesen Kurven liegen, wie erwähnt, die experimentell bestimmten $e-\phi$ -Kurven zugrunde. Demgegenüber verlaufen die strichpunktierten Kurven kontinuierlicher. Den Berechnungen dieser Kurven liegen die mit dem Stoffgesetz von Bild 5.5 ermittelten $e-\phi$ -Beziehungen zugrunde. Die angenommene Bruchstauchung betrug im vorliegenden Fall 0.002. Die gestrichelten Kurven folgen besser dem Verlauf der experimentellen Punktwolken. Grössere Abweichungen liegen insbesondere bei den Bruchkurven vor. Entlang der strichpunktierten Kurve sind die Bruchverdrehungen viel geringer als die gemessenen bzw. diejenigen, die sich aus dem Verlauf der gestrichelten Kurve ergeben. Der Grund liegt darin, dass die rechnerische Bruchstauchung ϵ_u mit 0.002 ein vorsichtiger Wert ist. Die Darstellung in Bild 5.9 zeigt, dass insbesondere im Bereich von kleinen Axiallasten die experimentellen Bruchstauchungen den Wert von 0.004 deutlich übersteigen. Bei grosser Axiallast ($P = 750 \text{ kN}$) beträgt die Bruchstauchung ca. 0.002. Auf diesem Lastniveau liegen die rechnerischen und experimentellen Bruchverdrehungen denn auch nahe beieinander.

6.4.3 Folgerungen

Der Vergleich von rechnerischen und experimentellen Resultaten zeigt eine gute Uebereinstimmung. Das Tragverhalten kann demnach rechnerisch mit dem Starrkörper-Feder-Modell beschrieben werden. Es darf angenommen werden, dass dieses rechnerische Verfahren auch für andere Mauerwerksarten, beispielsweise für Kalksandsteinmauerwerk verwendet werden kann und eine gute Uebereinstimmung mit experimentellen Resultaten liefern wird.

6.5 Einfluss der Zugfestigkeit und der Lochung auf das Trag- und Bruchverhalten

In Kapitel 4 wurde der Einfluss der Zugfestigkeit und der Lochung auf der Grundlage eines linear elastischen Materials in bezug auf das Krümmungsverhalten und die Interaktion M-P untersucht (Abschnitte 4.3 und 4.5).

Im Folgenden sollen nun die Auswirkungen der obigen Einflussgrössen auf die Riss- und Bruchverdrehung von Mauerwerkswänden am Beispiel der symmetrisch belasteten Wand (Fall V1, Bild 6.43) diskutiert werden.

Die in den Bildern 6.45 und 6.46 dargestellten Kurven wurden mit dem Starrkörper-Feder-Modell (bzw. mit dem Computerprogramm) berechnet. Die Charakteristiken der Drehfedern wurden wie folgt bestimmt: Auf der Grundlage des linear elastischen Stoffgesetzes und unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit bzw. der Lochung wurden $e-\phi$ -Beziehungen (Bilder 4.10 und 4.17) ermittelt. Aus diesen $e-\phi$ -Kurven konnten analog 6.4.1 die Charakteristiken $e-\phi$ berechnet werden.

Bild 6.43 : Symmetrische Wandbelastung

Bild 6.44 : Starrkörper - Feder - Modell

6.5.1 Einfluss der Zugfestigkeit σ_{zu}

In Abschnitt 4.3 wurde σ_{zu} auf die Bezugsspannung σ_b bezogen:

$$\sigma_{zu} = -\zeta \cdot \sigma_b \quad (6.43)$$

Für ζ -Werte von 0 und 0.10 sind in den Bildern 6.45 a,b,c (Schlankheiten $\delta = 10, 30$ und 50) die mittleren Spannungen in Abhängigkeit der Verdrehungen ϑ_D , bei denen im Querschnitt in Wandmitte die Randspannung σ_r gleich der Bezugsspannung σ_b bzw. die Randdehnung ϵ_{rz} gleich $-0.1 \cdot \epsilon_b$ ist, aufgetragen. Nimmt man an, dass die Bezugsspannung σ_b bzw. die Bezugsstauchung ϵ_b gerade der Bruchspannung σ_u bzw. der Bruchstauchung $\epsilon_u = 0.002$ entspricht, so ergeben sich bei $-0.1 \cdot \epsilon_b = -0.0002$ und einer Starrkörper-Länge $\Delta x = 200$ mm nach Gl. (5.5) Risse der Grösse $r = 0.04$ mm, und die Verdrehungen, die zu $\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$ führen, können als Bruchverdrehungen bezeichnet werden.

Die Kurvenverläufe in Bild 6.45 zeigen, dass die Zugfestigkeit auf die Grösse der Bruchverdrehung der Deckenaufleger keinen grossen Einfluss ausübt. Solange im Querschnitt in Wandmitte alle Fasern gestaucht sind, spielt die Zugfestigkeit ohnehin keine Rolle. Bei geringen Axiallasten vermindert sich die Bruchverdrehung mit zunehmender Zugfestigkeit.

Bild 6.45: $\sigma_m - \nu_D$: Einfluss der Zugfestigkeit

Von grösserer Bedeutung hingegen ist die Zugfestigkeit für die Rissbildung. Risse von 0.04 mm ergeben sich ohne Zugfestigkeit bei kleineren Verdrehungen des Deckenaufagers als bei vorhandener Zugfestigkeit $\sigma_{zu} = -0.1 \cdot \sigma_b$. Dieser Einfluss der Zugfestigkeit nimmt mit grösserer Schlankheit δ zu.

Im Backstein- und Kalksandstein-Mauerwerk ist die Zugfestigkeit gering und demzufolge für obige Rissbetrachtungen nicht von grosser Bedeutung. Bei geklebten Fugen (z.B. Gasbeton-Mauerwerk) könnte die Zugfestigkeit hingegen grössere Werte aufweisen und wäre dementsprechend in Rechnung zu stellen.

6.5.2 Einfluss der Lochung

In Abschnitt 4.5 wurde der Einfluss der Lochung auf das $e-\phi$ -Verhalten sowie auf die Interaktion M-P auf der Grundlage von zwei extremen Lochungen A und B (Bild 4.16) untersucht.

In den Bildern 6.46 a,b,c (für $\delta = 10, 30$ und 50) sind die mittleren Spannungen σ_m in Abhängigkeit der Verdrehungen ν_D , bei denen im Querschnitt in Wandmitte Risse der Grösse $r = 0.04$ mm bzw. Materialbruch ($\sigma_r = \sigma_b = \sigma_u$) erfolgen (vgl. Abschn. 6.5.1), für den Vollquerschnitt ($\alpha = 0.5$) sowie für Steine mit

Bild 6.46: σ_m - ν_D : Einfluss der Lochung

Lochung A und Lochung B dargestellt. α beträgt in diesen beiden Fällen 0.3.

Die Kurvenverläufe in Bild 6.46 zeigen, dass die Lochung einen markanten Einfluss auf die Bruch- und Rissverdrehungen hat. Der mit abnehmendem α unabhängig von der Lochung A oder B zunehmende Lochflächenanteil Lo führt bei gleicher Axiallast zu grösseren Nettospannungen. Dieser Einfluss der Lochung ist bedeutend grösser als derjenige, der sich aus der unterschiedlichen Materialverteilung von Lochung A und B ergibt; d.h. die Anordnung bzw. die Form der Löcher ist wesentlich weniger bedeutsam als der Lochflächenanteil.

7. Wand - Decken - System

7.1 Ueberblick

In Kapitel 6 wurde das Tragverhalten der Mauerwerkswand theoretisch untersucht und mit experimentellen Ergebnissen überprüft. Wie bereits erwähnt, stellt die in Bild 6.1 dargestellte Konstruktion - Mauerwerkswände und darin eingebundene Stahlbetondecken - im Hochbau die übliche Bauweise dar. Einerseits erfahren die Decken durch die Wände eine Einspannung und andererseits werden den Wänden infolge von Deckenlasten sowie infolge von Kriech-, Schwind- und Temperatureinflüssen Verformungen aufgezwungen. Die resultierenden Beanspruchungen der Wände und Decken ergeben sich aus ihrem Zusammenwirken.

Bild 7.1 : Stockwerkrahmen

Grössere Stockwerkrahmensysteme (Bild 7.1) können mit linear elastischen Rechenmaschinen (u.a. Computerprogramme) behandelt werden. Eine genauere Analyse von Stockwerkrahmensystemen hat die fehlende Zugfestigkeit in den Verbindungen Wand - Decke sowie das nichtlineare Materialverhalten in Rechnung zu stellen. Die Berechnung grosser Stockwerkrahmensysteme ist bei einer derartigen Betrachtung mit einem erheblichen Rechenaufwand verbunden. Im Folgenden soll daher nebst der genaueren Untersuchung über das Zusammenwirken von Wänden und Decken auch gezeigt werden, wie aus dem Stockwerkrahmensystem kleinere Subsysteme herausgeschnitten und abgegrenzt werden können. Vor allem im Hinblick auf die Ermittlung der Wandbeanspruchungen und auf die Wandbemessung erscheinen einfache Methoden zur Behandlung von Rahmensystemen nützlich.

7.2 Zusammenwirken von Wänden und Decken

Bild 7.2: Wand - Decken - System

In Bild 7.2 ist der im Bild 7.1 angedeutete Ausschnitt eines Rahmensystems dargestellt. Es handelt sich um ein Wand-Decken-System. Unter der Annahme eines linear elastischen Materials sowie konstanter Biegesteifigkeiten der Stäbe 1 bis 4 lauten die Stabendmomente im Punkt 5 wie folgt:

$$M_{5i} = 4 \cdot \frac{EI_j}{l_j} \cdot \vartheta_5 + M_{54}^0 \quad (7.1)$$

M_{54}^0 stellt das Festeinspannmoment dar. Für den gleichmässig mit p_4 belasteten, beidseits eingespannten Stab der Länge l_4 beträgt $M_{54}^0 = p_4 \cdot l_4^2 / 12$. Sofern im Knoten kein äusseres Moment angreift, lautet die Momentengleichgewichts-Bedingung im Knoten:

$$\sum_{i=1}^4 M_{5i} = 0 \quad (7.2)$$

Aus Gl. (7.2) und unter Verwendung von Gl. (7.1) kann der resultierende Knotendrehwinkel bestimmt werden:

$$\vartheta_5 = - \frac{M_{54}^0}{4 \cdot \sum_{j=1}^4 \frac{EI_j}{l_j}} \quad (7.3)$$

Aus obiger Beziehung ist ersichtlich, dass die Knotenverdrehung proportional zur Summe der Festeinspannmomente und umgekehrt proportional zur Summe der auf die Stablängen bezogenen Biegesteifigkeiten der beteiligten Stäbe ist.

