

**Aktualisierung der Berechnung
und Bemessung von bewehrtem
Mauerwerk im Eurocode 6**

T 3018

T 3018

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2003, ISBN 3-8167-6522-X

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.IRBbuch.de

Forschungsbericht

Aktualisierung der Berechnung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk im Eurocode 6

Bearbeitung: BGS Ingenieursozietät, Hannover
Dr.- Ing. H. Reeh
Dipl.- Ing. B. Mathias

Jäger Ingenieure GmbH,
Büro für Tragwerksplanung, Radebeul
Prof. Dr.- Ing. W. Jäger
Dipl.- Ing. G. Baier
Dipl.- Ing. P. Schöps

Hannover, Februar 2003

Kurzfassung

In diesem Forschungsbericht werden sicherheitstechnische Belange bei Planung, Ausführung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 überprüft. Es wird untersucht, ob die Anwendung des EC 6 eine Beeinträchtigung des bisher in Deutschland geltenden Sicherheitsniveaus für bewehrtes Mauerwerk bedeutet.

Die Ergebnisse dieses Berichtes wurden bereits bei der deutschen Mitarbeit am EC 6 verwendet. Sie sollen insbesondere die deutsche Einflussnahme auf die laufende europäische Normung unterstützen und können für weitere deutsche Stellungnahmen zum EC 6 herangezogen werden. Gleichzeitig wird mit dieser Forschungsarbeit eine Grundlage für die Neubearbeitung der DIN 1053-3 geschaffen. Unter Berücksichtigung der Untersuchungsergebnisse werden Änderungsvorschläge erarbeitet, um die bestehenden Unzulänglichkeiten im Bemessungskonzept des EC 6 zu beheben und die damit verbundenen Sicherheitsrisiken auszuschließen.

Als Ergebnis wird festgestellt, dass die auf den Forschungsergebnissen beruhenden und in den deutschen Stellungnahmen enthaltenen Änderungsvorschläge bereits weitgehend im EC 6, Stage 34 draft, berücksichtigt wurden. Damit konnten zahlreiche Verbesserungen und Klarstellungen bei der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach EC 6 erreicht werden. Jedoch konnten mit der Bearbeitung dieses Forschungsberichtes nicht alle Festlegungen des EC 6 bzgl. des bewehrten Mauerwerkes abschließend beurteilt werden, so dass weitere Untersuchungen erforderlich sind.

Summary

The safety considerations in the planning, execution and design of reinforced masonry structures to Eurocode 6 are examined in this research report. It was examined whether the application of EC 6 represents an impairment of the degree of safety for reinforced masonry in force in Germany until now.

The results of this report were already employed in the German contribution to EC 6. This is intended particularly to support the German influence on the current European standardisation and may be employed for further German statements regarding EC 6. At the same time, this research report provides the basis for a revision of DIN 1053-3. Proposed changes will be produced which take account of the examination results to rectify the existing shortcomings in the design concept of EC 6 and to eliminate the associated safety risks.

It has been determined that the revision proposals based on the research results and contained in the German statements have been largely taken into account in EC 6, draft stage 34. It was therefore possible to achieve numerous improvements and clarifications in the design of reinforced masonry to EC 6. However, not all specification of EC 6 with regard to reinforced masonry could be finally assessed by the application of this research report, and further investigations are necessary.

Résumé

Ce bilan des recherches scientifiques étudie les questions de sécurité en ce qui concerne l'étude, la construction et la détermination de maçonnerie armée selon Eurocode 6. Il y a examen si l'application du EC 6 représente une détérioration du niveau de sécurité pour maçonnerie armée valable jusqu'à présent en Allemagne.

Les résultats de ce rapport ont déjà été impliqués dans la collaboration allemande au EC 6. Ils doivent servir notamment de soutien de l'influence allemande pour la standardisation européenne en cours et peuvent servir pour autres prises de position allemande quant au EC 6. Tenant compte des résultats, il y a élaboration de propositions de modification pour éliminer des insuffisances du concept de mesure du EC 6 et de combler ainsi des lacunes de sécurité.

L'on parvient au résultat que les propositions de modification qui se basent sur les résultats des recherches, représentés dans les prises de position allemandes sont pris en compte au sein de EC 6, Stage 34 draft. On obtient ainsi un grand nombre d'améliorations et de clarifications lors de la détermination de maçonnerie armée selon EC 6. Cependant, l'élaboration du présent bilan des recherches n'a pas pu juger en conclusion toutes les déterminations du EC 6 quant au maçonnerie armée. Autres recherches seront alors nécessaires.

Forschungsbericht: Aktualisierung der Berechnung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk im Eurocode 6

Inhaltsverzeichnis	Seiten
<u>1. Vorwort</u>	1/1 - 2
<u>2. Stand der europäischen Bemessungsnormen im Mauerwerksbau</u>	
2.1 Beitrag im Mauerwerkkalender 2003	2/1 - 23
2.2 Stand der aktuellen Normungsarbeit in Deutschland und Europa	2/24
2.3 ENV 1996-1-1: Bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk	
2.3.1 Lastkombinationen	2/24
2.3.2 Baustoffe	2/25 - 29
2.4 ENV 1996-1-3: Horizontale Belastung	2/29
2.5 ENV 1996-3: Vereinfachte Berechnung und einfache Regeln für Mauerwerksbauten	2/29
2.6 Zusammenfassung und Ausblick	2/30
<u>3. Ergebnisse der vorangegangenen Forschungstätigkeiten</u>	
3.1 Allgemeines	3/1
3.2 Zusammenstellung der Ergebnisse	3/1 - 13
3.3 Deutsche Stellungnahme vom 30.11.2001 zur ENV 1996-1-1, Redraft 9A, Okt. 2001	3/14 - 61
<u>4. Untersuchungen</u>	
4.1 Vorbemerkungen	4.1/1
4.2 Einzelthemen	
4.2.1 Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand	4.2/1 - 6
4.2.2 Biegemomentenermittlung	4.2/7 - 20

4.2.3	Schubnachweis	4.2/21 - 28
4.2.4	Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten, $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)	4.2/29 - 53
4.2.5	Kippnachweis	4.2/54 - 58
4.3	Berechnungsbeispiele	
4.3.1	Allgemeines	4.3/1
4.3.2	Beispiele	4.3/2 - 5
4.3.3	Berechnungsgrundlagen, Nachweisgleichungen	4.3/6 - 12
4.3.4	Berechnungen	4.3/13 - 57
4.4	Deutsche Stellungnahme vom September 2002 zur ENV 1996-1-1, Stage 34 draft, Mai 2002	4.4/1 - 30
<u>5.</u>	<u>Weitere erforderliche Untersuchungen</u>	
5.1	Allgemeines	5/1
5.2	Zusammenstellung der erforderlichen Untersuchungen	5/1 - 4
<u>6.</u>	<u>Zusammenfassung</u>	6/1-22
<u>7.</u>	<u>Literatur</u>	7/1 - 9

1 Vorwort

In dem abgeschlossenen Forschungsbericht vom November 2001 (Teile 4 A und 4 B) [1/1] wurden u. a. bereits Regelungen zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 (ENV 1996-1-1) [1/2], [1/3] und DIN 1053-3 [1/4] miteinander verglichen. In den Vergleich wurden auch durchgängige Berechnungsbeispiele einbezogen. Es wurden dabei im Eurocode 6 unklare Festlegungen erkannt und bei den nach der europäischen Norm bemessenen Beispielen auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse erhalten. Es wurde festgestellt, dass aufgrund dieser Ergebnisse eine Gefahr für die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit bei nach Eurocode 6 bemessenen Konstruktionen gegeben ist. Um die bestehenden Unzulänglichkeiten im Bemessungskonzept des Eurocode 6 zu beheben und die damit verbundenen Sicherheitsrisiken auszuschließen, wurde festgestellt, dass der gesamte Bereich "Bewehrtes Mauerwerk" überarbeitet werden muss.

Mit diesem Forschungsvorhaben werden die Untersuchungen des Forschungsberichtes [1/1] fortgeführt. Es werden sicherheitstechnische Belange bei Planung, Ausführung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 überprüft. Es wird insbesondere untersucht, ob die Anwendung des Eurocode 6 eine Beeinträchtigung des bisher geltenden Sicherheitsniveaus für bewehrtes Mauerwerk bedeutet. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse sollen Änderungsvorschläge für das in Eurocode 6 geregelte bewehrte Mauerwerk erarbeitet werden. Als Bearbeitungsfassungen werden ENV 1996-1-1, Redraft 9A [1/5] und Stage 34 draft [1/6] zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sollen für die Überarbeitung des Eurocode 6 herangezogen werden. Gleichzeitig soll eine Grundlage für die Neubearbeitung der DIN 1053-3 [1/4] geschaffen werden.

Mit den bisherigen Untersuchungsergebnissen nach [1/1] und den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens konnten während der Forschungstätigkeit unter Mitwirkung der Bearbeiter die maßgebenden deutschen Stellungnahmen zur ENV 1996-1-1 [1/7], [1/8] erarbeitet werden. In den Kapiteln 3.3 und 4.4 des Forschungsberichtes sind beide Stellungnahmen zusammengestellt.

In dem Forschungsbericht wird zunächst der derzeitige Stand der europäischen Normung im Mauerwerksbau beschrieben. Es folgt eine Zusammenstellung der Ergebnisse des vorangegangenen Forschungsberichtes [1/1]. Mit den innerhalb des Forschungsberichtes durchgeführten Untersuchungen werden folgende Einzelthemen behandelt:

- Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand
- Biegemomentenermittlung
- Schubnachweis
- Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)
- Kippnachweis, Begrenzung der Spannweiten biegebeanspruchter Bauteile
- Bewehrung am Auflager, Verankerungslängen
- Festigkeitswerte f_{vk} , f_{cvk}
- Bemessung von Bauteilen mit Gurten
- Nachweis von Flachstürzen

Die Aufgabenstellung wurde hierbei so gewählt, dass die Arbeiten zu den o. g. Themen die deutsche Einflussnahme auf die laufende europäische Normung im Mauerwerksbau unterstützen. Für zahlreiche Arbeitssitzungen der zuständigen Projektteams wurden daher im Rahmen dieses Forschungsvorhabens benötigte Ausarbeitungen zur Untermauerung deutscher Änderungswünsche geliefert.

Mit den Berechnungsbeispielen werden die bereits in [1/1] festgestellten Unzulänglichkeiten des Eurocode 6 und die Untersuchungsergebnisse zu den Einzelthemen verdeutlicht und überprüft. Gleichzeitig erfolgt eine Kontrolle von bereits in ENV 1996-1-1, Stage 34 draft [1/6] vorgenommenen Änderungen.

Auch mit den Untersuchungen dieses Forschungsberichtes konnten nicht alle Festlegungen des Eurocode 6 bzgl. des bewehrten Mauerwerkes endgültig beurteilt werden. Abschließend wird daher auf weitere erforderliche Untersuchungen hingewiesen.

2 Stand der europäischen Bemessungsnormen im Mauerwerksbau

Zum Stand der europäischen Bemessungsnormen im Mauerwerksbau ist im Mauerwerkskalender 2003 [2/17] ausführlich berichtet worden. Dieser im folgenden abgedruckte Beitrag, entspricht dem Stand Juni 2002. Auf die weitere Entwicklungen bis Dezember 2002 wird ab dem Abschnitt 2.2 eingegangen.

2.1 Beitrag im Mauerwerkskalender 2003

(siehe Seiten 2/2 bis 2/23)

IV Zum Stand der europäischen Bemessungsregeln im Mauerwerksbau – Eurocode 6

Wolfram Jäger, Dresden

1 Vorbemerkungen

1.1 Allgemein

Der Eurocode 6 liegt in allen seinen Teilen als europäische Norm in deutscher Übersetzung vor (s. [1], [3], [4] und [6]). Ein Nationales Anwendungsdokument gibt es bisher lediglich für den Teil 1-1 der ENV 1996 [2], der inzwischen in allen Bundesländern als technische Baubestimmung eingeführt ist und alternativ zur DIN 1053-1 bis 3 angewendet werden kann.

Im Mauerwerk-Kalender 2001 [7] wurde ausführlich zum Stand der Bearbeitung der europäischen Normen für unbewehrtes Mauerwerk berichtet. Hier sollen darauf aufbauend die neuesten Informationen zur Überführung der ENV's in EN's gegeben werden.

1.2 Arbeit in den PT's und im SC 6 von CEN/TC 250

Nach der für alle Teile erfolgten formalen Abstimmung wird eine Überarbeitung der ENV's vorgenommen, um sie so in EN's zu überführen, die dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik entsprechen und die abgegebenen nationalen Kommentare berücksichtigen.

Die Mitglieder der PT's werden vom Vorsitzenden des SC 6 zusammen mit seinem Sekretär ausgewählt, nachdem der SC 6 entsprechende Vorschläge unterbreitet hat. Folgende PT's sind derzeit etabliert:

- PT 1: ENV 1996-1-1: Bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (Arbeitsbeginn 1998)
- PT 2: ENV 1996-1-2: Bemessung im Brandfalle (Arbeitsbeginn 1998)
- PT 3: ENV 1996-1-3: Horizontale Belastung (Arbeitsbeginn 2001)
- PT 4: ENV 1996-2: Ausführung (Arbeitsbeginn 2001)
- PT 5: ENV 1996-3: Vereinfachtes Verfahren und einfache Regeln (Arbeitsbeginn 2001)

Die Mitglieder in den PT's sind keine nationalen Vertreter. Sie sind als europäische Fachleute auf dem jeweiligen Gebiet tätig und arbeiten in meh-

rerer Schritten einen Entwurf für die EN auf der Basis der ENV aus. Der Entwurf wird in seinen Arbeitsständen dem SC 6, d. h. den nationalen Kontaktpersonen und weiteren Delegationsmitgliedern vorgestellt. Über die Endfassung wird dann formal abgestimmt. Bei positivem Ausgang ist der überarbeitete Code angenommen.

Die Arbeit in den PT's erfolgt mit Hilfe sogenannter „Comment handling documents“, d. h. einer in Listenform zusammengestellten Übersicht über alle abgegebenen Kommentare, gegliedert nach Abschnitten und Gliederungspunkten. Es wird dann ausgewiesen, wie mit dem Kommentar verfahren wird. Somit ist eine Nachvollziehbarkeit der Entscheidungen gegeben.

Bei der Überarbeitung der einzelnen Teile erfolgt hinsichtlich Gliederung und Aufbau ebenfalls eine formale Angleichung an die anderen Eurocodes und den überarbeiteten Eurocode prEN 1990 „Grundlagen der Bemessung“ [22].

2 Richtlinie für die Gestaltung der EC's für das Bauwesen

Um eine gewisse Konsistenz der für das Bauwesen geltenden Eurocodes zu erreichen, ist ein Leitpapier (s. [27]) für die endgültige Gestaltung und den Umgang mit den Eurocodes sowie ihrer nationalen Einführung ausgearbeitet worden. Dies war notwendig, um gewisse Prinzipien festzuschreiben, zu erläutern und für die tägliche Arbeit bereitzustellen. Das Papier regelt wichtige Punkte bei der Erarbeitung der Entwürfe zu den EN's auf der Basis der ENV's und klärt das weitere Vorgehen nach der formalen Abstimmung. Die Gliederung soll generell für alle Eurocodes gleich sein. Sie umfasst folgende Abschnitte:

Vorwort

1. Allgemeines
2. Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung
3. Baustoffe
4. Dauerhaftigkeit
5. Berechnung
6. Grenzzustand der Tragfähigkeit

Mauerwerk-Kalender 2003

- 7. Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit
 - 8. Konstruktionsdetails
 - 9. Ausführung
- Anhänge

Die prEN 1990 [22] zu den Grundlagen des Entwurfs, der Bemessung und Konstruktion ist fertiggestellt. Die formale Abstimmung ist erfolgt, damit können bisher vorhandene Wiederholungen in den einzelnen EC's entfallen. Sie werden durch Verweise auf EN 1990 ersetzt. Das Leitpapier und die EN 1990 sind die Basis für die formalen Dinge bei der Überarbeitung der ENV's des EC 6. Vom TC 250 sind Expertengruppen gebildet worden, die beim Auftreten von Schwierigkeiten zwischen den EC's und den Produkt-Standards zur Ausräumung derselben tätig werden. Für die Produktstandards ist das TC 125 zuständig.

Mit Hilfe des Leitpapiers wird die Anwenderfreundlichkeit der EC's im Paket erhöht und der Umfang des EC 6 reduziert.

3 Überblick und Stand der Bearbeitung

3.1 Die Normenteile

Wenn allgemein vom Eurocode 6 gesprochen wird, ist damit das Paket von Normen zur Bemessung und Ausführung von Mauerwerk gemeint. Tabelle 1 listet die einzelnen Teile der Norm auf und informiert über den aktuellen Stand der Einführung.

3.2 EN 1996-1-1: Bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

3.2.1 Allgemein

Der Bereich des unbewehrten Mauerwerks ist in [7] ausführlich dargestellt worden. Leider konnte sich Deutschland bisher nicht durchsetzen, das bewehrte und unbewehrte Mauerwerk in zwei Teilen unterzubringen, um die Handhabung für den Teil, der häufiger gebraucht wird, anwenderfreundlicher zu gestalten. Es gibt dafür formale Gründe. Die Arbeit des SC 6 und des beauftragten Project-Teams 1 erfolgt auf der Basis von sogenannten Mandaten, die die Eckpunkte und die Inhalte der Arbeit an einer Norm festlegen. Das Mandat für die EN 1996-1-1 sieht eine derartige Trennung nicht vor. Deutschland stand mit der Forderung weitgehendst allein und muss nunmehr das Ergebnis akzeptieren.

Der Wunsch, das vereinfachte und das genauere Verfahren in einer Norm zu vereinigen, um nur eine Berechnungs- und Bemessungsnorm zu haben, konnte ebenfalls aus formalen Gründen

Tabelle 1: Übersicht über die Teile des EC 6 (ENV 1996) und ihren Stand

Teil	Unter- teil	Deutsche Fassung Stand	NAD	Ein- füh- rung	Inhalt
1	-1	12/96	vorh.	ja	Allgemeine Regeln Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
	-2	05/97	vorh.	nein	Tragwerksbemessung für den Brandfall
	-3	08/99	nein	nein	Regeln für horizontal belastetes Mauerwerk
2		08/97	nein	nein	Entwurf, Materialauswahl und Ausführung von Mauerwerk
3		10/00	E vorh.	nein	Vereinfachtes Berechnungsverfahren und einfache Regeln für Mauerwerksbauten

nicht realisiert werden. Nach dem es zu einer Überarbeitung und damit Überführung des Teils 3 [6] kommt, kann man mit dem Ausgang zu diesem Punkt leben.

Zum Zeitpunkt der Bearbeitung des Beitrages lag der Schlussskizzenentwurf der prEN 1996-1-1 vor [10], der 2003 zur formalen Abstimmung kommen soll.

3.2.2 Lastkombinationen

3.2.2.1 Vorbemerkungen

Wiederholungen aus anderen Vorschriften sind im Gegensatz zu den Vornormen nicht mehr erlaubt, sodass der Abschnitt nunmehr wesentlich kürzer ist.

Es wird nur noch auf die EN 1990: Grundlagen der Bemessung [22] verwiesen. Nach dieser sind die ungünstigsten Auswirkungen aus der Kombination möglicher Einwirkungen auf das Bauwerk zu ermitteln.

Unter dem Abschnitt „Grenzzustand der Tragfähigkeit“ sind in der EN 1990 die allgemein zu untersuchenden Lastkombinationen angegeben. Dabei werden die einzelnen Lasten mit Lastkombinationsfaktoren versehen und zu einer günstigen oder ungünstigen kombiniert. Aus den untersuch-

ten Kombinationen sind dann die für die Bemessung bzw. Nachweisführung maßgebenden zu bestimmen.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

Das „+“ bedeutet, dass dieser Lastfall mit zu kombinieren ist.

In dem normativen Anhang A 1 der EN 1990 sind die Lastkombinationsvorschriften für allgemeine Hochbauten angegeben.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind unterschiedliche Lastkombinationen für die Einhaltung des statischen Gleichgewichts und für die Festigkeitsbemessung aufgeführt.

– Lastkombinationsfaktoren

Für Wohn- und Bürogebäude sind Ψ -Werte empfohlen, die aber letztlich durch den Nationalen Anhang zu regeln sind.

$$\Psi_0 = 0,7; \quad \Psi_1 = 0,5; \quad \Psi_2 = 0,3$$

Bei Vorhandensein von Windlasten sind

$$\Psi_0 = 0,6; \quad \Psi_1 = 0,2; \quad \Psi_2 = 0$$

und für Schneelasten (Höhenlage des Gebäudes < 1000 m)

$$\Psi_0 = 0,5; \quad \Psi_1 = 0,2; \quad \Psi_2 = 0$$

zu verwenden.

– Überprüfung des Gleichgewichts

Für den Fall, dass das Eigengewicht ungünstig wirkt, gilt

$$\sum_{j \geq 1} 1,10 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

und für den Fall, dass das Eigengewicht günstig wirkt, wird

$$\sum_{j \geq 1} 0,90 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

sofern keine Vorspannung angewendet wird. (0) bedeutet, dass die variable Last gleich Null zu setzen ist, sofern sie günstig wirkt. Die Lastkombinationsfaktoren Ψ sind für die einzelnen Bauwerksarten in einer Tabelle zusammengestellt.

– Festigkeitsnachweis

Für den Fall des Festigkeitsnachweises sind anzusetzen

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

bzw.

$$\sum_{j \geq 1} 1,00 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

Es ist unschwer zu erkennen, dass der praktisch tätige Ingenieur hier sehr schnell im Mauerwerksbau die meiste Zeit für das Herausfinden der maßgebenden Lastkombination verbrauchen wird und nicht für das Mauerwerk selbst. Der Zugewinn ist unbedeutend, sodass sich der Aufwand gar nicht lohnt.

3.2.2.2 Vereinfachte Lastfallkombinationen für Hochbauten

In einer Anmerkung wird in der EN 1990 lediglich darauf hingewiesen, dass nicht mehr als zwei variable Einwirkungen zu berücksichtigen sind, was eine gewisse Erleichterung für den Hochbau bedeutet. Auf Grund dieser Vereinfachung wird immer nur Ψ_0 gebraucht.

Gl. (4) lässt sich bei Vorhandensein einer Verkehrslast und der Windlast mit

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + 0,9(0) \cdot Q_{k,2} \quad (6)$$

darstellen. Wenn es sich bei der zweiten Last um eine Verkehrslast handelt, sind die aus

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + 1,05(0) \cdot Q_{k,2} \quad (7)$$

folgenden Kombinationen zu untersuchen. Analog ergeben sich die Lastkombinationen für den Fall, dass das Eigengewicht mit dem Faktor 1,0 belegt wird.

$$\sum_{j \geq 1} 1,00 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + 0,9(0) \cdot Q_{k,2} \quad (8)$$

bzw.

$$\sum_{j \geq 1} 1,00 \cdot G_{k,j} + 1,50(0) \cdot Q_{k,1} + 0,9(0) \cdot Q_{k,2} \quad (9)$$

Vergleicht man das mit der früheren vereinfachten Lastkombinationsregel nach ENV 1996-1-1 [1]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,50 \cdot Q_{k,1} \quad (10)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,35 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (11)$$

sieht man den Mehraufwand, der mit der exakteren Fassung verbunden ist. Die Gln. (10) und (11) haben nach Untersuchungen zu allgemeinen Hochbauten in einzelnen Fällen Ergebnisse geliefert, die auf der unsicheren Seite waren. Sie sind deshalb weder in der EN 1990 noch im EC 6 mehr aufgeführt.

Die einzige gebliebene Vereinfachung ist die Beschränkung auf jeweils zwei veränderliche Lastfälle. Es vereinfachen sich die Lastkombinationen dadurch wesentlich. Es ist aber immerhin noch

eine ganze Menge an Kombinationen ins Kalkül zu ziehen (s. Bild 1).

3.2.2.3 Fixed-Load-Regelung und Möglichkeit weitergehender Vereinfachungen

Der Hinweis auf die „fixed load“-Regelung für Verkehrslasten bleibt bestehen und stellt eine Erleichterung dar.

Mit ihr wird die Zahl der Lastfallkombinationen weiter begrenzt. Es ist immer davon auszugehen, dass entweder eine Last auf einer Decke vorhanden ist oder nicht. Eine raumweise Kombination ist für den Nachweis der Mauerwerksbauteile damit nicht notwendig. Diese Regelung hat einen ähnlichen Effekt, wie die in der DIN 1053-1 [12] enthaltene, nach der bei der Berechnung des Wand-Decken-Knotens die halbe Verkehrslast als ständige Last angesehen werden kann.

Um eine Rationalisierung der Berechnung zu ermöglichen, wurde in einer Anmerkung aufgenommen, dass es im Mauerwerksbau erlaubt ist, weitergehende Vereinfachungen vorzunehm-

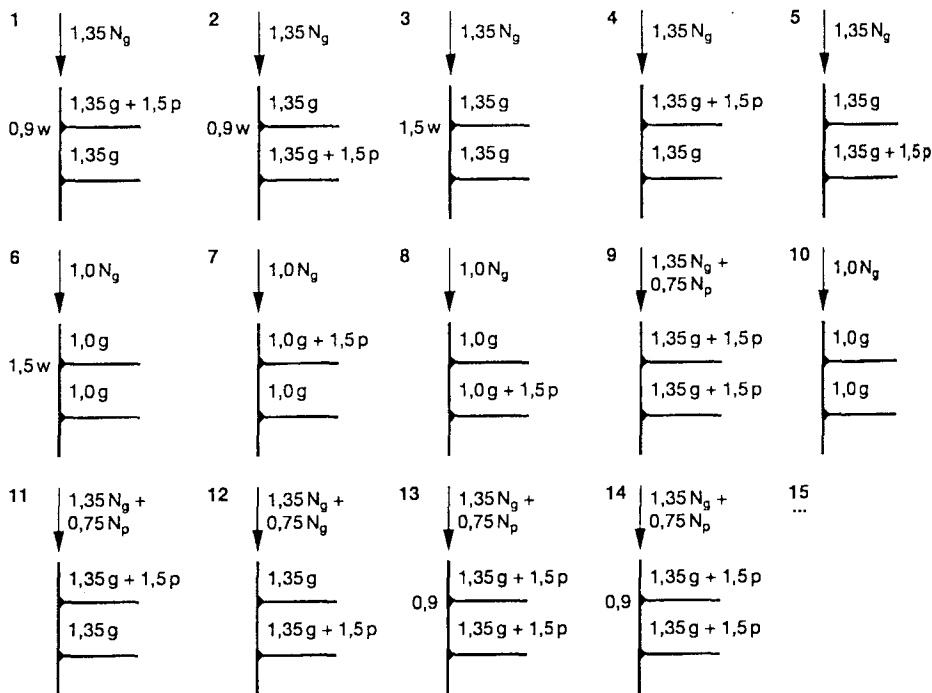


Bild 1. Auszug aus der Zusammenstellung der Lastfallkombinationen für eine Außenwand bei entsprechender Auslegung der EN 1990 [22]

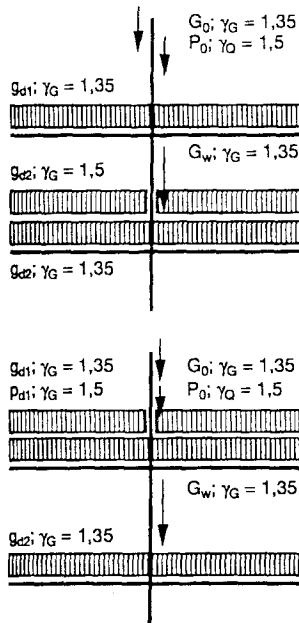


Bild 2. Nach der Fixed-Load-Regel zu untersuchende Lastkombinationen für eine allgemeine Mittelwand

men. Von diesen wird im Beitrag C II, *Reeh/Jäger* (siehe Seite 367 ff. in diesem Mauerwerk-Kalender) Gebrauch gemacht.

3.2.3 Teilsicherheitsfaktoren

Die Teilsicherheitsfaktoren für die Einwirkungen sind der Norm EN 1990 zu entnehmen. Es erfolgt keinerlei Angabe mehr dazu.

In Tabelle 2 sind die wesentlichen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen dargestellt, die streng genommen zu untersuchen wären. Dabei wurden bereits die Kombinationsfaktoren mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Streng genommen sind alle möglichen Kombinationen, d. h. also auch über Kreuz, zu untersuchen.

Die Teilsicherheitsfaktoren zum Material sind nochmals intensiv diskutiert worden. Probleme wurden von deutscher Seite insbesondere hinsichtlich der Zulassung von Steinen der Kategorie II gesehen, bei denen keinerlei Konfidenzniveau vorgeschrieben ist. Damit werden schließlich Steine auf der Basis einer Herstellerangabe ohne kontinuierliche Prüfung zugelassen. Die geforderte drastische Anhebung des Sicherheitsniveaus

Tabelle 2: Teilsicherheitsfaktoren für die Einwirkungen bei Hochbauten und Lage des Objektes unter 1000 m über NN in Auswertung von [22]

γ_G, γ_Q	ungünstig	günstig
Ständige Lasten	1,35	1,00
Veränderliche Lasten		
eine veränderlich Last mit ihrem charakteristischen Wert	1,50	0
eine weitere veränderliche Last mit ihrem Kombinationsbeiwert (hier bereits enthalten)		
Verkehrslast	1,05	0
Windlast	0,90	0
Schneelast	0,75	0

für derartige Steine oder deren vollständiger Ausschluss konnten nicht durchgesetzt werden. Die noch in [11] enthaltene Tabelle mit Teilsicherheitsbeiwerten wird nunmehr in einer Anmerkung erscheinen und soll als Anhaltspunkt für die Wertebereiche von γ_M dienen (s. Tab. 3). Im normativen Text erscheint dann nur das Symbol γ_M . Die Werte sind national als National Determined Parameters in einem Anhang zur Norm festzulegen.

3.2.4 Baustoffe

3.2.4.1 Steingruppierung

Besonders in der Arbeit des PT 2 zur Bemessung im Brandfall entstand die Erkenntnis, dass eine stärkere Differenzierung der Steingruppierung erforderlich ist. Die verschiedenen Steinarten reagieren wesentlich sensibler auf Feuerbeanspruchung als beispielsweise auf Druck ohne Feuerwirkung. Daraus entstand dann in dem Arbeitskreis Baustoffe des Spiegelausschusses der Wunsch, eine einheitliche Gruppierung für EN 1996-1-1 und EN 1996-1-2 vorzunehmen. Zugleich überlagert wurde dieser Sachverhalt mit der Schwierigkeit, europäisch die gesamte Stegdicke (vgl. [1], Abschnitt 3.1.1, Tabelle 3.1, letzte Zeile) als Kriterium für gelochte Steine durchzusetzen.

Natürlich hat eine derartige Auflistung von Kriterien keine Berechtigung, in einem Bemessungscode aufzutauchen. Sie ist eine klare Angelegenheit der Produktnorm. Der Hersteller hat zu garantieren, dass seine Steine einer bestimmten Gruppe entsprechen, die in der Produktnorm definiert und in der Bemessungsnorm benötigt wird.

Die Einführung einer einheitlichen Tabelle für die statische Bemessung und die Nachweisführung im

Tabelle 3: Teilsicherheitsfaktoren für das Material als empfohlene Werte nach [10], die im Nationalen Anhang verbindlich durch Auswahl zu regeln sind

Material		γ_M				
		Klasse				
		1	2	3	4	5
A	Mauerwerk aus: Steinen Kategorie I, Mörtel nach Eignungsprüfung	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Steinen Kategorie I, Rezeptmörtel	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Steinen Kategorie II, jeder Mörtel	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Verankerung von Bewehrungsstahl	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Bewehrungsstahl und Spannstahl	1,15				
F	Ergänzungsbauteile	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Stürze nach EN 845-2	1,5 bis 2,5				

Anwendungen:

1. Anforderungen an Mörtel nach Eignungsprüfung nach EN 998-2 und EN 1996-2
2. Anforderungen an Rezeptmörtel nach EN 998-2 und EN 1996-2
3. Angegebene Werte sind Mittelwerte.
4. Feuchtigkeitssperrungen sind mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Mauerwerk abgedeckt.
5. Wenn der Variationskoeffizient für Steine der Kategorie II nicht größer als 25 % ist.

Brandfälle fand im SC 6 keine Mehrheit. Es wurde entgegen dem deutschen Vorschlag beschlossen, dass die Steingruppierung gemäß Teil 1-2 nicht mit der nach Teil 1-1 übereinstimmen muss. So wird es schließlich in beiden Teilen unterschiedliche Steingruppierungen geben, was für die Durchgängigkeit von Nachteil ist (s. Tab 4).

In der Zwischenzeit konnte im TC 125 (Produktnormung) erreicht werden, dass man europäisch nunmehr die Gesamtstegdicke (engl. „combined thickness“) als Kriterium akzeptiert und deren Bestimmung in die Prüfnormen einarbeitet. Angestrebt wird im PT nunmehr, vier Steingruppen (Vollsteine, Hochlochsteine, hochwärmedämmende Steine, Langlochsteine) zu definieren und die Anzahl der Einstufungskriterien wieder auf ein vernünftiges Maß zu reduzieren. Es soll auch noch einmal versucht werden, entweder diese Tabelle ganz aus dem EC 6 herauszunehmen und sie in die Produktebene zu bringen oder sie zumindest in einem Anhang abzudrucken.

3.2.4.2 Druckfestigkeit

Nach umfangreichen Überprüfungen auf deutscher und österreichischer Ebene wurde für die formelmäßige Darstellung der Druckfestigkeit vom PT 1 ein Kompromiss vorgeschlagen. Es soll [10] gelten.

Mauerwerk mit Normalmörtel und Leichtmörtel

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (12)$$

mit

K Festwert, abhängig von der Stein- und Mörtelart (s. Tab. 5)

f_b (Mittel-)wert der normierten Steindruckfestigkeit

f_m Druckfestigkeit des Mauer Mörtels (als Mittelwert)

Gl. (12) ist dimensionsfrei.

Für die normierte Steindruckfestigkeit und für die Mörtelfestigkeit sind nachfolgende Grenzwerte zu beachten:

- f_b darf bei Verwendung von Normalmörtel nicht größer als 75 N/mm² angenommen werden
- f_m darf nicht größer als 20 N/mm² bzw. nicht größer als $2f_b$ angenommen werden
- f_m darf nicht größer als 10 N/mm² bei Verwendung von Leichtmörtel sein
- der Variationskoeffizient der Steinfestigkeit darf nicht größer als 25 % sein.
- es handelt sich um Einsteinsmauerwerk (Verbandsmauerwerk bei Verwendung von Nor-

Tabelle 4: Gruppierung der Mauersteine und Kriterien zur Einstufung nach [10]

	Material und Grenzen für die Steine							
	Gruppe 1 (material unab- hängig)	Material	Gruppe 2		Gruppe 3		Gruppe 4	
			Vertikale Löcher			Horizontale Löcher		
Loch- anteil (% des Brutto- volumens)	≤ 25	Ziegel	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		Kalk- sand- stein	> 25; ≤ 55		nicht angewendet		nicht angewendet	
		Beton	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Einzel- lochanteil (% des Brutto- volumens)	≤ 12,5	Ziegel	jedes der Mehrfach- löcher ≤ 1; Griff- öffnungen bis insgesamt 12,5		jedes der Mehrfach- löcher ≤ 1; Griff- öffnungen bis insgesamt 12,5		jedes der Mehrfach- löcher ≤ 30	
		Kalk- sand- stein	jedes der Mehrfach- löcher ≤ 15; Griff- öffnungen bis insgesamt 30		nicht angewendet		nicht angewendet	
		Beton	jedes der Mehrfach- löcher ≤ 30; Griff- öffnungen bis insgesamt 30		jedes der Mehrfach- löcher ≤ 30; Griff- öffnungen bis insgesamt 30		jedes der Mehrfach- löcher ≤ 25	
Minimale Stegdicke [mm]	Keine Anforde- rung		Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg
		Ziegel	5	8	3	6	6	8
		Kalk- sand- stein	5	10	nicht angewendet		nicht angewendet	
		Beton	15	20	15	15	20	20
Steg- summen- dicke (% der Gesamt- breite)	Keine Anforde- rung	Ziegel	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		Kalk- sand- stein	≥ 20		nicht angewendet		nicht angewendet	
		Beton	≥ 20		≥ 15		≥ 45	

malmörtel sind die *K*-Werte gemäß Tabelle 5 mit 0,8 zu multiplizieren).

Es hat sich nun gezeigt, dass die Anpassung der Kurven nach Gl. (12) für die einzelnen Mauerwerksarten recht gut gelingt, mit Ausnahme der Ziegel und dort insbesondere für Hochlochziegel mit Leichtmörtel. Es wird deshalb von deutscher Seite vorgeschlagen, hier auf brauchbarere Approximationen zurückzugehen und auf die Dimensionsreinheit zu verzichten (vgl. [18]).

Die *K*-Werte aus dem Stage 34-Draft der prEN 1996-1-1 sind in Tabelle 5 abgedruckt. Sie sind jedoch noch nicht als verbindlich anzusehen, da zur

Zeit der Abfassung des Berichtes noch intensive Abstimmungen liefen.

Neben der Verwendung der in der prEN 1996-1-1 angegebenen *K*-Werte wird die Möglichkeit der Bestimmung auf der Grundlage der Auswertung einer nationalen Datenbasis eingeräumt. Die entsprechenden *K*-Werte auf der Basis der Gl. (12) und (13) sind dann aber im Nationalen Anhang verbindlich anzugeben. Diese Möglichkeit löst aber nicht das Problem der schlechten Anpassung z. B. für Mauerwerk aus Hochlochziegeln mit Leichtmörtel. Das endgültige Ergebnis in dieser Angelegenheit bleibt abzuwarten.

Tabelle 5: *K*-Werte zur Bestimmung der Druckfestigkeit für Normalmörtel, Dünnbettmörtel und Leichtmörtel bei Verwendung der zutreffenden Gleichungen nach [10]

Steinart/-gruppe		Normalmörtel	Dünnbettmörtel (N/mm ²) ^{0,15} (≤ 3 mm Lagerfuge)	Leichtmörtel mit einer Dichte von	
				600 ≤ ρ ≤ 700 kg/m ³	700 < ρ ≤ 1500 kg/m ³
Ziegel	Gruppe 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Gruppe 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Gruppe 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Gruppe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalksandstein	Gruppe 1	0,50	0,80	‡	‡
	Gruppe 2	0,45	0,55	‡	‡
Betonstein	Gruppe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppe 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Gruppe 3	0,40	0,60	‡	‡
	Gruppe 4	0,35	‡	‡	‡
Porenbeton	Gruppe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Werksteine	Gruppe 1	0,45	0,75	‡	‡
Natursteinquader	Gruppe 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Diese Stein-Mörtel-Kombinationen werden normalerweise nicht verwendet, so dass keine Werte angegeben sind.

Mauerwerk mit Dünnbettmörtel

Es hat sich gezeigt, dass die Anwendung der Gl. (12) für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel nicht möglich ist. So wird nunmehr die bereits in [1] für Porenbeton und Kalksandstein enthaltene Formel genutzt und eine Anpassung an die verschiedenen Mauerwerksarten wieder über *K* erreicht.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} \quad (13)$$

Gl. (13) ist dimensionsbehaftet [N/mm²].

Die Randbedingung für die Steindruckfestigkeit bei Verwendung von Dünnbettmörtel ist, dass

- f_b nicht größer als 50 N/mm² sein darf.

Die *K*-Werte für Dünnbettmauerwerk sind ebenfalls in Tabelle 5 enthalten. Für Ziegel der Gruppe 2 und 3 treten jedoch mit dem Exponenten 0,85 ähnliche Probleme wie beim Mauerwerk mit Leichtmörtel auf (vgl. [18]).

Beim Dünnbettmörtel trat noch eine Schwierigkeit auf, dass die Definition, was Dünnbettmörtel ist, von der Seite der Produktnormer bis in die Kategorie des bei uns bekannten Mittelbettmörtels gezogen werden soll. Insofern erfolgt hier eine klare

Abgrenzung, dass die Formeln nur für Fugenstärken bis 3 mm gelten.

Die Tabelle 3.2 nach [1] mit den Formfaktoren wird in der EN nicht erscheinen, da sie klar auf die Ebene der Produktnorm/Produktprüfung gehört.

Zu den Formfaktoren gibt es derzeit noch Diskussionen hinsichtlich der experimentellen Untersetzung, die nicht durchgängig gegeben ist. Die ermittelten *K*-Faktoren hängen aber davon sehr stark ab. Sollten in naher Zukunft die Formfaktoren aktualisiert werden, macht sich ebenfalls eine Anpassung der *K*-Faktoren erforderlich.

3.2.4.3 Schubfestigkeit

Bei dem Bemühen um eine akzeptable Lösung bei der Darstellung der Schubfestigkeit ging es darum, zumindest die zwei wesentlichen Versagensarten

- Fugensversagen
- Steinzugversagen

entsprechend dem bei uns anerkannten Erkenntnisstand einzubringen und Sicherheitsrisiken auszuschließen. Die ENV 1996-1-1 [1] enthielt bisher nur die Gleichung für das Fugensversagen

IV Zum Stand der europäischen Bemessungsregeln im Mauerwerksbau – Eurocode 6 645

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (14)$$

und berücksichtigte das Steinzugversagen mit einem Grenzwert von

$$f_{vk} \leq 0,065 f_b \quad (15)$$

bzw. durch einen weiteren Tabellenwert.

Für Porenbeton und Hochloch- bzw. Hohlsteine werden damit zu hohe Grenzwerte zugelassen. Eine Veränderung musste vorgenommen werden.

Anfänglich fand die Approximation des Steinzugversagens durch eine Gerade (vgl. [11]) Zustimmung (s. hierzu [7]). Es entstand nochmals der Wunsch, die Vielzahl der Gleichungen nach [10] zu vereinfachen. Es wurde deshalb der Vorschlag unterbreitet, auf die Schreibweise

$$f_{vk} = a \cdot f_b + b \cdot \sigma_d \quad (16)$$

mit

f_{vk} charakteristische Schubfestigkeit

f_b normierte Steinfestigkeit

σ_d Bemessungswert der Druckspannung

a, b Faktoren, die tabelliert für Steingruppen/ Materialarten angegeben werden,

überzugehen. Mit dieser Schreibweise kann gegenüber der in ([10], [7]) enthaltenen besser auf die Einflüsse des Materials eingegangen werden. Der Vorschlag war jedoch nicht durchsetzbar.

Um die englischen Gegebenheiten in der Behandlung des Schubs in Mauerwerksbauteilen zukünftig zuzulassen, einigte man sich auf folgende Formulierungen für Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen:

„Die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk ... kann aus nachfolgender Gleichung ermittelt werden

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (17)$$

jedoch nicht größer als $0,065 \cdot f_b$ bzw. f_{vit}

mit

f_{vko} als charakteristische Haftscherfestigkeit

f_{vit} als Grenzwert für f_{vk}

σ_d dem Bemessungswert der Druckspannung senkrecht zur Schubbeanspruchung im Bauteil unter Beachtung der maßgebenden Lastkombination

f_b als normierter Druckfestigkeit des Steins ... bei senkrechter Beanspruchung zur Lagerfuge

Anmerkung: Die Entscheidung darüber, welche der oberen Grenzwerte in dem jeweiligen Land anzuwenden ist und wie groß f_{vit} ist, wird in dem Nationalen Anhang getroffen.“

Tabelle 6: Werte für die Haftzugfestigkeit nach [10]

Steinart	f_{vko} [N/mm ²]			
	Normalmörtel der Festigkeitsklasse	Dünnbettmörtel	Leichtmörtel	
Ziegel	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Kalksandstein	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Beton	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Porenbeton	M2,5 – M9	0,15		
Werkstein	M1 – M2	0,10		
Natursteinquader				

Bei unvermörtelten Stoßfugen ist als oberer Zahlenwert $0,045 \cdot f_b$ einzusetzen bzw. f_{vit} . Die Haftscherfestigkeit kann über die Auswertung einer nationalen Datenbasis bzw. aus der Tabelle 6 entnommen werden.

Damit besteht die Möglichkeit, den deutschen Erkenntnisstand über den Nationalen Anhang zur Anwendung in Deutschland einzubringen. Der Wert für f_{vit} wird aus einer geeigneten Formel zu ermitteln sein, die das Steinzugversagen ausreichend abbildet. Dafür könnte entweder Gl. (16) dienen oder die bekannte Wurzelformel nach [19] bzw. [20].

$$f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bz} \sqrt{1 + \sigma_d / f_{bz}} \quad (18)$$

mit

f_{bz} als Steinzugfestigkeit.

Gegenwärtig laufen umfangreiche Auswertungen, sodass rechtzeitig zur Erarbeitung des Nationalen Anhangs entsprechende Ergebnisse für die Anwendung im EC 6 zur Verfügung stehen werden.

Hinsichtlich der Unterscheidung von Plattenschub und Scheibenschub (vgl. [12]) konnte erst einmal die Anerkennung des theoretischen Unterschieds erreicht werden. Im Sinne einer Vereinfachung der Vorschrift ist aber auf dessen Berücksichtigung verzichtet worden. Kritische Platten-

beanspruchungen treten praktisch nur bei Kellerwänden auf. Hier wird die Reserve zwischen abgemindertem Reibungsbeiwert $\mu = 0,4$ (vgl. [12], [19] und [20]) und dem vollen Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$ zur erfolgreichen Nachweisführung benötigt. Es muss entsprechend im Teil 3 des EC 6 bei dem vereinfachten Nachweis der Kellerwände darauf hingewiesen werden.

3.2.4.4 *Verformungskennwerte von Mauerwerk*

Die Tabelle 3.8 nach [1] mit den Angaben zu Kriechen, Schwinden/Quellen sowie thermischer Ausdehnung wird aus dem normativen Text in eine Anmerkung geschoben, sodass die Möglichkeit besteht, die lokalen Unterschiede im nationalen Anhang konkret festzuschreiben. Die Tabelle wird für die Planung von Mauerwerksbauten für wesentlich gehalten.

Zur Frage der Spannungs-Dehnungs-Linie konnte Einigkeit erzielt werden, dass dazu Angaben für Berechnung und Bemessung getrennt enthalten sein müssen.

Für den E-modul bleibt die allgemein für Schnittkraftermittlungen anwendbare Beziehung

$$E = 1000 \cdot f_k \tag{19}$$

bestehen. Es gibt Erkenntnisse, wonach die Größenordnung sehr hoch erscheint. Unter Beachtung des Sachverhaltes, dass die Schnittkraftermittlung sinnvollerweise mit Mittelwerten durchzuführen ist, kann dieser Wert für diesen Zweck als annehmbar gelten. Genauere Untersuchungen dazu sind in nächster Zeit noch notwendig.

Mit

$$E_{lt} = 1 + \frac{E_{st}}{\varphi_\infty} \tag{20}$$

kann der Langzeit-E-modul zur Berücksichtigung des Kriechens berechnet werden, wobei

E_{lt} der Langzeit-E-modul,

E_{st} der Kurzzeit-E-modul und

φ_∞ die Endkriechzahl ist.

3.2.5 **Dauerhaftigkeit**

Hier sind in der Hauptsache Angaben zur Definition der Umweltbedingungen, die bei bewehrtem Mauerwerk benötigt werden, enthalten. Weiter werden grundsätzliche Dinge hinsichtlich der Dauerhaftigkeit für Steine, Mörtel, Stahl und Einbauteile formuliert.

3.2.6 **Schnittkraftermittlung**

Es sei an dieser Stelle auf [7], (Abschnitt 2.2.4) verwiesen. Zusätzlich zu dem Prüfkriterium, wann eine Berücksichtigung von Anteilen Theorie II. Ordnung notwendig ist, wird auch ein Passus

mit aufgenommen, der es gestattet, derartige Effekte überschlägig bei Aussteifungsbauteilen im Geschossbau zu berücksichtigen. Er hat sich in den Niederlanden bewährt, wo oft sehr schlanke Konstruktionen zum Einsatz kommen.

3.2.7 **Grenzzustand der Tragfähigkeit für unbewehrtes Mauerwerk**

3.2.7.1 *Druckbeanspruchung*

Der Nachweis wird auf Kräftebene geführt und geht von einer rechteckförmigen Spannungsverteilung aus:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \Phi_{i,m} \cdot t \cdot f_d \tag{21}$$

mit

$\Phi_{i,m}$ Faktor zur Berücksichtigung der Ausmitte und des Schlankheitseinflusses auf die Tragfähigkeit

t Wanddicke

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit.

Sofern der Wandquerschnitt kleiner als $0,1 \text{ m}^2$ ist, muss der Bemessungswert um den Faktor

$$(0,7+3 \cdot A) \tag{22}$$

abgemindert werden, wobei

A der belastete Bruttoquerschnitt der Wand bzw. des Pfeilers ist, in m^2 angegeben.

Der Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Ausmitte und der Schlankheit ist genauso wie in der bisherigen ENV 1996-1- [1] zu bestimmen.

(i) *Abminderungsfaktor an Wandfuß bzw. Wandkopf*

$$\Phi_i = \left(1 - 2 \frac{e_i}{t} \right) \tag{23}$$

wobei

e_i die Exzentrizität am Kopf oder am Fuß der Wand ist, die folgendermaßen berechnet werden kann

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hi} + e_a \geq 0,05 \cdot t \tag{24}$$

M_{id} das Bemessungsmoment am Kopf oder Fuß der Wand, das aus der Exzentrischen Lasteinleitung aus dem Deckenaufleger ... resultiert;

N_{id} der Bemessungswert der Normalkraft am Kopf oder Fuß der Wand

e_{hi} die Exzentrizität am Kopf oder Fuß der Wand, sofern horizontale Lasten angreifen (z.B. Wind);

t die Wanddicke ist.

Durch umfangreiche Parameteranalysen konnte nachgewiesen werden, dass der Unterschied beim Knicknachweis zwischen dem mittleren Fünftel und der Mitte im Rahmen der vertretbaren Genauigkeit liegt und der Aufwand, im mittleren Fünftel nachzuweisen, sich nicht lohnt. Sofern es sich um dicke, nicht knickgefährdete Wände handelt, kann es durchaus sein, dass signifikante, aber nicht maßgebende Unterschiede auftreten. Je näher man an die Nachweisgrenze herankommt, um so geringer werden die Unterschiede. Die Rücknahme des Nachweises vom mittleren Fünftel auf die Mitte der Wand stellt eine wesentliche Arbeits-erleichterung dar (vgl. Bild 3).

(ii) Abminderungsfaktor in der Mitte der Wand

Der Abminderungsfaktor kann entweder aus Bild 4 oder über die in dem Anhang E angegebene Formeln ermittelt werden.

Bild 4 liegt die Annahme $E = 1000 \cdot f_k$ zu Grunde. Wie auch neuere Untersuchungen ergeben haben (s. [28]), ist diese Annahme nicht ausreichend zutreffend und birgt Sicherheitsrisiken in sich. Die deutsche Stellungnahme wird den Vorschlag unterbreiten, $E = 700 \cdot f_k$ einzuführen, da die Annahme des E-moduls wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis hat. Mit der vorgeschlagenen Größenordnung lassen sich Versuchswerte besser darstellen und eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen numerischer Analysen mit Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Biegesteifigkeit über die Stablänge erreichen. Sollte der Vorschlag keine Mehrheit finden, ist nochmals abzuklären, inwieweit das an dieser Stelle entstehende Sicherheitsrisiko schließlich durch andere günstige Annahmen, z. B. bei der Ermittlung der Biegemomentenverteilung kompensiert wird.

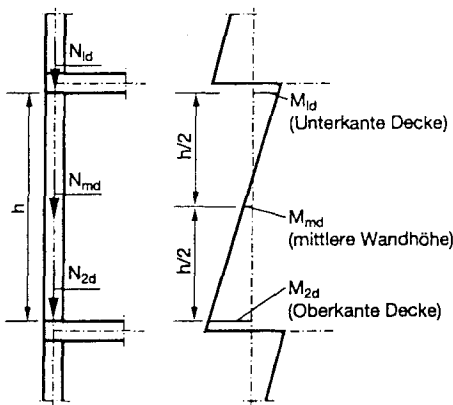


Bild 3. Momentenermittlung zur Berechnung der maßgebenden Exzentrizitäten

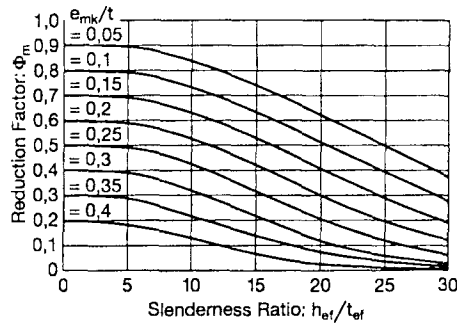


Bild 4. Abminderungsfaktor unter Berücksichtigung des Schlankheitseinflusses in Abhängigkeit von der Exzentrizität

Dem Bild 4 liegen die gleichen Formeln zu Grunde, wie der ENV 1996-1-1.

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{h_{ef}^2}{t^2}} \quad (25)$$

wobei

e eine Exponentialfunktion ist und sich aus

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (26)$$

sowie

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (27)$$

ergibt. Dabei sind definiert

e_{mk} ist die Exzentrizität in Wandmitte, die folgendermaßen berechnet werden kann

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad (28)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_a \quad (29)$$

e_m ist die Exzentrizität infolge der äußeren Lasten

M_{md} ist der Bemessungswert des größten Momentes in Wandmitte, berechnet aus den Momenten an Wandkopf und -fuß und unter Berücksichtigung von senkrecht zur Wand angreifenden Lasten (z. B. Wandschränke)

N_{md} ist der Bemessungswert der vertikalen Last in der Mitte der Wand unter Berücksichtigung von Vertikalanteilen exzentrisch zur Wandoberfläche angreifender Lasten.

e_{hm} ist die Exzentrizität in Wandmitte, die aus horizontalen Lasten auf die Wand resultiert.

Anmerkung: e_{hm} ist unter Beachtung der Lastkombinationsregeln zu ermitteln.

h_{ef} ist die effektive Höhe unter Beachtung der Randbedingungen der Lagerung der Wänden (s. Abschn. 6.1.4 nach [10])

t_{ef} ist die effektive Wanddicke gem. Abschn. 6.1.5 von [10]

e_k ist die Exzentrizität infolge Kriechens, ermittelt aus

$$e_k = 0,002\varphi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} \quad (30)$$

und

φ_∞ ist der Endkriechwert.

Die Gleichungen gelten ebenso für $E = 1000 \cdot f_k$. Wenn der Elastizitätsmodul mit einfließen soll, geht die Gl. (27) über in

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (31)$$

mit

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (32)$$

Der Hinweis auf die Berücksichtigung von Wandlasten aus Menschengedränge bzw. Wandschränken (vgl. [26]) war notwendig geworden, weil die Approximation der Knickabminderung mit der hier gewählten e-Funktion im Bereich großer Exzentrizitäten und Schlankheiten zu einer gewissen Überschätzung der Tragfähigkeit führt und die verbleibenden Sicherheitsreserven sehr schnell durch derartige Lasten aufgezehrt werden können.

Da die Knotenmomentermittlung nach Anhang C recht konservativ ist, kann von der Seite der Sicherheitsbetrachtung her die Behandlung des Knickproblems so u. U. noch akzeptiert werden. Sobald da aber in der Zukunft einmal eine der Realität besser entsprechende Vorgehensweise angewendet werden sollte, muss auch die Approximation des Knickproblems realitätsnäher angepasst werden. Dazu ist im Mauerwerk-Kalender 2002 ein ausführlicher Beitrag von *Graubner, Jäger* u. a. zu finden (MK 2002, CII, S. 381 ff.).

Die Regelungen zur Bestimmung der Knicklänge sind unverändert.

3.2.7.2 Teilflächenpressung

Bei den Ausführungen zur Teilflächenpressung bzw. zur Tragfähigkeit des Mauerwerkes unter Einzellasten hat es gegenüber der ENV 1996-1-1 [1] inhaltlich keine Veränderungen gegeben.

3.2.7.3 Querkraftbeanspruchung

Der Nachweis wird wiederum auf Kräftebene im maßgebenden Querschnitt geführt

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = l_c \cdot t \cdot f_{vd} \quad (33)$$

mit

l_c überdrückte Länge der Wand

t Wanddicke

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit.

Unterschiedliche Standpunkte bestehen immer noch hinsichtlich der Frage der Berücksichtigung der parabolischen Spannungsverteilung bei schlanken Aussteifungsbauteilen, für die gilt $H/L > 1$. Im NAD [2] ist der Schubkorrekturfaktor in Gl. (33) mit eingeführt worden. Der Querschnittswiderstand errechnet sich dann aus

$$V_{Rd} = l_c \cdot t \cdot f_{vd} \cdot k_v \quad (34)$$

mit

k_v Beiwert $\leq 1,0$ zur Berücksichtigung des Schubspannungsmaximums; für hohe Wände mit $H/l \geq 2$ gilt $k_v = 2/3$; für Wände mit $H/L \leq 1,0$ gilt $k_v = 1,0$; dazwischen darf linear interpoliert werden. H bedeutet die Wandhöhe, L die Wandlänge. Bei Plattenschub gilt $k_v = 2/3$.

Zu diesem Punkt bestehen Meinungsunterschiede auf europäischer Ebene. Für den Gebrauchszustand ist die Berücksichtigung der parabelförmigen Schubspannungsverteilung bei Wänden, die eher als Balken zu betrachten sind, zutreffend, sofern man sich ausreichend weit vom Auflager, d. h. von der Einspannstelle, entfernt befindet. Zum tatsächlichen Bruch derartiger Wände liegen in Deutschland keine Erkenntnisse vor. Inwieweit die dem EC 6 zu Grunde gelegte Plastizierung des Querschnitts in der Nähe des Bruchzustandes tatsächlich eintritt, ist noch abzuklären. Untersuchungen mittels FEM wurden dazu bereits begonnen. Ergänzende Versuche sind ebenfalls noch erforderlich.

3.2.7.4 Horizontale Beanspruchung

Die ENV 1996-1-1 enthält eine allgemeine Einführung zur horizontalen Belastung, z. B. infolge Wind. Der Berechnungsalgorithmus ist aber in ENV 1996-1-3 spezifiziert. Sinnvollerweise soll der Berechnungsalgorithmus in den Teil 1-1 integriert werden, wodurch die Anwendung wesentlich erleichtert wird. Weitere Ausführungen dazu sind in Abschnitt 3.4. zu finden.

3.2.7.5 Kellerwände

Die Passagen zu dem Grenzlastnachweis von Kellerwänden sind, da es sich um einen vereinfachten Nachweis handelt, aus der prEN 1996-1-1 [10]

herausgenommen worden. Die Überschrift des Anhangs E von [1] „Ein empirisches Verfahren zur Bemessung von Kellerwänden, die durch Erd- druck belastet werden“ ist hinsichtlich des Wortes „empirisch“ nicht richtig. Die Formeln beruhen auf den Herleitungen von *Mann* und *Bernhardt* [23], die auf der Plattentheorie mit Ansatz einer Bogenwirkung aufbauen. Es werden lediglich einige Annahmen getroffen, die bei der Anwendung zu beachten sind. Das betrifft die Wichte des Erdstoffs, mit dem verfüllt wird, und die Höhe der Verkehrslast, die um das Gebäude ein- zurechnen ist. Ansonsten handelt es sich um eine theoretisch fundierte Lösung. Bei der Nachweis- führung nach Grenzzuständen ist jedoch zu be- achten, dass für die Festigkeitsgrenze die maxi- male Normalkraft unter Ansatz der Lastkombina- tionen und für die untere Grenze zur Gewährlei- stung der Überdrückung und Ausbildung des Bogens die minimale Normalkraft anzusetzen ist.

3.2.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit für bewehrtes Mauerwerk

3.2.8.1 Vorbemerkungen

Die jetzige Fassung der ENV 1996-1-1 ist auf den neuesten Stand des EC 2 abgeglichen worden. In- gesamt zeigte sich, dass fast überhaupt keine Erfahrungen mit der Anwendung der Regelungen für bewehrtes Mauerwerk vorliegen, obwohl es von einigen Ländern als wesentlicher und integra- ler Bestandteil der Norm betrachtet wird. *Reeh* hat erstmals durchgängig Beispiele mit der ENV 1996-1-1 berechnet (s. [29]), nach denen der Algorithmus verfolgt werden kann, wie er sich aus der Norm ergibt.

3.2.8.2 Druck- und Biegebeanspruchung

Bei der Überprüfung der Festlegungen der ENV 1996-1-1 [1] sowie aktueller Arbeitsstände der Überarbeitung (z. B. [11]) zu bewehrtem Mauer- werk wurden in der Vergangenheit mehrfach Un- zulänglichkeiten und Sicherheitsrisiken fest- gestellt. Mit vertiefenden Untersuchungen konnte nunmehr zu wesentlichen Punkten Klarheit ge- schaffen werden.

Die Bilder 4.9 und 4.10 der ENV 1996-1-1 waren i. W. aus dem Eurocode 2 in seiner damaligen Fas- sung übernommen worden. Sie korrespondieren aber nicht mit den enthaltenen Formeln. Das wurde bei der Durchsicht der englischen Fachlite- ratur zum Thema bewehrtes Mauerwerk fest- gestellt. Diese ist auch die Grundlage für die For- mulierungen in der aktuellen Fassung des briti- schen Standards [31]. In England geht man davon aus oder betrachtet es als Vereinfachung, dass sich das Spannungsrechteck in der Druckzone bis zur Dehnungs-Null-Linie ausbildet, was tatsächlich nicht erfolgt. Die zu Grunde gelegten Dehnungs-

grenzen waren für verschiedene Steinarten eben- falls zu groß.

Die Begrenzung des Biegemomentes zum Aus- schluss eines möglichen Druckversagens des Mauerwerks im überdrückten Bereich des Quer- schnitts galt in der ENV 1996-1-1 nur für Wand- scheiben mit vertikaler Belastung. Sie muss natür- lich auch für andere auf Biegung und Normalkraft beanspruchte Mauerwerksbauteile angewendet werden.

Die Darstellung der unterschiedlichen Dehnungs- ebenen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bild 4.9 in [1]) ist entbehrlich, da es sowieso wegen der nur vereinfachten Bemessung nicht angewen- det wird. Es ist jetzt nur noch das Dehnungs- und Spannungs-Diagramm enthalten, das tatsächlich den Formeln zu Grunde liegt.

Zur Unterscheidung der unterschiedlichen Bruch- dehnungen und Spannungs-Dehnungs-Kennlinien wird sehr grob unterschieden in

- Mauerwerk aus Vollsteinen außer Leicht- betonsteinen ($\lambda \approx 1$) und
- Mauerwerk aus Steinen der Gruppe 2, 3 und 4 sowie Leichtbetonsteinen der Gruppe 1 ($\lambda \approx 0,8$).

Nach den Erkenntnissen mit exzentrisch belaste- tem, unbewehrtem Mauerwerk wäre sogar eine noch stärkere Reduzierung der Völligkeit der Spannungsfigur notwendig, es sind aber sicher größere Völligkeiten bei Vorhandensein von Be- wehrung im Querschnitt zu erwarten.

Biegebemessung

Für einen einfach bewehrten Rechteckquerschnitt, der durch einfache Biegung beansprucht wird, lässt sich die Momententragfähigkeit bestimmen aus

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \tag{35}$$

wobei auf der Grundlage der Vereinfachungen ge- mäß Bild 5 der Hebelarm z bestimmt werden kann aus

$$z = d \left[1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_a} \right] \leq 0,95 d \tag{36}$$

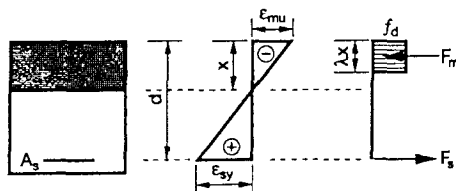


Bild 5. Spannungs- und Dehnungsdiagramm nach [10]

mit

b Breite des Querschnittes

d statische Nutzhöhe des Querschnittes

A_S Querschnittsfläche der Bewehrung

f_d Bemessungswert der Mauerwerksfestigkeit in Richtung der Beanspruchung

f_{dy} ist die Bemessungsfestigkeit des Bewehrungsstahles

Das aus der Tragkraft des Bewehrungsstahles ermittelte Moment ist hinsichtlich der über die Druckzone aufnehmbare Druckkraft zu überprüfen, wobei die Länge des Spannungsbereich vom gedrückten Rand mit $\lambda \cdot x$ anzunehmen ist.

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (37)$$

mit

$\beta = 0,4$ für Mauerwerk aus Steinen der Gruppe 1, mit Ausnahme von Leichtbetonsteinen bzw.

$\beta = 0,3$ für Mauerwerk aus Steinen der Gruppe 2, 3 oder 4 und Leichtbetonsteinen der Gruppe 1

f_d, b, d wie oben

x Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand

λ bezogene Länge des Spannungsrechtecks vom überdrückten Rand aus gemessen

Für den Nachweis von bewehrten Bauteilen unter Längskraftbeanspruchung mit Berücksichtigung des Stabilitätseinflusses (Schlankheit $\lambda > 12$) wird der Einfluss der Theorie II: Ordnung näherungsweise durch ein zusätzliches Biegemoment M_{Ad} berücksichtigt.

$$M_{Ad} = N_{Sd} \cdot \frac{h_{ef}^2}{2000 \cdot t} \quad (38)$$

Mauerwerksbauteile, die durch eine kleine Längskraft beansprucht werden, können wie reine Biegequerschnitte bemessen werden, wenn

$$\sigma_d \geq 0,3 \cdot f_d \quad (39)$$

ist.

Angaben zur Berücksichtigung einer Lagerfugenbewehrung sind ebenfalls enthalten, wie ausführliche Angaben zu wandartigen Trägern und schließlich zu Stützen.

3.2.8.3 Querkraftbeanspruchung

Es wird zwischen den Fällen

- Horizontal, in ihrer Ebene beanspruchter Wände

- mit Vernachlässigung einer ev. vorhandenen Schubbewehrung

- mit Berücksichtigung einer vorhandenen Schubbewehrung sowie

- Bewehrter Mauerwerksbalken (sowie -platten) und

- Scheiben

unterschieden.

Allgemein ist nachzuweisen, dass

$$V_{Sd} \geq V_{Rd} \quad (40)$$

Nachweis von bewehrtem Mauerwerk bei Querkraftbeanspruchung in der Wandebene

Für bewehrtes Mauerwerk, bei dem die Schubbewehrung zu ignorieren ist, gilt

$$V_{Sd} \geq V_{Rd} \quad (41)$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot l \quad (42)$$

wobei

V_{Sd} der Bemessungswert der anliegenden Querkraft,

t die Wanddicke,

l die Länge der Wand und

f_{vd} der Bemessungswert der Schubspannung des Mauerwerks ist.

Für Mauerwerk, das vertikale Bewehrung enthält und horizontale Schubbewehrung berücksichtigt wird, kann bemessen werden nach

$$V_{Sd} \geq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (43)$$

mit

V_{Rd1} nach Gl. (42)

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \quad (44)$$

wobei

A_{sw} die Gesamtfläche der horizontalen Schubbewehrung über den Flächenanteil, der beim Nachweis berücksichtigt wird

f_{yd} wie oben definiert

Wenn Schubbewehrung berücksichtigt wird, ist ebenfalls die Bedingung

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t \cdot l} \leq 2,0 \text{ Nmm}^2 \quad (45)$$

einzuhalten. Dabei gelten die bei Gl. (42) verwendeten Definitionen.

Nachweis von bewehrten Mauerwerksbalken, die durch Schub beansprucht werden

Sofern die Schubbewehrung ignoriert wird, ist zu prüfen, dass

$$V_{Sd} \geq V_{Rd} \quad (46)$$

und

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (47)$$

mit

V_{Sd} wie bereits definiert.

b der minimalen Breite des Balkens über die Nutzhöhe

d der Nutzhöhe

f_{vd} dem Bemessungswert der Schubfestigkeit

In Auflagernähe im Abstand von a_v vom Auflager kann die Tragkraft um den Faktor

$$\frac{2d}{a_v} \leq 4 \quad (48)$$

erhöht werden, vorausgesetzt, dass f_{vd} nicht größer als $0,3 \text{ N/mm}^2$ ist.

Sofern Schubbewehrung berücksichtigt wird,

$$V_{Sd} \geq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (49)$$

mit

V_{Rd1} nach Gl. (47)

V_{Rd2} nach

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (50)$$

mit den bereits oben definierten Größen sowie

s Abstand der Schubbewehrung

α dem Winkel der Schubbewehrung zur Trägerachse zwischen 45° und 90°

Es muss gleichzeitig eingehalten sein, dass

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,30 \cdot f_d \cdot b \cdot d \quad (51)$$

Bei der Nachweisführung für hohe Träger kann V_{Sd} als Kraft am Auflagertrand und die Nutzhöhe zu $d = 1,3 \cdot z$ angenommen werden.

3.2.9 Vorgespanntes Mauerwerk

Die Passagen zu dem vorgespannten Mauerwerk sind aus der Sicht des Autors nicht geeignet, danach auch vorgespanntes Mauerwerk zu bearbeiten. Deutschland ist der Meinung, dass hier zu wenig Erfahrungen vorliegen, um das vorgespannte Mauerwerk in eine europäische Norm aufzunehmen.

3.2.10 Grenzzustand der Nutzungsfähigkeit

Die Ausführungen zum Grenzzustand der Nutzungsfähigkeit sind für das unbewehrte Mauerwerk der formalen Disziplin wegen in der prEN enthalten ([10]). Es konnte durchgesetzt werden, dass die Formulierung

„Bei Mauerwerkskonstruktionen braucht der Grenzzustand der Nutzungsfähigkeit nicht separat geprüft zu werden, sofern der Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt ist.“ [10]

in die Norm eingehen soll. Diese vernünftige Passage wird aber dann wieder verwässert, in dem folgende Anmerkung anschließt:

„Es ist zu berücksichtigen, dass bei alleiniger Prüfung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit gewisse Rissbildungen auftreten können.“ [10]

Für das bewehrte und vorgespannte Mauerwerk sind Ausführungen zum Grenzzustand der Nutzungsfähigkeit wegen der Beschränkung der Rissbildung und der Durchbiegungen sinnvoll und notwendig.

Für unbewehrtes Mauerwerk erinnern Sie den Ingenieur, über mögliche Bauwerksverformungen oder Dehnungsdifferenzen nachzudenken. Der Entscheidungsspielraum ist jedoch nicht klar abgegrenzt.

3.2.11 Anhang C – Wand-Decken-Knoten

3.2.11.1 Momentenberechnung

Der Anhang C der prEN 1996-1-1 [10] gibt zwei wesentliche Verfahren an, mit denen vereinfachend die Momentenverteilung in den Wänden infolge der Verdrehung aufliegender Decken berechnet werden kann, ohne aufwendig erst Computerprogramme einzusetzen.

Das erste Verfahren entspricht dem der ENV. Die in [7] beschriebenen, notwendigen Korrekturen der Formeln nach [1] sind in die prEN [10] eingearbeitet worden.

Auf Grund der kritisch geführten, ausführlichen Diskussionen wurde der Passus zur Berechnung der Wandmomente von einem normativen in einen informativen Status umgewandelt. Das eröffnet den Ländern die Möglichkeit, spezifische Algorithmen in Abhängigkeit von der jeweiligen Bauweise zu verwenden.

Die Berechnung erfolgt über die zweimalige Anwendung eines Ein-Knoten-Systems für den Wandkopf-Knoten und den Wandfuß-Knoten. Das Teilsystem ist in Bild 6 dargestellt. Zum besseren Verständnis wurde die in [1] enthaltene Skizze überarbeitet.

Das Endmoment des Stabes 1 kann ermittelt werden aus

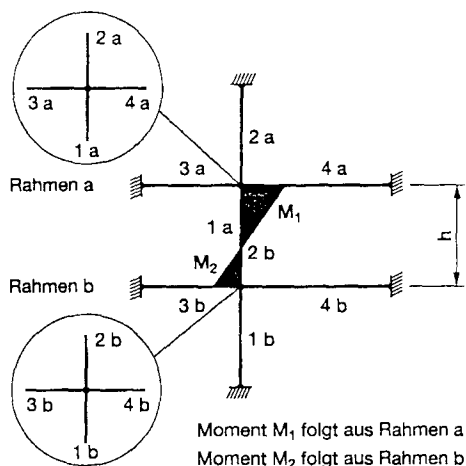


Bild 6. Vereinfachtes Rahmensystem nach Anhang C.1, prEN 1996-1-1 [10]

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4} + \left[\frac{w_3 l_3^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right]} \quad (52)$$

wobei

n_i die Art der Lagerung des Stabes i berücksichtigt; $n_i = 4$ bedeutet volle Einspannung; $n_i = 3$ gelenkige Lagerung

E_i ist der Elastizitätsmodul des Stabes i

I_i ist das Flächenmoment 2. Grades des Stabes i

h_j ist die lichte Höhe der Wand, $j = 1, 2$

l_n ist die lichte Weite der Decke, $n = 3, 4$ und

w_n die Gleichlast auf der jeweiligen Decke unter Verwendung des anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwertes für den ungünstigen Fall ist, $n = 3, 4$.