Eine solche Berechnung führt in gewissen Fällen zu unzutreffenden Resultaten. Insbesondere kann sich je nach Grösse der Axiallast in der Wand zwischen Deckenaufleger und Wandende eine Differenzverdrehung ergeben. Das Zusammenwirken von Wänden und den darin eingespannten Decken soll daher unter Be-

rücksichtigung der fehlenden Zugfestigkeit in den Verbindungen zwischen Wand und Decke sowie des nichtlinearen Materialverhaltens betrachtet werden.

In Bild 7.3 ist ein Deckenaufleger dargestellt. Die Decke ist in die beiden Wandabschnitte 1 und 2 voll eingebunden und das rechte Deckenaufleger voll eingespannt. Die Axiallast im oberen und unteren Wandabschnitt betrage vorerst P_1 und liege, da die Querkraft in der Decke gleich null ist, zentrisch. In Bild 7.3a sind die auf die Decke wirkenden Kräfte eingetragen.

Bild 7.3 : Deckenaufleger

Wird nun die Decke belastet, so ergibt sich eine Verdrehung des Deckenauflegers (Bild 7.3b). Die Verdrehung führt einerseits zu einer exzentrischen Lage der Axiallasten, wobei im unteren Wandabschnitt letztere um die Querkraft aus der Decke zugenommen hat. Infolge der Exzentrizitäten e_1 und e_2 ergeben sich die Wandendverdrehungen ϑ_1 und ϑ_2 . Diese weichen um den Fugendrehwinkel $\Delta\vartheta_1$ bzw. $\Delta\vartheta_2$ vom Auflagerdrehwinkel ϑ_D der Decke ab. Andererseits wird die Decke durch die Wandabschnitte 1 und 2 eingespannt. Dieses Wandeinspannmoment W ergibt sich durch die exzentrische Lage von P_1 und P_2 und beträgt bezüglich der Wirkungslinie von P_2 :

$$W(\vartheta_D) = \{e_1(\vartheta_D) + e_2(\vartheta_D)\} \cdot P_1 \quad (7.4)$$

Die Deckenspannweite l vermindert sich dabei um e_2 . Die Exzentrizitäten e_1 und e_2 sind vom Auflagerdrehwinkel ϑ_D der Decke abhängig (vgl. Kap. 6).

Für das System in Bild 7.3 ergibt sich damit und unter Berücksichtigung von Gl. (7.1) und Gl. (7.2) folgende Beziehung:

$$4 \cdot \frac{EI_D}{l} \cdot \vartheta_D + W(\vartheta_D) - M_D^0 = 0 \quad (7.5)$$

Gl. (7.5) kann anders geschrieben werden:

$$W(\vartheta_D) = M_D^0 - 4 \cdot \frac{EI_D}{l} \cdot \vartheta_D = M_D(\vartheta_D) \quad (7.6)$$

Der Ausdruck auf der rechten Seite der Gleichung stellt die lineare Beziehung zwischen dem Einspannmoment M_D und dem Auflagerdrehwinkel ϑ_D der Decke auf der Grundlage eines linear elastischen Materials dar (Bild 7.4). Bei verschwindender Verdrehung entspricht M_D dem Festeinspannmoment M_D^0 . Bei der beidseitig voll eingespannten Decke unter gleichmässiger Belastung p beträgt es $p \cdot l^2/12$. An der Nullstelle ist die Verdrehung gleich dem Auflagerdrehwinkel ϑ_D' der einseitig gelenkig gelagerten Decke. Er beträgt im vorliegenden Fall $\vartheta_D' = p \cdot l^3/(48 \cdot EI)$.

Bild 7.4: Deckeneinspannmoment $M_D(\vartheta_D)$

Jeder Punkt auf der Geraden a stellt für eine gegebene Belastung p eine mögliche Gleichgewichtslage der Decke dar. Das hierzu notwendige Einspannmoment M_D und die sich daraus ergebende Verdrehung sind also linear miteinander verknüpft. Setzt man für die Decke eine linear elastisch-ideal plastische Moment-Krümmungs-Beziehung voraus, so sind für die Beziehung zwischen Einspannmoment M_D und dem Auflagerdrehwinkel der Decke zwei weitere Fälle zu beachten:

- Ist nämlich der plastische Biege widerstand M_{po} der Decke im Einspannquerschnitt kleiner als das bei der vorhandenen Auflagerverdrehung für das Gleichgewicht notwendige Einspannmoment, so ist der Gültigkeitsbereich der Geraden a entsprechend einzuschränken. Entlang der horizontal verlaufenden Geraden b ist das Einspannmoment M_D gleich dem plastischen Biege widerstand M_{po} . Für jede Kombination von M_D und ϑ_D auf dem Abschnitt 1-2 sind dann entsprechend dem durch M_{po} beschränkten Einspannmoment die Feldbiegemomente in der Decke grösser. Bei grösseren Auflagerdrehwinkeln ϑ_D ist zur Er-

füllung der Momentengleichgewichts-Bedingung der Decke nur noch ein Einspannmoment erforderlich, das kleiner ist als der plastische Biege-
stand des Einspannquerschnittes.

- Es besteht nun aber auch die Möglichkeit, dass der plastische Biege-
stand im meistbeanspruchten Feldquerschnitt kleiner ist als das Biege-
moment, das sich in diesem Querschnitt aus einer linear elastischen Momen-
tenverteilung (Kurve a) ergibt. Um die Decke mit den äusseren Lasten p im
Gleichgewicht zu halten, ist ein Resteinspannmoment $\bar{M}_D$ erforderlich. Der
Gültigkeitsbereich der Geraden a kann demnach nicht nur nach oben, sondern
auch nach unten beschränkt sein. Im Punkt 3 schliesst sich somit ein hori-
zontal verlaufender Kurvenast c an. Die rechte Seite der Beziehung (7.6)
zerfällt damit in drei Funktionen mit verschiedenen Gültigkeitsbereichen:

$$\begin{aligned}
 \text{a: } W(\vartheta_D) &= M_D^0 - 4 \cdot \frac{EI}{I} \cdot \vartheta_D & : \vartheta_{D2} \leq \vartheta_D \leq \vartheta_{D3} \\
 \text{b: } W(\vartheta_D) &= M_{po} & : 0 \leq \vartheta_D \leq \vartheta_{D2} \\
 \text{c: } W(\vartheta_D) &= \bar{M}_D & : \vartheta_{D3} \leq \vartheta_D
 \end{aligned} \tag{7.7}$$

Im Verlauf der Funktion $W = W(\vartheta)$ sind nun ebenfalls einige Besonderheiten
kurz darzulegen. W ist das Produkt der Summe der Exzentrizitäten e_1 und e_2
in den beiden Wandabschnitten und der Axiallast P_1 im oberen Wandabschnitt
(vgl. Gl. (7.4)). Bei konstanter Axiallast P_1 wachsen die Exzentrizitäten
 e_1 und e_2 infolge des nichtlinearen Materialverhaltens und des Einflusses
2. Ordnung unterproportional zur Verdrehung an. Das Maximum von W ist durch
die unter der vorhandenen Axiallasten P_1 und P_2 maximalen Exzentrizitäten
bestimmt. Bei verschwindenden Axiallasten sind die maximalen Exzentrizitäten
gleich der halben Querschnittbreite.

In Bild 7.5 sind für drei verschiedene Lasten P_1 die W - ϑ_D -Kurven aufgetragen.
Bei kleiner Last P_1' (Kurve d) ergibt sich bereits bei einem geringen W -Wert
eine deutliche Abflachung der Kurve. Bei weiterer Verdrehung verläuft sie
dann praktisch horizontal, da in diesem Bereich die Exzentrizitäten e_1 und e_2
nur noch wenig anwachsen. Der Wandbruch stellt sich bei kleinen Lasten unter
grossen Verdrehungen ein. Er ist durch ein Kreuz gekennzeichnet. Ist nun P_1''
grösser, so verläuft die Kurve e anfänglich gleich wie die Kurve d (bei Ver-
nachlässigung der 2. Ordnung), die Abflachung setzt jedoch erst bei einem
grösseren W ein. Die Kurve überschreitet bei grösserer Verdrehung ein Maxi-
mum, und der Wandbruch stellt sich im Bereich des abfallenden Kurvenastes
ein. Bei grosser Axiallast P_1''' erfolgt der Wandbruch bereits bei kleinen Ver-
drehungen, d.h. im ansteigenden Abschnitt der Kurve f. Die Neigung dieser
Kurve ist infolge des verstärkten Einfluss 2. Ordnung kleiner als diejenige
der Kurven d und e. Schlussendlich sei noch ein besonderer Fall erwähnt
(Kurve g). Bei grossen Schlankheiten der Wände und geringen Axiallasten P_1
und P_2 ergibt sich bei der kritischen Verdrehung $\vartheta_{D,kr}$ ein Stabilitätsver-

Bild 7.5: Wandeneinspannmoment, $W(\vartheta_D)$

sagen. Die Wände verlieren ihr Tragvermögen, ohne dass in einem Querschnitt ein Materialversagen aufgetreten ist (vgl. Abschn. 6.2.2.1, 6.3.4).

Mit Hilfe der Darstellungen in den Bildern 7.4 und 7.5 kann nun für die Gleichungen (7.7) graphisch eine Lösung bestimmt werden. Unter dem gesuchten Auflagerdrehwinkel der Decke ϑ_D ist die Gl. (7.7) erfüllt.

Zunächst werde eine Decke betrachtet, deren Charakteristik der Kurve a in Bild 7.4 entspricht. Sie ist in Bild 7.6 a eingezeichnet. Die resultierende Verdrehung ist durch den Schnittpunkt dieser Kurve mit den $W-\vartheta_D$ -Kurven bestimmt. Trägt man nun auf der Ordinate die Axiallast P_1 und auf der Abszisse die zugehörige resultierende Verdrehung auf, erhält man die in Bild 7.6 dargestellte Beziehung. Ohne Auflast entspricht ϑ'_D dem Auflagerdrehwinkel der gelenkig gelagerten Decke. Mit zunehmender Axiallast nimmt die resultierende Verdrehung markant ab. In diesem Abschnitt sind die Exzentrizitäten der Axiallasten beinahe gleich der halben Querschnittsbreite. Bei grösseren Axiallasten ist die resultierende Verdrehung durch die Steifigkeitsverhältnisse von Decke und Wänden gegeben. Infolge des Einflusses 2. Ordnung nimmt die Verdrehung bei grösseren Axiallasten wieder zu.