Das Modell kann nur für Stahlbetondecken Anwendung finden.

Das so ermittelte Knotenmoment ist i. d. R. zu konservativ. Das bei der Momentenermittlung erhaltene Ergebnis kann abgemindert werden, um Steifigkeitsreduzierungen infolge Rissbildungen und eine teilweise Einspannungen zu berücksichtigen. Der Faktor η zur Erfassung des Sachverhaltes kann entweder experimentell oder mit Hilfe von

$$\eta = 1 - \frac{k}{4} \quad (53)$$

mit

$$k = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (54)$$

bestimmt werden. Gegenüber früheren Fassungen wird nun auch in der Gl. die steifigkeitsreduzierende Wirkung der Stabendlagerung mit erfasst. Die Grundüberlegungen zu dieser Steifigkeits- und Auflastabhängigen Momentenreduzierung geht auf Arbeiten von Hendry, Sihna u. a. (s. [34], Abschn. 6) zurück. Neuere Untersuchungen ([32], [33]) haben gezeigt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. kurz vor dem Bruchzustand der Steifigkeitsabfall wesentlich größer ist, als hier angenommen. Diese Reserve ist aber im Zusammenhang mit der etwas zu progressiven Vorgehensweise beim Knicken zu sehen und wird durch diese aufgebraucht.

Für den Fall, dass die Exzentrizität $> 0,4 \cdot t$ ist, soll die Bemessung nach 3.2.11.2 erfolgen.

3.2.11.2 Spannungsblock bei $e/t > 0,4 \cdot t$

Die Regelung zur Anwendung des Spannungsblocks bei großen Exzentrizitäten ist hilfreich und sinnvoll. Nur kann sie wegen der unklaren Formulierung niemand richtig anwenden. Sie soll einerseits eine rein praktisch vorliegende Grenze für die minimal überdrückte Fläche bei großer Exzentrizität setzen. Andererseits ist der Fall, dass die Resultierende theoretisch außerhalb des Querschnitts liegt damit abzufangen. Es handelt sich dabei um einen Modellfehler, der durch das Rückholen der Resultierenden in den Querschnitt auf das praktisch mögliche Grenzmaß kompensiert werden kann. Dem entspricht in der DIN 1053-1 die Festlegung nach Abschnitt 7.2.4 [12]:

„Ist die rechnerische Exzentrizität der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand größer als $1/3$ der Wanddicke d , so darf sie zu $1/3$ angenommen werden. In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen in Mauerwerk und Putz durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Fugenausbildung, Zentrierleisten, Kantennut usw. mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut entgegenzuwirken.“

Die exzentrische Festigkeit liegt bei bestimmten Stein-Mörtel-Kombinationen für große Ausmitten unter der rein zentrischen, weshalb hier theoretisch eine Abminderung notwendig ist.

In den Fachdiskussionen im SC 6 und im PT 1 wurde angezweifelt, dass der Fall einer derartig großen Exzentrizität überhaupt auftreten kann. Daraufhin wurde vom Autor ein Tastversuch durchgeführt, bei dem eine ca. 6 m lange Deckenplatte mit 16 cm Stärke und 1 m Breite auf 24 cm Porenbetonsteinen aufliegend bis zum Bruch des Stahlbetons belastet wurde (vgl. Bild 7 bis 9). Im Bruchzustand des Stahlbetons treten derartig große Durchbiegungen auf, dass sich die Platte nur noch über die Kanten des Mauerwerks abstützen kann. Die Lagerung über die Kante hat eine technische Grenze, die bei einer minimal überdrückten Fläche von ca. 2 bis 4 cm liegt. Der Bruch im Porenbetonmauerwerk trat vor dem Bruch in der Stahlbetonplatte ein. Die Bruchspannung lag unter der zentrischen Festigkeit. Die Annahme, dass sowohl Mauerwerk als auch Stahlbeton gleichzeitig sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit befinden können, wurde bestätigt. Eine Klarstellung der englischen Formulierungsweise wäre noch wünschenswert.

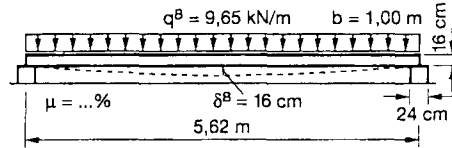


Bild 7. Versuchsaufbau mit Bruchlast und Durchbiegung im Bruchzustand

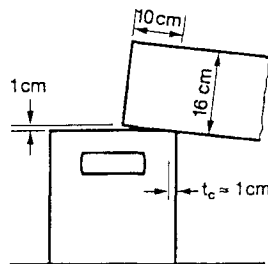


Bild 8. Auflager im Bruchzustand mit der eingetretenen Verdrehung der Deckenplatte und der sich einstellenden minimalen überdrückten Breite

Die Formulierung gemäß [10] zur Anwendung des Spannungsblocs bei großen Exzentrizitäten lautet wie folgt:

„Die Lastexzentrizität für die Bemessung kann mit Hilfe der geringsten, technisch zulässigen Auflagertiefe (= überdrückte Breite des Querschnittes) – jedoch nicht größer als $0,2 \cdot t$ – und dem Bemessungswert der Wandfestigkeit ermittelt werden, was besonders bei geringen Auflasten (Deckenaufleger im Dachbereich) sinnvoll ist.

Anmerkung: Dabei ist zu berücksichtigen, dass in diesem Falle es zu Verdrehungen des Auflagers kommen kann, die u. U. zu Rissen an der gegenüberliegenden Seite des Wandquerschnittes führen.“

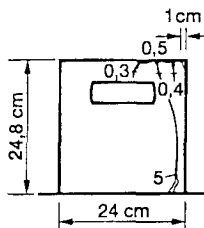


Bild 9. Rissbildung im Bruchzustand an einem Auflagerstein aus Porenbeton

Die Übersetzung ist sehr frei unter Berücksichtigung der geführten Diskussionen vorgenommen worden. Sie ist wie folgt zu interpretieren, wenn die minimale Auflagertiefe, die bei einer Verdrehung der Deckenplatte technisch entstehen kann und darf, a_{\min} ist und die überdrückte Querschnittsbreite mit t_c bezeichnet wird:

a) $e > 0,4 \cdot t$ aber $t_c > a_{\min}$

$$N_{Rd} = 0,2 \cdot t \cdot f_d > N_{Sd} \quad (55)$$

$$e^{cal} = e_1 \quad (56)$$

b) $e > 0,4 \cdot t$ und $t_c \leq a_{\min}$, d. h. auch bei $e > 0,5 \cdot t$

$$N_{Rd} = a_{\min} \cdot f_d \geq N_{Sd} \quad (57)$$

$$e^{cal} = \frac{t - a_{\min}}{2} \quad (58)$$

wobei $a_{\min} \leq 0,2 \cdot t$ eingehalten sein muss.

Gl. (55) stellt nichts anderes dar, als die übliche Nachweisgleichung Gln. (23) und (24) bei exzentrischem Lastangriff. Begrenzt wird nun mit (56) die Anwendung dieser Gln. für den Fall, dass die Resultierende nahe der Wandkante ist und sich die minimale Auflagerbreite der Deckenplatte (s. Bild 8) einstellt. Die sich für diesen Fall ergebende Exzentrizität kann der weiteren Berechnung zu Grunde gelegt werden. Die Wandmomente sind dann logischerweise mit der sich praktisch ergebenden Grenzexzentrizität $e_{grenz} = t/2 - a_{\min}/2$ zu korrigieren.

Die experimentell nachgewiesene Reduzierung der exzentrischen Festigkeit gegenüber der zentrischen beträgt

$f'_d = 1,1 \cdot f_m$ für Mauerwerk mit Normalmörtel, jedoch nicht größer als f_k sowie

$f'_d = 0,8 \cdot f_k$ für Mauerwerk mit Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel.

Bei allen anderen Mauerwerksarten ist die zentrische Festigkeit gleich der zentrischen zu setzen.

Der Sachverhalt kann entweder über die minimale Auflagertiefe oder über den Ansatz der reduzierten Festigkeit berücksichtigt werden. Um jedoch die Nachweisführung nicht zu verkomplizieren, ist nach eingehenden Diskussionen im Arbeitskreis „Bemessung“ des Spiegelausschusses auf die Berücksichtigung der exzentrischen Festigkeit sowohl bei EC 6 als auch bei der Erarbeitung der DIN 1053-100 verzichtet worden. Die sich einstellenden Schäden sind bekannt. Auf mögliche Rissbildungen wird hingewiesen, wenngleich das bei prEN 1996-1-1 nicht für die Abschalungen an der belasteten Kante erfolgt. Auf Grund der selbstzentrierenden Wirkung wird es aber nicht zu einem Versagen eines ganzen Bauteils, sondern nur zu Rissen und Abplatzungen an der Auflagerkante kommen. Der Sachverhalt kann auch bei dem derzeitigen Sicherheitsniveau als abgedeckt angesehen werden.

3.3 EN 1996-1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall

Die Bearbeitung dieses Teils des EC 6 hängt mit dem Teil 1-1 insofern zusammen, dass die Feuerwiderstandsdauer entscheidend von der Auslastung der Wand abhängt.

Die ENV 1996-1-2 [3] enthält in den Tabellen zu den Feuerwiderstandsdauern keine Zahlenangaben. Zu diesen konnte seinerzeit keine Einigung erzielt werden, weshalb die Tabellen freigelassen worden sind und über die Nationalen Anwendungsdokumente gefüllt werden sollten.

Der derzeit erreichte Stand der Überprüfung des Teils 1-2 des EC6 in eine europäische Norm ist in dem Beitrag von *Hahn* (MK 2002, E IV, S. 683) dargestellt.

3.4 EN 1996-1-3: Detaillierte Regeln bei horizontaler Belastung

3.4.1 Vorbemerkungen

Von mehreren Ländern wurde die Aufnahme dieses Teils der Norm in den Teil 1-1 gefordert und schließlich im SC 6 auch mehrheitlich beschlossen. Die Bearbeitung der Inhalte erfolgt durch ein gesondertes Project-Team. Der zeitliche Ablauf soll so gestaltet werden, dass das Ergebnis der Überarbeitung voll mit in die prEN 1996-1-1 einfließt und die formale Abstimmung zusammen mit der prEN 1996-1-1 erfolgen kann.

Der Algorithmus wurde in [7] beschrieben. Es wird zwischen der

- Betrachtung als Platte und Berechnung unter Anlehnung an die Bruchlinientheorie und
- Betrachtung als Bogentragwerk unterschieden.

Die Algorithmen sind einfach und gut handhabbar. Die Momentenverteilungszahlen werden aus Tabellen abgelesen.

In Deutschland ist man bisher mit der Vorschreibung konstruktiver Randbedingungen ausgekommen, bei deren Einhaltung Ausfachungswände nicht nachgewiesen werden müssen. Mit Einführung des Teils 1-1 des EC 6 wird dann aber auch in Deutschland der Nachweis möglich, der bis dahin ausreichend auf Sicherheitsrisiken abgeprüft sein sollte.

3.4.2 Kritik an der Übertragbarkeit der Bruchlinientheorie

Obwohl sich teilweise Versuchsergebnisse recht gut mit der Bruchlinientheorie abbilden lassen, trifft das nicht durchgängig zu [13].

Die Momentenverteilungszahlen, die in [4] angegeben und jetzt auch in [10] enthalten sind, basieren auf der Bruchlinientheorie des Stahlbetonbaus.

Die Tabellen mit den Momentenverteilungszahlen α unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen befinden sich im Anhang D von prEN 1996-1-1 [10] und sind für μ -Faktoren bis 0,05 erweitert worden, da sie auch für bewehrte Mauerwerkswände angewendet werden können; μ ist der Orthotropiekoeffizient der Bemessungswerte der Biegefestigkeiten.

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} \tag{59}$$

Die begünstigende Wirkung einer Druckspannung kann erfasst werden über

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \tag{60}$$

mit

f_{xd1} als dem Bemessungswert der Biegefestigkeit mit der Wirkungsebene parallel zu den Lagerfugen und

σ_d dem Bemessungswert der Vertikalspannung aus ständiger Last jedoch nicht größer als $0,2 \cdot f_d$.

Die Bruchlinientheorie ist nicht ohne weiteres auf den Mauerwerksbau übertragbar, da das Mauerwerk nicht das Rotationsvermögen wie der Stahlbeton besitzt. Durch das Fliesen des Stahls kann ein Querschnitt sich eine gewisse Zeit verdrehen, und zwar solange, bis sich die volle Bruchlinienfigur ausgebildet hat und die aus Teilflächen bestehende kinematische Kette sich zu bewegen be-

ginnt. Bei Mauerwerk tritt vorher schon der Bruch ein, da sich dieses spröder verhält und der Stahl zur Gewährleistung der notwendigen Verdrehung des fließenden Querschnitts fehlt. Die Ausbildung der Bruchbilder kann deshalb durchaus den bekannten Fließlinien des Stahlbetonbaus entsprechen.

Da der Bemessungsalgorithmus sehr einfach ist, wird deshalb vom Autor vorgeschlagen, diesen beizubehalten und lediglich die Momentenverteilungszahlen anzupassen. Das kann beispielsweise über eine numerische Simulation unter Verwendung von Mikromodellen (s. Bild 10) oder mittels eines verschmierten Modells erfolgen.

3.5 EN 1996-2: Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk

Der Teil der Norm beinhaltet alles das, was für die Auswahl der Baustoffe und die Ausführung von Mauerwerksbauten wichtig ist. Er wird derzeit ebenfalls überarbeitet, sodass eine Reihe von Punkten aus dem Teil 1-1 herausgenommen werden konnte. Im Teil 1-1 sind nur noch Dinge enthalten, die tatsächlich für die Bemessung wichtig sind. Die ENV enthält derzeit eine Reihe von Formulierungen, die Lehrbuchcharakter haben und daher noch gestrafft werden sollten.

3.6 EN 1996-3: Vereinfachte Berechnungsmethoden und einfache Regeln für Mauerwerk

3.6.1 Vorbemerkungen

Erfreulicherweise hat sich eine Mehrheit unter den europäischen Ländern gefunden, die für die Überführung dieser ENV in eine EN gestimmt haben. Damit steht überhaupt erst einmal ein einfacher

Algorithmus zur Verfügung, um die in Deutschland gängigen Mauerwerkskonstruktionen ohne grossen Aufwand nachweisen zu können.

Leider ist aber die gegenwärtige Version der ENV 1996-3 stark mit den einfachen Regeln in den Anhängen überlastet, die i. A. keinen Zeitgewinn bringen. Das sind

- Die vereinfachte Berechnungsmethode für Wände aus unbewehrtem Mauerwerk bei Gebäuden mit höchstens drei Geschossen
Das Bemessungsverfahren ist soweit vereinfacht, dass eine Bemessung sehr rationell durchgeführt werden kann. Der Anhang kann bestehen bleiben.
- Einfache Regeln für die Bemessung von unbewehrten Kellerwänden für Gebäude mit geringer Höhe
Dieser Anhang ist so umfangreich, dass eine Einarbeitung länger dauert, als es dauert, den einfachen Grenzlasternachweis für Kellerwände zu führen. Dieser Anhang sollte eliminiert werden.
- Einfache Regeln für die Bemessung von nichttragenden Innenwänden
Die Bestimmung der Dicke der Wände bei vorgegebener Halterung und Abmessung erscheint auf den ersten Blick sehr hilfreich. Inwieweit hier jedoch die in Deutschland üblichen Regelungen für nichttragende Innenwände [26] eingehalten sind, muss noch geprüft werden.
- Vereinfachte Methode zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk
Diese vereinfachte Methode soll den Rechenaufwand für die Bestimmung der charakteris-

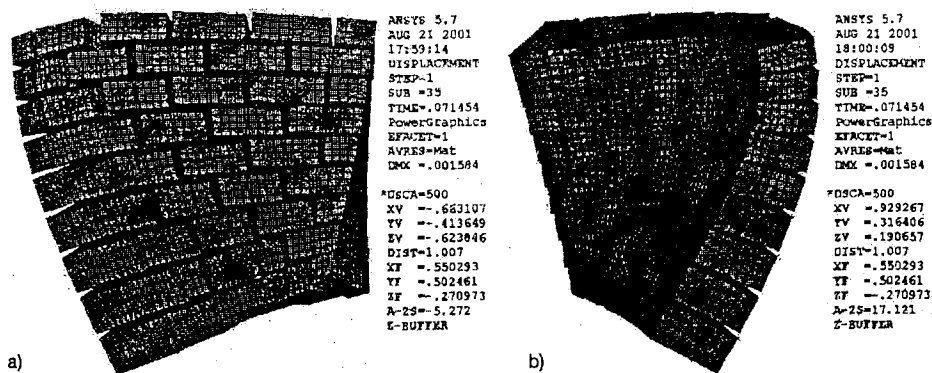


Bild 10. Mikromodell einer horizontal belasteten Mauerwerkswand unter Berücksichtigung der Steine und Fugen (Modellierung Ch. Greifenhagen) a-Ansicht eines Viertels im Bruchzustand von der unbelasteten Seite aus gesehen. b-Ansicht eines Viertels im Bruchzustand von der belasteten Seite aus gesehen

tischen Druckfestigkeit reduzieren. Da diese ohnehin mit dem Taschenrechner nach EN 1996-1-1 zu berechnen sein wird, ist kein Gewinn zu erwarten. Da es hierbei zu Diskrepanzen mit dem genauen Verfahren nach prEN 1996-1-1 [10] kommt, sollte dieser Anhang ebenfalls gestrichen werden.

3.6.2 Notwendige Änderungen

Bei der genaueren Überprüfung des vereinfachten Berechnungsverfahrens ([24], [14]) hat sich herausgestellt, dass in bestimmten Fällen nach diesem günstigere Ergebnisse herauskommen, als nach dem genaueren Verfahren, was zu Sicherheitsrisiken führen kann. Die Analyse ergab, dass die Tragfähigkeitsabminderung in der Mitte der Wand für die Fälle, wo die Anwendung des Verfahrens zugelassen ist, sichere Ergebnisse lieferte. Jedoch zeigte sich, dass der Einfluss exzentrischer Lastenleitungen an Wandkopf und Wandfuß nicht ausreichend berücksichtigt wird und hier in der Überarbeitung eine Korrektur notwendig wird.

4 Einführung der überarbeiteten EN's

4.1 National Determined Parameters

Beim Übergang auf die europäischen Normen wird gegenüber dem Vornormenstatus eine Zuspätschärfung angestrebt. Es soll die bisher üblichen „boxed values“ nicht mehr geben. Gleichzeitig wird bei der nationalen Einführung ausgeschlossen, dass ganze Abschnitte der Norm durch andere, nationale Regelungen außer Kraft gesetzt werden können. Das ist ja z. B. im Falle des Schubs im NAD [2] zu ENV 1996-1-1 [1] erfolgt und ist zukünftig so nicht mehr möglich.

Es wird nur noch einen direkt mit der EN zusammenhängenden Nationalen Anhang geben, der die sogenannten National Determined Parameters (NDP's) festschreibt und Klassen für bestimmte Werte auswählt. Statt der „boxed values“ stehen dem PT zur Behandlung national unterschiedlicher Werte folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

- Wenn keine europäische Einigung auf einen Wert, Wertebereiche oder Klassen erfolgen kann, ist es möglich, für die Größe einen Buchstaben anzugeben, der in dem Nationalen Anhang durch das jeweilige Land zahlenmäßig zu konkretisieren ist.
- Es werden Größen in Form von Buchstaben und in einer Fußnote Wertebereiche angegeben, innerhalb derer im Nationalen Anhang durch das jeweilige Land eine Festlegung erfolgen soll.

- Man einigt sich auf Klassen von Werten. Die Bestimmung der Klasse kann dann in jedem Land entsprechend nationaler Bedingungen erfolgen. Sie wird im Nationalen Anhang angegeben.
- Es erfolgt eine Einigung auf einen festen Wert, der im Normtext verankert ist.

4.2 Verfügbarkeit

Nach dem Abschluss der Erarbeitung des Entwurfs zur EN auf der Basis der ENV ist im Mai 2002 die prEN dem zuständigen SC des TC 250 übergeben worden. Danach läuft eine Phase der Überprüfung des Entwurfs durch das CEN und das SC. Es werden noch notwendige Korrekturen auf der Grundlage der durchgeführten Überprüfung vorgenommen. Der dafür zur Verfügung stehende Zeitraum beträgt maximal 6 Monate. Das SC genehmigt dann den Entwurf und gibt ihn zur formalen Abstimmung frei.

Danach schließt sich ein Zeitraum von sieben bis zehn Monaten bis zum sogenannten Datum der Verfügbarkeit an, in dem die Vorbereitung und Durchführung der formalen Abstimmung sowie die Ratifizierung erfolgt.

Nach Abschluss der Bearbeitung durch das CEN erfolgt die Übersetzung in die Sprachen der einzelnen Länder. Dafür sind maximal 12 Monate vorgesehen.

Es folgt dann der Zeitraum der nationalen Anpassung über den nationalen Anhang. Hierbei sind die NDP's auf der Basis sicherheitstechnischer, wirtschaftlicher und technologischer Aspekte auszuwählen und festzuschreiben. Dafür sind maximal zwei Jahre eingeplant. In diesem Zeitraum soll bereits eine erste Anwendung der Norm erfolgen.

4.3 Koexistenzperiode mit nationalen Normen

Auf den nationalen Anpassungszeitraum folgt die Koexistenzzeit für die nationale und die europäische Norm. Alternativ kann die jeweilige Anwendung erfolgen. Danach ist die nationale Norm zurückzuziehen. Es gilt dann allein der Eurocode.

Es werden jeweils sogenannte Arbeitspakete von Normen und Normenteilen definiert, die im Komplex behandelt werden. Die Koexistenzphase beginnt mit der Bereitstellung des letzten Normenteils des Paketes und dauert drei Jahre. Über den jeweiligen Stand kann man sich auf der Internetseite des CEN informieren.

Die Einführung soll mit nationalen Einführungsseminaren und anderen Aktivitäten unterstützt werden.

5 Zeitablauf für ENV 1996-1-1

Es ergibt sich für die einzelnen Teile des EC 6 damit folgender Zeitplan der Bearbeitung und Einführung:

Mai 2002

- Auslieferung der endgültigen Entwürfe zu prEN 1996-1-1 und prEN 1996-1-3 als ein Dokument

Zweite Jahreshälfte 2002

- Auslieferung des endgültigen Entwurfs zu prEN 1996-1-2
- Übergabe der ersten Entwürfe zu den prEN 1996-2 und prEN 1996-3 durch PT4 bzw. PT5

Dezember 2002

- SC 6 Treffen mit Beschluss zur Einleitung der formalen Abstimmung zu prEN 1996-1-1 und prEN 1996-1-2
- Beginn der Überprüfung der ersten Arbeitsentwürfe prEN 1996-2 und prEN 1996-3

Mai 2003

- Auslieferung der endgültigen Fassung der EN 1996-2 und EN 1996-3 an das SC 6

Oktober 2003

- Datum der Verfügbarkeit für EN 1996-1-1 und EN 1996-1-2
- SC6 Meeting mit Beschluss zur Einleitung der formalen Abstimmung zu prEN 1996-2 und prEN 1996-3.

Wenn alle Fristen beachtet werden, ist nicht vor 2008/2009 mit einer Rückziehung der nationalen Normen im Mauerwerksbau zu rechnen. Daraus ergibt sich zwangsläufig die Notwendigkeit, die DIN 1053-1 nochmals zu überarbeiten und auf das Teilsicherheitskonzept zu bringen.

6 Einschätzung des erreichten Standes

Durch eine intensive Mitarbeit der deutschen Mitglieder in den Project-Teams konnten einige Verbesserungen, Kürzungen und inhaltliche Klarstellungen bei der Überarbeitung der ENV's und Überführung in EN's erreicht werden. Der Aufwand dafür war enorm hoch. Änderungen in Gewohnheitsregelungen nationaler oder europäischer Natur sind nur sehr schwer zu erreichen.

Das Gesamtergebnis wird wieder nur ein Kompromiss sein, der aber der politischen Zielstellung zur Einigung Europas untergeordnet ist. Die Differenzierungen im Mauerwerksbau sind zu groß, um den technischen Einigungsprozess in zwei Schritten (ENV, EN) vollziehen zu können. Deshalb wird der EC 6 nicht so kurz und knapp sein, wie es Buchholz [8] für den Teil 1-1 vorgeschlagen hat. Im praktischen, gemeinsamen Gebrauch wer-

den sich viele Dinge abschleifen und als europäischer Wissenstand durchsetzen, sodass im Zuge einer nächsten Überarbeitung oder Aktualisierung eine weitere Straffung möglich erscheint.

7 Literatur und Quellen

- [1] DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln. Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 1995. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin Dezember 1996
- [2] Nationales Anwendungsdokument (NAD). Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag 1997
- [3] DIN V ENV 1996-1-2: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung ENV 1996-1-2: 1995. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin August 1997
- [4] DIN V ENV 1996-1-3: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Detaillierte Regeln bei horizontaler Belastung. Deutsche Fassung ENV 1996-1-3: 1998. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin August 1999
- [5] DIN V ENV 1996-2: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 2: Bemessung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-2: 1998. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin August 1999
- [6] DIN V ENV 1996-3: Eurocode 6: Berechnung und Bemessung von Mauerwerk. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden und einfache Regeln für Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-3: 1999. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin Oktober 2000
- [7] Jäger, W.: Zum Stand der europäischen Bemessungsregeln für unbewehrtes Mauerwerk. Ein Fortschrittsbericht zum bautechnischen Inhalt der Normungsprojekte EN 1996-1-1, EN 1996-1-3 und EN 1996-3. In: Mauerwerk-Kalender 2001. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst Sohn, Berlin, 2001, S. 479–505
- [8] Buchholz, E.: Der Eurocode für Mauerwerk (EC 6) in einer anwendbaren Fassung. Das Mauerwerk 1 (1998) H. 1, S. 2–15
- [9] Mann, W.: Mauerwerk in Europa. Das Mauerwerk 4 (2000) H. 1, S. 8–13
- [10] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002
- [11] prEN 1996-1-1: Redraft 8. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2001. PT 1, SC 6. Unver-

- öffentliches Manuskript. Garston, Watford, Mai 2001
- [12] DIN 1053-1: Ausgabe 11.96. Mauerwerk, Teil I: Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin 1996
- [13] Kirtschig, K.: Zur Biegetragfähigkeit von Ausfachungswänden. In: Mauerwerk-Kalender 1998. Hrsgg. v. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin, 1998, S. 773–790
- [14] Reeh, H.; Jäger, W. u. a.: Vergleich des Eurocode 6, Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996, Teil 2. Forschungsbericht erarbeitet i. A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Hannover August 2000
- [15] Reeh, H.; Jäger, W.: Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk. Beispiele nach DIN 1053-1 und Eurocode 6, Teil II. In: Mauerwerk-Kalender 2001. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 287–347
- [16] Irmschler, H.-J.: Bestimmungen. Abdruck ausgewählter Technischer Baubestimmungen und bauaufsichtlicher Vorschriften. In: Mauerwerk-Kalender 2001. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 513–659, insbesondere S. 551–610
- [17] Reeh, H.; Jäger, W.: Bemessung von Mauerwerk. Beispiele nach DIN 1053-1 und Eurocode 6. In: Mauerwerk-Kalender 2000. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst & Sohn, Berlin, 2000, S. 455–520
- [18] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 2001. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 5–22
- [19] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 3 (1978), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1978, S. 35–65
- [20] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. In: Mauerwerk-Kalender 10 (1985), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1985, S. 95–114
- [21] BS 5628, Part 1: Code of practice for use of masonry, Part 1: Structural use of unreinforced masonry. BSI, December 1992
- [22] Draft prEN 1990: Eurocode: Basis of Structural Design. Stage 34. English version. 23 January 2001, CEN Brüssel 2001
- [23] Mann, W.; Bernhardt, G.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten gemauerten Wänden, insbesondere von Kellerwänden auf Erddruck. In: Mauerwerk-Kalender 1984. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1984, S. 69–84
- [24] Reeh, H.; Jäger, W. u. a.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1, DIN 1053-2, Nov. 1996 und DIN 1053-3, Teil 3. Forschungsbericht erarbeitet i. A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Hannover Oktober 2001
- [25] Jäger, W.; Baier, G.; Pflücke, T. u. a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i. A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. TU Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung, Dresden 2002
- [26] DIN 4103-1: Ausgabe Juli 1984. Nichttragende innere Trennwände. Anforderungen, Nachweise. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag Berlin 1984
- [27] Guidance Paper L. Application and use of Eurocodes. Commission Européenne, Direction Générale Entreprises. Brussels, 25.01.2002
- [28] Vassilev, T.; Jäger, W.; Pflücke, T.: Nonlinear transfer matrix model for the assesment of masonry buckling behaviour. In: Proceedings of the 6th International Masonry Conference in London November 2002 (im Druck)
- [29] Reeh, H.; Mathias, B.: Bemessung von bewehrtem Mauerwerk. Beispiele nach DIN 1053 Teil 3 und EC &. In: Mauerwerk-Kalender 2002. Hrsgg. v. H.-J. Irmschler und P. Schubert. Ernst & Sohn, Berlin 2002. S. 337–379
- [30] Baier, G.; Jäger, W.: Verification of reinforced masonry members subjected to bending. Unveröffentlichtes Manuskript. Handmaterial zur Arbeitsberatung des PT I von CEN TC 250/SC 6 am 18./19.02.2002 in Dresden. TU Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung 19.02.2002
- [31] BS 5628-2:2000. Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry. BSI, November 2000
- [32] Jäger, W.; Müller, G.; Baier, G.: Tastversuch zur Beurteilung des Tragverhaltens des Wand-Decken-Knotens im Mauerwerksbau. Forschungsbericht. Unveröffentlichtes Manuskript. Technische Universität Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung. 2000.
- [33] Jäger, W.; Baier, G.: Kosteneinsparung im Mauerwerksbau durch wirklichkeitsnahe Erfassung des Tragverhaltens von Mauerwerksbauten. Forschungsvorhaben beim BBR. Zwischenbericht. Technische Universität Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung. 2002
- [34] Hendry, A.: Structural Masonry. 2nd edition. Macmillan Press Ltd. Basingstoke/London 1998

2.2 Stand der aktuellen Normungsarbeit in Deutschland und in Europa

Die Umstellung der Bemessung im Mauerwerksbau auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept steht normungsseitig sowohl national als auch europäisch unmittelbar vor dem Abschluss. Damit wird demnächst eine durchgängige Berechnung und Nachweisführung von Bauwerken und Bauteilen mit Hilfe von Teilsicherheitsfaktoren möglich sein.

Die DIN 1053-1 liegt nunmehr als endgültiger Entwurf in der 100er Version [2/7] vor. Diese beschränkt sich nur auf die Berechnung und Nachweisführung; für alle anderen Dinge der Ausführung und Konstruktion soll nach wie vor die bisherige DIN 1053-1: 11-96 [2/1] gelten. Das vereinfachte Berechnungsverfahren dieser Norm ist in [2/8] erläutert. Die generelle Überarbeitung der DIN 1053-1 soll 2003 beginnen und wird etwa einen Zeitraum von 2 Jahren ausmachen.

Die DIN 1053-3 [2/3] befindet sich ebenfalls im Stadium der Überarbeitung (vgl. [2/4]). Es liegt ein erster Entwurf vor, der auf dem neuen Sicherheitskonzept beruht und sich an dem EC 6 [2/10] sowie der DIN 1045-1 [2/9] orientiert.

Die DIN 1053-4 [2/5] für vorgefertigte Ziegeltafeln ist auf der Basis des bisherigen Sicherheitskonzeptes überarbeitet worden.

Die DIN 1053-5 [2/6] wird neu erarbeitet. Basis ist dabei das Sicherheitskonzept der DIN 1053-1. In einigen Fragen wie z.B. der Schubfestigkeit besteht dort noch Klärungsbedarf. Die Erarbeitung kann in absehbarer Zeit abgeschlossen werden.

Der wesentliche Stand der europäischen Mauerwerksnorm ist in [2/17] dargestellt. Es soll hier nur auf maßgebende Änderungen seit dem Abschluss der Drucklegung, die im Zusammenhang mit der abschließenden Sitzung des SC 6 am 2./3. Dezember 2002 in Brüssel stehen, eingegangen werden.

2.3 EN 1996-1-1: Bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

2.3.1 Lastkombinationen

Dieser Abschnitt ist ausführlich in [2/17], 3.2.2 abgehandelt worden. Weitere Änderungen hierzu werden somit zukünftig in der EN 1990 [2/15] erfolgen.

2.3.2 Baustoffe

2.3.2.1 Steingruppierung

Die Eingruppierung der Steine in Gruppen ist eine Produktproblematik, die i.d.R. nicht vom Bemesser gelöst werden kann. Es handelt sich dabei klar um eine Produktangelegenheit. Diese lässt sich wahrscheinlich erst in der nächsten Generation der Produktnormen lösen. Der Hersteller soll derzeit durch eine Fußnote im EC 6 gezwungen werden, die Gruppierung nach EC 6 anzugeben, sofern er wünscht dass seine Produkte für tragendes Mauerwerk eingesetzt werden.

2.3.2.2 Druckfestigkeit

Hier bestehen derzeit drei Möglichkeiten, die Druckfestigkeit von Mauerwerk zu bestimmen.

1. durch Versuche
2. durch Auswertung einer nationalen Datenbasis und
3. durch Anwendung der in der Vorschrift angegebenen Formeln

Welche der Vorgehensweisen in dem jeweiligen Land anzuwenden ist, soll im National Annex festgelegt werden.

Die Problematik der Druckfestigkeitsformeln mit festen Exponenten ist in [2/17], Abschnitt 3.2.4.2 beschrieben. Die größten Probleme hinsichtlich einer wirtschaftlich vertretbaren Approximation traten bei Hochlochziegeln/Dünnbettmörtel und bei Hochlochziegeln/Leichtmörtel auf. Die dabei eintretenden wirtschaftlichen Verluste waren von deutscher Seite nicht hinzunehmen. Der in Vorbereitung der Dezembersitzung unterbreitete Vorschlag des PT 1, die Auswertung der Daten von Versuchen bzw. der Datenbasis in Form von

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2-1)$$

mit

f_k charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit,

K, α, β Festwerte, abhängig von der Stein- und Mörtelart,

f_m Druckfestigkeit des Mauermörtel und
 f_b die normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung,

war formal noch nicht ausreichend sicher hinsichtlich seiner Auslegung im Normentext dargestellt. Eine Zuschärfung konnte dahingehend erreicht werden, dass Formel und Datenbasis jetzt im Normentext stehen werden.

Damit ist für Deutschland die Möglichkeit eröffnet, die Approximation zu verwenden, die in Übereinstimmung mit den Versuchswerten ist und eine bestmögliche Anpassung bei Verzicht auf Dimensionsreinheit gestattet (vgl. [2/18]). Die entsprechenden Festlegungen sind dann im Nationalen Anhang der Norm zu treffen. Dabei sind die methodische Vorgehensweise ebenso wie die Grenzen der Steingruppierungen nochmals kritisch zu beleuchten, sodass letztlich bei der Anwendung keine Sicherheitsrisiken entstehen.

2.3.2.3 Schubfestigkeit

Hinsichtlich der Schubfestigkeit sind keine Änderungen gegenüber [2/17], Abschnitt 3.2.4.3 eingetreten. Es wird das Reibungsversagen und das Steinzugversagen formelmäßig beschrieben. Beim Steinzugversagen erfolgt die Beschreibung des Versagensphänomens durch $0,065 \cdot f_b$ bzw. f_{vit} , wobei dies ein Grenzwert für die Schubfestigkeit ist, der entweder zahlen- oder formelmäßig anzugeben ist, u.zw. im Nationalen Anhang. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

Damit bleibt der deutschen Seite offen, die gewohnten oder entsprechend differenzierteren Formeln als bisher für den Grenzwert f_{vit} einzuführen.

2.3.2.4 Biegefestigkeit

Wegen der großen Differenzen in den Werten der einzelnen Länder sind die Tabellen für die Biegefestigkeit in einer Anmerkung angegeben. Die genauen Werte sind im Nationalen Anhang zu deklarieren. Die Angabe von Werten für Porenbeton ist – auch wenn die Tabelle in einer Anmerkung steht – nicht akzeptabel, da bei diesem die Biegefestigkeit i.W. sich als Prozentsatz von der normierten Steindruckfestigkeit darstellt. Die Lösung fand jedoch keine Mehrheit, angestrebt wurde eine Lösung mit der Angabe fester Werte in Abhängigkeit von der Dichte, was aber fachlich nicht haltbar ist.

2.3.2.5 Verformungskennwerte

Hier ist keine wesentliche Veränderung der Situation gegenüber [2/17], Abschnitt 3.2.4.4 eingetreten. Lediglich die Obergrenze des Kriechwertes für Porenbeton wurde von 2,0 auf 1,5 gesenkt.

2.3.2.6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

2.3.2.6.1 Druckbeanspruchung

Eine ausführliche Erläuterung ist wieder in [2/17], Abschnitt 3.2.7.1. enthalten.

Es konnte erreicht werden, dass das Verhältnis E/f_k als NDP eingeführt wird. Die in Vorbereitung der deutschen Stellungnahme durchgeführten Untersuchungen hatten gezeigt, dass der Einfluss dieses Verhältniswertes von entscheidender Bedeutung ist und mit $E/f_k=1000$ aus deutscher Sicht nicht vertretbare Sicherheitsrisiken entstehen.

Für den praktischen Gebrauch werden die Graphen für die Verhältniswerte 1000 und 700 im Normtext abgedruckt. Die Formeln im Anhang bleiben so bestehen, wobei der E-modul Berücksichtigung findet. Die Tabellen werden gestrichen, da eine Berechnung der Werte einfach mit dem Rechner möglich ist.

Im Nachgang zur der Dezembersitzung 2002 war noch vorgeschlagen worden, den Grenzwert der Schlankheit, ab wann der Kriecheinfluss zu berücksichtigen ist, ebenfalls als NDP einzuführen. Es erfolgte eine nochmalige, eingehende Prüfung. Dem ist im Sinne des Abbaus von Sicherheitsrisiken nichts entgegen zu setzen.

2.3.2.6.2 Weitere Punkte

Hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung, der horizontalen Belastung und der Kellerwände ist keine Änderung gegenüber [2/17] eingetreten.

2.3.2.6.3 Bewehrtes Mauerwerk

- Biegebeanspruchung

Der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk liegt ein aus deutscher Sicht vereinfachtes verfahren zu Grunde, das für gering bewehrte Querschnitte sehr brauchbar und anwenderfreundlich ist. Es umfasst folgende Schritte

1. Wahl der Bewehrung (auf der Basis von Erfahrung)
2. Bestimmung des aufnehmbaren Momentes und Vergleich desselben mit dem einwirkenden Moment
3. Überprüfung des Grenzmomentes zur Verhinderung des Versagens der Druckzone (balanced reinforcement)

Diese Vorgehensweise stammt von den Formeln her aus dem britischen Standard [2/22] und wird auch in Amerika [2/23] und Kanada [2/24] angewendet. Sie unterscheidet sich von der in Deutschland bisher üblichen nach dem k_n - oder nach dem ω -Verfahren (vgl. [2/19], [2/20] und [2/21]).

Hinsichtlich der Spannungsverteilung über der Druckzone geht man heute in Großbritannien noch von dem vollen, nicht angepassten Spannungsblock aus (vgl. Fig. 15.21 in [2/25], S. 357), was im Zuge des Forschungsvorhabens aufgedeckt werden konnte. Damit sind die Unterschiede in den Zahlenwerten bei der Überprüfung auf der Basis der heute analog dem Betonbau angewendeten Vorgehensweise bei der Vereinfachung der Druckzone erklärlich. In Kanada [2/24] und Amerika [2/23] werden die gleichen Approximationen der Druckzone vorgenommen, wie in Deutschland bzw. im Betonbau [2/9] üblich.

Wie von deutscher Seite aus im Rahmen dieses Forschungsvorhabens gezeigt werden konnte, entstehen erhebliche Sicherheitsrisiken, wenn Mauerwerk, das vorwiegend spröde bricht, nach den Berechnungsannahmen für Mauerwerk mit einer gewissen Plastizierungsrate bemessen wird. Dies wirkt sich, wie im Abschnitt 4.2.2 noch gezeigt wird, bei der Begrenzung des Biegemomentes, das aufgenommen werden kann bevor der Bruch der Druckzone beginnt, aus. Aus den genannten Gründen ist eine Unterscheidung in die 2 wesentlichen Mauerwerksarten (duktile, spröde) im EC 6 vorgenommen worden, die sich in entsprechenden Vorwerten der Begrenzung des Biegemomentes niederschlägt.

- Knicken

Nachdem in der letzten Überarbeitung des EC 6 die in [2/17] angegebenen Gleichung (38) für ein Zusatzmoment nach Theorie II Ordnung in die Norm aufgenommen wurde, sind keine weiteren Änderungen vorgenommen worden. Die in Abschnitt 4.2.4 gemachten Feststellungen werden Gegenstand der nächsten Sitzungen sein.

- Querkraftbeanspruchung

Die in [2/17] Gl. (51) dargestellten Begrenzung der maximalen Querkraft ist im Rahmen dieses Forschungsprojektes mit den Grenzbestimmungen aus dem Betonbau (EC 2 [2/16]) verglichen worden. Der im Abschnitt 4.2.3 dargestellte Vergleich mit dem EC 2 führte zum deutschen Vorschlag mit einem Faktor von 0,23. Ein Faktor 0,30 könnte nur in einem nationalen Anhang stehen, und wäre somit der Entscheidung des jeweiligen Landes überlassen. Man hat sich allerdings auf den allgemeingültigen Faktor 0,25 geeinigt.

2.3.2.7 Anhänge

- Wand-Decken-Knoten

An der in [2/17] angegebenen Berechnungsmethode für den Wand-Decken-Knoten sind noch keine Veränderungen vorgenommen worden. Es bestehen aber Zweifel an der vereinfachten Formel für den teilweise eingespannten Knoten. Es gibt hier einen Vorschlag, der aus der Österreichischen Norm entlehnt ist [2/27], der aber mit der zunehmenden Anzahl von Geschossen zu fehlerhaften Ergebnissen führt. Die Entwicklung ist in diesem Bereich noch nicht abgeschlossen.

- Spannungsblock

Die Erläuterungen in [2/17] gelten nach wie vor.

2.4 ENV 1996-1-3: Horizontale Belastung

Die Norm wird nicht mehr als selbständiger Teil existieren, sondern geht mit in den Teil 1-1 ein. Der Stand ist gegenüber [2/17] unverändert. Die Neuberechnung der Momentenverteilungszahlen für den Anhang D der ENV1996-1-1 durch numerische Simulationen, ist noch in Arbeit.

2.5 ENV 1996-3: Vereinfachte Berechnung und einfache Regeln für Mauerwerksbauten

Es ist die Ermittlung der Druckfestigkeit zu überarbeiten und an die neuen Festlegungen in der ENV 1996-1-1 anzupassen. Ebenso ist der Einfluss des Wand-Decken-Knotens mit zu berücksichtigen. Wie bereits in [2/17] geschildert, ist die Arbeit noch nicht abgeschlossen.

2.6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit den bisher erreichten Änderungen, konnte der EC 6 akzeptabel gestaltet werden. Einer Anwendung, bei einer entsprechenden Definition der nationalen Parameter, steht aus Sicht der Bearbeiter dieses Forschungsvorhabens nichts im Wege.

Bei Einhaltung aller Fristen und den in [2/17] Abschnitt 5 angegebenen Arbeitsschritten sind die nationalen Normen 2009 zurückzuziehen. Am in [2/17] geschilderten Ablauf hat es keine Änderungen gegeben.

3 Ergebnisse der vorangegangenen Forschungstätigkeiten

3.1 Allgemeines

Im Forschungsbericht [3/1] wurden bereits die Regelungen zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-3 [3/2] und ENV 1996-1-1 (Eurocode 6) [3/3] bzw. pr EN 1996-1-1: Stage 32 [3/4] miteinander verglichen. In den Vergleich wurden auch Berechnungsbeispiele einbezogen. Es wurden dabei in der ENV 1996-1-1 [3/3] und in der Fassung [3/4] zahlreiche unklare Festlegungen erkannt und bei den nach der europäischen Norm bemessenen Beispielen auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse erhalten. Da sogar eine Gefahr für die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit bei nach der europäischen Norm bemessenen Konstruktionen festgestellt worden ist, wurde zur Beseitigung von Sicherheitsrisiken eine Überarbeitung der gesamten Abschnitte des Eurocode 6 empfohlen, in denen das bewehrte Mauerwerk geregelt wird.

Die wesentlichen Problempunkte, die im Rahmen der Untersuchungen nach [3/1] festgestellt wurden, sind im Kapitel 3.2 des Forschungsberichtes zusammengestellt und erläutert. Aufgrund dieser festgestellten Mängel in der ENV 1996-1-1 [3/3] ergab sich die Anforderung zur Untersuchung besonderer Einzelthemen und zur Durchführung weiterer Berechnungsbeispiele (Kapitel 4.2 und 4.3 des Forschungsberichtes).

Mit den aus dem vorangegangenen Forschungsbericht [3/1] gewonnenen Ergebnissen und den darin bereits durchgeführten Analysen wurde die Erarbeitung der deutschen Stellungnahme vom 30.11.2001 zu ENV 1996-1-1, Redraft 9A, Okt. 2001 [3/5] maßgeblich unterstützt. Das entstandene Dokument ist in Kapitel 3.3 des Forschungsberichtes aufgenommen. Zur besseren Übersicht sind die deutschen Einsprüche bzw. Stellungnahmen, die sich auf Regelungen zum bewehrtem Mauerwerk beziehen, am rechten Textrand mit einem Doppelstrich gekennzeichnet.

3.2 Zusammenstellung der Ergebnisse

Nachfolgend sind zur Übersicht die sich aus Forschungsbericht [3/1] ergebenden Problempunkte zum bewehrten Mauerwerk zusammengestellt und kurz erläutert.

- *Einfluss der Stahlfläche auf das aufnehmbare Moment*

Zur Biegebemessung wird in ENV 1996-1-1 [3/3] eine vereinfachte Berechnungsmethode angegeben. Im Rahmen der Beispielrechnungen nach [3/1] unter Verwendung dieser Methodik wurde festgestellt, dass sich unter Umständen bei Erhöhung des Bewehrungsgehaltes im Bemessungsquerschnitt das aufnehmbare Biegemoment des zu bemessenden Bauteils verringert. Die Bestimmungsgleichung für das aufnehmbare Biegemoment lautet:

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \cdot d \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \gamma_M}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s} \right] \quad (3.2-1)$$

Allgemein betrachtet, lässt sich diese Funktion in der Form

$$M_{Rd} = A \cdot x^2 + B \cdot x \quad (3.2-2)$$

mit

$$A = -0,5 \cdot \frac{f_{yk}^2 \cdot \gamma_M}{b \cdot f_k \cdot \gamma_s^2} \quad (3.2-3)$$

$$B = \frac{d \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.2-4)$$

darstellen. Der qualitative Verlauf entspricht damit dem in Bild 3.2-1 dargestellten Funktionsverlauf, wenn man beachtet, dass der Koeffizient A negativ wird.

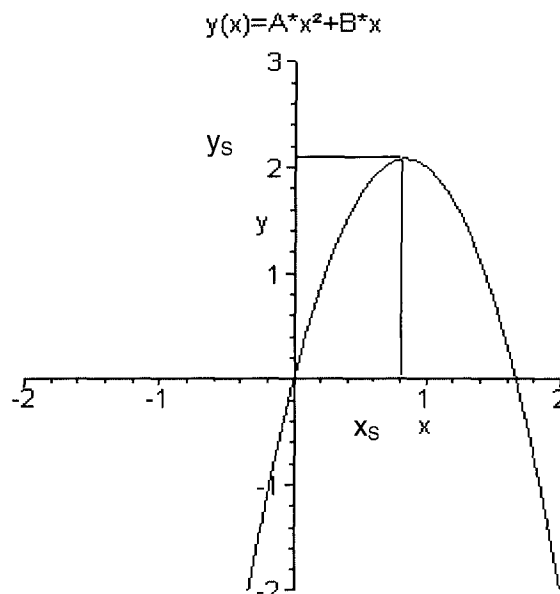


Bild 3.2- 1: Beispielhafter Graph einer Funktion $y(x)=Ax^2+Bx$ mit $A<0$ und $B>0$

Hieraus wird ersichtlich, dass eine derartige Funktion ihr globales Extrema im Scheitelpunkt (x_s, y_s) besitzt. Für alle $x < x_s$ wird diese Funktion folglich monoton wachsend sein, während sie für alle $x > x_s$ monoton fällt. Ob sich bei der Bemessung mit wachsendem Bewehrungsgehalt A_s das aufnehmbare Moment vergrößert oder verkleinert, hängt somit einzig und allein von der Lage des Scheitelpunktes ab, der wiederum durch die Koeffizienten A und B beeinflusst wird. Die Koordinaten des Scheitelpunktes können in allgemeiner Form folgendermaßen bestimmt werden:

$$x_s = -\frac{B}{2A} \quad (3.2-5)$$

$$y_s = \frac{B^2}{4A^2} \cdot (1 - 2A) \quad (3.2-6)$$

Mit den in den Gln. (3.2-5) und (3.2-6) enthaltenen Größen kann die Lage des Scheitelpunktes bestimmt werden, wobei zu beachten ist, dass die einzelnen Größen dimensionsgebunden sind. Setzt man voraus, dass die Bewehrungsstahlsorte zunächst gleich bleibt, also $f_{yk} = \text{konst.}$ gilt, so verbleiben als veränderliche Eingangsparameter für die Bemessung im Wesentlichen der Bewehrungsgehalt A_s , die Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k und die statische Nutzhöhe d . In Bild 3.2- 2 und 3.2- 3 wird für verschiedene Festigkeiten f_k die Größe des vom Querschnitt aufnehmbaren Momentes M_d in Abhängigkeit von A_s und d dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass neben den Größen A_s und d auch die Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k von entscheidender Bedeutung ist.

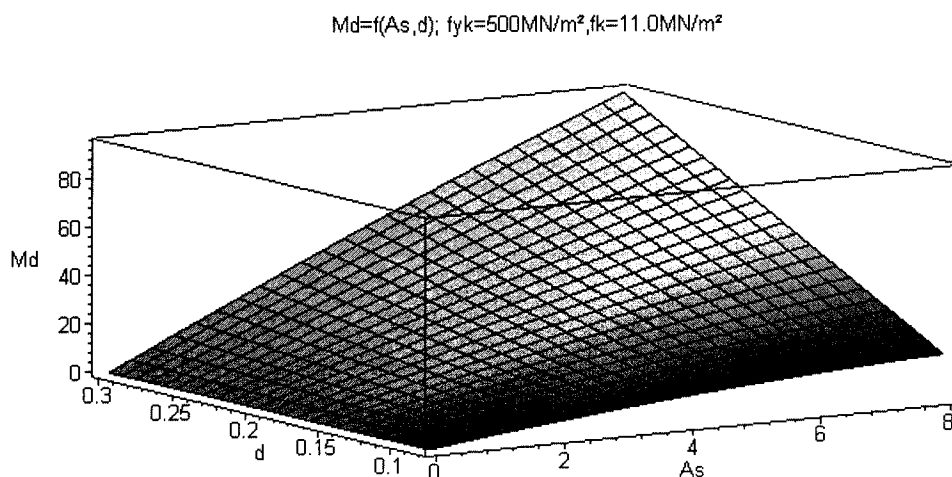


Bild 3.2- 2: Verlauf des Momentes M_d für $f_k = 11,0 \text{ MN/m}^2$

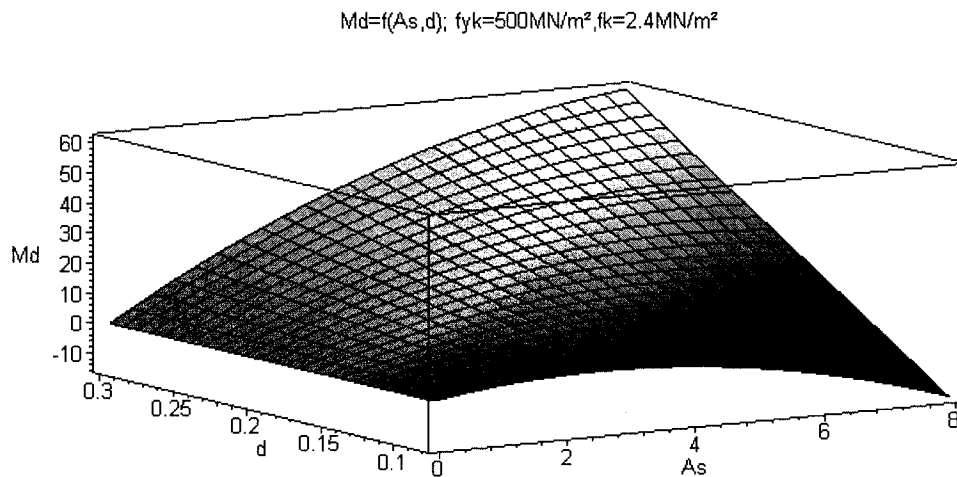


Bild 3.2- 3: Verlauf des Momentes M_d für $f_k=2,4 \text{ MN/m}^2$

Für geringe Mauerwerksfestigkeiten zeigt sich, dass besonders für schlanke Wände innerhalb des Bemessungsalgorithmus der Scheitelpunkt der Parabel erreicht werden kann. Daraus folgt, dass mit Erhöhung der Bewehrungsmenge A_s eine Reduzierung des aufnehmbaren Momentes einhergehen kann, sofern man sich im angegebenen Koordinatensystem rechts des Scheitelpunktes befindet.

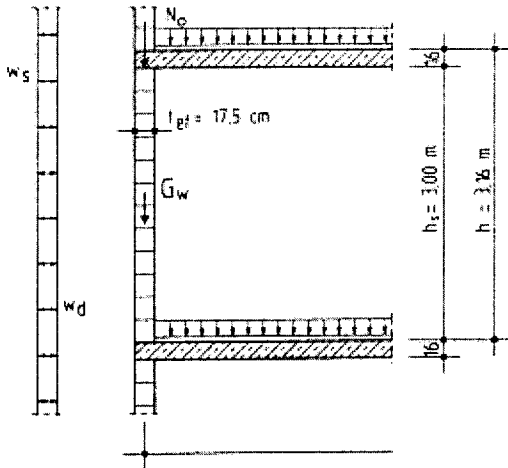
- *Bemessungsverfahren*

Den Bemessungsmethoden nach ENV 1996-1-1[3/3] liegen die Festlegungen aus der Britischen Mauerwerksnorm BS 5628 [3/6] zugrunde. Allerdings wird nach dieser Norm zusätzlich die Größe des mit Gl. (3.2-1) errechenbaren Momentes auf

$$M_{Rd} = 0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 \quad (3.2-7)$$

begrenzt. In [3/4] ist diese Begrenzung jedoch nur noch für auskragende Wände erforderlich. Damit lassen sich erheblich größere Momente unter Verwendung von Gl. (3.2-1) berechnen, als sie vom Querschnitt tatsächlich aufgenommen werden können. Nachstehendes kurzes Beispiel soll dieses Problem verdeutlichen. Hier wird das aufnehmbare Moment M_{Rd} nach Gl. (3.2-1) mit dem analog der Bemessungsmethodik im Stahlbetonbau ermittelten Moment verglichen, wobei die Regelungen hinsichtlich Dehnungsverteilung, Größe der Bruchdehnungen und Ansatz des Spannungsrechtecks nach [3/4] beachtet wurden.

- Annahmen



Geometrie

$b = 1,0 \text{ m}$
 $d = 0,14 \text{ m}$

Mauersteine

Hochlochziegel
Gruppe 2

$f_b = 7,5 \text{ MN/m}^2$

Mörtel

Leichtmörtel
 $f_m = 5,0 \text{ MN/m}^2$

Mauerwerk

$K = 0,3$
 $f_k = 1,99 \text{ MN/m}^2$

Bewehrung

$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$

- aufnehmbares Bemessungsmoment M_{Rd} nach prEN 1996-1-1: Stage 32 [3/4]

Wahl des Bewehrungsquerschnittes

$A_s = 3,5 \text{ cm}^2$

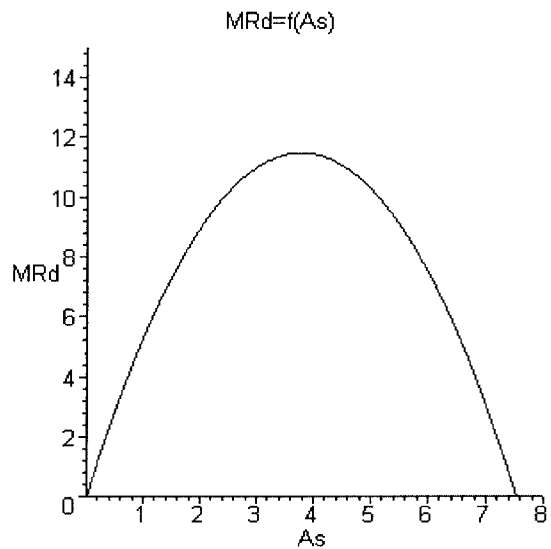
Berechnung des Hebelarmes

$$z = d \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \gamma_M}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_S} \right] \leq 0,95d$$

aufnehmbares Moment

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot z}{\gamma_S}$$

$M_{Rd} = 11,42 \text{ kNm}$



- aufnehmbares Bemessungsmoment M_{Rd} nach Stahlbetonmethodik

$$\varepsilon_m = 0,0035$$

$$\varepsilon_s = 0,01$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s}$$

$$k_x = 0,26$$

$$x = k_x \cdot d$$

$$x = 3,630 \text{ cm}$$

$$F_C = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_d$$

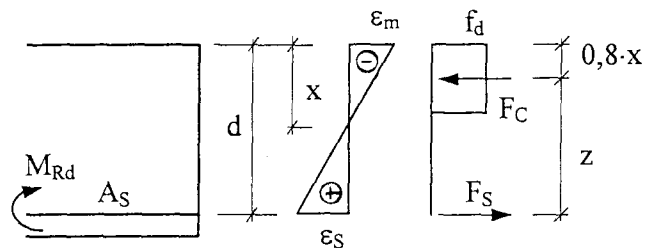
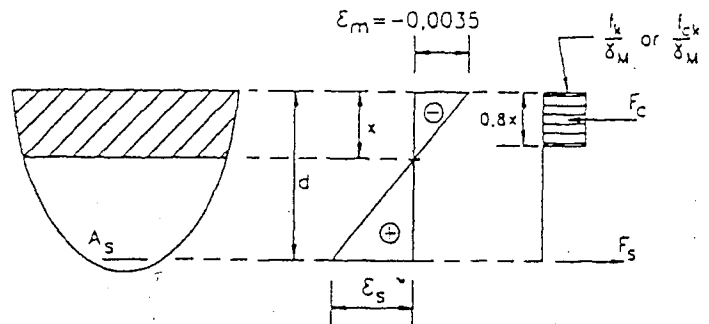
$$F_C = 34,030 \text{ kN}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

$$z = 12,55 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = F_C \cdot z$$

$$M_{Rd} = 4,27 \text{ kNm}$$



- Vergleich

$$M_{Rd, prEN 1996-1-1} = 11,42 \text{ kNm} > 4,27 \text{ kNm} = M_{Rd, Stahlbeton}$$

Daraus wird ersichtlich, dass die nach prEN 1996-1-1: Stage 32 [3/4] berechneten Momente deutlich über den tatsächlich vom Querschnitt aufnehmbaren Werten liegen. Eine Begrenzung der Größe des maximalen Momentes ist daher generell notwendig, wenn nach dem hier geschilderten Verfahren gerechnet wird.

Zudem ist die Größe der hier angesetzten Bruchdehnung des Mauerwerks von 0,0035 als sehr kritisch zu bewerten. Experimentelle Untersuchungen, z.B. nach [3/7] und [3/8] haben mehrfach gezeigt, dass derartige Bruchdehnungen nur in seltenen Fällen, z.B. für Kalksandsteinmauerwerk, erreichbar sind. Für alle anderen Stein-Mörtel-Kombinationen liegen die Bruchdehnungen deutlich niedriger (Tabelle 3.2-1).

Mauersteine	Spannungs-Dehnungs- Beziehung	Bruchdehnung ε_u [%]
Hochlochziegel	Dreieck	2,0
Kalksandsteine – Gr. 1	Parabel-Rechteck	3,5
Kalksandsteine – Gr. 2	Parabel	2,0
Porenbeton	Dreieck	2,0
Leichtbeton	Dreieck	1,2

Tabelle 3.2- 1: Bruchdehnungen und Verläufe der Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Mauerwerksarten nach [3/8]

Dazu kommt noch der Fakt, dass die Arbeitslinie dieser Mauerwerksarten selten parabolisch-rechteckig, also ähnlich dem Stahlbeton verläuft. Es können eher dreieckige Spannungs-Dehnungs-Verläufe beobachtet werden, so dass auch hier mit Ansatz des Spannungs-Rechtecks eine Überschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit erfolgt. Mit dem gegenwärtig propagierten Berechnungsalgorithmus lassen sich derartige Unterschiede jedoch nicht berücksichtigen, so dass hier weiterführende und vor allem umfangreiche Veränderungen durchzuführen sind.

- *Ermittlung des Bemessungsmomentes M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s und des Hebelarmes der inneren Kräfte z*

Die Berechnungsbeispiele nach [3/1] haben gezeigt, dass die Bemessung nach ENV 1996-1-1 [3/3] nur durch eine aufwändige Iteration erfolgen kann. Die Bewehrung A_s muss so lange gewählt bzw. geschätzt werden, bis der Nachweis $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ erfüllt ist. Bei Umstellung der Gl. (4.36) in [3/3] nach A_s unter der Annahme $M_{Sd} = M_{Rd}$ und durch Einsetzen von Gl. (4.37) in [3/3] ergibt sich als erforderliche Bewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \cdot \frac{b \cdot f_k \cdot \gamma_s^2}{f_{yk}^2 \cdot \gamma_M}} \quad (3.2-8)$$

Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung mit Gl. (3.2-8) ist ebenfalls sehr aufwändig und kann durch Änderung der Gl. (4.37) stark vereinfacht werden. In dem für die Bemessung

sung relevanten Bereich liegt der Hebelarm der inneren Kräfte bei $z = (0,85 \text{ bis } 0,95) \cdot d$. Als Vereinfachung könnte $z = 0,90 \cdot d$ angenommen werden. Die erforderliche Bewehrung erhält man dann mit:

$$\text{erf } A_s = \frac{\gamma_s \cdot M_{sd}}{f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d} \quad (3.2-9)$$

Des Weiteren enthalten die bisherigen Fassungen des Eurocode 6 [3/3 bzw. 3/4] nur Regelungen zur Bestimmung von Bemessungsmomenten bei reiner Biegung. Gemäß ENV 1996-1-1 [3/3] jedoch auch zu überprüfen, ob bei Bauteilen, die überwiegend auf Biegung und nur mit geringer Normalkraft beansprucht werden, der Einfluss der Normalkraft bei der Bemessung unberücksichtigt bleiben darf.

Es fehlen somit bisher sämtliche Regelungen für die Bemessung von Mauerwerksbauteilen bei Beanspruchung auf Biegung mit hoher Normalkraft bzw. bei nur durch Normalkraft beanspruchten Bauteilen (z. B. Druckglieder). Es ist völlig unklar, ob der Einfluss der Normalkraft wie in Deutschland bei Anwendung des K_h -Verfahrens üblich mit $M_s = M - N \cdot z_s$ (Erhöhung des Bemessungsmomentes) berücksichtigt werden soll oder ob z. B. beim Knicksicherheitsnachweis von Druckgliedern – ähnlich den Regelungen nach DIN 1053 - 3 [3/2] – der Einfluss unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Ausmitte im mittleren Drittel der Knicklänge mit $N \cdot f$ anzusetzen ist. Der Einfluss des Berechnungsansatzes ist maßgebend für die Bemessungsschnittgrößen und damit auch für die einzubauende Bewehrung.

Es sind daher dringend Änderungen und Ergänzungen erforderlich.

- *Bemessung bei Schlankheiten > 12*

Die bisherigen Fassungen des Eurocode 6 [3/3 bzw. 3/4] enthalten die Forderung bei Schlankheiten > 12 eine Bemessung mit den Prinzipien für unbewehrtes Mauerwerk unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung durchzuführen. Diese Regelung ist nicht nachvollziehbar, weil genau für Mauerwerkswände mit Schlankheiten > 12 die Möglichkeit einer Bemessung als bewehrtes Mauerwerk zum Tragen kommen würde.

- *Grenzwerte der Spannweiten bei biegebeanspruchten Bauteilen*

Nach ENV 1996-1-1[3/3] ist zur Vermeidung des Kippens von Einfeld- und Durchlaufträgern ein entsprechender Nachweis für den lichten Abstand zwischen den seitlichen Halterungen zu führen. Dabei sind bestimmte Grenzwerte einzuhalten. Da Wände im Allgemeinen nicht kippgefährdet sind, ist der für alle auf Biegung beanspruchten Bauteile geforderte Nachweis im Mauerwerksbau fragwürdig. Die Anwendung führt bei Wänden, die senkrecht zu ihrer Ebene belastet werden, zu völlig unrealistischen Ergebnissen bzw. Nachweisen. Der geforderte Nachweis ist nur erforderlich bei Wänden, die in Scheibenebene lotrecht belastet werden mit $b_c =$ Wanddicke t .

Beispiel: Erddruckbelastete Kelleraußenwand, vertikaler Lastabtrag, Stabstahl in vertikalen Lochkanälen

Wanddicke $t = 0,24$ m, statische Nutzhöhe $d = 0,12$ m

Wandhöhe $h = 2,35$ m ($\hat{=}$ Abstand zwischen den seitlichen Halterungen)

Wandlänge $L = 8,72$ m ($\hat{=}$ b_c Breite des Druckgurtes)

$$\Rightarrow h = 2,35 \text{ m} \ll 523,2 \text{ m} = 60 \cdot 8,72 = 60 \cdot b_c$$

$$\ll 158.413 \text{ m} = \frac{250}{0,12} \cdot 8,72 = \frac{250}{d} \cdot b_c^2$$

- *Schubnachweise*

Die Festlegungen nach [3/3 bzw. 3/4] beziehen sich nach wie vor nur auf Wände, die in Wandlängsrichtung als Scheibe durch Querkräfte belastet werden (Scheibenschub). Es fehlt die Unterscheidung in Platten- und Scheibenschub.

In [3/1], Kapitel 3.5.4.3 (Beispiel 2) wurde eine Kelleraußenwand unter Annahme eines vertikalen Lastabtrages nachgewiesen. Hierbei mussten für den Schubnachweis die in der ENV 1996-1-1 [3/3] angegebenen Gleichungen verwendet werden, die nur für den Scheibenschub gelten, obwohl die Wand auf Plattenschub beansprucht wird. Zudem gelang der Nachweis nur bei Ansatz vermörtelter Stoßfugen, obwohl die Vermörtelung bei vertikaler Spannrichtung und Bewehrungsführung keine Rolle spielt. Eine Unterscheidung des

Schubnachweises in Scheiben- und Plattenschub unter Angabe der maßgebenden Versagensarten in Anlehnung an deutsche Vorschriften ist unbedingt erforderlich.

Nach ENV 1996-1-1 [3/3 – Abschnitt 4.7.2.2, Anmerkung bzw. 3/4 - Abschnitte 6.5.2 und 6.5.3, Anmerkung] darf beim Schubnachweis unter Vernachlässigung der Schubbewehrung eine Erhöhung der charakteristischen Schubfestigkeit f_{vd} in Rechnung gestellt werden, wenn die vorhandene vertikale Bewehrung bzw. Längsbewehrung berücksichtigt wird. Diese Regelung ist unklar. Wenn diese Möglichkeit besteht, sollte auch festgelegt sein, wie der rechnerische Ansatz erfolgen soll.

Des Weiteren fehlt in [3/4 – Gl.(6.44)] der Festigkeitswert f_d . Die Gleichung ist zu korrigieren:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t \cdot L} \leq 2,0 \cdot f_d \quad (3.2-10)$$

- *Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am Auflager*

Zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge am Auflager ist zunächst die erforderliche Bewehrung bezogen auf das Auflager in Abhängigkeit von der vorhandenen Zugkraft am Auflager zu bestimmen. Hierzu fehlen im Eurocode 6 [3/3 bzw. 3/4] nähere Angaben, sodass in den bisher durchgerechneten Beispielen [3/1, Kap. 3.5.4] die Berechnung näherungsweise in Anlehnung an DIN 1053-3 [3/2] bzw. DIN 1045 [3/9] durchgeführt werden musste.

- *Festigkeitswerte, charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} und Scherfestigkeit f_{cvk}*

Die bisherigen Fassungen des Eurocode 6, z.B. [3/3 - Tabelle 3.3] enthalten nur Festigkeitswerte bezogen auf Füllbeton. Es werden keine charakteristischen Werte für Verfüllmörtel genannt. Es muss geklärt werden, ob hier die Druckfestigkeitswerte f_m für Normalmörtel nach EN 1015-11 (siehe auch [3/3 - Abschnitt 3.2.2.1]) und die Haftscherfestigkeiten f_{vko} für Normalmörtel nach [3/3 - Abschnitt 3.6.3, Tabelle 3.5] angesetzt werden dürfen. Wenn ja, sollte zumindest ein entsprechender Hinweis erfolgen.

- *Verankerung der Bewehrung an den Endauflagern*

Die in den bisherigen Fassungen des Eurocode 6 hierzu genannten Gleichungen sind vergleichbar mit den Regelungen zum Grundmaß der Verankerungslänge l_b nach DIN 1045: 1988 [3/9]. Der geforderte Mindestwert von $0,3 \cdot l_b$ – der auch in der Neuauflage der DIN 1045 [3/10] genannt wird – überschreitet jedoch den nach DIN 1045:1988 [3/9] vergleichbaren Wert von $6 \cdot d_s$ bzw. $l_A/3$ bei Weitem. Für alle bisher nach Eurocode 6 durchgerechneten Beispiele ([3/1, Kap. 3.5.4]) konnte die geforderte Mindestlänge der Verankerung $0,3 \cdot l_b$ ($l_{b/min}$) nicht eingehalten werden, so dass entweder die gesamte Ausführung des Bauteils oder zumindest besondere Verankerungselemente erforderlich werden.

Beispiel: Für C 20/25 (B 25), $f_{bok} = 3,0 \text{ MN/m}^2$, gerade Stabenden

$$l_b = 1,7 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \frac{1}{3,0} = 61,6 \cdot \phi$$

⇒ Stabdurchmesser $\emptyset 8$, $l_b = 49,3 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 14,8 \text{ cm}$

$\emptyset 10$, $l_b = 61,6 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 18,5 \text{ cm}$

$\emptyset 12$, $l_b = 73,9 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 22,2 \text{ cm}$

Bei Verankerung in Normalmörtel MG III (M 10) mit $f_{bok} = 1,5 \text{ MN/m}^2$ verdoppeln sich die Verankerungslängen sogar ($l_{b/min} \cong 30$ bis 45 cm). Übliche Auflagerlängen von $11,5 \text{ cm}$, z. B. bei Stürzen, sind somit zukünftig nicht mehr ausreichend.

- *Bauteile mit Gurten*

Die in ENV 1996-1-1 [3/3 – Abschnitt 4.7.1.5] genannten Festlegungen bzw. Formulierungen sind völlig unklar. Insbesondere:

- "örtlich konzentrierte Bewehrung in einem Querschnitt" – Was ist damit gemeint?
- "die Gurtdicke sollte gleich der Dicke des Mauerwerkes aber nicht größer als $0,5 \cdot d$ sein". Welches Mauerwerk ist gemeint (Gurt, Steg)?
- "Breite der gemauerten Aussparung, Hälfte des Abstandes zwischen den Aussparungen". Welche Aussparungen sind gemeint?