Beim linear elastischen Material ergäbe sich unter Vernachlässigung der 2. Ordnung eine ordinatenparallele Gerade. Die resultierende Verdrehung ist in diesem Fall nur durch die Steifigkeitsverhältnisse gegeben und unabhängig von der Axiallast. Diese Gerade ist in Bild 7.6 strichpunktiert eingetragen.

Die sich ergebende Axiallastunabhängigkeit der resultierenden Verdrehung ϑ_D entspricht jedoch in vielen Fällen nicht den tatsächlichen Verhältnissen in einem Bauwerk. Anhand eines einfachen Beispiels soll dies gezeigt werden.

Bild 7.6 : Axiallast - resultierender Auflagerdrehwinkel ψ_D

Der in Bild 7.7 dargestellte Stockwerkrahmen weist übliche Abmessungen auf. Die gleichmäßig verteilte Nutzlast der Decke beträgt 2 kN/m' und die ständige Last g beträgt 4 kN/m' .

Die aus einer elastischen Rahmenrechnung resultierenden Momenten- und Normalkraftverteilungen infolge von Eigengewicht und Nutzlast sind nebenstehend dargestellt. Die Normalkraft entspricht dabei der Axiallast P . Die Exzentrizität der Axiallast in den Wänden ergibt sich durch den Quotienten von Biegemoment und Axiallast:

$$e = \frac{M}{P}$$

(7.8)

Bild 7.7 : Elastische Rahmenberechnung

Demnach betragen die Exzentrizitäten in den Schnitten o, p und q: 51, 41 und 7 cm. Die beiden ersten Werte sind offensichtlich unzutreffend. Da die Verbindung Wand - Decke keine Zugkräfte aufnehmen kann, muss die Wirkungslinie der Axiallast aus Gleichgewichtsgründen innerhalb des Wandquerschnittes liegen; die Exzentrizität kann daher die halbe Querschnittsbreite nicht übersteigen. Umgekehrt wird die Auflagerverdrehung ϑ_D der Decken bei der linear elastischen Berechnung unterschätzt, da die Deckeneinspannung überschätzt wird.

In Bild 7.8 sind nun noch einige spezielle Fälle im Zusammenwirken von Wänden und Decken dargestellt. Die Kurven in Bild 7.8 a haben im wesentlichen den gleichen Verlauf wie in Bild 7.6 a, sie schneiden sich aber nicht. Dies bedeutet, dass sich zwischen Wänden und Decke kein Gleichgewichtszustand einstellen kann. Das Wandeinspannmoment $W(\vartheta_D)$ ist im Vergleich zum Einspannmoment M_D , das für eine Gleichgewichtslage der Decke erforderlich wäre, zu gering. In diesem Fall müssten entweder die Deckenspannweite bzw. die Auflast verringert oder die Steifigkeit der Decke bzw. der Wände erhöht werden.

Bild 7.8 : Spezialfälle

Ein ähnlicher Fall ergibt sich in Bild 7.8 b. Der plastische Biege­widerstand der Decke im Feldbereich ist zu gering und muss erhöht werden. Um das vor­liegende Wand-Decken-System im Gleichgewicht halten zu können, wäre ein Deckeneinspannmoment $\bar{M}_D$ erforderlich. Bei einem grösseren plastischen Feld­biege­widerstand verringert sich $\bar{M}_D$.

7.3 Subsysteme

In Bild 7.9 ist ein 18-stöckiges Rahmensystem dargestellt. Die Stockwerkhöhe beträgt 2.40 m und die durchlaufenden Stahlbetondecken weisen Spannweiten von 5 und 3.5 m sowie eine Stärke von 18 cm auf. Die gleichmässig verteilte Nutzlast p beträgt 2 kN/m' und die ständige Last g 4.5 kN/m'.

Bei der Berechnung eines Rahmensystems stehen grundsätzlich zwei Methoden zur Verfügung. Man berechnet die Beanspruchungen am globalen System simultan oder unterteilt es in einzelne Subsysteme und berücksichtigt die Lagerungsbedingungen von Wänden und Decke an den Schnittstellen.

Im Folgenden soll letztere Methode am Beispiel des Rahmensystems von Bild 7.9 dargestellt werden. Für die Ermittlung der Beanspruchungen der Aussenwände ist es zweckmässig, das Subsystem gemäss Bild 7.10 abzugrenzen. Da die Axiallast in der Mauerwerkswand für das Zusammenwirken von Wand und Decke von grosser Bedeutung ist (Bild 7.6) werden drei Subsysteme mit geringer ($P = 50$ kN/m', mittlerer (200) und grosser (300) Axiallast in der Wand behandelt.

Bild 7.9: Rahmensystem

Die Lage der Subsysteme ist in Bild 7.9 mit einem Kreis gekennzeichnet. Die Grösse der Axiallasten P kann aus dem nebenstehenden Normalkraft-Diagramm bestimmt werden.

Bild 7.10: Abgrenzung des Subsystems

Für jedes dieser drei Subsysteme werden die effektiven Lagerungsbedingungen durch die folgenden extremen Lagerungsbedingungen eingeteilt (Bild 7.11):

- Wände: I Die unten und oben angrenzenden Decken D_1 und D_3 sind starr. Sie verdrehen sich nicht, d.h. $\vartheta_{D1} = \vartheta_{D3} = 0$.
- II Die angrenzenden Deckenaufleger verdrehen sich um den gleichen Betrag wie dasjenige von Decke D_2 im Subsystem: $\vartheta_{D1} = \vartheta_{D2} = \vartheta_{D3}$.
- Decke: III Die Decke ist beim inneren Knoten Z voll eingespannt.
- IV Das Einspannmoment der Decke beim Knoten Z beträgt: $(p+g) \cdot l^2 / 24$.
- V Die Decke ist bei Z gelenkig gelagert.

Wände

Decke

Bild 7.11: Extreme Lagerungsbedingungen für Wände und Decken

Mit dem Verfahren von Abschnitt 7.2 lässt sich nun der resultierende Auflagerdrehwinkel ϑ_{D2} im Subsystem bestimmen. Aufgrund der verschiedenen angenommenen extremen Lagerungsbedingungen der Wände und der Decke erhält man verschiedene Ergebnisse. Aus den Unterschieden können die maximalen Abweichungen, die sich durch die Abgrenzung der Subsysteme gegenüber dem Rahmensystem ergeben können, abgeschätzt werden.

Für die rechnerische Ermittlung der Deckencharakteristik $M_D = M_D(\vartheta_D)$ wurde ein linear elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt. Mit den Annahmen III, IV und V erhält man die drei in Bild 7.12 dargestellten Geraden.

Bild 7.12: Resultierender Auflagerdrehwinkel ϑ_{D2}

Der Verlauf von W als Funktion von ϑ_{D2} (Bild 7.12) wurde mit dem Starrkörper-Feder-Modell bzw. mit dem darauf beruhenden Computerprogramm für das 15 cm MBHC berechnet. Die Drehfedercharakteristiken (vgl. Abschn. 6.4.1) basieren auf dem Stoffgesetz von Bild 5.5. Es zeigt sich, dass die Lagerbedingung (I und II) keinen grossen Einfluss auf den Verlauf der W - ϑ_{D2} -Kurven hat.

In Bild 7.13 sind die resultierenden Auflagerdrehwinkel der Decke tabellarisch zusammengestellt:

- Die Lagerbedingung der Wände (I, II) hat keinen grossen Einfluss auf die Grösse von ϑ_{D2} . Die Werte weichen je nach Einspannverhältnissen der Decke in Z bis zu 26% voneinander ab.
- Die Lagerungsbedingung bzw. die Einspannverhältnisse der Decke beim inneren Knoten Z haben auf die Grösse von ϑ_{D2} einen grossen Einfluss. Für die Lagerungsbedingungen III, IV und V ergeben sich Abweichungen bis zu 60%.

Lagerungsbedingungen der Wände Einspannverhältnisse der Decke beim inneren Knoten Z			I	II

III		$P_1 = 50 \text{ kN/m'}$ $P_1 = 200, 300 \text{ kN/m'}$	$\nu_{D2} = 22 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 13 \cdot 10^{-4}$	$\nu_{D2} = 22 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 11 \cdot 10^{-4}$
IV		$P_1 = 50 \text{ kN/m'}$ $P_1 = 200, 300 \text{ kN/m'}$	$\nu_{D2} = 41,0 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 18 \cdot 10^{-4}$	$\nu_{D2} = 41,0 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 14 \cdot 10^{-4}$
V		$P_1 = 50 \text{ kN/m'}$ $P_1 = 200, 300 \text{ kN/m'}$	$\nu_{D2} = 53 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 23 \cdot 10^{-4}$	$\nu_{D2} = 53 \cdot 10^{-4}$ $\nu_{D2} = 17 \cdot 10^{-4}$

Bild 7.13: Resultierender Auflagerdrehwinkel ν_{D2}

Bei der Beurteilung dieser Abweichungen ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Lagerungsbedingungen aus den statischen Verhältnissen näherungsweise abgeschätzt werden können.

8. Bemessung von Mauerwerkswänden

8.1 Ueberblick

Den Ausgangspunkt jeder Bemessung bilden die Anforderungen, die an ein Bauwerk gestellt werden. Zum einen wird erwartet, dass die vorgesehene Nutzung des Bauwerks gewährleistet werden kann, und zum andern soll die Sicherheit aller im Einflussbereich des Bauwerks befindlichen Menschen garantiert sein.

Den herkömmlichen Bemessungsverfahren im Mauerwerksbau liegt wohl der Gedanke zugrunde, durch die Beschränkung der maximalen rechnerischen Spannungen auf nominelle, zulässige Spannungen beide Anforderungen, also die Gebrauchsfähigkeit und die Bruchsicherheit, gleichzeitig zu gewährleisten. Zahlreiche Schadenfälle an Mauerwerksbauten weisen jedoch darauf hin, dass insbesondere die Gebrauchsfähigkeit mit derartigen Bemessungsverfahren nicht immer in genügendem Masse sichergestellt werden konnte.

Im Stahl- und Stahlbetonbau beginnen sich in letzter Zeit neue Bemessungsverfahren durchzusetzen. Sie halten die Begriffe Gebrauchsfähigkeit und Tragfähigkeit klar auseinander und verlangen eine getrennte Bauwerksbemessung auf diese beiden Grenzzustände. In Bild 8.1 ist dieses Bemessungskonzept schematisch dargestellt.

Bild 8.1 : Bemessungskonzept

Mit den experimentellen und den vorliegenden theoretischen Untersuchungen wurden die Grundlagen zur Ausarbeitung eines solchen neuartigen Bemessungsverfahrens für Mauerwerkswände (Backstein und Kalksandstein) unter Axiallast und Biegung geschaffen. Das Bemessungsverfahren ist im Anhang A5 dargestellt und soll im Folgenden erläutert werden.

8.2 Bemessungskonzept

Wie einleitend erwähnt und in Bild 8.1 dargestellt, beruht dieses Bemessungsverfahren auf der gesonderten Bemessung auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bruchsicherheit) und auf den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit.

Für die Bemessung sind die in 6.1 dargestellten Beanspruchungsarten E und V von Bedeutung. Für jede Beanspruchungsart wurden im vorliegenden Bemessungsverfahren je drei Bemessungsfälle festgelegt (Bild 8.2).

Beanspruchungsart E (vorgegebene Exzentrizität)

Beanspruchungsart V (Verdrehung der Deckenauflager)

Bild 8.2: Bemessungsfälle

Für die Bemessung ist derjenige Fall zu bestimmen, welcher der tatsächlichen Wandbeanspruchung am ehesten entspricht. In den Fällen E1 und V1 ist die Wand symmetrisch beansprucht. Bei den Fällen E2 und V2 wird vorausgesetzt, dass ein Wandende frei drehbar und zentrisch gelagert ist, und in E3 bzw. V3 wird angenommen, dass das eine Wandende auf einer starren Decke oder Fundamentplatte liegt. In allen angegebenen Fällen sind die Wände horizontal gehalten. Das Exzentrizitätsmass m entspricht der auf die Kernweite des Rechteckquerschnittes bezogenen Exzentrizität. Die Wandschlankheit δ ist entsprechend den bisherigen Untersuchungen das Verhältnis zwischen Wandhöhe h und Wanddicke d .

Bei allen verwendeten Spannungen (σ_B , σ_{rb} , σ_{rg}) handelt es sich um Brutto-spannungen. Da die Lochflächenanteile der Mauersteine sehr unterschiedlich sind, wurde im Bemessungsverfahren eine Möglichkeit zu deren Berücksichtigung angegeben.

8.3 Nachweis der Bruchsicherheit

Der Nachweis der Bruchsicherheit beruht auf der Forderung, dass die um einen Materialfaktor f_m reduzierte Traglast P^* die Beanspruchung infolge der mit einem Lastfaktor f_1 multiplizierten Belastung P übersteigt. Analytisch ergibt sich folgende Beziehung:

$$\frac{P^*}{f_m} \geq P \cdot f_1 \quad (8.1)$$

Wird P^* bzw. P auf die Bruttoquerschnittsfläche der Wand bezogen, so lautet Gl. (8.1) wie folgt:

$$\frac{\sigma^*}{f_m} = \sigma_B \geq \sigma_{rb} \quad (8.2)$$

σ_B wird als Bemessungsfestigkeit und σ_{rb} als rechnerische Spannung bezeichnet.

Traglastspannung σ^* - Bemessungsfestigkeit σ_B

Im Fall der Beanspruchungsart E hängt σ^* vom Exzentrizitätsmass m und der Wandschlankheit δ ab (Bild 8.3 a). Bei der Beanspruchungsart V ist σ^* durch die Auflagerverdrehung ϑ_D der Decke und wiederum δ bestimmt (Bild 8.3 b). In Kapitel 6 wurden diese Zusammenhänge theoretisch untersucht.

Mit der Reduktion von σ^* und σ_B um den Materialfaktor f_m (Gl. (8.2)) werden Unsicherheiten bezüglich der Streuungen in den Materialeigenschaften, des Rechenmodells zur Bestimmung von σ^* , der Verarbeitungsqualität bei der Erstellung u.a. abgedeckt. Die Art der Reduktion von σ^* auf σ_B ist in Bild 8.4 dargestellt. Der Materialfaktor beträgt 3.0.

a) Beanspruchungsart E

b) Beanspruchungsart V

Bild 8.3 : Traglastspannung $\tilde{\sigma}^*$

a) Beanspruchungsart E

b) Beanspruchungsart V

Bild 8.4 : Reduktion von $\tilde{\sigma}^*$ auf $\tilde{\sigma}_B$

Die in Bild 8.4 angegebenen Kurven für σ_B wurden im Bemessungsverfahren für die Fälle E1 bis E3 bzw. V1 bis V3 mit dem Starrkörper-Feder-Modell (vgl. Abschn. 6.4) berechnet und als Bemessungsdiagramme BE bzw. BV bezeichnet. B bezieht sich auf den Nachweis der Bruchsicherheit und E,V auf die Beanspruchungsart.

Die Berechnung dieser Bemessungsdiagramme für Backsteinmauerwerk beruhte auf dem 15 cm MBHC und dem Stoffgesetz von Bild 5.5. Der Lochflächenanteil der Mauersteine betrug 50%. Für andere Mauerwerksqualitäten (MBNC, MBSC, ...) können diese Diagramme umgerechnet werden.

Rechnerische Spannung σ_{rb}

Für die Bestimmung von σ_{rb} sind im Bemessungsverfahren Lastkombinationsgesetze angegeben. Sie wurden aus der RL 34 der Norm SIA 162 übernommen. Die einzelnen Lastgrößen werden mit teilweise unterschiedlichen Faktoren gewichtet. Währenddem die einzelnen Lastannahmen deterministische Größen sind, weisen die einzelnen Gewichte, die Lastfaktoren f_1 , probabilistische Züge

auf.

Lochflächenanteile der Mauersteine, die von 50% abweichen, können durch Umrechnung von σ_{rb} berücksichtigt werden.

8.4 Nachweis der Gebrauchsfähigkeit

Der Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit lässt sich nicht durch ein einziges, eindeutiges Kriterium festlegen. Im Bemessungsverfahren wird davon ausgegangen, dass die Gebrauchsfähigkeit dann gewährleistet ist, wenn unter den massgebenden Lasten, Verdrehungen der Deckenaufleger sowie Zwängungen infolge von Kriech-, Schwind- und Temperaturverformungen der Decken keine Risse auftreten bzw. nur solche, die keine Folgeschäden nach sich ziehen und das Aussehen der Wand nicht beeinträchtigen.

Unter Axiallast und Biegung können sich solche Risse in den horizontal verlaufenden Lagerfugen sowie in der Verbindung Wand - Decke ergeben (vgl. Kapitel 5 und 6). Bei der Festlegung der angegebenen Richtwerte für die Rissweiten war in Betracht zu ziehen, dass die Art der Wandkonstruktion und die äusseren Einflüsse im Hinblick auf Folgeschäden von Bedeutung sind. Daneben spielt bei der Beurteilung der Rissbildung der Zeitpunkt des Auftragens des Verputzes eine Rolle. Wird der Verputz erst einige Zeit nach Fertigstellung des Rohbaus aufgetragen, kann angenommen werden, dass der grösste Teil der Schwind- und Kriechverformungen bereits stattgefunden hat und damit die Rissanfälligkeit reduziert worden ist.

Selbstverständlich bewirken Rissbildungen bei verkleideten Mauerwerkswänden (Vorhangfassade, Aussenisolation u.a.) in der Regel keine Folgeschäden und beeinträchtigen das Aussehen der Wand nicht. Für solche Mauerwerkswände kann ein Nachweis der Gebrauchsfähigkeit entfallen.

Mit dem Bemessungsverfahren können mit Hilfe der Bemessungsdiagramme GV1 bis GV3 (für die Fälle V1 bis V3) die grössten rechnerisch zu erwartenden Rissweiten in den Lagerfugen bzw. der Verbindung Wand - Decke bestimmt werden. G bezieht sich auf den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit und V auf die Beanspruchungsart. Die Berechnung dieser Diagramme beruhte ebenfalls auf dem 15 cm MBHC und dem Stoffgesetz von Bild 5.5. In Abschnitt 6.4.2 wurde gezeigt, dass die Uebereinstimmung zwischen rechnerisch und experimentell ermittelten Werten befriedigend ist (Bilder 6.41 und 6.42).

Bei bekannter Wandschlankheit δ , Verdrehung ϑ_D des Deckenauflegers sowie rechnerischer Spannung σ_{rg} kann die grösste rechnerisch zu erwartende Rissweite aus den Diagrammen GV1 bis GV3 gemäss Bild 8.5 bestimmt werden.

Bild 8.5 : Bestimmung der maximalen Rissweite

σ_{rg} ergibt sich aus ständigen Lasten und solchen Nutz- und Verkehrslasten, die für die Rissbildung massgebend sind.

Im Fall der Beanspruchungsart E (Fälle E1 bis E3) können diese Rissweiten ebenfalls bestimmt werden. Aus den Diagrammen DE1 bis DE3 (vgl. Abschnitt 8.6) kann bei gegebener Schlankheit δ , σ_{rg} und m die sich ergebende Verdrehung des Deckenaufagers bestimmt werden (Bild 8.6).

Bild 8.6: Ermittlung von φ_D

Mit diesem Wert φ_D kann hernach entsprechend Bild 8.5 die Rissweite ermittelt werden.

8.5 Berücksichtigung von Kriech-, Schwind- und Temperaturverformungen

Die Kriechverformungen der Decke spielen für das Zusammenwirken von Wänden und Decken und damit für die Bestimmung der resultierenden Auflagerverdrehung der Decke eine Rolle (vgl. 8.6).

Infolge von Schwind- und Temperaturverformungen können sich im Bauwerk horizontale Relativverschiebungen Δl der Deckenauflager ergeben. Diese Δl führen zu relativen Verdrehungen der Deckenauflager gegenüber der Wandaxe (Bild 8.7). Die sich daraus ergebenden Auflagerdrehwinkel φ_D der Decken müssen für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit mitberücksichtigt werden. Sie sind dement-

Bild 8.7: Zwängung als Wandendverdrehung

dementsprechend mit den Auflagerdrehwinkeln, die sich aus statischen Gründen ergeben (vgl. 8.6) zu überlagern. Die Wahl des Bemessungsfalls hat aufgrund dieses überlagerten ϑ_D zu erfolgen.