- *Dehnungen, Stauchungen, Spannungsdehnungslinie*

Die bisherigen Grenzen (Mauerwerksstauchung ε_M / Stahldehnung ε_s) nach Eurocode 6 [3/3 bzw. 3/4]

für Mauerwerk voll auf Druck beansprucht	$\varepsilon_M = -2,0 \text{ ‰}$
für Mauerwerk nicht voll auf Druck beansprucht	$\varepsilon_M = -3,5 \text{ ‰}$, Steine der Gruppe 1
	$\varepsilon_M = -2,0 \text{ ‰}$, Steine der Gruppen 2 und 3
und	
für Stahl	$\varepsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$

sind zu hoch. Die Werte müssen geändert werden. Hierüber wird derzeit in Deutschland noch diskutiert. Bisher wird eine Begrenzung der Mauerwerksstauchung (unabhängig von der Steinart und der Beanspruchungsrichtung) auf $\varepsilon_M = -2,0 \text{ ‰}$ und der Stahldehnung auf $\varepsilon_s = 2,0 \text{ ‰}$ vorgeschlagen.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse nach [3/1] müssen daher die nachfolgend zusammengestellten Fragestellungen unbedingt gelöst werden (siehe hierzu Kap. 4 des Forschungsberichtes):

- Beseitigung von Unstimmigkeiten und Fehlern im Bemessungskonzept /- verfahren, z.B. Biegemomentenermittlung
- Klären des Schubtragverhaltens von bewehrtem Mauerwerk bei Balken-, Scheiben- und Plattenschub sowie der Nachweisführung
- Klären der Nachweisführung bei schlanken Bauteilen (Schlankheiten größer als 12)
- Überprüfung der Festlegungen zum Grenzwert von Spannweiten biegebeanspruchter Bauteile (Kippnachweis)
- Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und der Stahldehnungen im Bruchzustand. Wirklichkeitsnahe Erfassung des tatsächlichen Spannungs-Dehnungsverhaltens mit Klärung der sich daraus ergebenden Sicherheitsrisiken

- Überprüfung der Festlegungen zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am Auflager und zum Nachweis der Verankerung am Endauflager
- Klärung der Festlegungen zum Ansatz von Festigkeitswerten (f_{ck} , f_{cvk})
- Überprüfung der Festlegungen zur Bemessung von Bauteilen mit Gurten
- Überprüfung der Festlegungen zum Nachweis von Flachstürzen im Vergleich mit entsprechenden Regelungen in deutschen Normen, Richtlinien und Zulassungen

Für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk sind im wesentlichen die Nachweise für Stahlbeton nach DIN 1045-1 [3/10] und EC 2 [3/11] maßgebend. Die Normen [3/10] und [3/11] sind sogar in jüngster Zeit noch verändert worden. Diese Änderungen sind in der ENV 1996-1-1 [3/3] bzw. [3/4] noch nicht erfasst worden, so dass die im Eurocode 6 enthaltenen Formulierungen veraltet sind. Die neuen Regelungen des Stahlbetonbaus müssen daher noch in die aktuelle europäische Normengeneration beim bewehrten Mauerwerk übernommen werden (Kap.4.4 des Forschungsberichtes).

**3.3 Deutsche Stellungnahme vom 30.11.2001 zur ENV 1996-1-1: Redraft 9A,
Oktober 2001**

EN 1996-1-1
Design of Masonry Structures

German Comments on EC 6

Document Identifier: CEN / TC 250 / SC6 N 188

Title: prEN 1996-1-1: Redraft 9A

Oktober 2001

30/11/01

Introduction

On behalf of the German Mirror Committee, the working groups "Materials", "Structural Analysis and Design" and "Execution" give the following technical comments on the prEN 1996-1-1: Redraft 9A, dated on October 2001.

Due to limited time, this compilation of comments may be incomplete.

Alternative proposals are written in green letters/underlined. Original text is printed in black letters.

1 General

1.1 Concerning "1.1.2 Scope of Part 1-1 of Eurocode 6"

Germany is still of the opinion that, for practical acceptance of the code it would be very wise if reinforced and prestressed masonry is dealt with in a separate Part of the EC 6. With the decision to transfer Part 1-3 (lateral loading) into Part 1-1, a free part now exists in the series of codes. A number of European countries also don't use reinforced masonry in such quantities as unreinforced masonry.

We know that the PT1 does not accept this requirement from Germany but we propose that once more due to the importance for the user friendliness of the EC 6. We assess that about 85% of the use of masonry in Europe is plain masonry. The majority of countries using masonry as unreinforced one. The reinforced masonry is only in a small number of countries in use.

We do not see why in case of such minimal utilization of reinforced masonry the code for the widely used unreinforced masonry should be loaded with a lot of pages dealing with reinforced masonry.

We also remember our agreement in Warszawa in November 1998 to put all the clauses concerning the reinforced masonry in a separate paragraph. Neither the stage 32 draft nor the Redraft 9A consider this agreement of Warszawa. Prof. Jäger reported us as member of the PT1 that happens due to the demand of TC 250 for a unique table of contents of all structural Eurocodes. But the latest draft of prEN 1992-1 shows us once more that there is a possibility to consider our agreement of Warszawa. Following the part of the table of contents dealing with plain concrete as example:

11. Plain and lightly reinforced concrete structures

11.1 General

11.2 Basis of design

11.2.1 Additional partial safety factors for materials

11.3 Materials

11.3.1 Concrete: Additional design assumptions

11.5 Structural analysis: General provisions

11.5.1 Ultimate Limit states

- 11.6 Ultimate limit states for bending and longitudinal force
 - 11.6.1 Design resistance to bending and longitudinal force
 - 11.6.2 Local Failure
 - 11.6.3 Shear
 - 11.6.4 Torsion
 - 11.6.5 Ultimate limit states induced by structural deformation (buckling)
 - 11.6.5.1 Slenderness of Isolated Columns and Walls
 - 11.6.5.2 Simplified Design Method for Walls and Isolated Columns
 - 11.7 Serviceability limit states
 - 11.9 Detailing provisions
 - 11.9.1 Structural members
 - 11.9.2 Construction joints
 - 11.9.3 Strip and pad footings
- There are only written the additional things needed for plain concrete.

The advantage of this solution is that the user will find very fast the needed chapters for unreinforced masonry and will not be loaded with the check if he need the clauses dealing with reinforced masonry or not. We could agree with such a solution as a compromise if all below technical problems dealing with reinforced masonry can be solved in time. We are not happy with the clauses dealing with reinforced masonry in the version of Redraft 9A and we cannot guarantee a positive vote of Germany to prEN 1996-1-1. This is a decision of our Mirror Committee made at the last meeting in preparation of these comments.

This demand was pointed out from the industry as well as from the engineers and architects and the "Deutsches Institut für Bautechnik". The industry is interested in preservation of the simplicity of the structural material "Masonry". The consultants and the "Deutsches Institut für Bautechnik" are interested in a short and save calculation like it was in the past.

1.2 Concerning "1.1.3 Further parts of Eurocode 6"

Our point of view is now also like in the past that it is necessary to include the simplified calculation methods in part 1-1 so that we have one part dealing with calculation methods for masonry. Part 3 should contain only the simple rules and Part 1-1 the design matters by calculation. It is not very helpful for the engineer to use two parts of the code for the design of masonry structures by design methods. In Germany such a situation existed for some years at the 80th and the first half of the 90th. The consulting engineers, the manufacturers and the construction firms demanded that the code committee unifies both parts (simplified calculation methods and detailed calculation methods) into one code, which was done in 1996. The same will probably happen in Europe in the future.

Therefore it is necessary to adopt the simplified calculation methods from part 3 into part 1.

1.3 Packages

It is the German opinion that all parts for Masonry should be one package. Otherwise a withdrawal of the national codes is not possible. Surely the position of Germany depends of the decision to point before. Germany will not implement the EC 6 without simplified calculation methods.

2 Basis of Design

2.1 Verification by the partial safety factor method

2.1.1 Concerning "2.4.2 Combination of actions"

Not all possible load combinations given in EN 1990 are decisive for masonry structures. An hint which combinations should be analysed would be very helpful and improve the user friendliness of the code. Otherwise the high expenditure for the calculation of all possible load combinations according to EN 1990 will lead to a reduction of the utilization of masonry in building construction. It cannot be the goal of a European Standard to reduce the use of a typical material in construction.

The addition of an advice for the user will help him to fulfil his calculation task in a short way with the knowledge of a right interpretation of the code. The simplified load combination rule of chapter 2.3.3.1 of ENV 1996-1-1 was a very good help for the user and made enough expenditure of work. But without any advice it will lead to a confusion. Then we need some consultants with a special knowledge which can use the code in the right way and do the work. But also that cannot be the aim of the European standardisation.

We would be happy with a compromise in which the advice will be given in a note similar to the former drafts of prEN 1996-1-1.

Alternative proposal

To 2.4.2 Combinations of actions (p. 21)

Note: (1) For reasons of simplification it is allowed to use a simplified load combination rule for building structures.

The design values of actions shall be determined from the following equations:

When permanent values are unfavourable, the value of E_d that gives the worst result from equations (2.1) or (2.2)

$$E_d = 1,35 \sum G_{k,i} + 1,5 Q_{k,1} + 1,35 \sum Q_{k,i} \quad (2.1)$$

$$E_d = 1,35 \sum G_{k,i} \quad (2.2)$$

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

When permanent values are favourable, the value of E_d that gives the worst result from equations (2.3) or (2.4)

$$E_d = 1,00 \sum G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + 1,35 \sum Q_{k,i} \tag{2.3}$$

$$E_d = 1,00 \sum G_{k,j} \tag{2.4}$$

where:

E_d is the design value of effects of actions

$G_{k,j}$ is the characteristic value of permanent action j

$Q_{k,1}$ is the characteristic value of the dominant variable action

$Q_{k,i}$ is the characteristic value of the non-dominant variable action

(2) In normal

*****End of alternative proposal

2.1.2 Concerning "2.4.3 Ultimate limit states"

Although the table will be given in Annex A it is necessary to give the table a heading, e.g. Table A.1 (with A for Annex A).

We understood the given Table 2.1 as a recommend range of values from which every country can choose their National Determined Parameters.

Therefore the partial safety factors stated in Table 2.1 cannot be accepted for the use of category II units. We propose increasing the partial safety factors for category II by around 50% as follows where statistical verification of the declared values is not accepted.

In ENV 1996-1-1 the figure for ancillary components was 2,5 for all categories of execution. This can be applied for class 1 of γ_M . For the other classes the number should be, stage by stage higher (see our proposal below).

For lintels the same safety factor should be taken. This factor covers all kinds of lintels made with masonry, dimensioned concrete stones, concrete, prestressed concrete, natural stone or stone made from combinations of these materials.

The safety factor for accidental situations is missed. The column should be added again. Therefore should be considered, that in case of accidental action we have no difference between action and resistance. But we need a small distance of the actions to the ultimate state of the material. We suggest to use 1,1 or 1,2 as material safety factors for the accidental situations.

Because there is no definition for the category of masonry units it is required to give a link to EN 771. This link should be placed as note 4 within the table in question.

From editorial point of view the table has to be putted in the note with two columns and different γ_{Mij} for the different lines and both columns. In the Annex can be given the same table with recommended values (informative).

Alternative proposal:

2.4.3 Ultimate Limit States

(1)P The relevant values of the partial safety factor for materials γ_M shall be used for ultimate limit state for ordinary and accidental situations. When analysing the structure for accidental actions, the probability of the accidental action being present shall be taken into account.

Note: the numerical values of γ_M are given in the National Annex. Recommended values, given as classes that can be related to execution control (see also Annex A) according to national choice, given in the table below.

Table A.1 Partial safety factors γ_M for materials

Material	γ_M						Accidental Situations
	Class						
	1	2	3	4	5		
Masonry made with:							
Units of Category I, designed mortar ^{1,4}	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5		<u>1,1</u>
Units of Category I, prescribed mortar ^{2,4}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7		<u>1,1</u>
Units of Category II, any mortar ^{1,2,4}	3,0	3,3	3,8	4,0	4,5		<u>1,1</u>
Anchorage of reinforced steel	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7		<u>1,1</u>
Steel, prestressing steel	1,15						<u>1,1</u>
Ancillary components ³ like ties, tension straps, hangers, brackets	<u>2,5</u>	<u>2,8</u>	<u>3,2</u>	<u>3,5</u>	<u>4,0</u>		<u>2,5</u>
Bed joint reinforcement of steel meshwork ³							
Lintels according to EN 845-2 ³	1,5	<u>1,7</u>	<u>2,0</u>	<u>2,2</u>	<u>2,5</u>		<u>1,1</u>
Note 1: Requirements for designed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2							
Note 2: Requirements for prescribed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2							

Note 3: Declared values are mean values.
Note 4: Category of masonry units in accordance to EN 771-1-5

*End of proposal******

3 Materials

3.1 Requirements for grouping of masonry units concerning "Table 3.1"

The grouping of masonry units is in principle all right. For some cases we propose other requirements (see the green printed/underlined numbers).

The reason for that is the widely use of such kind of stones in Germany and the existing test results. So we can say that the formulae given for characteristic compressive and shear strength cover the test results for units in the given limits. Some examples can be shown.

It is necessary to make an addition for the explanation of the measuring of the combined thickness in case of horizontal perforated units.

Alternative proposal: Table 3.1 : Geometrical requirements for Grouping of Masonry Units ¹⁾

Key value	Grouping of masonry units							
	Group 1	Materials	Group 2		Group 3		Group 4	
Type of holes	Solid		Vertical holes			horizontal holes		
volume of holes (% of the gross volume)	≤ 25	clay	>25; ≤ 55		>25; ≤ 70		>25; ≤ 70	
		calcium silicate	>25; ≤ 55		-		-	
		concrete	>25; ≤ 60 ^x		≤ 25		≤ 25	
volume of any hole (% of the gross volume)	≤ 12,5	clay	each of multiple holes ≤ 1% gripholes up to a total ≤ 12,5%		each of multiple holes ≤ 1% gripholes up to a total ≤ 12,5%		each of multiple holes ≤ 30%	
		calcium silicate	each of multiple holes ≤ 15% gripholes up to a total of ≤ 30%		-		-	
		concrete	each of multiple holes ≤ 15% gripholes up to a total of ≤ 30%		each of multiple holes ≤ 1% gripholes up to a total of ≤ 30%		each of multiple holes ≤ 25%	
Minimum thickness in and around holes (mm)	No requirement	clay	web	shell	web	shell	web	shell
			5	8	3	6	6	8
		calcium silicate	5	10	-		-	
concrete	15	20	15	15	20	20		
Combined thickness ²⁾ of webs and shells (% of the overall width)	No requirement	clay	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		calcium silicate	≥ 20		-		-	
		concrete	≥ 20		≥ 15		≥ 45	

Notes: 1) The limits given above are for masonry units used in masonry designed using the numerical values of equations in 3.6.1 and 3.6.2 (see 3.1.1 (3)).

2) The combined thickness is the thickness of the webs and shells, measured horizontally across the unit at right angles to the face of the wall (Group 1-3) or measured vertically across the unit at right angles to the bed joints (Group 4). In the case of conical holes, or cellular holes, use the mean value of the thickness of the webs and the shells. The check is to be seen as qualification test and need only be repeated in case of principal changes to the design dimensions of units.

^{x)} as compromise are possible 55%.

*****End of alternative proposal

3.2 Concerning "3.6.1 Characteristic compressive strength of masonry"

3.2.1 K-values

We discussed the rounding of the K-values and we agree in principle. But we suggest using the mathematical rounding of values, so that nobody will be disadvantaged. Please make in this sense some corrections given in the following table in green colour/underlined.

Additional we propose to shorten the table by summarizing the last both columns into one. There is only a difference in case of clay units between the both kinds of lightweight mortar. This difference can be considered in a footnote.

In the last days we got the comprehensive evaluation of German and Austrian test results by Dr. Pech from Austria. There is shown that in some cases the K-values should be lower than in table 3.3 given. The reasons for that could not be checked until the Brussels meeting. The results should be aligned as soon as possible. At first has to be clear if all results are comparable, especially those giving a quotient lower than 1. For the evaluation cannot be used all available results only such which are comparable. Germany is in this case in a close contact with the Austrians. There will be given an agreement with Austria until the next PT meeting in February.

The wording "not used" instead of a dash has to be checked. Not used can have the sense, that the use is not allowed. The right sense is that there exists no checked K value. In our opinion is the dash better.

3.2.2 Concerning "3.6.1.2, characteristic compressive strength ..."

Editorial advice: Please change the location of the note to after the equations. Otherwise it seems that the equations are included in the note.

Additional some other corrections are necessary, see below.

In clause (4) was made a mistake. In our opinion this clause should deal with hollow units and filled cavities.

Corrections and editorial additions:

3.6.1.2 Characteristic compressive strength of masonry made with filled vertical joints

(1) Where test data are not available, the relationship between the characteristic compressive strength of unreinforced masonry, f_k , and the normalized compressive

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

unit strength f_b and the mean value of the mortar strength f_m may be obtained from equation (3.1), for masonry made with general purpose mortar and lightweight mortar and equation (3.2) for masonry made with thin layer mortar, of thickness 3mm, or less.

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (3.1)$$

$$f_k = K f_b^{0.85} \quad (3.2)$$

where:

- K is a constant, depending on the type of unit and the type of mortar; values of K are given in Table 3.3
- f_b is the normalised compressive strength of units, in the direction of the applied action effect, in N/mm^2 ;
- f_m is the compressive strength of mortar, in N/mm^2 .

provided that the following requirements are satisfied:

- f_b is not taken to be greater than $75 N/mm^2$ when laid in general purpose mortar
- ~~- f_b is not taken to be greater than $50 N/mm^2$ when laid in thin layer mortar~~
- f_m is not taken to be greater than $20 N/mm^2$ or $2f_b$ for general purpose mortar
- ~~- f_m is not taken to be greater than $10 N/mm^2$ for thin layer mortar~~
- f_m is not less than $5 N/mm^2$ for thin layer mortar¹
- f_m is not taken to be greater than $510 N/mm^2$ for lightweight mortar
- the masonry is detailed in accordance with section 8 of this EN 1996-1-1;
- the coefficient of variation of the strength of the masonry units is not more than 25%;
- all joints satisfy the requirements of 8.1.5 so as to be considered as filled;

¹ The limitation is not necessary from the point of view of compressive strength. It plays a role in case of initial shear strength. For the compression strength it is enough to fill the thin joints with sand.

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

- the thickness of the masonry is equal to the width or length of the unit, so that there is no mortar joint parallel to the face of the wall through all or any part of the length of the wall.

Note: EN 998-2 gives no limit for the thickness of joints made of thin layer mortar; the limit of 3mm is to ensure that the thin layer mortar has the enhanced properties assumed to exist to enable equation (3.2) to be valid. The limit of thickness of 3 mm requires a limit of the grain size of less than 1 mm.

Table 3.3 – Values of constant K

Masonry Unit		General Purpose Mortar Eq. (3.1)	Thin Layer Mortar (≤ 3 mm bed joint) Eq. (3.2)	Lightweight Mortar Eq. (3.1)
Clay	Group 1	0,50	0,75	<u>0,30</u> (0,40) ¹⁾
	Group 2	<u>0,45</u>	0,55	<u>0,30</u> (0,40) ¹⁾
	Group 3	<u>0,35</u>	0,25	<u>0,20</u> (0,25) ¹⁾
	Group 4	0,30	-	-
Calcium Silicate	Group 1	0,50	0,80	-
	Group 2	<u>0,45</u>	0,55	-
Aggregate Concrete	Group 1	<u>0,55</u>	0,80	<u>0,45</u>
	Group 2	<u>0,50</u>	0,80	<u>0,45</u>
	Group 3	0,30	-	-
	Group 4	0,30	-	-
Autoclaved Aerated Concrete	Group 1	<u>0,55</u>	0,85	<u>0,45</u>
Manufactured Stone	Group 1	<u>0,45</u>	0,75	-
Dimensioned Natural Stone	Group 1	<u>0,45</u>	-	-

Note. 1) The higher values in brackets can be used for lightweight mortar with a density between 700 kg/m³ and 1500 kg/m³.

.....

(4) For masonry made of general purpose mortar or thin layer mortar where hollow units of clay or aggregate concrete units are used with the vertical cavities filled completely with concrete, the value of f_b , should be obtained by considering the units to be Group 1 with compressive strength corresponding to the compressive strength of the units or of the concrete infill, whichever is the lesser.

******End of corrections*

3.2.3 Concerning 3.6.1.4. "Characteristic compressive strength of shell bedded masonry"

It should be checked whether classes should be specified for the bed joints (shell bedded or fully embedded in mortar) so that shell bedding can be excluded in countries where such masonry is not in use. The proposal is to define classes of bedding in a table, so that it is possible to choose the national used kinds for every country.

******Alternative proposal*

Add clause (3) to 3.6.1.1 General

(3) In dependence of the way of execution of bedding and filling joints masonry shall be classified as follows:

*Table *.1 Classes of masonry according to the execution of joints*

<i>Way of bedding</i>	<i>Filling vertical joints</i>	<i>Class</i>
<i>Fully embedded</i>	<i>Filled</i>	<i>A</i>
<i>Fully embedded</i>	<i>Unfilled</i>	<i>B</i>
<i>Shell bedded</i>	<i>(s. above)</i>	<i>C</i>

Note: The used type of masonry is given in the national Annex A.

******End of proposal*

3.3 Concerning "3.6.2 Characteristic shear strength of masonry"

3.3.1 Concerning 3.6.2. (1) Test results

Reference to tests is mentioned in the note. However, it has not yet been clarified which test methods are available. For this purpose it is necessary to define a European test method. Like some latest FEM-studies at the Dresden University of Technology show different test results from different test arrangements can be

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

obtained. If European test methods are not available the provisions in the place of use have to be followed.

3.3.2 Concerning "Table 3.4: Values of f_{vk0} "

There is now general correlation between the initial shear strength and compressive strength of mortar. Therefore follows that one value can be used for TLM and for LM.

Corrections (see also table of Dr. Schubert below)

Table 3.4: Values of f_{vk0} for ~~general purpose~~ usual types of mortars

Masonry units	Mortar Strength	f_{vk0} (N/mm ²) for mortars		
		General purpose	Thin layer	Lightweight
Clay	M10-M20	0,30	■	0,2
	M2,5-M9	0,20		
	M1-M2	0,10		
Calcium Silicate	M10-M20	0,20	■	0,2
Aggregate Concrete	M2,5-M9	0,15		
Autoclaved Aerated Concrete				
Manufactured stone	M1-M2	0,10		
Calcium Silicate			0,40	0,20
Aggregate Concrete			0,3	0,2
Autoclaved Aerated Concrete				
Manufactured stone				
Dimensioned Natural Stone	M2,5-M9	0,15	0,15	0,15
	M1-M2	0,10		

*****End of correction

Alternative editorial proposal

Tabel 3.4: Values of f_{vko} [N/mm²] for mortar

Masonry Unit	General purpose mortar		Thin layer mortar	Lightweight mortar
	Mortar strength	f_{vko}	f_{vko}	f_{vko}
Clay	M1-M2	0,10	0,30	0,20
	M2,5-M9	0,20		
	M10-M20	0,30		
Calcium Silicate	M1-M2	0,10	0,40	0,20
	M2,5-M9	0,15		
	M10-M20	0,20		
Aggregate Concrete, Autoclaved aerated Concrete, Manufactured Stone	M1-M2	0,10	0,30	0,20
	M2,5-M9	0,15		
	M10-M20	0,20		
Dimensioned Natural Stone	M1-M2	0,10	0,15	0,15
	M2,5-M9	0,15		

*****End of alternative editorial proposal

3.3.3 Concerning "3.6.2 Characteristic shear strength of masonry", (4) correction of equations in case of filled head joints

The equations of this chapter [(6) shell bedded masonry excluded] have to be changed in case of filled perpend joints. In accordance to the shear theory of *Mann* there is only a small difference to be made between masonry with unfilled and filled perpend joints. This difference is only present for masonry made of thin layer mortar and especially for masonry with low compressive/ensile strength of the units. Based on this fact it is necessary to use various equations for unfilled and filled perpend joints only for masonry with thin layer mortar.

We know that the proposal in the current form came from Germany. The formulae were proposed by Kirtschig. But the proposal was not finish in the time when Kirtschig leaved the PT1. After then we checked themselves the formulae if the cover the theory and the test results. Now the check for filled perpend joints is finished.

In addition there is a difference to be made between the direction of actions (wall shear and plate shear). See also 3.3.4 "new clause (7)" of this document.

Alternative proposal:

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

(4) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , loaded in the longitudinal direction and using general purpose mortar in accordance with 3.2.2 (2) and (3), or thin layer mortar in beds not greater than 3mm thick, in accordance with 3.2.2 (4) or lightweight mortar in accordance with 3.2.2 (4) with all joints satisfying the requirements of 8.1.5 ~~so as to be considered as filled~~ and unfilled perpend joints may be taken from equations (3.3a to c), whichever gives the lowest value, for the appropriate Groups.

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (3.3a)$$

$$f_{vk} = 0,7 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 1 units} \quad (3.3b)$$

$$f_{vk} = 0,6 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 2 and 3 units} \quad (3.3c)$$

where:

f_{vk0} is the characteristic initial shear strength in bed joints, under zero compressive stress

σ_d is the design compressive stress perpendicular to the shear in the member at the level under consideration, using the appropriate load combination

f_b is the normalised compressive strength of the masonry units, as described in 3.1.2.1, for the direction of application of the load on the test specimens being perpendicular to the bed face

(5) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , loaded in the longitudinal direction and using general purpose mortar in accordance with 3.2.2 (2) and (3), or lightweight mortar in accordance with 3.2.2 (4) all joints satisfying the requirements of 8.1.5 ~~so as to be considered as filled~~ may be taken from equations (3.4a to c), whichever gives the lowest value, for the appropriate Groups.

$$f_{vk} = 1,0 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (3.4a)$$

$$f_{vk} = 0,7 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 1} \quad (3.4b)$$

$$f_{vk} = 0,6 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 2 and 3 units} \quad (3.4c)^2$$

² May be that there is an editorial shortening possible by mixing with (4), see alternative proposal 1.

For thin layer mortar in beds not greater than 3mm thick, in accordance with 3.2.2 (4), the equations (3.4b) and (3.4c) can be replaced by the equation (3.4d) and (3.4e) for the appropriate Groups.

$$f_{vk} = 0,7 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) + 0,5 \cdot f_{vk0} \quad \text{for Group 1} \quad (3.4d)$$

$$f_{vk} = 0,6 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) + 0,5 \cdot f_{vk0} \quad \text{for Group 2 and 3 units} \quad (3.4e)$$

*****End of correction

Alternativ proposal 1

- (4) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , loaded in the longitudinal direction and using general purpose mortar in accordance with 3.2.2 (2) and (3), or thin layer mortar in beds not greater than 3mm thick, in accordance with 3.2.2 (4) or lightweight mortar in accordance with 3.2.2 (4) with all joints satisfying the requirements of 8.1.5 so-as-to-be-considered-as-filled and unfilled perpend joints may be taken from equations (3.3a to c), whichever gives the lowest value, for the appropriate Groups.

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (3.3a)$$

$$f_{vk} = 0,7 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 1 units} \quad (3.3b)$$

$$f_{vk} = 0,6 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \quad \text{for Group 2 and 3 units} \quad (3.3c)$$

where:

f_{vk0} is the characteristic initial shear strength in bed joints, under zero compressive stress

σ_d is the design compressive stress perpendicular to the shear in the member at the level under consideration, using the appropriate load combination

f_b is the normalised compressive strength of the masonry units, as described in 3.1.2.1, for the direction of application of the load on the test specimens being perpendicular to the bed face

- (5) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , loaded in the longitudinal direction and using general purpose mortar in accordance with 3.2.2 (2) and (3), or lightweight mortar in accordance with 3.2.2 (4) all joints satisfying the requirements of 8.1.5 so as to be considered as filled may be taken from

equations (3.3a to c), whichever gives the lowest value, for the appropriate Groups. In this case the characteristic shear strength calculated by eq. (3.3a) can be increased by $0,5 \cdot f_{vk0}$.

For masonry using thin layer mortar in beds not greater than 3mm thick, in accordance with 3.2.2 (4), the values calculated with equations (3.3b) and (3.3c) can be increased by $0,5 \cdot f_{vk0}$.

*****End of alternative proposal 1

Since our last meeting in Milan a comprehensive evaluation of new test results took place. There was found out that the tension strength of the units has a decisive influence on the shear strength in case of the failure of the units. The tension strength of the units depends from the Group of unit and the material used. Considering these dependence it is possible to shorten the paragraphs dealing with shear strength and to use the same methodology like in calculation of the compressive strength.

Alternativ proposal 2

- (4) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , loaded in the longitudinal direction and using general purpose mortar in accordance with 3.2.2.1 (2) and (3), thin layer mortar in accordance with 3.2.2.1 (5) or lightweight mortar in accordance with 3.2.2.1 (5) with all joints satisfying the requirements of 5.1.5 so as to be considered as filled may be taken from equations (3.3a to c), whichever gives the lowest value, for the appropriate Group. ~~1-2-or-3.~~

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (3.3a)$$

or
$$f_{vk} = K_s \cdot f_b + 0,15 \cdot \sigma_d \quad (3.3b)$$

where:

f_{vk0} is the characteristic initial shear strength in bed joints, under zero compressive stress

σ_d is the design compressive stress perpendicular to the shear in the member at the level under consideration, using the appropriate load combination

f_b is the normalised compressive strength of the masonry units, as described in 3.1.2.1, for the direction of application of the load on the test specimens being perpendicular to the bed face

K_s may be taken from table 3.6

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

- (5) For masonry loaded in the longitudinal direction and considering the joints as to be filled the characteristic shear strength f_{vk} calculated by eq. (3.3a) can be increased by $0.5 \cdot f_{vk0}$. For masonry using thin layer mortar in beds not greater than 3mm thick, in accordance with 3.2.2 (4), the values calculated with equations (3.3b) can be increased by $0.5 \cdot f_{vk0}$.

Table 3.6: Values of K_s for use with:

Masonry Unit		K_s
Type	Group	
Clay	1	...
	2	...
	3	...
Calcium silicate	1	...
	2	...
Aggregate concrete	1	...
	2	...
	3	...
Autoclaved aerated concrete	1	...
Manufactured stone	1	...
Dimensioned natural stone	1	...

*****End of alternative proposal 2

The numbers in the above table can be filled until next PT 1 meeting and can be sent around to all NTC's of SC 6.

3.3.4 Concerning a new clause "3.6.2 Characteristic shear strength of masonry", (7) Shear strength for plate shear action

There is a difference to be made between the direction of actions (wall shear and plate shear – in plane and out of plane). Due to a small rotation of the units in case of action in longitudinal direction we consider in accordance with the shear theory a reduced coefficient of friction of $\bar{\mu} = 0,4$.

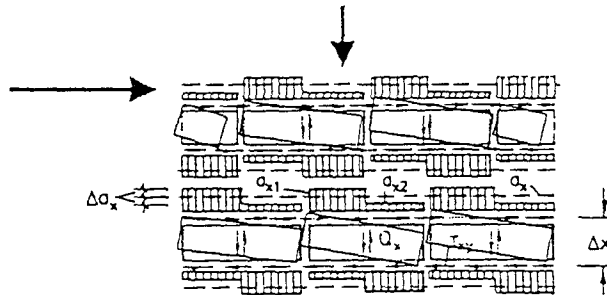


Figure 1 Unequal stress distribution along the bed surfaces of the units due to the rotation under shear action

In case of out of plane action (plate shear) we have no rotation of the units. The coefficient of friction can be taken as $\mu = 0.6$ verified by tests (see the explanations of Dr. Reeh in Milan).

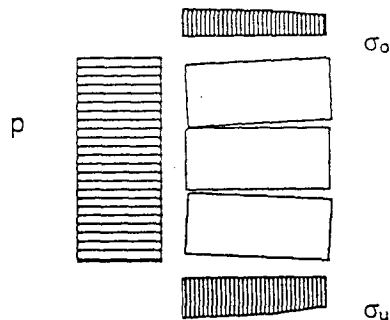


Figure 2 Deformation of units in case of plate shear, eg in a basement wall

We checked the necessity of these regulation in case of basement walls. With an unified μ from 0,4 the verification of basement walls will not be fulfilled in a lot of cases. We cannot support the unification of both cases because we loos a great amount of applications.

Alternative proposal

(7) The characteristic shear strength of masonry f_{vk} , carrying loads normal to their surface (plate shear) with all joints satisfying the requirements of 5.1.5 may be taken from equation (3.6a) or (3.6b):

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_d \quad (\text{unfilled perpend joints}) \quad (3.6a)$$

or

$$f_{vk} = 1,0 \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_d \quad (\text{filled perpend joints}) \quad (3.6b)$$

******End of alternative proposal*

3.3.5 Concerning "Table: Values of f_{xk1} and f_{xk2} " on page 39

It should be cleared how is to be dealt with this table. Are the numbers proposals instead of letters or upper limits for values in the sense of a range? The now used form in the code is not clear.

Germany suggest the following table in case of upper limits.

The table has to be moved to the Annex. In the clause only is standing the note with points 1 and 2.

Alternative proposal

Note:

1. Where test data are not available values of the characteristic flexural strength of masonry made with general purpose mortar, thin layer mortar or lightweight mortar, may be taken from the tables in this note, provided that the following requirements are fulfilled:

- thin layer mortar and lightweight mortars are M5, or stronger;
- values of f_{xk1} are for masonry with filled and unfilled perpend joints and those for f_{xk2} are for masonry with unfilled perpend joints only.

2. For masonry made with autoclaved aerated concrete units laid in thin layer mortar, f_{xk1} values may be taken from the tables in this note or from the following equations, whichever gives the higher value:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b \quad \text{with filled and unfilled perpend joints}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b \quad \text{with filled perpend joints}$$

3-2. The values of f_{xk2} for masonry with unfilled perpend joints may be obtained by multiplying the values for masonry with filled perpend joints by 2/3.

The National Annex should give the values of f_{xk1} and f_{xk2} to be used in the country whose National Annex it is.

Table : Values of f_{xk1}

Masonry Unit	f_{xk1} (N/mm ²)			
	General purpose mortar		Thin layer mortar	Lightweight mortar
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Clay	0,10	0,10	0,15	0,10
Calcium silicate	0,05	0,10	0,20	not used
Aggregate concrete	0,05	0,10	0,20	-
Autoclaved aerated concrete	0,05	0,10	$f_{xk1} = 0,035 \cdot f_b$	0,10
Manufactured stone	0,05	0,10	-	not used
Dimensioned natural stone	0,05	0,10	-	not used

Table : Values of f_{xk2}

Masonry Unit	f_{xk2} (N/mm ²)			
	General purpose mortar		Thin layer mortar	Lightweight mortar
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Clay	0,20	0,40	0,15	0,10
Calcium silicate	0,20	0,40	0,30	not used
Aggregate concrete	0,20	0,40	<u>0,20</u>	-
Autoclaved aerated concrete	0,20	0,20	$f_{xk2} = 0,035 \cdot f_b$	0,15
Manufactured stone	0,20	0,40	-	-

Dimensioned natural stone	0,20	0,40	-	-
---------------------------	------	------	---	---

*****End of alternative proposal

For General purpose mortar it is necessary to distinguish two groups of mortar, less then 5 N/mm² and greater than 5 N/mm².

3.4 Concerning "Table 3.5 f_{bok} -values for characteristic anchoring bond strength"

The f_{bok} -values are much too high, especially for plain carbon steel. According to German results f_{bok} -values for high bond carbon steel and stainless steel should be in order of the values in table 3.6: 0,5; 0,9; 1,1; 1,3.

Alternative proposal

Table 3.6 : Characteristic anchorage bond strength of reinforcement in mortar or concrete not confined within masonry units.

Classification	Mortar	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
	Concrete	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 or stronger
f_{bok} for plain carbon steel bars (N/mm ²)	0,7	1,2	1,4	1,4	1,5
	0,4	0,7	0,8	0,8	0,8 (0,9)
f_{bok} for high-bond carbon steel and stainless steel bars (N/mm ²)	1,0	1,5	2,0	2,0	2,5
	0,5	0,9	1,1	1,1	1,3

*****End of alternative proposal

3.5 Concerning "3.7 Deformation properties of masonry"

3.5.1 Concerning "3.7.1 Stress-strain relationship"

In the latest draft of the prEN 1996-1-1 isn't said anything to the difference between stress-strain-relationships for the structural analysis and for the design. The latest draft of prEN 1992-1 [16] gives us an example how to deal with this phenomena. (In EC2 the stress-strain relationships are given in paragraph "Structural analysis" (similar to 3.7.1.1) and in paragraph "design" (similar to 3.7.1.2).

The user will interpret the clause that it is not allowed to apply the theory of elasticity for the calculation of the inner forces of a structure. An addition is necessary which will allow the application of the theory of elasticity for structural analysis and to give an advice to the difference between both curves.

The text of this paragraph should be changed in this sense.

From the mathematical point of view the angle between the strait line and the ordinate is the arctan of E.