8.6 Auflagerdrehwinkel ϑ_D der Decke

Der im Bemessungsverfahren angegebene Weg zur Bestimmung von ϑ_D basiert auf den Untersuchungen über das Zusammenwirken von Wänden und Decken in Kapitel 7.

$M_D = M_D(\vartheta_D)$ entspricht dem Einspannmoment der Decke, das bei der Verdrehung ϑ_D für das Deckengleichgewicht notwendig ist. Bei linear elastischem und homogenem Material ergibt sich ein linearer Verlauf von $M_D(\vartheta_D)$.

$W = W(\vartheta_D)$ kann mit den Diagrammen DE (für den betreffenden Bemessungsfall) bestimmt werden. Bei bekannter rechnerischer Spannung σ_{rb} bzw. σ_{rg} und Wand-schlankheit δ kann ϑ_D für die m-Werte von 0.5, 1.0, 1.5 und 2.0 gemäss Bild 8.8 bestimmt werden. $W(\vartheta_D)$ wird gemäss Gl. (7.4) ermittelt.

Bild 8.8: Bestimmung von ϑ_D aus $\sigma_{rb,rg}$, m , δ

Der resultierende Auflagerdrehwinkel ϑ_D der Decke ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Kurven $M_D = M_D(\vartheta_D)$ und $W = W(\vartheta_D)$.

Zusammenfassung

Die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit besteht in der theoretischen Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung.

Die kurze Literaturübersicht in Kapitel 2 zeigt, dass systematische Untersuchungen über das Tragverhalten von Mauerwerkswänden erst in den letzten 30 bis 40 Jahren begonnen wurden.

In Kapitel 3 werden die hauptsächlichsten technisch-physikalischen Eigenschaften von Mauerwerk beschrieben. Sie ergeben sich aus den Eigenschaften und dem Zusammenwirken der beiden Komponenten Stein und Mörtel.

Auf der Grundlage von drei einfachen Stoffgesetzen und zwei extremen Annahmen über die Lochung werden im Kapitel 4 das Exzentrizitäts-Krümmungs-Verhalten ($e-\Phi$) sowie die Interaktion M-P theoretisch untersucht. Die Zugfestigkeit ist für Rissbetrachtungen vor allem im Bereich kleiner Axiallasten von Bedeutung. Demgegenüber spielt sie für das Bruchverhalten praktisch keine Rolle. Plastische Verformbarkeit des Materials führt zu grösseren Randstauchungen bis zum Bruch und dementsprechend zu grösseren Bruchkrümmungen. Die Untersuchungen über den Einfluss der Lochung zeigen, dass insbesondere der Lochflächenanteil für Riss- und Bruchbetrachtungen in Rechnung zu stellen ist. Demgegenüber ist der Einfluss der Lochanordnung (bei gleichem bzw. konstantem Lochflächenanteil) geringer.

In Kapitel 5 werden rechnerisch und experimentell ermittelte $e-\Phi$ -Kurven einander gegenübergestellt. Die Übereinstimmung der Kurven ist gut. Die rechnerischen Kurven wurden auf der Grundlage eines nominellen Stoffgesetzes und des effektiven Querschnittes (Lochung) ermittelt.

Die Beziehungen zwischen der Axiallast P , den Exzentrizitäten e und Wandendverdrehungen ϑ sowie der Wandschlankheit δ werden in Kapitel 6 einerseits durch analytisch geschlossene Lösungen hergeleitet und andererseits mit Hilfe eines Starrkörper-Feder-Modells numerisch bestimmt. Analytisch geschlossene Ausdrücke als Lösungen der Differentialgleichung der ausgebogenen Wandaxe ergeben sich nur unter den vereinfachten Annahmen eines linear elastischen Materials mit und ohne Zugfestigkeit sowie eines Rechteckvollquerschnittes. Mit Hilfe dieser Beziehungen wird das grundsätzliche Tragverhalten einer symmetrisch gemäss Beanspruchungsart E und V belasteten Wand beschrieben. Das Starrkörper-Feder-Modell kann numerisch mit der Methode der Column Deflection Curves, deren Berechnung und Anwendung ausführlich dargestellt sind, behandelt werden. Die Mauersteine werden als Starrkörper idealisiert, und die Drehfedern als deren Verbindungselemente entsprechen den Fugen. Der Vergleich von rechnerischen und experimentellen Exzentrizitäts-Verdrehungs-Kurven zeigt eine gute Übereinstimmung. Es darf daher angenommen werden, dass

das Tragverhalten von Mauerwerkswänden mit dem Starrkörper-Feder-Modell rechnerisch beschrieben werden kann.

In Kapitel 7 wird das Zusammenwirken von Wänden und Decken untersucht. Größere Rahmensysteme können in einzelne Subsysteme unterteilt werden, wobei die Lagerungsbedingungen von Wänden und Decken an den Schnittstellen berücksichtigt werden müssen. Am Beispiel eines 18-stöckigen Rahmensystems wird dieses Verfahren gezeigt.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde ein neuartiges Bemessungsverfahren für Mauerwerkswände unter Axiallast und Biegung entwickelt. Entsprechend den neueren Entwicklungen im Stahl- und Stahlbetonbau verlangt es eine getrennte Bemessung auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bruchsicherheit) und den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit. Das Bemessungsverfahren ist im Anhang A5 dargestellt und wird in Kapitel 8 erläutert.

Summary

The objective of this work is the theoretical investigation of the load bearing behaviour of masonry walls subjected to axial load and bending moment.

The short survey of literature in the second chapter shows that the load bearing behaviour of such walls was not studied systematically before the last thirty to forty years.

In the third chapter, the main material properties of masonry are described. They depend on the material properties and on the interaction of the components respectively the bricks and the mortar.

Assuming three simple stress-strain-curves respectively two extreme cross sectional shapes of the perforation of the brick, the eccentricity-curvature-curves as well as the interaction of the axial load and the bending moment are discussed in the fourth chapter. It is shown that cracking behaviour of masonry depends on its tensile strength. Plastic deformation of material leads to higher ultimate curvatures. For cracking as well as for rupture consideration the percentage portion of brick perforation is of much more importance than the cross sectional shape of the perforation of the brick.

In the fifth chapter, theoretical and experimental eccentricity-curvature-curves are compared. The theoretical curves are calculated numerically and are based on a nominal stress-strain-curve and the effective cross sectional shape of brick perforation. Fair agreement is obtained.

Relations between the axial load, the eccentricity and the angle of rotation at the ends of the wall as well as the slenderness ratio are analytically respectively numerically obtained in the sixth chapter. The differential equation of the deflected wall axis can only be solved if a linear elastic material with or without tensile strength and a rectangular cross section is assumed. The analytical solution is used to discuss qualitatively the load bearing behaviour of a symmetrically loaded wall (loading case E and V). For the numerical calculation a new type of model was used. The bricks are idealized as rigid elements and the mortar joints as springs, connecting the elements. Eccentricity-angle of rotation-curves are calculated with this model using the method of the column deflection curves. The comparison of these curves with the experimental curves shows fair agreement.

In the seventh chapter, the interaction of floors and masonry walls is discussed. It is shown that big frame systems can be subdivided into small sub-systems.

A new design method for masonry walls under axial load and bending moment,

represented in the appendix A5, is explained in the eighth chapter. Two limit states, the serviceability limit state and the ultimate limit state, have to be considered.

Bezeichnungen

Geometrische Grössen

A	Bruttoquerschnittsfläche der Wand
I	Trägheitsmoment
Lo	Lochflächenanteil in %
a	Abstand des Spannschlusses vom Linienkipplager in der Versuchsanlage
d	Wanddicke
$\bar{d}$	Abstand der vertikal angeordneten Messuhren
d_S	Steindicke
e	Lastexzentrizität
h	Wandhöhe
h', h''	Wandabschnittshöhen
h_M	Fugendicke
h_S	Steinhöhe
l	Länge
$l_{l,r}$	Messbasis der vertikalen Deformationsmessung
m	Exzentrizitätsmass $m = 6 \cdot e/d$ (für Rechteckvollquerschnitt)
p	mit $d/3$ dividierte Differenz zwischen maximaler Exzentrizität e und Kernweite $d/6$
r	Rissweite
$\left. \begin{matrix} u \\ v \\ w \end{matrix} \right\}$	Verschiebungen
$\left. \begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix} \right\}$	Koordinaten
Δl	Längenänderungen
Δx	Starrkörperlänge, Integrationsabschnitt
$\Delta \vartheta$	Fugendrehwinkel
δ	Wandschlankheit, $\delta = h/d$
ϵ	Stauchung
ϵ_b	Bezugsstauchung
ϵ_r	Randstauchung
ϵ_{zr}	Randdehnung
ϵ_u	Bruchstauchung
ϵ_{zu}	Bruchdehnung
η	Abstand der Neutralaxe vom Querschnittsrand

θ_i	Neigung der Wandaxe/CDC gegenüber Wirkungslinie der Axiallast im Schnitt i
θ_o	Schnittwinkel der CDC mit der Wirkungslinie der Axiallast
ϑ	Wandendverdrehungswinkel
ϑ_D	Auflagerdrehwinkel der Decke
ϑ'_D	Auflagerdrehwinkel der frei aufliegenden Decke
ϑ_u	Bruchverdrehung
ϑ_{kr}	kritische Verdrehung
Φ	Krümmung
Φ_b	Bezugskrümmung
φ	Federdrehwinkel

Festigkeitswerte

β_M	Mörteldruckfestigkeit
β_S	Steindruckfestigkeit
σ_u	Mauerwerksfestigkeit

Spannungen und Kraftgrössen, Belastungen

H	Horizontalkraft
M	Biegemoment
$M_{i,a}$	inneres, äusseres Moment
M^0	Festeinspannmoment
M_{po}	plastisches Moment
M_b	Bezugsmoment
M_D	Deckeneinspannmoment
$M_{\bar{D}}$	für Gleichgewicht notwendiges Deckeneinspannmoment
N	Normalkraft
P	axiale Linienlast
P_b	Bezugslast (axiale Linienlast)
P_e	Linienlast pro Laufmeter Wand infolge von der im Gebrauchszustand zur Rissbestimmung massgebenden Nutz- und Verkehrslast
P_g	Linienlast pro Laufmeter Wand infolge von Eigenlast und ständiger Last
P_p	Linienlast pro Laufmeter infolge von Nutz- und Verkehrslasten
P_s	Kraft im Spannschloss
P_z	Linienlast pro Laufmeter infolge von Zusatzbelastungen
P^*	Traglast
Q	Querkraft