Alternative proposal

3.7.1 Stress-strain relationship

- (1) The general shape of a stress-strain relationship for masonry is given in figure 3.2 as a typical diagram. It may be taken for the purpose of structural analysis. In most cases it is allowed to approximate this curve as strait line for reasons of simplification.
- (2) The stress-strain relationship of masonry may be taken as linear, linear parabolic, parabolic rectangular (see figure 3.2) or as rectangular, for the purpose of calculating the design strength of a masonry section (see 6.4.1 (3)P).

Note: ...

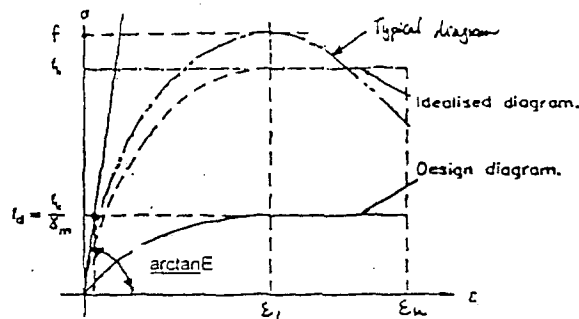


Figure 3.2 General shape of a stress-strain relationship for masonry in compression

*****End of alternative proposal

3.5.2 Concerning "Table: Range of coefficients of creep, moisture..."

There should also be a numbering of the tables written in notes so that it is possible to refer in calculations and publications to these tables.

In the second line, last column, the coefficient of thermal expansion for calcium silicate units should be changed to "7 to 9" instead of 7 to 11. According to latest evolutions of test results the final creep coefficient of autoclaved aerated concrete should 0,5 to 1,0. In the note 1 the symbol f has to be removed by @.

4 Durability

No comments exist now.

5 Structural Analysis

5.1 Concerning "5.1 and 5.2 Structural behaviour in accidental actions (..)"

The paragraph 5.2 should be deleted. An indication of accidental actions can be given with the hint as to EN 1991-1-7. The formulation itself is difficult. By this sentence the engineer will be brought into a situation, which is not easy to solve. This paragraph will lead to a rise in costs of the masonry construction.

The note after (1)P completes the mixing up. What is a extreme cause? There is a need of explanation what is that, a normal accidental situation and a extreme cause.

The interpretation of this paragraph and the conclusion will be:

Nobody is sour what is to do. The conclusion is that in every case it is necessary to verify accidental situations, for example the impact of a car to a wall of a house, the gas explosion in a house where is a gas connection, the hypothetical removal of a essential loadbearing member like an interior wall bearing the loads in the first floor... Nobody knows how is to design an impact barrier against vehicle impact when he don't like to make the verification of such an accidental situation. In the future we will have in front of every one family dwelling house a barrier against impact of cars or trucks. In other case we will have such thick walls resisting against explosions and impacts that the masonry construction can not be successful in the competition with the other materials. That will be the end of the masonry construction.

5.2 Concerning "5.4 Second order effects (3)"

If eq. (5.1) is not fulfilled all horizontal loads can multiplied with a factor to consider the influence of the second order effects. That recommendation is based on a comprehensive research of Prof. König³.

Eq. (5.1) is is around equal the value of instability α due to the second order effects. With this value α can be calculated an equivalent load representing the additional loads due to the deformation of the system.

$$\Delta q_H = \left(\sum v \right) \cdot \frac{1}{\rho}$$

where Δq_H ... equivalent load
v... vertical action
 ρ ... coefficient representing the deformation of the system

$$\text{and } \rho = 1,275 \cdot \left(\frac{7,837}{\alpha^2} - 1 \right).$$

The shown way in clause (3) how to deal with second order effects is very complicated. Nobody knows how is to determine the rotational stiffness of a core. There is a need of further explanation and background information.

Additional we would like to remember that methods of calculations should be moved in an annex.

6 Ultimate Limit States

6.1 Concerning Reduction factors for slenderness and eccentricity

6.1.1 Verification in the middle fifth of the height

The load combinations will be distinguished exactly, so that every combination will be verified itself. It is not necessary to connect the bending moments of different load combinations at the end of the wall (see the following figure) and determine limit value diagram.

³ Beck, H.; König, G.: Haltekräfte im Skelettbau. Beton- und Stahlbetonbau (1967) 1, pp. 7-15 & 2, pp. 37 - 42

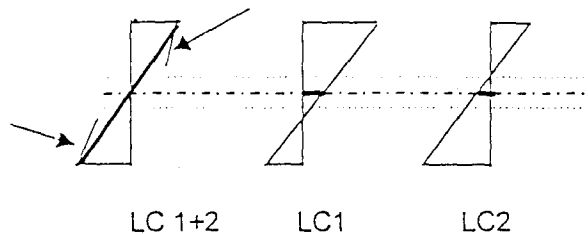


Figure 3 Distribution of bending moments and load combinations

It means that the short strait lines in the left diagram can be omitted.

6.1.2 Application of the rectangular stress block

The stress block is a simplification for the design of the actual behavior of masonry under consideration of the stress-strain-relationships recorded in tests. There is a difference between ductile and non ductile materials. The Φ -factor can be written with help of the degree of fullness of the stress-strain-relation α_R

$$\Phi_i = \left(1 - \frac{1}{k_a} \cdot \frac{e}{t}\right) \quad \text{so long as } 0 < e \leq t/6, \text{ and}$$

$$\Phi_i = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{d}\right) \quad \text{for } e < t/6$$

with

$$\alpha_R = \frac{\int_0^{\epsilon_f} \sigma(\epsilon) d\epsilon}{f_k \cdot \epsilon_f}$$

k_a as distance between the resultant and the edge under the highest compression.

If this is too complicated the fact of overestimation of the load bearing capacity should be born in mind when the safety level will be determined in the national Annex. A hint that the stress block is a simplification for design would be helpful in the text dealing with the reduction factor.

Alternative proposal

6.1.3 Reduction factor for slenderness and eccentricity

(1) The value of the reduction factor for slenderness and eccentricity, Φ , may be obtained by using the stress block for reasons of simplification as follows:

6.1.3 Consideration of additional bending moments

In case of high eccentricities and slender walls can not be resisted additional eccentricities due to horizontal actions of persons and hanging loads.

In Germany it is necessary to verify non load bearing walls against loads due to hanging shelves and horizontal loads of people.

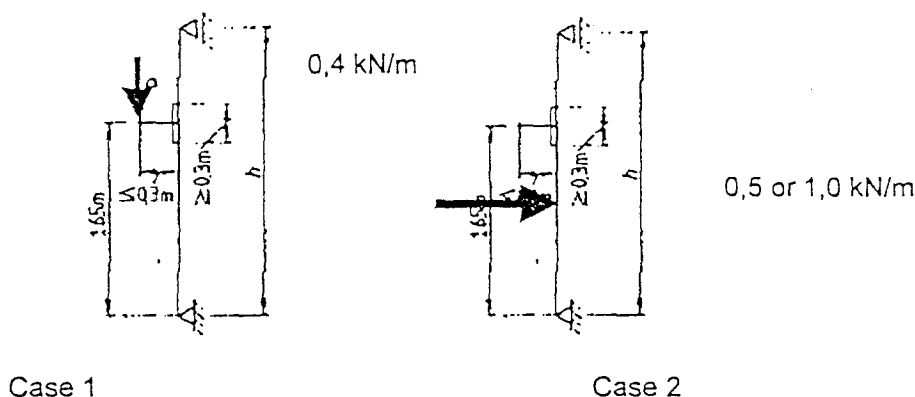


Figure 4 The system and loading which has to be verified for non load bearing walls in Germany

Because of excluding of safety risks it is necessary to give a hint that in case of slender walls and high eccentricities such loads shall be considered in the design of load bearing walls. Otherwise it is necessary to apply another approximation of the buckling problem, for example the following

$$\Phi_m = (1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t}) - 0,0007 \cdot \lambda^2$$

or under consideration of the modulus of elasticity

$$\Phi_m = (1 - 2 \cdot \frac{e_m}{d}) - 0,0022 \cdot \lambda^2 \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

which excludes the described safety risks and is easier in use than the exponential formula.

6.2 Verification of shear walls "6.2"

To (3): the distribution of the shear stress along a wall cannot be assumed as constant. FEM analyses and tests show that especially for walls which are higher

than long it is not right (see the bending theory). Therefore it is necessary to consider in eq. (6.20) the shear distribution factor.

It would be wise to introduce this factor as NDP (1,0 ... 1,5):

Correction

(2) The design shear resistance is given by:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vd}}{r_{\tau}} \cdot t \cdot l_c \quad (6.29)$$

where:

f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 3.6.3 and 2.3(P), based on the vertical load being resisted by the compressed part of the wall, ignoring any part of the wall that is in tension;

t is the thickness of the wall;

l_c is the length of the compressed part of the wall, ignoring any part of the wall that is in tension;

r_{τ} the ratio of the middle shear stress τ_m to the maximum shear stress τ_{max} in the cross section of the shear wall according to the used theory.

Note: The value r_{τ} is given in the National Annex as NDP. For a rectangular cross-sectional area is

$$r_{\tau} = 1, \text{ so long as } H/L \leq 1$$

$$r_{\tau} = 1,5, \text{ so long as } H/L \geq 2.$$

where H is the height of the shear wall and

L the length of the shear wall.

Between $1 \leq H/L \leq 2$ it is allowed to interpolate the value of r_{τ} .

(3) The distribution of shear stress along a wall may be assumed to be constant if $H/L \leq 1$.

*****End of correction

First FEM analyses of walls under joint failure have shown that the factor will lie between 1 and 1.5 so that a partially plastification can be assumed in this case. The failure of units due to tension is closer to the brittle failure and to 1.5.

6.3 Concerning "6.4. Unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading"

Formulae will be helpful at this place.

Addition

6.4.2 Method using Φ factor

- (1) By using the relevant value of the eccentricity due to horizontal action, e_{hi} or e_{hm} , a slenderness reduction factor according to 6.1.3. (1) (ii) that takes into account the combined vertical and horizontal loading can be obtained, using equations 6.5 and 6.7, for use in equation 6.2.

*****End of addition

6.4 Concerning "6.5. Reinforced masonry members subjected to bending, bending and axial load, or axial load"

6.4.1 Concerning "6.4.2 Verification of reinforced masonry members subjected to bending and/or axial load"

In the last month investigations about reinforced masonry have been carried out. As result of this investigations Germany is of the opinion that the complete chapter 6.4.2 has to be revised. The reasons for this point of view are as follows:

- The equations (6.31) and (6.32) are only valid for masonry with a strain distribution of $\epsilon_m = -0,0035$ and $\epsilon_s = 0,05$ and a simplified rectangular stress block (see Figure 6.7). For other distributions, the calculated M_{Rd} in accordance to the mentioned equations is too high. That means there is a safety risk!
- Additionally there is no way to calculate a correct value M_{Rd} for masonry with a triangular stress-strain-relationship, e.g. AAC units, Aggregate Concrete units and vertically perforated clay units.

- The limitation of the value M_{Rd} in accordance to equation (6.33) is also necessary for all other reinforced masonry walls, not only for cantilever walls. This limitation substitutes the consideration of the compatibility conditions due to the strain in accordance with the Figure 6.6 on page 75, because the eq. (6.31) and (6.32) represent only the equilibrium conditions at the cross section.
- The design of reinforced masonry walls with slenderness ratio > 12 is not clearly.
- What is to do, if the axial force exceeds $0,1 f_k$? There are missing regulations for members with a high normal force. An addition for the case of high normal forces with or without bending moments is necessary.

6.4.2 Concerning "6.4.2 Verification of reinforced members...", Eq. (6.30)

The clause (3) deals with the redistribution of the moments. A check with latest version of EC 2 is necessary.

6.4.3 Concerning "6.4.4. Deep beams" (4), equation 6.36:

Please change the factor in equation (6.36) from 0,4 to 0,32:

$$0,4 \rightarrow 0,32 f_d b d^2 \quad (6.38)$$

6.4.4 Concerning "6.4.6. Slenderness ratio" (3):

Please limit slenderness ratio to 25, because 27 is too high.

Alternative proposal:

(3) The slenderness ratio should not be greater than ~~27~~ 25.

******End of alternative proposal*

6.4.5 Concerning "6.4.7. Limiting span of members subjected to bending"

The verification is only necessary for members endangered due to lateral buckling. Otherwise the code provides that the verification must be done in every case and that leads to unnecessary dimensions of walls.

The formulae should be checked because a first comparison to known results and formulae in Germany showed that the dimensions are not in every case on the save side.

We are using now in the concrete code

$$l_0/h = 50 \cdot \sqrt[3]{b_c^4/h}$$

derived by König. A good approximation also on the save side is

$$l_0/h = 30 - 6h/b_c$$

Additional the safety against lateral buckling should be checked with the high of the beam and not with the effective high.

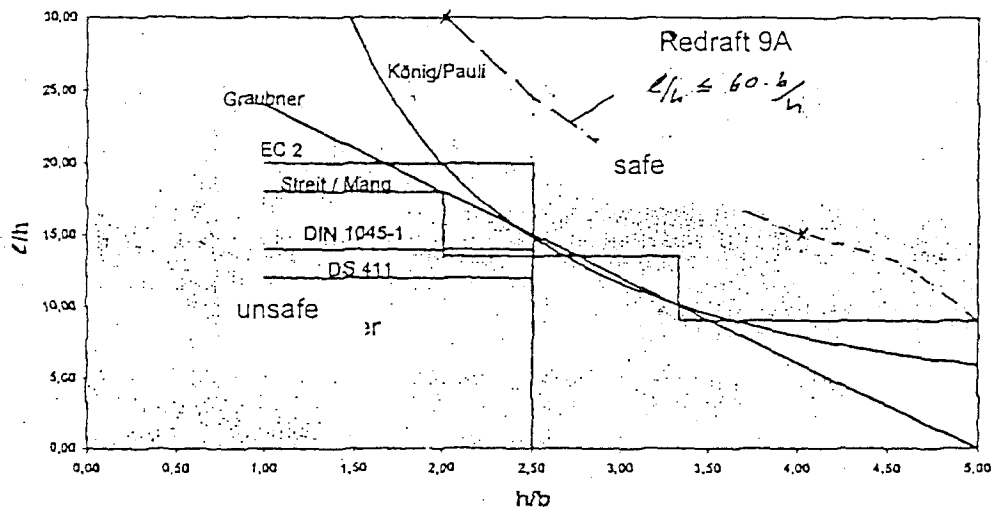


Figure 5 Comparison of lateral buckling results according to various authors

6.4.6 Concerning "6.5.2 Verification of masonry subjected to horizontal loads in the plane of the wall "

General comment: The design concept of reinforced masonry subjected to shear loading is related to EC2. This concept has recently changed, so that a further revision of the following chapter could be necessary. It would be helpful for the user to apply the same indices.

Alternative proposal:

(1) For reinforced masonry walls, when the contribution of any shear reinforcement is being ignored, it should be verified that:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,m} \tag{6.42}$$

$$\text{And } \underline{V_{Rd,m}} = f_{vd} t l_c \quad (6.43)$$

Where:

V_{sd} is the design value of the horizontal load;

t is the thickness of the wall;

l_c is the length of the compressed part of the wall, ignoring any part of the wall that is in tension

Note: For only horizontally reinforced masonry walls the length of the compressed part of the wall l_c (see 6.20) has to be taken into account.

f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 3.6.2, or concrete infill, obtained from 3.3, whichever is the lesser.

Note: Where appropriate, an enhancement in the design shear strength, f_{vd} may be taken into account in the calculation of V_{Rd1} to allow for the presence of vertical reinforcement.

Comment: An enhancement in the design shear strength due to the presence of vertical reinforcement depends on the slenderness ratio of the wall and the location of the reinforcing bars. Therefore an enhancement should not be taken into account generally.

(2) Horizontal shear reinforcement can be taken into account for reinforced masonry walls, which are also vertically reinforced.

(3) For reinforced masonry walls, when horizontal shear reinforcement is taken into account, it should be verified that:

$$V_{sd} \leq \underline{V_{Rd,m}} + V_{Rd,sy} \quad (6.44)$$

where:

$\underline{V_{Rd,m}}$ is given by equation (6.41), and

$V_{Rd,sy}$ is given by:

$$\begin{aligned} \underline{V_{Rd,sy}} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d && \text{for } h/L > 1 \\ \underline{V_{Rd,sy}} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 0,8 \cdot h && \text{for } h/L \leq 1 \end{aligned} \quad (6.45)$$

where:

- L is the length of the wall;
- h is the height of the wall
- d is the effective length/depth of the wall
- A_{sw} is the area spacing of horizontal shear reinforcement;
- s is the vertical spacing of horizontal shear reinforcement;
- f_{yd} is the design strength of steel, obtained from 3.4.2;

Note: Equation (6.43) only can be used for combined vertical bending reinforcement and horizontal shear reinforcement.

(4) Where shear reinforcement enhancement is used it should also be verified that:

$$\underline{V_{Rd,m} + V_{Rd,sv}} \leq 2,0 \cdot f_d \cdot L \cdot t \quad (6.46)$$

where:

- t is the thickness of the wall;
- L is the length of the wall;
- f_d is the design compressive strength of masonry

Note: Members subjected to axial compressive forces should be discussed. The expressions for the maximum shear capacity should be substituted with reduced values (see EN 1992-1:2001, 6.2.4 (5)).

*****End of alternative proposal

6.4.7 Concerning „6.5.3 Verification of reinforced masonry beams subjected to shear loading, equation (6.45):”

Alternative proposal:

(1) For reinforced masonry beams when the contribution of any shear reinforcement is being ignored, it should be verified that:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,m} \quad (6.47)$$

and

$$\underline{V_{Sd} \leq V_{Rd,m} = 0,9 f_{vd} b d} \quad (6.48)$$

where:

- V_{Sd} is the design value of the applied shear load
- b is the minimum width of the beam over the effective depth;
- d is the effective depth of the beam;
- f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 2.1, 2.3 and 3.6.2, or concrete infill, obtained from 2.1, 2.3 and 3.3, whichever is the lesser;

Note: Where required, an enhancement in the characteristic shear strength, f_{vd} , may be taken into account in the calculation of V_{Rd1} to allow for the presence of longitudinal reinforcement.

(2) The value of f_{vd} for use in determining $V_{Rd,m}$, at a section a_v from the face of a support, may be increased by a factor:

$$\frac{2d}{a_v} \leq 4 \quad (6.49)$$

where:

- d is the effective depth of the beam;
- a_v is the distance from the face of the support to the cross-section being considered;

provided f_{vk} is not taken to be greater than 0,7 N/mm².

(3) For masonry beams when shear reinforcement is taken into account, it should be verified that:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,m} + V_{Rd,sy} \quad (6.50)$$

where:

$V_{Rd,m}$ is given by equation (6.45) and

$V_{Rd,sy}$ is given by:

$$V_{Rd,sy} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.51)$$

where:

- d is the effective depth of the beam;

- A_{sw} is the area of shear reinforcement;
 s is the spacing of shear reinforcement;
 α is the angle of shear reinforcement to the axis of the beam between 45° and 90° ;
 f_{yd} is the design strength of steel obtained from 3.4.2;

(4) It should also be verified that:

$$\underline{V_{Rd,m} + V_{Rd,sv}} \leq \underline{0.23} f_d b d \quad (6.52)$$

where:

- b is the minimum width of the beam within the effective depth;
 d is the effective depth of the beam;
 f_d is the design compressive strength of the masonry in the direction of loading, obtained from 3.6.2, or the concrete infill, obtained from 3.3, whichever is the lesser;

Note: Members subjected to axial compressive forces should be discussed. The expressions for the maximum shear capacity should be substituted with reduced values (see EN 1992-1:2001, 6.2.4 (5)).

*****End of alternative proposal

6.5 Concerning „6.6 Prestressed masonry“

The chapter should be checked in comparison with the latest draft of EC 2.

7 Serviceability States

7.1 General

The formulations are too vaguely written and not a hundred percent interpretable in case of doubt. Therefore,

→ point 7.1, paragraph . (1), (3) and (4)

→ point 7.2 to 7.5

should be deleted.

8 Detailing

8.1 Concerning: "8.1 Masonry detailing"

8.1.1 Concerning: 8.1.2 (1) P: Minimum thickness

Values must be stated for the minimum wall thickness (100 mm for loadbearing walls and 90 mm for the outer leaf of cavity walls), where appropriate in the form of classes.

Alternative proposal

(1)P The minimum thickness of a wall shall be that required to give a robust wall and one that satisfies the outcome of the calculations. The thickness of a loadbearing wall should not be less than 100mm, the outer leaf of cavity walls not less than 90mm.

*****End of alternative proposal

8.2 Concerning: 8.1.3 Minimum area of wall:

A statement should be added to the effect that any chases or recesses exceeding the limit values specified in 8.6 shall be taken into account when designing the masonry.

Alternative proposal

(1)P A loadbearing wall shall have a minimum area on plan of 0.04m². When designing the masonry, the effect of any chases or recesses exceeding the limit values specified in 8.6 shall be taken into account.

*****End of alternative proposal

8.2.1 Concerning: 8.1.4 (3): Overlap by length

The following sentence should be added after the first sentence: "A higher degree of overlap may be required to avoid cracking."

Alternative proposal

(3) In unreinforced masonry, masonry units should overlap by a length equal to at least 0,4 times the height of the unit or 40mm, whichever is the greater (see figure 8.1). A higher degree of overlap may be required to avoid cracking. When the flexural strength of the masonry is utilized, the overlap should be half the length of the unit. At corners or junctions, the overlap of the units should not be less than the thickness of the units; cut units should be used to achieve the specified overlap in the remainder of the wall.

******End of alternative proposal*

8.2.2 Concerning: 8.1.5 (4): Mortar joints in reinforced masonry

((Der Absatz existiert nicht mehr, kann also offenbar entfernt werden!))

A reference to the clause in which design rules for reinforced masonry are dealt with should be added.

Alternative proposal

(4) For the purposes of using the design rules for reinforced masonry in accordance with 8.2, masonry reinforced with bars should be laid in mortar M5 or stronger, and masonry reinforced with prefabricated bed joint reinforcement should be laid in mortar M2.5 or stronger.

******End of alternative proposal*

8.3 Concerning "8.2. Reinforcement details"

8.3.1 Concerning 8.2.1 (3) General

Change the following words in Clause (3): "bending member" for "beam" and "tension area" for "top":

Alternative proposal

(3) Reinforcement in masonry designed as a beam should be provided over a support where the masonry is continuous, whether the beam bending member has been designed as continuous or not. Where this occurs, an area of steel not less than 50% of the area of the tension reinforcement required at midspan should be

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

provided in the top tension area of the masonry over the support and anchored in accordance with 8.2.5.1. In all cases at least 25% of the reinforcement required at midspan should be carried through to the support and similarly anchored.

*****End of alternative proposal

8.3.2 Concerning: 8.2.2: (1) Cover of reinforcing steel

Paragraph (1) should be changed to "Principle" as it specifies minimum values.

The phrase in 8.2.2 (1), 2nd dash "and 1,5 mm, for thin layer mortar" should be deleted. It is not possible to obtain the depth of mortar cover specified here as the maximum joint thickness is 3 mm when using thin layer mortar. Therefore figure 8.2 also has to be changed.

Alternative proposal

(1) P Where the reinforcing steel is located in mortar in bed joints and is selected using table 4.1:

- the minimum depth of mortar cover from the reinforcing steel to the face of the masonry should be 15mm (see figure 8.2);

- mortar cover above and below reinforcement placed in bed joints should be provided, so that the thickness of the joint is at least 5mm greater than the diameter of the reinforcing steel, for general purpose and lightweight mortars, ~~and 1,5mm, for thin-layer mortar~~ (see figure 8.2).

*****End of alternative proposal

8.3.3 Concerning 8.2.3. (1) and (2) minimum area of reinforcement:

A minimum reinforcement ratio of 0,05% seems to be reasonable, proved by various test results. This also corresponds to a proposal by Tassios to calculate the minimum reinforcement ratio by

$$\rho_{min} = \frac{f_{wt} - \sigma_0}{f_{ty} + 2,5 \cdot f_{wt} \cdot \sqrt{f_{ty}}}$$

Assuming a tensile strength of masonry of $f_{wt} = 0,5 \text{ N/mm}^2$, a vertical stress of $\sigma_0 = 0,2 \text{ N/mm}^2$ and a yield strength of the steel of $f_{sy} = 500 \text{ N/mm}^2$, this proposal would

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

give a minimum reinforcement ration of $\rho_{\min} = 0,06 \%$, which is close to the minimum reinforcement ratio given in EC 6 und EC 8 of $\sigma_{\min} = 0,05 \%$.

8.3.4 Concerning 8.2.3 (3) and (4):

A minimum reinforcement ratio in bed joints of 0,03 % to help control cracking seems to be too low considering the test results of Meyer [14]. He recommends the following minimum reinforcement ratio (related to the cross-section) as a conservative proposal:

$\sigma_{\min} = 0,10 \%$ for flexural restraint, parallel to the bed-joints, perpend joints unfilled

$\sigma_{\min} = 0,15 \%$ for flexural restraint parallel to the bed-joints, perpend joints filled

$\sigma_{\min} = 0,25 \%$ for centric restraint parallel to the bed-joints

Alternative proposal:

(4) Where reinforcement is provided in bed joints to help control cracking or to provide ductility, the total area of the reinforcement should not be less than 0,10% of the gross cross-sectional area of the wall assuming flexural restraint with perpend joints unfilled, or 0,15% respectively with perpend joints filled. Considering centric restraint parallel to the bed joints σ_{\min} should not be under 0,25 %.

******End of alternative proposal*

8.3.5 Concerning: 8.2.3 (6):

The draft does not contain a subclause 6.6.3., it should be 6.6.2.

8.3.6 Concerning: 8.2.5.1 Anchorage of tension reinforcing steel

The new concept of the anchorage length $l_1 \geq 0,3 \cdot l_b$, leads to higher and in masonry no practicable anchorage as with the common formula $l_1 > 10d_s$. Actual supporting length's of lintels are 11,5cm and will not be possible in the future. There is a need of discussion.

8.3.7 Concerning: 8.4 (3): Confining elements

The draft does not contain a figure 8.5.

8.4 Concerning "8.5. Connection of walls"

8.4.1 Concerning 8.5.1.4. Ring ties and ring beams

Please add the following 2 sentences to 8.5.1.4 (5):

Alternative proposal

(5) If floors without diaphragm action are used or sliding layers are put under the floor bearings due to deformations of the roof floor, the horizontal stiffening of the walls should be ensured by ring beams and statically equivalent measures. The ring beams and their connections to the stiffening walls shall be designed to resist a horizontal load of 1/100 of the vertical load of the walls and wind, if appropriate. For the design of ring beams under sliding layers, the tensile forces which correspond to the remaining frictional forces shall also be taken into account.

******End of alternative proposal*

8.4.2 Concerning: 8.5.2.2 Cavity walls

The following sentence should be added to (1): "The number and arrangement of the wall ties shall be as specified by the designer."

Alternative proposal

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

(1)P The two leaves of a cavity wall shall be effectively tied together. The number and arrangement of the wall ties shall be as specified by the designer.

*****End of alternative proposal

8.5 Concerning "8.5 Connections of walls until 8.8"

The chapter is revised but not fully checked by German experts. Comments follow until next meeting of PT 1.

9 Execution

It is necessary to include a chapter dealing with some bases for materials.

Alternative proposal

After 9.1. should follow:

9.2 Masonry units and other materials

(1)P The properties of the masonry units shall be in accordance with the specification required by the designer.

(2) P All masonry units shall be supplied with a manufacturer's certificate stating which category and group the masonry units belong to (see 3.1.1(2), (3), (4) and 3.1.1 (5) respectively) in addition to the compressive strength of the units.

*****End of alternative proposal

10 Annexes

10.1 Annex C

Germany is pleased that the Annex was changed from "normative" to "informative".

10.1.1 Concerning "C.1 - A simplified method for calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls", paragraph (2)

Please add the stiffness factors in formula (C.2):

Correction:

where:

$$k = \frac{n_3 \frac{E_3 l_3}{I_3} + n_4 \frac{E_4 l_4}{I_4}}{n_1 \frac{E_1 l_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 l_2}{h_2}} \leq 2 \quad (C.3)$$

End of correction *****

10.1.2 Concerning "C.1 (5) the utilisation of a stress block"

The latest experimental results do not confirm, that f_k can always be accepted for a stress block with eccentric loading. Appropriate corrections have to be made:

$f_{cal} = 1,1 f_m$ but $\leq f_k$	for general purpose mortar
$0,8 f_k$	for masonry consisting of autoclaved aerated concrete units with thin layer mortar
f_k	for all other stone-mortar-combinations

The original sense of this clause was the following: If $e \geq 0,4 \cdot t$, the actual eccentricity should be calculated with the design load of N_{sd} , the masonry strength f_k and the safety factor γ_M . The bending moment, which has been calculated in such a way, can be distributed over the wall. Nobody has ever interpreted that problem in that way. In any case, the formulations should be improved for a better understanding.

$$N_{sd} = (f_k / \gamma_M) \cdot t_c$$

$$t_c = N_{sd} / (f_k / \gamma_M)$$

$$e_{real} = (t - t_c) / 2 \leq 0,2 \cdot t \text{ etc.}$$

The mix of action and resistance is not acceptable.

The above algorithm allows every eccentricity to be verified or not verified, depending on the interpretation of the formula. The question is, if it is necessary to consider in this case the accidental eccentricity, to allow for construction imperfections. When the accidental eccentricity is to be taken into account, in every case the verification will not be successful.

Our proposal is, to distinguish between actions and resistance. In this case it is necessary to limit the minimum bearing depth due to structural and/or theoretical limits.

Alternative proposal

To Annex C.1, (5):

- (5) The eccentricity of loading to be used in design may be based on the design load being resisted by the minimum required bearing depth of 0.2x the wall thickness, but not more than 4 cm based on a bearing depth of more than 0.2 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material (see figure C.2).

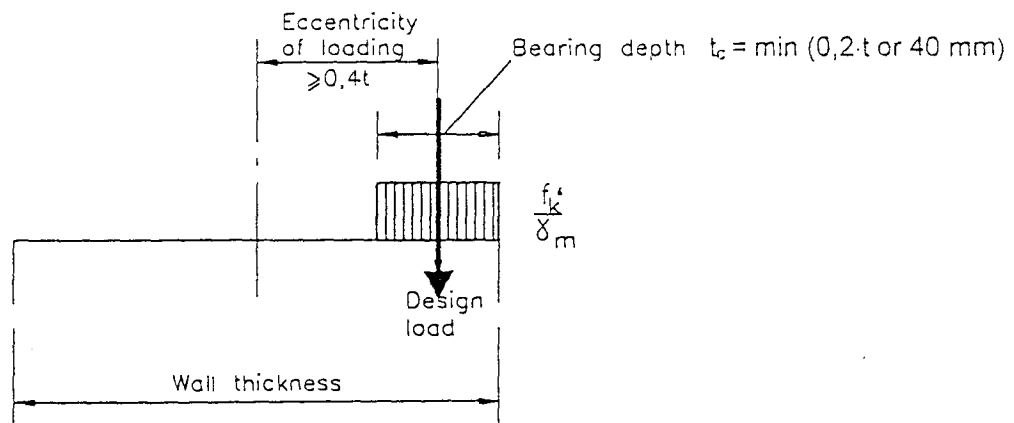


Figure C.2 : Eccentricity obtained from the design load resisted by a stress block.

$$N_{Rd} = \frac{f_k'}{\gamma_M} \cdot A_c \quad \text{where} \quad A_c = t_c \cdot L_{ef} \quad (C.4)$$

with

- f_k' the decisive strength for the design of this load application
1,1· f_m but not more then f_k for masonry made with general purpose mortar
0,8· f_k for masonry made with autoclaved aerated concrete units and

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

- thin layer mortar
- f_k for masonry made with all other combinations of units and mortar
- γ_M material safety factor
- A_c the compressed area of the eccentrically loaded wall
- t_c the width of the compressed area
- L_{ef} the effective length of the wall

This will be necessary ~~appropriate~~, particularly, at junctions underneath a roof.

Note: It should be borne in mind that basing the eccentricity on clauses (3) to (5) may lead to sufficient rotation of the floor or beam to cause cracking on the opposite side of the wall to that of the load application.

******End of alternative proposal*

10.2 Concerning "Annex H: Limiting height and length to thickness ratios for walls for serviceability"

When looking over the given diagrams in the annex H and adding figures for comparison, significant doubts about allowed dimensions of walls have to be expressed for which the proof is supposed to be given in practice. Contradictions of the slenderness limits occur. Absurd dimensions are possible, which we know are unrealisable.

We checked the diagrams for some cases and got limit ratios which are riskfull due to ckracking.

Example calculation for Annex H

The application of Annex H allows too large dimensions of walls. Larger masonry walls are possible than by exact calculation in accordance to Annex D.

The figure below contains the result of calculated examples in comparison to the values received by use of the diagrams in Annex H.

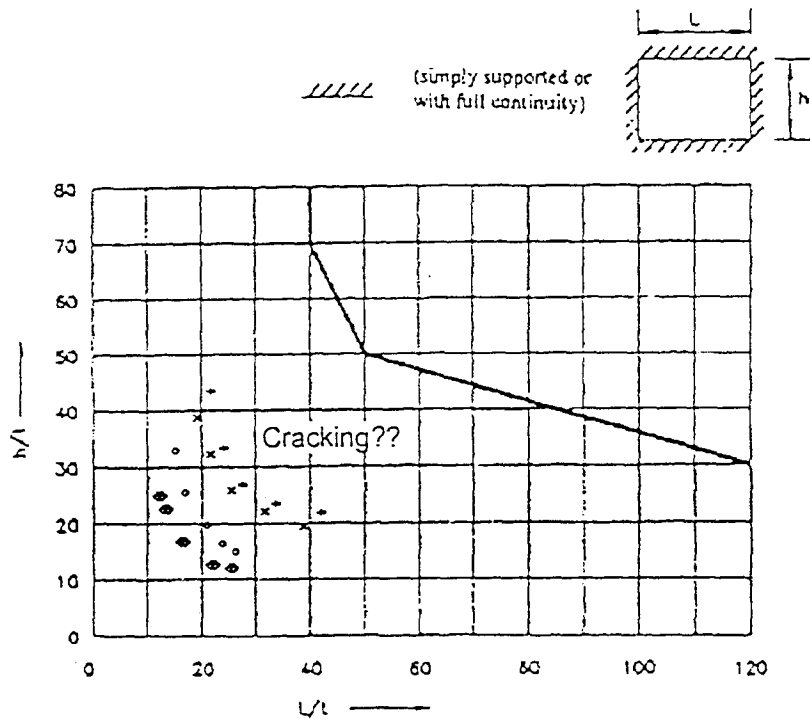


Figure H.1: Limiting height and length to thickness ratios of walls restrained on all four edges

example	unit	mortar	t	W_k	f_{xk1}	f_{xk2}	$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}}$	sign
			[m]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]		
B1	AAC	TLM	0,30	0,50	0,2	0,2	1,0	x
				1,10	0,2	0,2	1,0	⊕
B2	CS 12	GP-M5	0,24	1,10	0,2	0,4	0,5	°
B3	CSPE 20	TLM	0,175	0,50	0,2	0,3	0,67	*

- AAC - Autoclaved Aerated Concrete
 CS - Calcium Silicate
 TLM - Thin Layer Mortar
 GPM - General Purpose Mortar

In the example the maximum area (dimensions L, h) of the wall was calculated. Characteristic flexural strength of masonry f_{xk1}, f_{xk2} according to table 3.6 (Stage 32). Walls restraint on all four edges.