W	Wandeinspannmoment
σ_B	Bemessungsfestigkeit
σ	Normalspannung
σ_b	Bezugsspannung
σ_{kr}	kritische Spannung
σ_m	mittlere Spannung
σ_r	Randspannung
$\sigma_{rb,rg}$	rechnerische Spannung
σ^*	Traglastspannung

Materialwerte

E	E-Modul von Mauerwerk
E_M	E-Modul von Mörtel
E_S	E-Modul des Mauersteins
s	Saugfähigkeit des Mauersteins

Verhältnisgrössen

f_l	Lastfaktor
f_m	Materialfaktor
α	Materialkonzentrationskoeffizient
ζ	Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Bezugsspannung σ_b von Mauerwerk
λ	Verhältnis zwischen grösserer und kleinerer Wandendexzentrizität

Hilfsgrössen

$C_{1,...4}$	Unbekannte
ω	Bezugswert ($\omega = \sqrt{P/ET}$)

Fusszeiger

A, B	Punkte (z.B. e_A : Exzentrizität im Punkt A)
--------	--

Literaturverzeichnis

- [1] G.W. Anderson, R.J. Dayeh, J.W. Morgan: "The Interaction between Walls and Floor in a Structure of Loadbearing Brickwork", Dokumentation der 3. Internationalen Mauerwerkskonferenz, Essen, 1973.
- [2] K. Angervo: "Ueber die Knickung und Tragfähigkeit eines exzentrisch gedrückten Pfeilers ohne Zugfestigkeit", Staatliche Technische Forschungsanstalt, Finnland, Publ. Nr. 26, Helsinki 1954.
- [3] K. Angervo, A. Putkonen: "Erweiterung der Theorie der Biegung eines Pfeilers ohne Zugfestigkeit", Staatliche Technische Forschungsanstalt, Finnland, Publ. Nr. 34, Helsinki 1961.
- [4] E. Chwalla: "Theorie des aussermittig gedrückten Stabes aus Baustahl", Der Stahlbau, Oktober 1934.
- [5] J. Colville, A.W. Hendry: "Tests of a Load Bearing Masonry Structure", 6th International Symposium on Load Bearing Brickwork, London 1977.
- [6] A.J. Francis, C.B. Horman, L.E. Jerrems: "The Effect of the Joint Thickness and other Factors on the Compressive Strength of Brickwork", SIBMAC Proceedings, Stoke-on-Trent, England, 1970.
- [7] R. Furler, B. Thürlimann: "Versuche über die Rotationsfähigkeit von Backsteinmauerwerk", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-1, September 1977. Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.
- [8] R. Furler, B. Thürlimann: "Versuche über die Rotationsfähigkeit von Kalksandstein-Mauerwerk", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-2, September 1980. Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.
- [9] Th.V. Galambos: "Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1968.
- [10] G. Germanino, G. Macchi: "Experimental Research of a Frame-Idealisation for a Bearing-Wall Multi-story Structure", 6th International Symposium on Load Bearing Brickwork, London 1977.
- [11] Glanville and Barnett: "Mechanical Properties of Bricks and Brickwork Masonry", Department of Scientific and Industrial Research, Building Research, Special Report No. 22, London 1934.
- [12] M.B. Grandet: "Mecanismes Physico-chimiques de l'Adherence entre la Terre Cuite et le Ciment", Dokumentation der 3. Internat. Mauerwerkskonferenz, Essen 1973.
- [13] P. Haller: "Load Capacity of Brick Masonry", The Internat. Conference on Masonry Structural Systems, Austin, Texas, 1969.
- [14] P. Haller: "Die Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen", Sonderdruck aus Schweiz. Bauzeitung 1949, Hefte 38 und 39.
- [15] P. Haller: "Die Porösität und die Kapillarität der Baustoffe aus gebranntem Ton und ihre Auswirkung auf die bautechnischen Eigenschaften", Extrait des Actes du 2e Congrès Céramique International, Zürich 1950.
- [16] H. Hilsdorf: "Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit", Materialprüfungsamt für das Bauwesen, TH München, Bericht Nr. 40, 1965.
- [17] H. Hilsdorf: "Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression", The Internat. Conference on Masonry Structural Systems, Austin, Texas, 1969.

- [18] T. von Karman: "Untersuchungen über Knickfestigkeit", Mitteilungen und Forschungsarbeiten V.D.I., 81, Berlin, 1910.
- [19] C.O. Khoo, A.W. Hendry: "A Failure Criterion for Brickwork in Axial Compression", Dokumentation der 3. Internat. Mauerwerkskonferenz, Essen, 1973.
- [20] K. Kirtschig: "Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk bei mittiger Beanspruchung", Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen der TU Hannover, Heft 31, 1975.
- [21] K. Kirtschig, P. Feldhaus, B. Gallenkemper, W. Schöner: "Aufbereitung eines Traglastverfahrens für den Mauerwerksbau", Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen der TU Hannover, Heft 30, 1975.
- [22] H. Kreuger: "Brickwork Tests and Formulas for Calculation", The Clay Worker, London, July and August, 1917.
- [23] M.G. Lay: "The Mechanics of Column Deflection Curves", Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory, Report No. 278.12, June 1964.
- [24] H.P. Maurenbrecher, A.W. Hendry: "Aspects of the Strength and Fixity of the Joint between a Brick Wall and a Floor Slab", SIBMAC Proc., Stoke-on-Trent, England, 1970.
- [25] L.E. Nevander: "Provningar av Tegelmurverk", Tegel No. 5, Stockholm, 1954.
- [26] B. Powell, H.R. Hodgkinson: "The Determination of Stress-Strain Relationship of Brickwork", Proceedings of the 4th Internat. Brick Masonry Conference, Brugge, 1976.
- [27] R. Reinders: "Computerprogramm zur Optimierung der Wärmedämmung von Hochlochziegeln", Proceedings of the 4th Internat. Brick Masonry Conference, Brugge, 1976.
- [28] F.E. Richart, A. Brandtzig, R.L. Brown: "A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses", Bulletin 185, University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1928.
- [29] S. Sahlin: "Interaction of Brick Masonry Walls and Concrete Slabs", The Internat. Conference on Masonry Structural Systems, Austin, Texas, 1969.
- [30] S. Sahlin: "Structural Masonry", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971.
- [31] M.H. Satti, A.W. Hendry: "The Modulus of Rupture of Brickwork", Dokumentation der 3. Internat. Mauerwerkskonferenz, Essen, 1973.
- [32] J. Schneider: "Merkmale des Sicherheitsproblems bei Bauwerken und Folgerungen", 9. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfSt), ETH Zürich, 1978.
- [33] Schweizerische Ziegelindustrie: "Backsteinmauerwerk", 1. Auflage, Zürich, 1977.
- [34] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): "Norm SIA 113: Norm für die Berechnung und die Ausführung von Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Bausteinen", Ausgabe 1975, Zürich.
- [35] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): "Vernehmlassungsentwurf der Norm SIA 177 (Norm für die Berechnung und die Ausführung von Mauerwerk aus künstlichen Bausteinen), Zürich, 1977.
- [36] B.P. Sinha, A.W. Hendry: "An Investigation into the Behaviour of a Brick Cross-Wall Structure", 6th Internat. Symposium on Load Bearing Brickwork, London 1977.

Anhang A1

Mauerwerksgattungen gemäss Norm SIA 177, Art. 4 43

Bezeichnung	Mauerwerk aus	Qualität	Mörtel
MBNV	Backstein	normal	verlängerter Mörtel
MBNC	Backstein	normal	Zementmörtel
MBHC	Backstein	hochwertig	Zementmörtel
MBSC	Backstein	Sonderqualität	Zementmörtel
MKNV	Kalksandstein	normal	verlängerter Mörtel
MKHV	Kalksandstein	hochwertig	verlängerter Mörtel
MKHC	Kalksandstein	hochwertig	Zementmörtel
MKSC	Kalksandstein	Sonderqualität	Zementmörtel
MCLV	Zementstein	leicht	verlängerter Mörtel
MCNC	Zementstein	normal	Zementmörtel
MGLK	Gasbetonstein	leicht	Klebmörtel
MGNK	Gasbetonstein	normal	Klebmörtel
MGHK	Gasbetonstein	hochwertig	Klebmörtel

Die übliche Dosierung der Mörtelkomponenten in kg je m³ fertigen Mörtels sind gemäss Norm SIA 177, Art. 4 514, wie folgt festgelegt:

- verlängerter Mörtel: 250 kg HK + 100 kg PC
- Zementmörtel : 300 ÷ 450 kg PC
- Klebmörtel : nach den Vorschriften der Hersteller

Anhang A2: Linear elastisches Material mit Zugfestigkeit

Unter der Voraussetzung des linear elastischen Materials mit Zugfestigkeit (Bild 4.9) ergeben sich für den ungerissenen Querschnitt die gleichen analytischen Beziehungen wie für das linear elastische Material ohne Zugfestigkeit (Bild 4.1): Die Bezugsgrößen P_b , M_b und Φ_b sind durch die Gl. (4.1) gegeben.

$$\frac{M}{M_b} = \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.1})$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{6} \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \cdot \frac{P_b}{P} \quad (\text{A.2})$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} + \frac{\sigma_{rz}}{\sigma_b} \right) \quad (\text{A.3})$$

mit den Gültigkeitsbereichen:

$$\frac{M}{M_b} \leq \frac{P}{P_b} + \zeta \quad (\text{A.4})$$

$$\frac{e}{d} \leq \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{\zeta}{P/P_b} \right) \quad (\text{A.5})$$

Für den gerissenen Querschnitt lauten die Beziehungen wie folgt:

$$\frac{P}{P_b} = \frac{\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} \right)^2 - \zeta^2}{4 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b}} \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_b} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} + \frac{\zeta^2 \cdot \left\{ \frac{\sigma_r}{\sigma_b} + \zeta \right\}}{12 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \left(\frac{\Phi}{\Phi_b} \right)^2} \quad (\text{A.7})$$

$$\frac{\Phi}{\Phi_b} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - \frac{\epsilon_{rz}}{\epsilon_b} \right\} \quad (\text{A.8})$$

$$\frac{M}{M_b} = 6 \cdot \frac{e}{d} \cdot \frac{P}{P_b} \quad (\text{A.9})$$

Anhang A3: Linear elastisch-ideal plastisches Material ohne Zugfestigkeit

Bei der Angabe der analytischen Beziehungen der e - Φ -Kurven und der Interaktion M-P sind die nachfolgenden vier Fälle zu unterscheiden:

Die Bezugsgrößen P_b , M_b und Φ_b sind durch die Gl. (4.1) gegeben.

$$\frac{M}{M_b} = \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (A.10)$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{6} \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \cdot \frac{P}{P_b} \quad (A.11)$$

wobei:

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \leq 1 \quad (A.12)$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} \cdot \left\{ \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \right)^2 \right\} - \frac{\Phi}{\Phi_b} + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (A.13)$$

$$\frac{M}{M_b} = - \frac{3}{4} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \right)^2 + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\Phi_b}{\Phi} \right)^2 \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - 1 \right) + \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (A.14)$$

wobei:

$$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \geq 1 \quad (A.15)$$

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b}$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{(\sigma_r / \sigma_b)^2}{4 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b}} \quad (A.16)$$

$$\frac{M}{M_b} = 3 \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{4}{9} \cdot \frac{P}{P_b} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi}} \right) \quad (A.17)$$

wobei:

$$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \leq 1 \quad (A.18)$$

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \geq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b}$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} \cdot \left\{ \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - \frac{1}{2} \right\} \quad (\text{A.19})$$

$$\begin{aligned} \frac{M}{M_b} = & \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{\Phi_b}{\Phi} \right)^2 \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \right)^2 - \frac{1}{6} \right\} \\ & + 3 \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} - \frac{1}{4} \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.20})$$

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \geq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \geq 1 \quad (\text{A.21})$$

Anhang A4: Krümmungs- und Interaktions-Beziehungen bei zwei extremen Lochungen A und B (vgl. Bild 4.16)

Für die Bestimmung der nachfolgend aufgeführten analytischen Beziehungen wurde ein linear elastisches Material ohne Zugfestigkeit vorausgesetzt. Je nach Lochung (Bild 4.16) sind vier (bei Lochung A) bzw. zwei Fälle (bei Lochung B) zu unterscheiden. Die Bezugsgrößen P_b , M_b und Φ_b sind durch die Gl. (4.1) gegeben.

Lochung A

$$\frac{P}{P_b} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \frac{\Phi}{\Phi_b} \right) \cdot 2\alpha \quad (\text{A.22})$$

$$\frac{M}{M_b} = \frac{\Phi}{\Phi_b} \cdot (3 + 4\alpha^2 - 6\alpha) \cdot 2\alpha \quad (\text{A.23})$$

$$\text{wobei: } 2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (\text{A.24})$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} \right)^2 \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi} - (1 - 2\alpha) \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \frac{\Phi}{\Phi_b} \right) \quad (\text{A.25})$$

$$\frac{M}{M_b} = \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} \right)^2 \cdot \left(\frac{\Phi_b}{\Phi} \right)^2 \cdot \left(3 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} - \frac{\sigma_r}{\sigma_b} \right) - (1 - 2\alpha)^3 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.26})$$

$$\text{mit: } \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \leq 2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{1}{1 - \alpha} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (\text{A.27})$$

$$\frac{P}{P_b} = \alpha \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \alpha^2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.28})$$

$$\frac{M}{M_b} = 3\alpha \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \alpha^2 \cdot (3 - 4\alpha) \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.29})$$

mit:

$$\frac{1}{1 - \alpha} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \leq 2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (\text{A.30})$$

$$\frac{P}{P_b} = \frac{(\sigma_r/\sigma_b)^2}{4 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b}} \quad (\text{A.31})$$

$$\frac{M}{M_b} = \left(3 - \frac{\sigma_r}{\sigma_b} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi}\right) \cdot \frac{P}{P_b} \quad (\text{A.32})$$

mit:

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \leq 2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.33})$$

Lochung B

$$\frac{P}{P_b} = 2\alpha \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_b} - \frac{\Phi}{\Phi_b}\right) \quad (\text{A.34})$$

$$\frac{M}{M_b} = 2\alpha \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \quad (\text{A.35})$$

mit:

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \leq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (\text{A.36})$$

$$\frac{P}{P_b} = 2\alpha \cdot \frac{(\sigma_r/\sigma_b)^2}{4 \cdot \left(\frac{\Phi}{\Phi_b}\right)} \quad (\text{A.37})$$

$$\frac{M}{M_b} = \left(3 - \frac{\sigma_r}{\sigma_b} \cdot \frac{\Phi_b}{\Phi}\right) \cdot \frac{P}{P_b} \quad (\text{A.38})$$

mit:

$$2 \cdot \frac{\Phi}{\Phi_b} \geq \frac{\epsilon_r}{\epsilon_b} \quad (\text{A.39})$$

Anhang A5: Bemessungsverfahren für Backstein- und Kalksandstein-Mauerwerk unter Axiallast und Biegung

Inhaltsverzeichnis

1. Gültigkeit
 - 1.1 Mauerwerksqualität
 - 1.2 Steinlochung
2. Grundsätze für die Bemessung
 - 2.1 Bemessung auf Grenzzustände
 - 2.2 Bemessungsverfahren
 - 2.3 Bemessungslasten
 - 2.4 Bemessungsfälle
3. Nachweis der Bruchsicherheit
 - 3.1 Grundsatz
 - 3.2 Bestimmung der Festigkeit σ_B
 - 3.3 Bestimmung der rechnerischen Spannung σ_{rb}
 - 3.4 Auflagerverdrehung der Decken
4. Nachweis der Gebrauchsfähigkeit
 - 4.1 Grundsatz
 - 4.2 Kriterien der Gebrauchsfähigkeit
 - 4.3 Ermittlung der rechnerischen Spannung σ_{rg}
 - 4.4 Ermittlung der theoretischen Rissweiten
 - 4.5 Auflagerverdrehung der Decken infolge von Schwind- und Temperaturverformungen

1. Gültigkeit

Die Richtlinie gilt für die Bemessung von tragenden Mauerwerkswänden (Backsteine oder Kalksandsteine) unter Axiallast und Biegung.

1.1 Mauerwerksarten

Die nachfolgenden Mauerwerksbezeichnungen entsprechen der Norm SIA 177, Art. 4 43.

1.1.1 Backsteinmauerwerk

Einstein- und Verband-Mauerwerk:

- MBNC, MBNV
- MBHC
- MBSC

1.1.2 Kalksandsteinmauerwerk

Einstein- und Verband-Mauerwerk

- MKNV
- MKHC, MKHV
- MKSC

1.2 Steinlochung

Die nachfolgenden Bemessungsdiagramme gelten für Steine mit folgendem Lochflächenanteil Lo :

- Backsteinmauerwerk $Lo^{50} = 50\%$
- Kalksandsteinmauerwerk $Lo^{20} = 20\%$

Damit bei der Bemessung diese Diagramme auch für Steine mit abweichendem Lochflächenanteil Lo^* verwendet werden können, sind die rechnerischen Spannungen σ_{rb} und σ_{rg} gemäss 3.3.3 umzurechnen. Diese Umrechnung kann für die folgenden Lochflächenanteile verwendet werden:

- Backsteinmauerwerk $30\% \leq Lo^* \leq 60\%$
- Kalksandsteinmauerwerk $0\% \leq Lo^* \leq 30\%$

2. Grundsätze für die Bemessung

2.1 Bemessung auf Grenzzustände

Grundsätzlich sind die Mauerwerkswände so zu bemessen und durchzubilden, dass sie

- eine ausreichende Bruchsisicherheit aufweisen (Tragfähigkeit)
- unter Gebrauchslasten ein normales Verhalten zeigen (Gebrauchsfähigkeit) und auftretende Verformungen mit Einschluss der Kriech-, Schwind- und Temperaturverformungen keinen nachteiligen Einfluss auf die Nutzung haben.

2.2 Bemessungsverfahren

Alle angegebenen Spannungen (σ_B , σ_{rb} , σ_{rg}) sind auf die Bruttoquerschnittsfläche A der Wand bezogen. Es handelt sich demnach um Bruttospannungen. Unterschiedliche Lochflächen können gemäss 1.2 bzw. 3.3.3 behandelt werden.

2.3 Bemessungslasten

Die Mauerwerkswand ist sowohl für Hauptlasten als auch für Haupt- und Zusatzlasten zu bemessen (SIA Norm 177, Art. 3 112 und Art 3 113). Liegen besondere Verhältnisse vor, so ist eine sinngemäss abgeänderte Aufteilung in Haupt- und Zusatzlasten vorzunehmen.

2.4 Bemessungsfälle

Folgende Bemessungsfälle werden unterschieden:

- Fälle E:

Axiale Linienlast mit konstanten, vorgegebenen Exzentrizitäten am oberen und unteren Wandende.

- Fälle V:

Axiale Linienlast und Verdrehungen der Deckenaufleger, die sich aus dem Zusammenwirken von Decke und Wänden ergeben.

Für die Bemessung ist von den angegebenen Fällen derjenige zu wählen, welcher dem zu untersuchenden Fall am nächsten liegt. Wenn nötig, darf linear interpoliert werden.

3. Nachweis der Bruchsicherheit

3.1 Grundsatz

Eine ausreichende Bruchsicherheit ist vorhanden, wenn die nach 3.2 ermittelte Bemessungsfestigkeit σ_B die auf den Bruttoquerschnitt bezogene rechnerische Spannung σ_{rb} infolge der um einen Lastfaktor vergrösserten Lasten übersteigt:

$$\sigma_B \geq \sigma_{rb}$$

3.2 Bestimmung der Festigkeit σ_B

3.2.1 Vorgehen

Bemessungsfall E:

- Schlankheit δ
- Exzentrizitätsmass m
- Bestimmung des Bemessungsfalles E (nach 2.4)
- Bestimmung von σ_B aus den Bemessungs-Diagrammen BE

Bemessungsfall V:

- Schlankheit δ
- Auflagerwinkel ϑ_D der Decken (nach 3.4)
- Bestimmung des Bemessungsfalles V (nach 2.4)
- Bestimmung von σ_B aus den Bemessungs-Diagrammen BV

Die Schlankheit δ wird gemäss untenstehender Darstellung ermittelt:

Das Exzentrizitätsmass m stellt die auf die Kernweite des Rechteckvollquerschnittes ($k = d/6$) bezogene Exzentrizität dar.