In annex H is not taken into account:

- Characteristic flexural strength of masonry
- Wind load (different values dependent on the height)
- Characteristic compressive strength of masonry (units and mortar)

References

- [1] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, In: Mauerwerk-Kalender 10 (1985), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1985, S. 95 - 114.
- [2] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, In: Mauerwerk-Kalender 3 (1978), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1978, S. 35 – 65.
- [3] Dialer, Chr.: Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk, Dissertation, TU München, 1990.
- [4] Haase, H.: Bruchlinientheorie von Platten. Werner-Verlag, Düsseldorf 1962.
- [5] Herzog, M.: Bemessung beliebig gelagerter Stahlbeton-Rechteckplatten für den Bruchzustand. Schweiz. Techn. Zeitschrift 1971, Nr. 4, S. 69 – 74 und Nr. 12, S. 262.
- [6] Herzog, M.: Die Bruchlast ein- und mehrfeldriger Rechteckplatten aus Stahlbeton nach Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau 1976, H. 3, S. 69 –71.
- [7] Mitteilung des Institutes für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover Heft 61. Dr.-Ing. W. Anstötz: Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Kalksand-Plansteinmauerwerk. 1990.
- [8] Kirtschig, K.: Zur Biegetragfähigkeit von Ausfachungswänden. In: Mauerwerk-Kalender 1998. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1998, S. 773 – 790.
- [9] Schubert, P.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - Untersuchungsergebnisse an kleinen Wandprüfkörpern. Mauerwerk-Kalender 1997. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, S. 611-628.
- [10] British Standard BS 5628: Code of Practice for Use of Masonry; Part 1: 1992: Unreinforced Masonry.
- [11] Hendry, A. W.: Structural Masonry, 2. Edition, MacMillan, London, 1998.
- [12] Sinha, B. P.; Hendry, A. W.: An Investigation into the Behaviour of a Brick Cross Wall Structure, Proceedings of British Ceramics Society, No. 27, Stoke on Trent 1978, S.67 - 76.
- [13] Jäger, W., Reeh, H., Baier, G., Mathias, B. und Schlundt, A.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil A 3 A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 3 B: Anlage, Forschungsbericht November 2000

EN 1996-1-1
National Technical Contact

German Comments on prEN1996-1-1: Redraft 9A: October 2001

- [14] Meyer, G.: Rißbreitenbeschränkung durch Lagerfugenbewehrung in Mauerwerksbauteilen, Mauerwerk-Kalender 1994, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1994, S. 685
- [15] Pauser, A.; Schmiedmayer, R.: Die Zukunft des Mauerwerksbaues aus Sicht der Europäischen Normung
- [16] PrEN 1992-1-1 (2nd draft): Eurocode 2: Design of concrete structures. -. Part 1: General rules and rules for buildings. Unpublished English version. CEN, Brussels, January 2001

4 Untersuchungen

4.1 Vorbemerkungen

In Kapitel 4 des Forschungsberichtes werden ergänzende Untersuchungen zur vorangegangenen Forschungsarbeit [4.1/1] vorgenommen. Die bereits in [4.1/1] festgestellten Unzulänglichkeiten im Bemessungskonzept des Eurocode 6 werden näher erläutert und durch genauere wissenschaftliche Untersuchungen überprüft.

Es werden sicherheitstechnische Belange bei Planung, Ausführung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 kontrolliert. Es wird insbesondere untersucht, ob die Anwendung des Eurocode 6 eine Beeinträchtigung des bisher geltenden Sicherheitsniveaus für bewehrtes Mauerwerk bedeutet. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse werden Änderungsvorschläge für das in Eurocode 6 geregelte bewehrte Mauerwerk erarbeitet. Als Bearbeitungsfassungen liegen ENV 1996-1-1, Redraft 9A [4.1/2] und Stage 34 draft [4.1/3] zugrunde.

Mit den bisherigen Untersuchungsergebnissen nach [4.1/1] und den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens konnten während der Forschungstätigkeit unter Mitwirkung der Bearbeiter die maßgebenden deutschen Stellungnahmen zur ENV 1996-1-1 [4.1/4], [4.1/5] erarbeitet werden. In den Kapiteln 3.3 und 4.4 des Forschungsberichtes sind beide Stellungnahmen zusammengestellt.

Zur weiteren Mitarbeit am EC 6 sowie zur Vervollständigung und Absicherung der bisherigen Forschungsergebnisse werden daher in Kapitel 4 des Forschungsberichtes folgende Einzelthemen behandelt:

- Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand
- Biegemomentenermittlung
- Schubnachweis
- Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)
- Kippnachweis, Begrenzung der Spannweiten biegebeanspruchter Bauteile
- Bewehrung am Auflager, Verankerungslängen
- Festigkeitswerte f_{vk} , f_{cvk}

- Bemessung von Bauteilen mit Gurten
- Nachweis von Flachstürzen

Mit den Berechnungsbeispielen werden ebenfalls die in [4.1/1] festgestellten Unzulänglichkeiten des Eurocode 6 und die Untersuchungsergebnisse zu den Einzelthemen verdeutlicht und überprüft. Gleichzeitig erfolgt eine Kontrolle von bereits in ENV 1996-1-1, Stage 34 draft [4.1/3] vorgenommenen Änderungen.

4.2 Einzelthemen

4.2.1 Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand

Grenzwerte der Bruchdehnungen

In den bisher vorliegenden Fassungen des Eurocode 6 [4.2/1], [4.2/2], [4.2/3] werden Grenzen der Mauerwerksstauchungen ϵ_m und der Stahldehnungen ϵ_s genannt, die aus deutscher Sicht zu hoch sind. Experimentelle Untersuchungen, z. B. nach [4.2/4] und [4.2/5] haben gezeigt, dass die nach EC 6 ansetzbaren Bruchdehnungen des Mauerwerks nur in seltenen Fällen, z. B. bei Verwendung von Kalksandsteinen, erreichbar sind. Für alle anderen Steinarten, insbesondere für Beton- und Leichtbetonsteine, liegen die zulässigen Mauerwerksstauchungen im Bruchzustand deutlich niedriger. Eine Zusammenfassung der durchgeführten Untersuchungen und Ergebnisse nach [4.2/5] enthält der Beitrag [4.2/6]. Auch die nach Eurocode 6 [4.2/1 bis 4.2/3] festgelegten zulässigen Höchstdehnungen des Stahls im Bruchzustand sind zu hoch. Bei Ausnutzung dieser Werte ergeben sich unakzeptable Risse im Mauerwerk.

In Tabelle 4.2/1 sind die zulässigen Grenzen der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen nach den Vorschriften [4.2/1 bis 4.2/3] zusammengestellt. Zum Vergleich mit den Festlegungen weiterer Vorschriften sind in Tabelle 4.2/1 ergänzend die zulässigen Grenzen nach

- DIN 1053-3 [4.2/7]
- EC 6, Stage 34 draft [4.2/10]
- Entwurf DIN 1053-3 [4.2/11]
- DIN 1045-1 [4.2/12]
- Eurocode 2 [4.2/13]

angegeben. Die sich aus den Untersuchungen nach [4.2/4] und [4.2/5] für die einzelnen Mauersteinarten ergebenden Grenzwerte sind in Tabelle 4.2/2 zusammengestellt.

Spannungs-Dehnungsverläufe

Bisher wurde angenommen, dass Mauerwerksquerschnitte annähernd gleiches Spannungs-Dehnungsverhalten zeigen wie Stahlbetonquerschnitte. Für die Bemessung von

bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-3 [4.2/7] wurde daher wie im Stahlbetonbau eine parabel-rechteckförmige bzw. parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Linie in der Druckzone zugrunde gelegt. Diese Annahme trifft jedoch nicht zu. Nach [4.2/4], [4.2/5], [4.2/6] ergeben sich eher dreieckige Spannungs-Dehnungsverläufe des Mauerwerks in der Druckzone (siehe Tabelle 4.2/2 und Bild 4.2/1).

Berechnungsannahmen

Nach Eurocode 6 [4.2/1 bis 4.2/3] soll die Spannungs-Dehnungs-Linie des Mauerwerks als parabolisch, parabolisch-rechteckig oder rechteckig angenommen werden. Für die Bestimmung des aufnehmbaren Momentes eines Querschnittes darf vereinfachend von einem rechteckigen Spannungsblock ausgegangen werden. Daraus folgt, dass für die Bemessung entweder die tatsächlich vorhandenen Spannungs-Dehnungs-Linien der entsprechenden Steinarten sowie die zugehörigen, zulässigen Bruchdehnungen anzusetzen sind oder vereinfachend der rechteckige Spannungsblock zugrunde zu legen ist. Wenn unter der Annahme eines Spannungsblockes bemessen werden soll, müssen das aufnehmbare Biegemoment M_{Rd} und der Hebelarm der inneren Kräfte z nach EC 6, z.B. [4.2/1], Gln. 4.36 und 4.37, bestimmt werden. Im Sinne eines einfach durchzuführenden Nachweises ist die Nachweismöglichkeit über Annahme eines rechteckigen Spannungsblockes zweifelsfrei von Vorteil, jedoch müssen dann die Berechnungsergebnisse gegenüber einer genaueren Ermittlung auf der sicheren Seite liegen. Dies ist jedoch nach den bisherigen Festlegungen des EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] nicht der Fall, da die tatsächliche Tragfähigkeit des Mauerwerks überschätzt wird und damit sogar Sicherheitsrisiken vorliegen. Ein wesentlicher Grund für die bereits in [4.2/8] festgestellten Unstimmigkeiten liegt darin, dass die im EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] enthaltenen Bilder zum Dehnungsdiagramm des Mauerwerks und Stahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie zum vereinfachten rechteckigen Spannungsblock aus einer alten Fassung des Eurocode 2 übernommen wurden und die Angaben dieser Bilder nicht mit den in EC 6 enthaltenen Gleichungen (Gln. 4.36 und 4.37) zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk korrespondieren. Die bisherige Darstellung der unterschiedlichen Dehnungsbereiche im Grenzzustand der Tragfähigkeit, z. B. Bild 4.9 in [4.2/1], ist ohnehin entbehrlich, wenn eine vereinfachte Berechnung durch Annahme eines rechteckigen Spannungsblockes erfolgt.

Nach EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] ist über die gesamte Höhe der Druckzone grundsätzlich die zulässige Druckspannung mit $f_d = f_k/y_M$ bzw. $f_d = f_{ck}/y_M$ anzusetzen. Eine Abminderung der Druckspannung, wie sie z.B. DIN 1045-1 [4.2/12] vorsieht, ist beim Nachweis unter Annahme des Spannungsblockes nicht erforderlich. Jedoch darf bei allen Mauersteinarten

die Druckzone nicht mit ihrer ganzen Höhe sondern nur mit dem 0,8fachen Wert angenommen werden. Diese Vorgaben nach EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] reichen nicht aus um die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien richtig zu erfassen. Die Völligkeit der Spannungsflächen muss in jedem Fall weiter reduziert werden, damit die Berechnungsergebnisse beim Nachweis mittels Spannungsblock gegenüber einer genaueren Berechnung auf der sicheren Seite liegen. Zum Vergleich sind die Berechnungsansätze zum rechteckigen Spannungsblock nach EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] und DIN 1045-1 [4.2/12] in Bild 4.2/2 dargestellt.

Untersuchungen

In der deutschen Stellungnahme zum Redraft 9A des EC 6 [4.2/9], siehe Kapitel 3.3 des Forschungsberichtes, wurde bereits auf alle vorgenannten Unzulänglichkeiten sowie auf die Erfordernis von Änderungen des EC 6 hingewiesen. In der nunmehr vorliegenden Fassung des Eurocode 6, Stage 34 draft [4.2/10] wurden bereits zahlreiche Korrekturen aufgrund der Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsberichtes vorgenommen. Kapitel 4.2.2 enthält die damit zusammenhängenden Untersuchungen sowie nähere Erläuterungen. In Kapitel 4.3 werden beispielhaft Berechnungen zur Verdeutlichung der vorgenannten Unstimmigkeiten des EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] sowie zur Überprüfung der Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 durchgeführt.

	Mauerwerksstauchungen ε_m Steingruppen		Stahldehnungen ε_s
	1 (Vollsteine)	2, 3, 4 (Lochsteine)	
DIN VENV 1996-1-1-1 EC 6, dt. Fassung [4.2/1]	- 3,5 *)		10,0
prEN 1996-1-1 EC 6, Stage 32 [4.2/2] und EC 6, Redraft 9A [4.2/3]	- 3,5*)	- 2,0	10,0
DIN 1053-3 [4.2/7]	- 3,5	- 3,5	5,0
prEN 1996-1-1 EC 6, Stage 34 [4.2/10]	- 3,5	- 2,0	3,0
Entwurf DIN 1053-3 [4.2/11]	- 2,0	- 2,0	2,0
DIN 1045-1 [4.2/12]	(für Stahlbeton) - 3,5		25,0
Eurocode 2 [4.2/13]	(für Stahlbeton) - 3,5		20,0

*) Für Bauteile, die nur auf Druck beansprucht werden $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$

Tabelle 4.2/1: Zulässige Grenzen der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen nach den einzelnen Vorschriften in [‰] für die Bemessung auf Biegung und Druck im Bruchzustand

	Mauersteinarten (1 bis 5)	Steingruppenzuordnung nach [4.2/3], [4.2/7]	Mauerwerksstauchungen ϵ_m [‰]	Spannungs-Dehnungs-Linien (s. Bild 4.2/1)
1	Hochloch- und Leichthochlochziegel (HLz) nach DIN 105 Teile 1 und 2	2 oder 3	- 2,0	dreiecksförmig
2	Porenbeton-Block- und Plansteine (PB, PP) nach DIN 4165	1	- 2,0	dreiecksförmig
3	Leichtbeton-Hohlblöcke (Hbl) Leichtbeton-Vollsteine und -blöcke (Vbl) Betonsteine, Hohlblöcke (Hbn) nach DIN 18151, DIN 18153	1, 2 oder 3	- 1, 2	dreiecksförmig
4	Kalksandvollsteine (KS) nach DIN 106 Teil 1	1	- 3,5	parabel-rechteckförmig
5	Kalksandlochsteine (KSL) nach DIN 106 Teil 1	2	- 2,5	parabel-rechteckförmig
Für Vollziegel (Mz), Vollsteine aus Beton (Vn), Vollblöcke aus Beton (Vbn) und horizontal gelochte Steine (Gruppe 4) liegen keine Ergebnisse vor.				

Tabelle 4.2/2: Grenzen der Mauerwerksstauchungen im Bruchzustand und zugehörige Verläufe der Spannungs-Dehnungs-Linien für die einzelnen Mauersteinarten nach [4.2/4], [4.2/5], siehe auch [4.2/6]

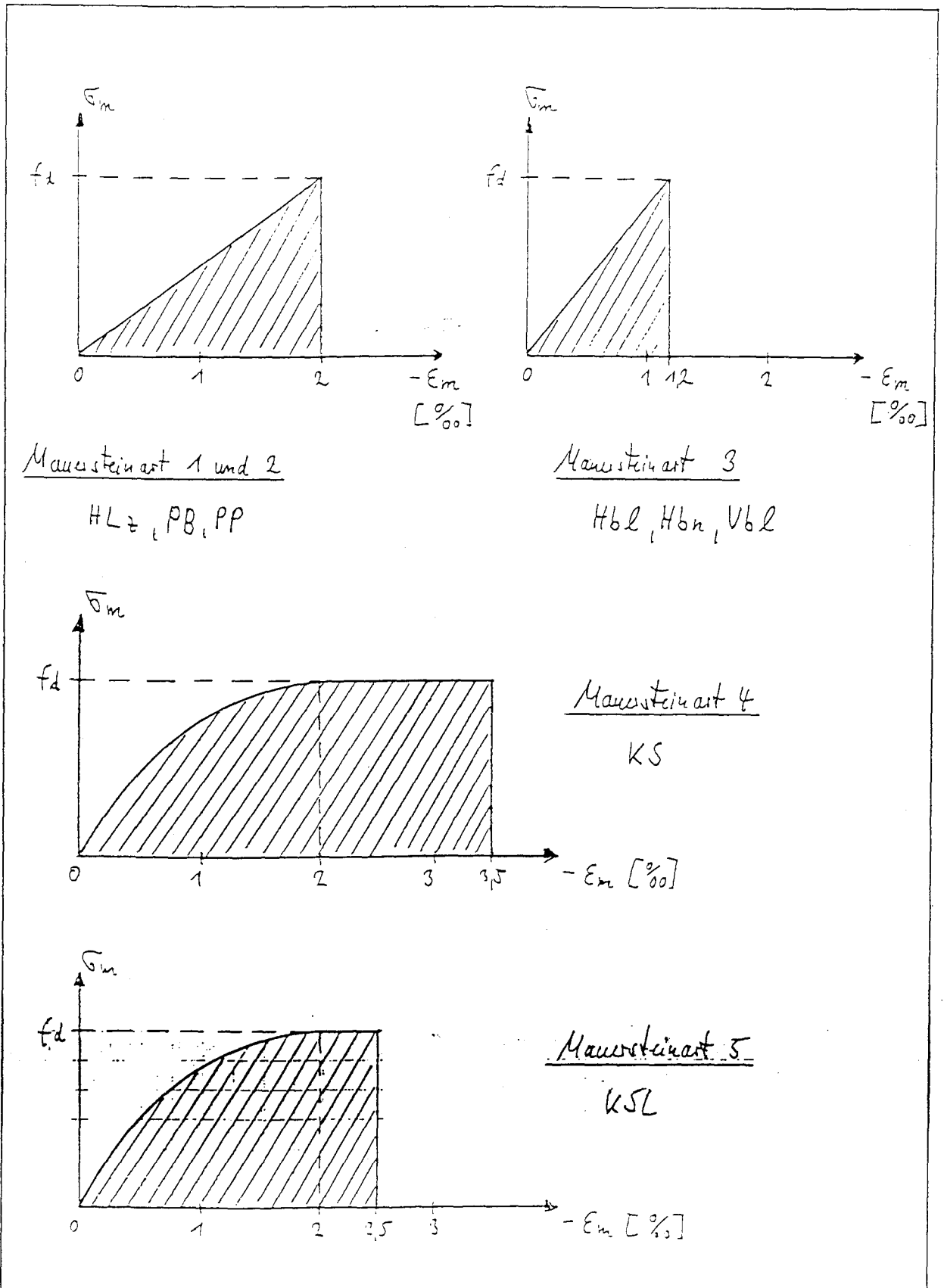
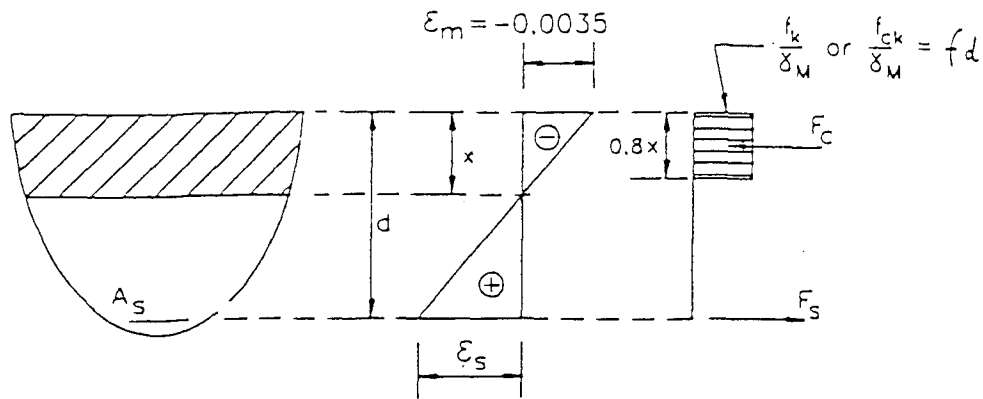
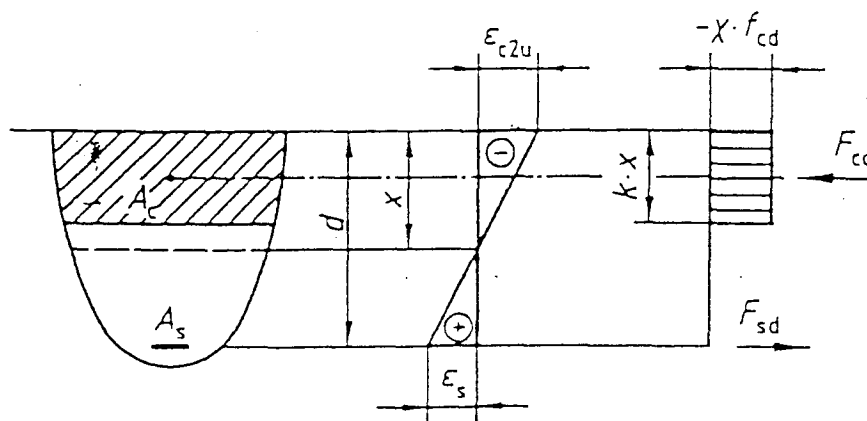


Bild 4.2/1: Spannungs-Dehnungs-Linien des Mauerwerkes für die einzelnen Steinarten nach Tabelle 4.2/2



a) nach EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3], Bild 4.10



$$x \approx 0,95 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = 0,80 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c \quad (\text{Normalbeton})$$

b) nach DIN 1045-1 [4.2/12], Bild 25

Bild 4.2/2: Berechnungsansätze zum rechteckigen Spannungsblock nach EC 6 [4.2/1 bis 4.2/3] und DIN 1045-1 [4.2/12]

4.2.2 Biegemomentenermittlung

Die Bemessung von bewehrten Mauerwerksbauteilen wird in Abschnitt 6.4 der Norm behandelt. Für die Bemessung von Bauteilen, die nur durch Biegemomente beansprucht werden, wird ein einfaches Verfahren angegeben. Dieses wurde in dem vorangegangenen Forschungsbericht vom Jahr 2001 [4.2/22] stichprobenartig analysiert, wobei einige Unzulänglichkeiten festgestellt wurden. Diese Feststellungen werden im folgenden wissenschaftlich untersetzt und nachgewiesen. Des weiteren werden Lösungsvorschläge für eine Formulierung im EC 6 unterbreitet.

4.2.2.1 Bemessungsmethode nach ENV 1996-1-1-Redraft 9A

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist zu prüfen, ob das Bemessungsmoment M_{Sd} kleiner oder gleich dem Moment der Querschnittsragfähigkeit M_{Rd} ist. Es gilt:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (4.2-1)$$

Die Bemessung stützt sich dabei auf folgende Annahmen:

- die Querschnitte bleiben eben
- die Zugfestigkeit von Mauerwerk ist null und die maximale Stauchung wird durch das jeweilige Material festgelegt
- maximale Dehnungen der Bewehrung sind durch die Materialeigenschaften des Bewehrungsstahles gegeben
- die Spannungs-Dehnungs-Linie von Stahl und Mauerwerk können nachstehender Abbildung entnommen werden
- für Mauerwerk, was nicht vollständig durch Druckspannungen beansprucht wird, ist als maximale Dehnung 0,0035 anzusetzen

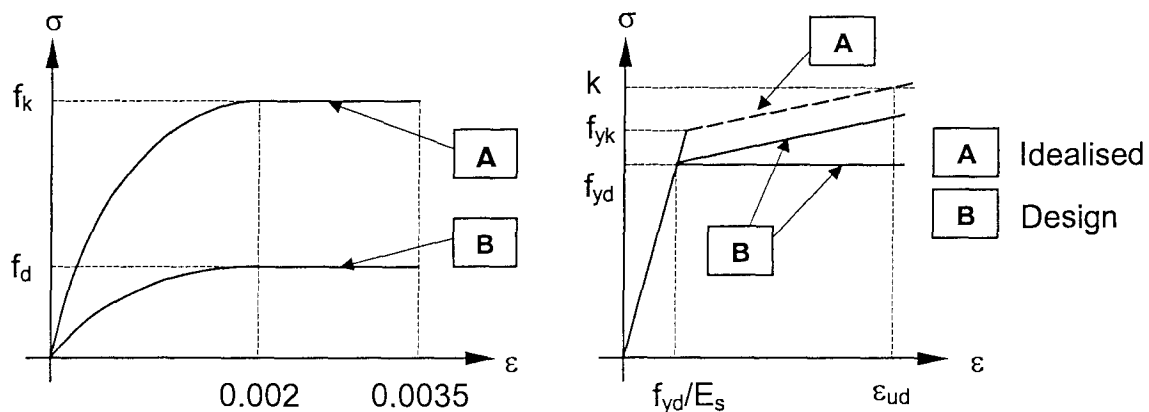


Bild 4.2/3. Spannungs-Dehnungs-Kennlinie für Mauerwerk und Bewehrungsstahl

Diese Annahmen führen, analog zur Bemessung im Stahlbetonbau zu folgende Dehnungsverhältnissen, die in einem bewehrten Mauerwerksquerschnitt unter Biegebeanspruchung auftreten können.

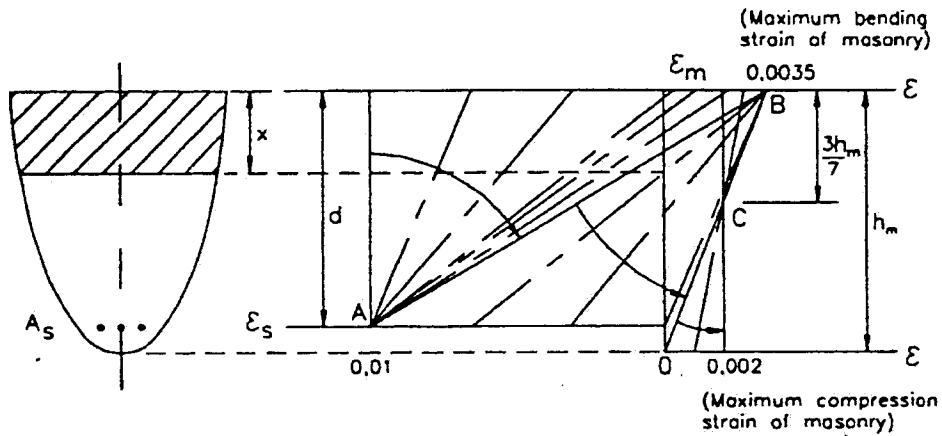


Bild 4.2/4. Dehnungsverhältnisse für bewehrte Mauerwerksquerschnitte nach [4.2/1]

Zur Biegebemessung darf folgende Verteilung der inneren Kräfte vereinfachend angenommen werden:

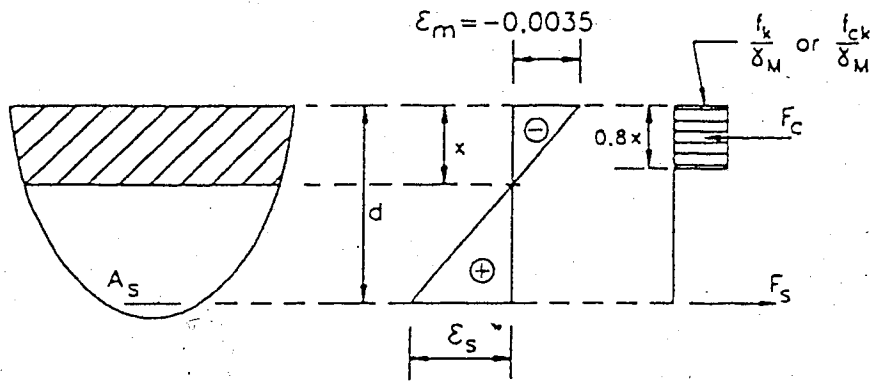


Bild 4.2/5. Dehnungs- und Kraftverteilung im Querschnitt [4.2/1]

Unter Annahme der im Bild 4.2/5 dargestellten Zusammenhänge ergibt sich für das Bemessungswiderstandsmoment M_{Rd} folgende Beziehung:

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \times Z \quad (4.2-2)$$

wobei der innere Hebelarm durch

$$z = d \times \left[1 - 0.5 \times \frac{A_s f_{yk} \gamma_M}{b d f_k \gamma_s} \right] \quad (4.2-3)$$

festgelegt ist.

Die einzelnen Variablen habe dabei folgende Bedeutung:

- b Breite des überdrückten Bereiches
- d statische Höhe des Querschnittes
- A_s Fläche des Bewehrungsstahles
- f_k Druckfestigkeit Mauerwerk
- f_{yk} Zugfestigkeit Bewehrungsstahl
- γ_M, γ_s Teilsicherheitsbeiwerte

Diese beiden letztgenannten Gleichungen sind damit zur Verfahrensweise im British Standard identisch. Es existieren lediglich geringe Unterschiede bei den Dehnungsgrößen, die jedoch im Abschnitt 4.2.2.3 näher umrissen werden.

Die Gleichung zur Bestimmung des Hebelarmes z wird aus der Bedingung

$$M_{Rd} = F_S \cdot z = F_C \cdot z \quad \Leftrightarrow \quad F_S = F_C \quad (4.2-4)$$

gewonnen.

Setzt man nun Gl. (4.2-3) in (4.2-2) ein, so erhält man:

$$M_{Rd} = -0.5 \times \frac{f_{yk}^2 \gamma_M}{b f_k \gamma_s^2} \times A_s^2 + \frac{d f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s \quad (4.2-5)$$

Damit ist die Größe des aufnehmbaren Momentes in Abhängigkeit von A_s gegeben. Da keine weiteren Begrenzungen oder Ähnliches in prEN 1996-1-1: Redraft 9A gegeben sind, ergibt sich als Maxima dieser quadratischen Funktion:

$$\max M_{Rd} = 0.5 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-6)$$

Diese Funktion ist jedoch nur ein rein mathematischer Ausdruck, da die tatsächlichen Dehnungsverteilungen und die daraus resultierenden inneren Kräfte nicht mehr berücksichtigt werden. Vom mechanischen Standpunkt aus gesehen, ist diese Größe des Momentes vom Querschnitt nicht aufnehmbar, was bei unveränderter Fassung der prEN 1996-1-1 zu einem Sicherheitsrisiko führt. Die nächsten Abschnitte belegen diese Feststellung deutlich.

4.2.2.2 Bemessungsmethode nach ENV 1996-1-1-Redraft 9A mit zusätzlicher Berücksichtigung der inneren Kräfte im Querschnitt

Grundlage für die folgenden Abhandlungen bildet zunächst die in Bild 4.2/5 dargestellte Verteilung der Dehnungen sowie der inneren Kräfte. Demnach stellt sich zunächst die Frage, wie groß die Druckzonenhöhe tatsächlich im Bruchzustand ist. Diese wird durch das Verhältnis der Stahl- als auch Mauerwerksdehnungen sowie der Annahme einer linearen Dehnungsverteilung über den Querschnitt festgelegt. Der funktionale Zusammenhang ist in Gl. (4.2-7) angegeben.

$$x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \times d = k_x \times d \quad (4.2-7)$$

Nach Bild 4.2/5 ist in der Druckzone die Verteilung Spannungen mittels Rechteckblock approximierbar, wobei durch die Abminderung der Höhe dieses Spannungsrechteckes auf 0,8x der realen Spannungsverteilung Rechnung getragen werden soll. Genau genommen gilt dieser Faktor jedoch nur für die Umrechnung vom Parabel-Rechteck zum Rechteck.

Für die innere Druckkraft ergibt sich damit:

$$F_C = 0.8 \times x \times b \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-8)$$

Die maximale Bruchdehnung des Mauerwerks wird im Normtext, wie bereits geschildert, mit $\varepsilon_m = 0.0035$ angegeben. Aus dem Stahlbetonbau ist bekannt, dass für ein maximal übertragbares Moment die Stahldehnung möglichst gering ausfällt, während gleichzeitig die Mauerwerksdehnung ihren Maximalwert erreicht. Für die minimal anzusetzende Stahldehnung gilt weiterhin die Bedingung, dass der Bewehrungsstahl derart zu belasten ist, dass mindestens die Fließgrenze erreicht wird. In den alten Stahlbetonnormen wurde dieser Fall dadurch charakterisiert, dass beim Absinken der Stahldehnung unter die Fließgrenze der Sicherheitsfaktor erhöht wurde. Grund dafür war die Tatsache, dass beim Versagen der Be-

wehrungsstäbe infolge zu hoher Zugbelastung eine deutlich sichtbare Rissaufweitung einsetzt, die den bevorstehende Versagensfall ankündigt. Versagt der Querschnitt jedoch eher in der Druckzone, so sind die Stahldehnungen zu gering und es kommt nicht zu diesem ausgeprägten Fließen, wodurch der Verlust der Tragfähigkeit nicht angekündigt wird, sondern plötzlich vonstatten geht. Deshalb wurden für derartige Fälle die Sicherheiten in der Bemessung erhöht.

Will man für die Bemessung von bewehrten Mauerwerksquerschnitten der Einfachheit halber das gleiche Sicherheitsniveau einhalten, wie auch für unbewehrte Querschnitte, so gilt als minimal zulässige anzusetzende Stahldehnung die Fließgrenze. Durch diese Festlegungen ist die Größe der Druckzone im Versagensfall eindeutig definiert. Andere Dehnungsverhältnisse sind bei Einhaltung der gegebenen Grenzen durchaus denkbar, für die Suche des größt möglich übertragbaren Momentes sind diese Fälle aber irrelevant.

Nach prEN1992-1 [4.2/23] gilt für warmgewalzten Stahl $E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$ und $f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$.

Die Fließgrenze des Stahles beträgt damit

$$\varepsilon_s = \frac{f_k / \gamma_M}{E_s} = \frac{500 / 1.15}{200000} = 0.00218 \quad (4.2-9)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (4.2-7) und (4.2-8) lässt sich das maximal vom Querschnitt aufnehmbare Moment $M_{Rd,limit}$ zu

$$M_{Rd,limit} = F_c \times (d - 0.4x)$$
$$M_{Rd,limit} = 0.8 \times 0.616 \times (1 - 0.4 \times 0.616) \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-10)$$

$$M_{Rd,limit} = 0.371 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

bestimmen.

Verglichen mit dem nach Gl. (4.2-6) errechneten Moment, tritt hierbei eine Überschreitung des tatsächlichen Grenzwertes von ca. 35% auf. Dies bedeutet, dass nur mit den in prEN

1996-1-1 angegebenen Gleichungen ohne eine Begrenzung des Momentes M_{Rd} eine viel zu hohe Querschnittstragfähigkeit ausgerechnet wird.

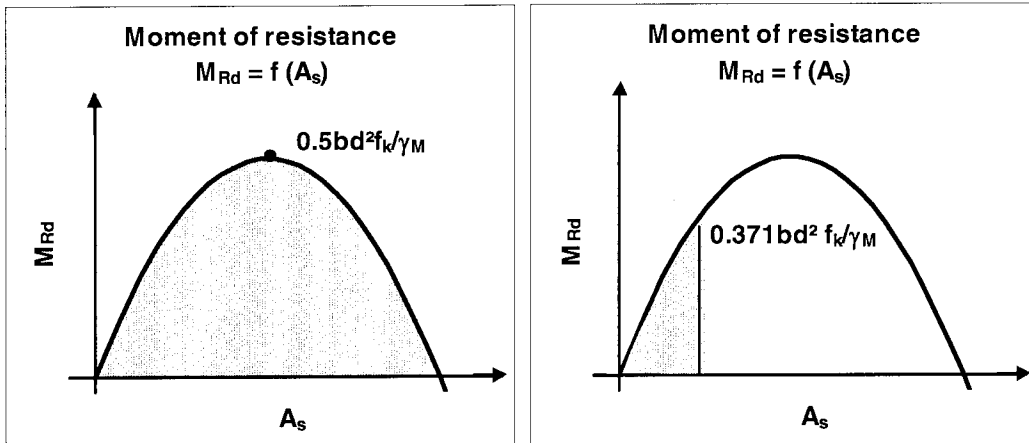


Bild 4.2/6. Größe des maximal übertragbaren Momentes nach prEN1996-1-1
 a) ohne b) mit Berücksichtigung der inneren Dehnungsverteilung

4.2.2.3 Biegebemessung nach British Standard BS 5628-2

Der British Standard enthält für die Biegebemessung nahezu das gleiche Verfahren wie in Eurocode 6. Erster wesentlicher Unterschied besteht jedoch in der Tatsache, dass der Spannungsblock über die gesamte Höhe x der Druckzone angesetzt werden darf.

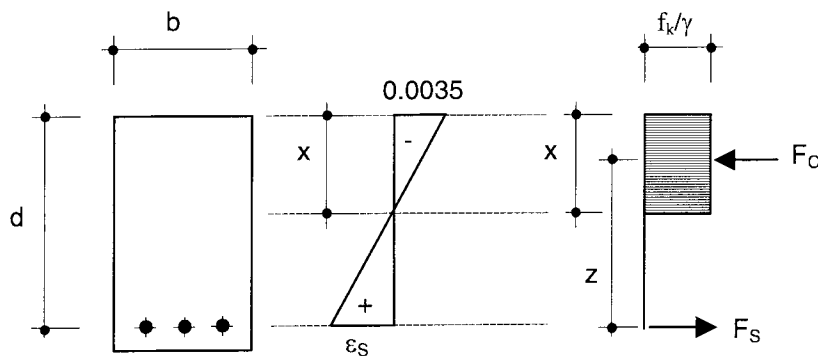


Bild 4.2/7. Idealierte Dehnungs- und Kraftverteilung im Querschnitt nach British Standard 5628-2 [4.2/13]

Ein zweiter Unterschied gegenüber EC 6 besteht in den Festlegungen zur Größe der Fließgrenze des Bewehrungsstahls, die $\varepsilon_S = 0.0031$ beträgt. Basierend auf diesen Annahmen erhält man zunächst für die Druckzonenhöhe $x = 0.530 \times d$ und damit für $M_{Rd,limit}$

$$M_{Rd,limit} = F_C \times (d - 0.5x)$$

$$M_{Rd,limit} = 0.530 \times (1 - 0.5 \times 0.530) \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-11)$$

$$M_{Rd,limit} = 0.390 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dieses Moment ist ebenfalls deutlich geringer als es nach prEN 1996-1-1: Redraft 9A mit Gl. (4.2-6), die sich aus den beiden Gln. (4.2-2) und (4.2-3) ergab, berechnet wird. Aus diesem Grunde wird im BS 5628-2 zusätzlich zu den genannten Gleichungen eine Begrenzung des Momentes M_{Rd} vorgeschrieben.

$$M_{Rd,limit} = 0.40 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-12)$$

Dies bestätigt die im vorangegangenen Abschnitt festgestellte Diskrepanz, dass unter Berücksichtigung der tatsächlichen Dehnungsverteilungen das maximale Moment im Grenzzustand der Tragfähigkeit wesentlich geringer ausfällt als dies bei einer losgelösten Betrachtung der inneren Kräfte der Fall ist.