3.2.2 Berücksichtigung der Mauerwerksqualität

Die Werte der Bemessungs-Diagramme BE und BV sind für MBHC bzw. MKHC gültig. Für die andern Mauerwerksqualitäten (siehe 1.1) sind die Werte der Bemessungs-Diagramme mit den angegebenen γ -Werten je nach Bemessungsfall wie folgt umzurechnen:

Bemessungsfall E

Bemessungsfall V

- Backsteinmauerwerk	MBNC, MBNV	$\gamma_N = 0.60$
	MBHC	$\gamma_H = 1.00$
	MBSC	$\gamma_S = 1.50$
- Kalksandsteinmauerwerk	MKNV	$\gamma_N = 0.60$
	MKHC, MKHV	$\gamma_H = 1.00$
	MKSC	$\gamma_S = 1.20$

3.3 Bestimmung der rechnerischen Spannung σ_{rb} 3.3.1 für Hauptlasten

$$\sigma_{rb} = \frac{1.4 \cdot (P_g + P_p)}{A}$$

bzw. bei günstiger (entlastender) Wirkung von P_g :

$$\sigma_{rb} = \frac{0.8 P_g + 1.4 P_p}{A}$$

3.3.2 für Haupt- und Zusatzlasten

$$\sigma_{rb} = \frac{1.2 \cdot (P_g + P_p + P_z)}{A}$$

bzw. bei günstiger (entlastender) Wirkung von P_g :

$$\sigma_{rb} = \frac{0.8 \cdot P_g + 1.2 \cdot (P_p + P_z)}{A}$$

3.3.3 Berücksichtigung des Lochflächenanteils

Werden für die zu bemessende Mauerwerkswand Steine mit einem von 50% (Backsteine) bzw. 20% (Kalksandsteine) abweichenden Lochflächenanteil Lo^* verwendet, so ist die rechnerische Spannung σ_{rb} wie folgt umzurechnen und mit der Bemessungsfestigkeit σ_B (nach 3.2.1 und 3.2.2) zu vergleichen:

- Backsteinmauerwerk
$$\sigma_{rb}^* = \sigma_{rb} \cdot \frac{1 - Lo^{50}}{1 - Lo^*}$$

- Kalksandsteinmauerwerk
$$\sigma_{rb}^* = \sigma_{rb} \cdot \frac{1 - Lo^{20}}{1 - Lo^*}$$

- σ_{rb} : rechnerische Spannung nach 3.3
 σ_{rb}^* : umgerechnete rechnerische Spannung
 Lo^{50} : Lochflächenanteil 50%
 Lo^{20} : Lochflächenanteil 20%
 Lo^* : abweichender Lochflächenanteil in %
 Backsteinmauerwerk $30\% \leq Lo^* \leq 60\%$
 Kalksandsteinmauerwerk $0\% \leq Lo^* \leq 30\%$

3.4 Auflagerverdrehung der Decken

Die in den Backsteinwänden eingebundenen Decken erfahren durch die Wände eine Einspannung. Der Winkel der Deckenauflagerverdrehung ϑ_D stellt sich so ein, dass der Gesamteinspannwiderstand W der Backsteinwand gleich dem Einspannmoment M_D der Decke ist:

$$\text{Wand: } W = W(\vartheta_D) = P_1 \cdot (e_1(\vartheta_D) + e_2(\vartheta_D))$$

$$\text{Decke: } M_D = M_D(\vartheta_D)$$

$$\text{Gleichgewicht: } W(\vartheta_D) = M_D(\vartheta_D)$$

Die Kurven $e_1(\vartheta_D)$ und $e_2(\vartheta_D)$ können punktweise für m -Werte von 0.5, 1.0, 1.5 und 2.0 aufgetragen werden: Bei gegebener Last, Schlankheit δ und Bemessungsfall V kann die zu einem m - bzw. e -Wert gehörende Verdrehung des Deckenauf-lagers aus dem Diagramm DE bestimmt werden. σ_{rb} ist gemäss 3.3 zu bestimmen. Für m ist höchstens der Wert 2.0 einzusetzen. Durch Addition der beiden Kurven $e_1(\vartheta_D)$ und $e_2(\vartheta_D)$ und Multiplikation mit der Linienlast in der oberen Wand erhält man $W(\vartheta_D)$.

Das Einspannmoment $M_D(\vartheta_D)$ kann ebenfalls in Abhängigkeit von ϑ_D bestimmt werden. Kriechen kann berücksichtigt werden. Im Schnittpunkt von $W(\vartheta_D)$ und $M_D(\vartheta_D)$ ist die Gleichgewichtsbedingung $W(\vartheta_D) = M_D(\vartheta_D)$ erfüllt; damit ist der Auflagerdrehwinkel bestimmt.

4. Nachweis der Gebrauchsfähigkeit

4.1 Grundsatz

Die Gebrauchsfähigkeit ist gewährleistet, wenn unter den massgebenden Lasten, Verdrehungen der Deckenaufleger sowie Zwängungen infolge von Kriech-, Schwind- und Temperaturverformungen der Decken keine Risse auftreten bzw. nur solche, die keine Folgeschäden nach sich ziehen und das Aussehen der Wand nicht beeinträchtigen. Es handelt sich dabei um horizontale Risse in den Lagerfugen sowie zwischen Wand und Decke.

Rissbildungen in Backsteinwänden können nicht nur durch Zwängungen und Verdrehungen der Deckenaufleger entstehen. Beim Konstruieren und Bemessen von Backsteinbauten sind die übrigen Konstruktionsregeln zur Vermeidung von Rissen selbstverständlich zu beachten.

4.2 Kriterien der Gebrauchsfähigkeit

Im Gebrauchszustand sollen in der Backsteinwand keine bzw. keine unzulässigen Risse auftreten. Als unzulässig werden Risse bezeichnet, welche Folgeschäden nach sich ziehen und/oder das Aussehen der Wand beeinträchtigen. Die Möglichkeit des Auftretens von Folgeschäden ist unter Berücksichtigung der betreffenden Wandkonstruktion und der Lage in bezug auf die möglichen Witterungseinflüsse zu beurteilen.

In der Regel lassen sich die obigen Forderungen erfüllen, wenn die folgenden theoretischen Rissweiten (Richtwerte) nicht überschritten werden:

Lage bezügl. Witterungseinfluss		Verputztes Mauerwerk		Unverputztes Mauerwerk, Sichtmauerwerk
		abgesackt oder dünner Putz bzw. feine Oberfläche	dicker Putz bzw. grobe Oberfläche	
Vor Witterungseinflüssen vollkommen geschützt	A	0.10 mm	0.15 mm	0.15 mm
	B	0.15 mm	0.20 mm	
Direkter Schlagregen durch ausladendes Vordach weitgehend abgehalten	A	0.05 mm	0.10 mm	0.10 mm
	B	0.10 mm	0.15 mm	
Den Witterungseinflüssen ungeschützt ausgesetzt	A	0.00 mm	0.05 mm	0.05 mm
	B	0.05 mm	0.10 mm	
Extreme Lage bezüglich Witterung	A	0.00 mm	0.00 mm	0.00 mm
	B	0.00 mm	0.05 mm	

A: Massgebliche Schwind- und Kriechverformungen der Decken nach Auftragen des Verputzes

B: Schwinden und Kriechen der Decken im wesentlichen abgeklungen beim Auftragen des Verputzes

4.3 Ermittlung der rechnerischen Spannung σ_{rg}

$$\sigma_{rg} = \frac{P_g + P_e}{A}$$

Sofern Steine verwendet werden, die einen von 50% (Backsteine) bzw. von 20% (Kalksandsteine) abweichenden Lochflächenanteil aufweisen, ist σ_{rg} entsprechend 3.3.3 umzurechnen.

4.4 Ermittlung der theoretischen Rissweiten

4.4.1 Einfluss der Mauerwerksqualität

Die Mauerwerksqualität ist für die Rissweiten ohne Bedeutung. Die Begrenzung der Diagramme GV ist jedoch entsprechend 3.2.2 abzuändern.

4.4.2 Fall E

- Bestimmung von m und δ .
- Ermittlung der Wandverdrehung infolge der massgebenden Lasten aus den Diagrammen DE 1, 2 und 3 sowie der Auflagerverdrehung infolge von Schwind- und Temperaturverformungen nach 4.5.
- Wahl des Bemessungsfalles V aufgrund der totalen Auflagerverdrehung und Bestimmung der unter den massgebenden Lasten auftretenden maximalen Rissweite (Diagramm GV).
- Der Riss, der sich allenfalls aus der Differenz zwischen Wandend- und Auflager-Verdrehung der Decke ergibt, ist in seiner Grösse nachzuweisen.

4.4.3 Fall V

- Bestimmung von δ .
- Ermittlung der Auflagerdrehwinkel infolge der massgebenden Lasten und von Kriechen gemäss 3.4 und infolge von Schwind- und Temperaturverformungen nach 4.5.
- Wahl des Bemessungsfalles V aufgrund der totalen Auflagerverdrehungen und Bestimmung der unter der vorhandenen, tatsächlichen Last auftretenden maximalen Risse.

4.5 Auflagerverdrehung infolge von Schwind- und Temperaturverformungen

Infolge von Schwind- und Temperaturverformungen werden die Deckenauflager relativ zur Wandaxe verdreht. Diese Drehwinkel können als Auflagerdrehwinkel aufgefasst werden.

MBHC

BE

Bemessungsfestigkeit σ_B (N/mm²)

BE 1

BE 2

BE 3

MBHC

BV

Bemessungsfestigkeit σ_B (N/mm²)

MBHC

GV 1

Rissweiten r in mm

$$\delta = \frac{h}{d}$$

$$P = \sigma_{rg} \cdot A$$

σ_{rg} gemäss 4.3

MBHC

GV 3

Rissweiten r in mm

$\delta = \frac{h}{d}$

$P = \check{G}_{rg} \cdot A$

$\check{G}_{rg}$ gemäss 4.3

MBHC

DE 1

m - ν_D - Werte

$$\delta = \frac{h}{d} \quad , \quad m = \frac{6 \cdot e}{d}$$
$$P = \zeta_{rb,rg} \cdot A$$

ζ_{rb} gemäss 3.3
 ζ_{rg} gemäss 4.3

MBHC

DE 2

$m - \nu_D$ - Werte

$\delta = \frac{h}{d} \quad , \quad m = \frac{6 \cdot e}{d}$

MBHC

DE 3

m - ν_D -Werte

$$\delta = \frac{h}{d} \quad , \quad m = \frac{6 \cdot e}{d}$$