Da in prEN 1996-1-1: Redraft 9A eine Begrenzung von M_{Rd} , die sich an den tatsächlichen Baustoffeigenschaften orientiert, bisher fehlte, ist es somit erforderlich eine derartige Begrenzung in der Norm zu integrieren, andernfalls besteht ein Sicherheitsrisiko.

4.2.2.4 Bemessung von Mauerwerk mit nicht rechteckiger Spannungs-Dehnungs-Linie

Die geschilderten Bemessungsmethoden sind bisher stets davon ausgegangen, dass die Spannungs-Dehnungs-Linie des gedrückten Baustoffes, also die von Mauerwerk, entweder Rechteck- oder wenigstens in Anlehnung zum Beton Parabel-Rechteck-Form besitzt. Bei Mauerwerk ist dies jedoch in den wenigsten Fällen so, was Untersuchungen von Schubert und Meyer [4.2/24] gezeigt haben. Zudem sind die Bruchdehnungen von $\varepsilon_m = 0.0035$ für

viele in Deutschland übliche Stein-Mörtel-Kombinationen deutlich zu hoch. Als Beispiel soll hier Mauerwerk aus Hochlochziegeln dienen.

Dieses ist durch folgende Parameter gekennzeichnet.

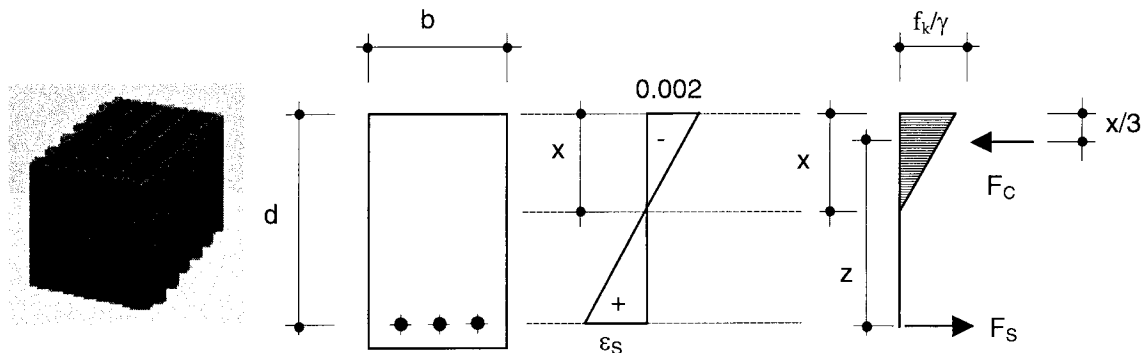


Bild 4.2/8. Dehnungsverteilung und inneres Kräfte bei Mauerwerk aus Hochlochziegeln

Für eine Bruchdehnung von 0.002 lassen sich nachstehende Beziehungen analog der bisherigen Vorgehensweise ableiten:

- Druckzonenhöhe

$$x = \frac{0.002}{0.00218 + 0.002} \times d = 0.4785 \times d \quad (4.2-13)$$

- innere Druckkraft

$$F_C = 0.5 \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} = 0.239 \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-14)$$

- Biegemoment $M_{Rd,limit}$

$$M_{Rd,limit} = F_C \times (d - x/3) \quad (4.2-15)$$

$$M_{Rd,limit} = 0.5 \times 0.4785 \times (1 - 0.4785/3) \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$M_{Rd,limit} = 0.201 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dieses Grenzmoment liegt damit mehr als 50%! niedriger als der nach prEn 1996-1-1 berechneten Wert.

4.2.2.5 Vergleich der verschiedenen Methoden

$\frac{M_{Rd,limit}}{b \cdot d^2 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}}$	prEN 1996-1-1		BS 5628-2	Dreieckige σ - ϵ -Linie und $\epsilon_m < 0,0035$
	Gln. (4.2-2), (4.2-3)	Berücksichtigung der Dehnungsverteilung		
	0.500	0.371	0.390	0.201

Tabelle 4.2/3 Vergleich der maximal übertragbaren Biegemomente M_{Rd}

Es ist deutlich zu erkennen, dass gegenüber der alleinigen Anwendung der vereinfachten Bemessungsgleichungen (4.2-2) und (4.2-3) im ungünstigsten Fall der Querschnitt nur die halbe Tragfähigkeit besitzt. Neben den beiden Gleichungen ist eine zusätzliche Limitierung des Grenzmomentes daher unablässig. Die Größe dieses Grenzwertes richtet sich darüber hinaus nach den tatsächlichen Baustoffeigenschaften und ist somit für unterschiedliche Steinmörtel-Kombinationen veränderlich. Es ist daher Ziel der weiteren Untersuchungen, einen Lösungsvorschlag zu unterbreiten, der sich an das einfache Bemessungsverfahren des EC 6 anlehnt, aber dennoch eine Berücksichtigung der spezifischen Baustoffeigenschaften zulässt.

4.2.2.6 Alternativer Bemessungsvorschlag

Die nachstehende Tabelle enthält Eigenschaftswerte von verschiedenen Mauerwerksarten [4.2/24], die innerhalb eines Bemessungsverfahrens Berücksichtigung finden sollten.

Steinart	Empfohlene Spannungs- Dehnungs-Linie	ϵ_m
Hochlochziegel	Dreieck	0.002
Kalksandsteine (Gr. 1 nach prEn 1996-1-1)	Parabel-Rechteck	0.0035

Kalksandsteine (Gr. 2 nach prEn 1996-1-1)	Parabel-Rechteck	0.0025
Porenbeton	Dreieck	0.002
Leichtbeton	Dreieck	0.0012

Tabelle 4.2/4 Spannungs-Dehnungs-Kennlinien für Mauerwerk ausgewählter Steinarten

Eine Bemessung des Querschnittes unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes liefert nur dann zuverlässige Werte, wenn eine exakte Umrechnung der nicht rechteckigen Spannungs-Dehnungs-Linie unter Einhaltung von Flächengleichheit und Gleichheit der Lage der Resultierenden erfolgt (.

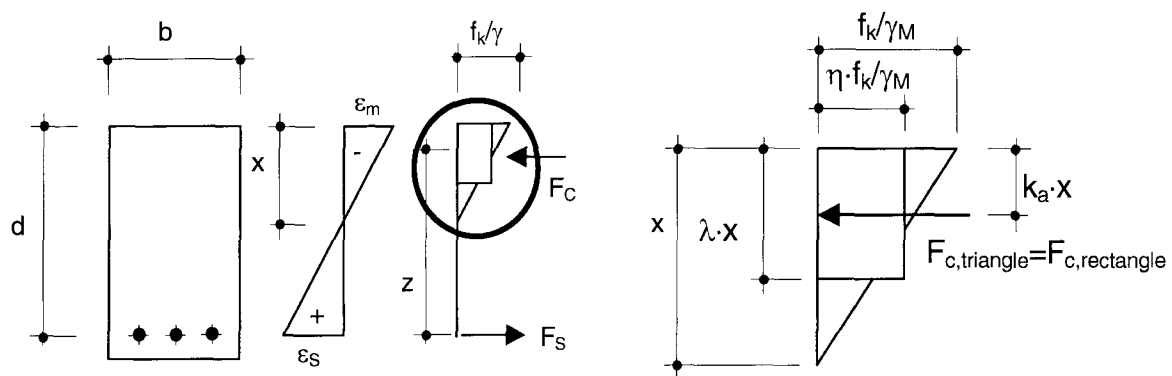


Bild 4.2/9. Umrechnung des Spannungskörpers vom Dreieck zum Rechteck

Es sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- Gleichgewicht der Kräfte

$$F_{C,triangle} = F_{C,rectangle} \tag{4.2-16}$$

$$\alpha_R \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} = \lambda \times \eta \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

- Gleichheit der Lage der Resultierenden

$$F_{C,triangle} \times k_a \times x = F_{C,rectangle} \times \frac{\lambda \times x}{2} \tag{4.2-17}$$

$$\alpha_R \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} \times k_a \times x = \lambda \times \eta \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} \times \frac{\lambda \times x}{2}$$

Die Variable α_R ist das Verhältnis Inthaltes der durch x und f_k begrenzten Spannungsfläche bezogen auf ein Rechteck der Dimension $x * f_k$. Für ein Dreieck gilt demnach $\alpha_R = 0.5$, für ein Rechteck $\alpha_R = 1.0$. Der Faktor k_a ist der Abstand der Resultierenden vom gedrückten Rand bezogen auf die Höhe x des überdrückten Bereiches. Damit sind für eine beliebige Spannungs-Dehnungs-Kennlinie die zur Umrechnung auf ein Rechteck erforderlichen Größen bekannt. Mit deren Hilfe lassen sich die Gln. (4.2-16) und (4.2-17) auswerten. Es folgt für λ und η :

$$\eta = \frac{\alpha_R}{2 \times k_a} \tag{4.2-18}$$

$$\lambda = 2 \times k_a \tag{4.2-19}$$

Mit den beiden Umrechnungsfaktoren ist die Verteilung der am Querschnitt wirkenden inneren Kräfte wiederum festgelegt.

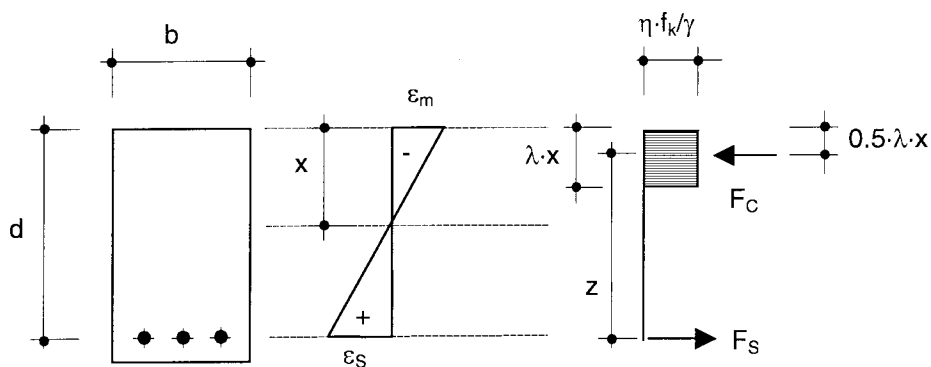


Bild 4.2/10. Dehnungsverteilung und inneres Kräftespiel mit Hilfe eines für beliebige Spannungs-Dehnungs-Kennlinien gültigen Ersatzrechtecks

Unter Zuhilfenahme von Gl. (4.2-7) können alle notwendigen Querschnittsgrößen bestimmt werden:

$$z = d - 0.5 \times \lambda \times x \tag{4.2-20}$$

$$z = d \times [1 - 0.5 \times \lambda \times k_x]$$

$$F_C = \lambda \times \eta \times x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-21)$$

$$F_C = \lambda \times \eta \times k_x \times d \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$M_{Rd,limit} = F_C \times z \quad (4.2-22)$$

$$M_{Rd,limit} = \lambda \times \eta \times k_x \times b \times \frac{f_k}{\gamma_M} \times d^2 \times [1 - 0.5 \times \lambda \times k_x]$$

Mit einer weiteren Vereinfachung der Form

$$\rho = \lambda \times \eta \times k_x \times [1 - 0.5 \times \lambda \times k_x] \quad (4.2-23)$$

folgt letztlich für das maximal übertragbare Biegemoment

$$M_{Rd,limit} = \rho \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-24)$$

Damit kann für Mauerwerk der verschiedensten Stein-Mörtel-Kombination das Moment M_{Rd} realitätsnah bestimmt werden.

- Beispielberechnung mit den Regeln nach BS 5628-2
 - $\lambda = 1.0$
 - $\eta = 1.0$
 - $k_x = 0.530$
 - $\rho = 1.0 \times 1.0 \times 0.53 \times [1 - 0.5 \times 1.0 \times 0.53] = 0.390$
 - $M_{Rd,limit} = 0.390 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M}$ (Gl. (4.2-11))
- Beispielberechnung mit den Materialparametern für Hochlochziegel
 - $\lambda = 0.667$ ($\alpha_R = 0.5$, $k_a = 1/3$)
 - $\eta = 0.750$
 - $k_x = 0.4785$

$$\rho = 0.667 \times 0.750 \times 0.4785 \times [1 - 0.5 \times 0.667 \times 0.4785] = 0.201$$

$$M_{Rd,limit} = 0.201 \times b \times d^2 \times \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (\text{Gl. (4.2-15)})$$

Es ist möglich, für verschiedene Stein-Mörtel-Kombination in Abhängigkeit der σ - ε -Beziehung die Faktoren ρ anzugeben. Diese zeigt nachstehende Tabelle. Zusätzlich sind die Ergebnisse für die nach prEN 1996-1-1 einzuhaltenden Regelungen sowie für BS 5628-2 zum Vergleich mit angegeben.

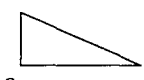
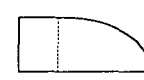
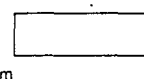
Type of unit	Shape of the σ - ε -curve	ε_m	ε_s	k_x	α_R	k_a	η	λ	ρ
Vertically perforated clay units		0,002	0,00218	0,4785	0,50	0,333	0,750	0,667	0,201
Lightweight concrete		0,0012	0,00218	0,3550	0,50	0,333	0,750	0,667	0,157
AAC		0,002	0,00218	0,4785	0,50	0,333	0,750	0,667	0,201
Calcium silicate units - Gr. 1 acc. to EC 6		0,0035	0,00218	0,6162	0,81	0,416	0,973	0,832	0,371
Calcium silicate units - Gr. 2 acc. to EC 6		0,0025	0,00218	0,5342	0,73	0,391	0,938	0,782	0,310
ENV 1996-1-1		0,0035	0,00218	0,6162	1,00	0,500	1,000	1,000	0,426
ENV 1996-1-1 (acc. to Fig [3])		0,0035	0,00218	0,6162	0,80	0,400	1,000	0,800	0,371
BS 5628-II		0,0035	0,0031	0,5303	1,00	0,500	1,000	1,000	0,390

Bild 4.2/11. Parameter ρ , η und λ für ausgewählte Steinarten in Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Es ist darüber hinaus möglich, einige wenige Anpassungen in den Gl. (4.2-2) und (4.2-3), vorzunehmen, womit die einfache Bemessungsmethodik beibehalten werden kann. Die Bemessung selbst wäre dann durchführbar mit den Gleichungen:

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \times z \quad (4.2-25)$$

und

$$z = d \times \left[1 - 0.5 \times \frac{A_s f_{yk} \gamma_M}{\eta b d f_k \gamma_s} \right] \quad (4.2-26)$$

Um die Gleichgewichtsbedingungen (Dehnungsverteilung im Bruchzustand, inneres Kräfte-spiel) einzuhalten, ist zusätzlich die Größe von M_{Rd} zu prüfen mit:

$$M_{Rd} \leq M_{Rd,limit} = \rho b d^2 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.2-27)$$

Damit wäre bei Einhaltung der tatsächlichen Materialparameter das sehr einfach handhabbare Verfahren der prEN 1996-1-1: Redraft 9A weiterhin anwendbar. Es ist lediglich eine Größenangabe für ρ und η erforderlich.

4.2.3 Schubnachweis

Im EC 6 Redraft 9A [4.2/2], wie auch noch im Stage 34 [4.2/1] wird die maximale Querkraft in einem bewehrten Mauerwerksbalken begrenzt. Im deutschen Kommentar zum Stage 34 wurde darauf hingewiesen, dass der im EC 6 angegebene Grenzwert deutlich über dem des EC 2 [4.2/10] liegt. Im folgenden soll dieser Vergleich dargestellt werden und auf die entgültigen Fassung des EC 2 [4.2/11] aktualisiert werden.

4.2.3.1 Stand EC 6 Redraft 9A [4.2/2]

Nach EC 6 [4.2/2] Abschnitt 6.5.3 (3) ist bei Berücksichtigung einer Schubbewehrung folgendes nachzuweisen:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (4.2-28)$$

entsprechend [4.2/2] Gl. 6.48

V_{Sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft;

V_{Rd1} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft ohne Berücksichtigung der Schubbewehrung;

V_{Rd2} aufnehmbare Querkraft infolge der Schubbewehrung;

mit:

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad (4.2-29)$$

entsprechend [4.2/2] Gl. 6.46

f_{vd} ist die Bemessungsschubfestigkeit des Mauerwerks oder des Füllbetons, der kleinere Wert ist maßgebend;

b ist die kleinste Breite des Balkens im Bereich der Nutzhöhe;

d ist die Nutzhöhe des Balkens;

und

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.2-30)$$

entsprechend [4.2/2] Gl. 6.49

A_{sw} ist die Querschnittsfläche der Schubbewehrung;

s ist der Abstand der Schubbewehrung;

α ist der Winkel zwischen der Schubbewehrung und der Bauteilachse zwischen 45° und 90° ;

f_{yd} ist die Bemessungsfestigkeit des Bewehrungsstahls;

Im Absatz (4) des Abschnittes 6.5.3 in [4.2/2] soll ferner nachgewiesen werden:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,30 f_d b d \quad (4.2-31)$$

entsprechend [4.2/2] Gl. 6.50

f_d ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks oder des Füllbetons, der kleinere Wert ist maßgebend;

Dies ist die oberste Begrenzung der Querkraft.

4.2.3.2 Deutscher Kommentar zum Stage 34

Die im Abschnitt 4.2.3.1 angegebenen Formeln sind unverändert auch im Stage 34 [4.2/1] enthalten. Im deutschen Kommentar zum Stage 34 ist dann der folgende Vergleich zum EC 2 [4.2/10] gemacht worden.

Die verwendeten Formelzeichen im Vergleich zum EC 2 [4.2/10] sind:

$$V_{Rd1} \rightarrow V_{Rdm} \quad (4.2-32)$$

$$V_{Rd2} \rightarrow V_{Rd,sy} \quad (4.2-33)$$

Die Bedingungen im Vergleich sind:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \geq V_{sd} \quad (4.2-34)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} \quad (4.2-35)$$

Nachweis der Druckdiagonale (siehe Bild 4.2/12)

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (4.2-36)$$

entsprechend [4.2/10] Gl. 6.11

mit:

$z = 0,9 \cdot d$ innerer Hebelarm

$\theta = 45^\circ$ Winkel der Druckdiagonale

$$\rightarrow \cot 45^\circ = 1$$

$\alpha = 90^\circ$ angle of the shear reinforcement

$$\rightarrow \cot 90^\circ = 0$$

Die maximale charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit ergibt sich nach EC 6 [4.2/1] Abschnitt 3.6.1.2 und 3.6.1.3 zu:

$$f_{ck} = f_k = 0,55 \cdot 75^{0,7} \cdot 20^{0,3} = 27,7 \text{ N/mm}^2 \approx 28 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2-37)$$

entsprechend [4.2/1] Gl. 3.1

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \rightarrow v = 0,56 \quad (4.2-38)$$

entsprechend [4.2/10] Gl. 6.5

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,56 \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{1+0}{2} \\ &= 0,252 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \approx \underline{0,25 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \end{aligned} \quad (4.2-39)$$

Es ist zu sehen, dass die aktuelle Begrenzung der maximalen Querkraft im EC 6 [4.2/1] zu hoch ist. Die Grenze für Mauerwerk kann nicht höher sein als für Stahlbeton. Es ist ein neuer Grenzwert festzulegen.

4.2.3.3 Aktualisierung des Vergleiches mit der neuesten Version des EC 2 [4.2/11]

In der Zwischenzeit wurde der EC 2 überarbeitet. In der Mauerwerksforschung hat es in zwischen keine neuen Erkenntnisse gegeben, die zeigen, dass die Schubtragfähigkeit im Verhältnis zur Druckfestigkeit im bewehrten Mauerwerk höher ist als im Beton. Somit ist die obere Grenze an den EC 2 anzupassen.

4.2.3.3.1 Allgemeiner Nachweis

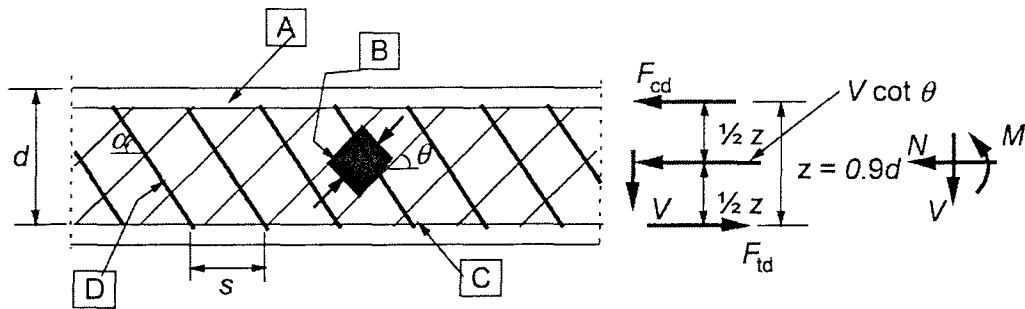
Im EC 2 [4.2/11] gibt es 2 Bereiche für die Bestimmung des Grenzwertes. Zum einen ist dies der bereits gezeigte allgemeine Bereich und zum anderen der Bereich in der Nähe der Auflager. Als erstes soll der allgemeine Bereich verglichen werden.

Der Winkel der Druckdiagonale ist gemäß EC 2 [4.2/11] Abschnitt 6.2.6 in den angegebenen Grenzen zu wählen.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (4.2-40)$$

$$\Rightarrow 45^\circ \leq \theta \leq 21,8^\circ$$

entsprechend [4.2/11] Gl. 6.6



A - compression chord, **B** - struts, **C** - tensile chord, **D** - shear reinforcement

Bild 4.2/12. Fachwerkmodell und Bezeichnung eines Schubbeanspruchten Balkens nach EC 2 [4.2/11]

In [4.2/11] ist eine neue Gleichung für v angegeben.

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{28}{250} \right] = 0,53 \quad (4.2-41)$$

entsprechend [4.2/11] Gl. 6.5

Die Gleichungen (4.2-36) oder (4.2-39) ändern sich wie folgt

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,53 \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{1+0}{2} \\ &= 0,238 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \approx \underline{0,24 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \end{aligned} \quad (4.2-42)$$

Für $\cot \theta = 2,5$ erhält man:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,53 \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{2,5+0}{1+2,5^2} \\ &= 0,164 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \approx \underline{0,17 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \end{aligned} \quad (4.2-43)$$

4.2.3.3.2 Nachweis nahe am Auflager

Im EC 2 [4.2/11] 6.2.2 (5) ist der Bereich nahe dem Auflager mit einem Abstand von $0,5d \leq x < 2d$ von der Auflagerkante definiert. In diesem Bereich nimmt die Schubtragfähigkeit eines Trägers zu. Dafür lautet die Bemessungsformel:

$$V_{Rd,ct} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.2-44)$$

entsprechend [4.2/11] Gl. 6.4

Für einen theoretischen Wert von 0,6 für v Gleichung (4.2-41) erhält man:

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{0}{250} \right] = 0,6 \quad (4.2-45)$$

$$V_{Rd,ct} \leq 0,3 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \quad (4.2-46)$$

Dies entspricht der Gleichung 6.50 in [4.2/2]. Aber der Wert 0,3 gilt nur in der Nähe des Auflagers und bei einer sehr geringen Druckfestigkeit des Mauerwerks (≈ 0).

Für den möglichen ungünstigsten Wert $v = 0,53$ (4.2-41) ergibt sich die Formel zu

$$V_{Rd,ct} \leq 0,265 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \quad (4.2-47)$$

4.2.3.3.3 Materialfestigkeit und Langzeitfaktor im Vergleich EC 6 zu EC 2

Um die Nachweise nach EC 6 und EC 2 vergleichen zu können ist sicherzustellen, dass die Faktoren für das Material den gleichen Bedingungen folgen.

- Werte nach EC 6 [4.2/1]:

f_{ck} charakteristische Druckfestigkeit des Füllbetons;

f_k charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks;

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (4.2-48)$$

Die Langzeitwirkung wird nicht mit berücksichtigt

Im EC 6 [4.2/1] ist festgelegt, dass der kleinere Werts von f_{ck} und f_k zu verwenden ist. Der Anwender ist somit auf der sicheren Seite.

- Wert nach EC 2 [4.2/11]:

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons

$$V_{Rd,ct} \leq 0,265 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \quad (4.2-49)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (4.2-50)$$

entsprechend [4.2/11] Gl. 3.15

where:

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für den Beton,

α_{cc} Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Druckfestigkeit

Der empfohlene Wert für α_{cc} ist 1,0. In den nationalen Anhängen können für α_{cc} andere Werte vorgeschrieben werden. Für den Vergleich zwischen EC 6 und EC 2 kann davon ausgegangen werden, dass die Festigkeiten auf die gleiche Weise ermittelt werden.

4.2.3.4 Schlussfolgerungen

Die maximal zulässige Querkraft in einem Mauerwerksträger kann nicht größer sein als in einem vergleichbaren Stahlbetonträger, somit ist die nach [4.2/2] Gleichung 6.50 zu ermittelnde Querkraft zu hoch.

Die Querkraft sollte auf $0,24 \times f_{cd} \times b \times d$ begrenzt werden. Bei dieser Begrenzung ist aber sicherzustellen, dass sich die Druckdiagonale bei $\theta=45^\circ$ einstellen kann. Dafür ist der Abstand der Schubbewehrung in Abhängigkeit von der Nutzhöhe nach oben zu begrenzen (siehe Bild 4.2/12).

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist abhängig von der Richtung der Belastung. Im EC 6 [4.2/2] ist deshalb gefordert, dass die Druckfestigkeit für die Richtung der Belastung genommen wird. Die Richtung der Druckdiagonale ist aber in der Regel um 45° dazu verdreht. Bei der Verwendung von gelochten Steinen kann es so zu einer Überschätzung der Tragfähig-

keit kommen. Die Formulierung sollte so geändert werden, dass bei Mauerwerk mit richtungsabhängiger Festigkeit, der kleinere Wert genommen wird.

4.2.4 Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten, $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)

Im EC 6 Redraft 9A [4.2/2] Abschnitt 6.4.2 (9) wird für die Bemessung bei Schlankheiten > 12 auf die Prinzipien des unbewehrten Mauerwerks unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung verwiesen. Diese Festlegung gibt dem Anwender keine eindeutige Handlungsanweisung. In der inzwischen vorliegenden Fassung des EC 6 [4.2/1] ist dieser Punkt überarbeitet worden. Die folgenden Untersuchungen beziehen sich daher auf Stage 34 [4.2/1].

4.2.4.1 Zusätzliche Ausmitten nach EC 6 Stage 34

Nach [4.2/1] Abschnitt 6.5.2 (7) ist für Schlankheiten $\lambda > 12$ ein zusätzliches Moment aus Theorie II. Ordnung für die Biegebemessung zu berücksichtigen. Das Moment ist wie folgt zu berechnen.

$$M_{AD} = \frac{N_{SD} \cdot h_{ef}^2}{2000 \cdot t} \quad (4.2-51)$$

$$\frac{M_{AD}}{N_{SD}} = f_{AD} = \frac{h_{ef}^2}{2000 \cdot t}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \Rightarrow h_{ef} = \lambda \cdot t_{ef} \quad (4.2-52)$$

Setzt man (4.2-52) in (4.2-51) ein, erhält man:

$$f_{AD} = \frac{\lambda^2 \cdot t}{2000} \quad (4.2-53)$$

Des Weiteren ist nach [4.2/1] Abschnitt 5.5.1 (4) die ungewollte Ausmitte mit

$$\frac{h_{ef}}{450} \text{ bzw. } \frac{\lambda \cdot t}{450} \quad (4.2-54)$$

über die gesamte Höhe anzunehmen.

4.2.4.2 Vergleich mit DIN 1053 T3 [4.2/5]

Schlankheiten $\lambda > 25$ sind nicht zulässig. Für Schlankheiten $\lambda > 20$ ist ein genauerer Nachweis nach DIN 1045 zu führen.

Für Schlankheiten $\lambda < 20$ darf der Einfluss der ungewollten Ausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung näherungsweise durch (4.2-55) angesetzt werden.

$$f = \frac{h_{ef}}{46} - \frac{t}{8} \quad (4.2-55)$$

mit (4.2-52) erhält man:

$$f = \frac{\lambda \cdot t}{46} - \frac{t}{8} \quad (4.2-56)$$

λ	DIN 1053 T3 Gl. (4.2-56)	EC 6 Gl. (4.2-53) und (4.2-54)
6	0,005 t	0,013 t
12	0,136 t	0,099 t
18	0,266 t	0,202 t
24	(0,397 t)	0,341 t
27	(0,462 t)	0,425 t

Vergleich der zusätzlichen Ausmitten infolge Theorie II. Ordnung und ungewollter Ausmitte

Bei den Werten in Klammern wurde zur Veranschaulichung die Formel für Schlankheiten $\lambda < 20$ verwendet.

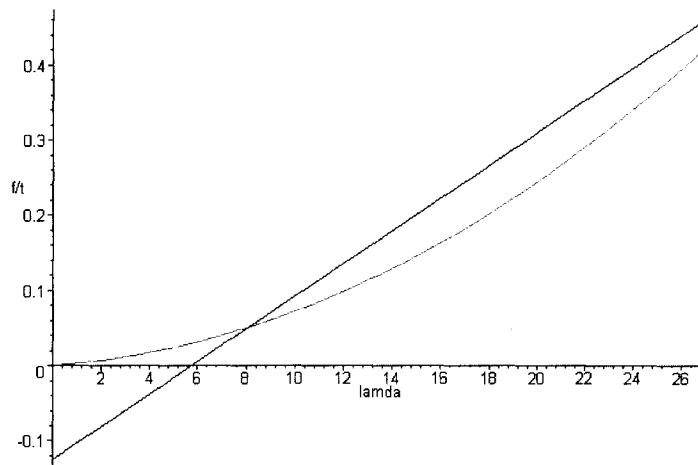


Bild 4.2/13. Vergleich der zusätzlichen Ausmitten infolge Theorie II. Ordnung und ungewollter Ausmitte (rot: DIN 1053-3, grün: EC 6)

Die zusätzliche Ausmitte nach DIN 1053-3 ist für die relevanten Schlankheiten größer als nach EC 6. Das Sicherheitsniveau liegt somit höher.

4.2.4.3 Stabilitätsversagen

Im [4.2/1] ist im Abschnitt 6.5.2 (8) folgender Grenzwert angegeben.

$$\sigma_d \leq 0,3 f_d \quad (4.2-57)$$

σ_d ist die mittige Spannung infolge einer mittig angreifenden kleinen Kraft. Bei Einhaltung dieser Bedingung braucht der Querschnitt nur auf Biegung bemessen zu werden.

Im folgenden soll nachgewiesen werden, dass bei den nach [4.2/1] 6.1.6 (2) zulässigen Schlankheiten und der nach (4.2-57) möglichen maximalen Normalkraft kein Stabilitätsversagen auftritt.

Da die auftretenden Momente durch die Bewehrung zusammen mit dem Mauerwerk aufgenommen werden, wird die angreifende Normalkraft als mittig angreifend angenommen. Die Knicklast kann also für einen mittig gedrückten Stab ermittelt werden. Die Knicklast entspricht somit der EULER-Last.

$$P_K = \frac{\pi^2 \cdot EI}{h_{ef}^2} \quad (4.2-58)$$

mit (4.2-52) ergibt sich:

$$P_K = \frac{\pi^2 \cdot EI}{\lambda^2 \cdot t^2} \quad (4.2-59)$$

Der Faktor aus E-Modul und Trägheitsmoment EI ist für bewehrtes Mauerwerk abhängig von dem Flächenanteil der Bewehrung, dem Verhältnis der E-Module von Stahl und Mauerwerk, sowie der Lage der Dehnungsnulllinie. Da sich dieser Faktor durch das veränderliche Moment entlang der Wandachse verändert ist eine Berechnung der exakten Knicklast von der Vorbelastung der Wand abhängig.

An dieser Stelle wird vereinfacht die Annahme getroffen, dass der Faktor EI der bewehrten Wand, dem einer bis zur Bewehrung gerissenen unbewehrten Wand entspricht.

$$E = 1000 \cdot f_k \quad (4.2-60)$$

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12} \quad (4.2-61)$$

mit (4.2-60) und (4.2-61) in (4.2-59) ergibt sich:

$$P_K = \frac{\pi^2 \cdot 1000 \cdot f_k \cdot b \cdot t}{12 \cdot \lambda^2} \quad (4.2-62)$$

die Knickspannung beträgt:

$$\sigma_K = \frac{P_K}{b \cdot t} = \frac{822,5 \cdot f_d \cdot \gamma_m}{\lambda^2} \quad (4.2-63)$$

Bei dem Einsetzen der Grenzschlankheit 27 folgt:

$$\sigma_K = 1,128 \cdot f_d \cdot \gamma_m > 0,3 f_d \quad (4.2-64)$$

Die für ein reines Stabilitätsversagen notwendige vertikale Belastung liegt also deutlich über der im [4.2/1] angegebenen Grenze (siehe (4.2-57)).

Ist die Bewehrung jedoch in Wandmitte angeordnet, so beträgt die mitwirkende Dicke nur noch $t/2$. Die effektive Schlankheit verdoppelt sich somit ebenfalls. Aus Gleichung (4.2-61) wird dann.

$$I = \frac{b \cdot \left(\frac{t}{2}\right)^3}{12} = \frac{b \cdot t^3}{8 \cdot 12} \quad (4.2-65)$$

Die Knicklastfunktion lautet dann wie folgt

$$P_K = \frac{\pi^2 \cdot 1000 \cdot f_k \cdot b \cdot t}{8 \cdot 12 \cdot \lambda^2} \quad (4.2-66)$$

$$\sigma_K = 0,141 \cdot f_d \cdot \gamma_m < 0,3 f_d \quad (4.2-67)$$

Die Knicklast liegt unter der zulässigen Grenzlast. Das heißt, dass beim Aufbringen der größten zulässigen Last, bei der Schlankheit 27, der Querschnitt versagt. Allerdings liegt die effektive Schlankheit aus h_{ef}/d bei diesem Beispiel bei 54. Deshalb sollte zur Ermittlung der Schlankheit die Nutzhöhe d verwendet werden. Dann ergibt sich bei $\lambda = 27$ wieder die Gleichung (4.2-64).

Für den Fall, dass die vorhandene Normalkraft größer als in Gleichung (4.2-57) angegeben ist, ist keine Verfahrensweise im EC 6 vorgegeben. Sollten solche Kräfte zugelassen werden, ist ein Nachweis auf Knicken zu führen.

4.2.4.4 Verhältnis horizontale Belastung zu Verformung

Im folgenden wird dargestellt, wie sich die Art der Belastung auf die Verformung auswirkt.

Bei einem gegebenen maximalen Moment

$$\max M = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (4.2-68)$$

soll die größt mögliche Verformung angegeben werden.

Dazu wird im folgendender der Quotient aus Verformung und maximalem Moment für einige gängige Belastungen gebildet. Den Formeln liegt ein Einfeldträger zugrunde.

	max f/EI	max M	f/M	
Gleichlast	$\frac{5}{384} ql^4$	$\frac{ql^2}{8}$	$\frac{5}{48} l^2$	(4.2-69)
Gleichlast auf halbem Träger	$\frac{5}{768} ql^4$	$\frac{9}{128} ql^2$	$\frac{5}{54} l^2$	(4.2-70)
Dreieckslast mit Maximum in Feldmitte	$\frac{1}{120} ql^4$	$\frac{ql^2}{12}$	$\frac{1}{10} l^2$	(4.2-71)
Quadratische Parabel mit Maximum in Feldmitte	$\frac{61}{5760} ql^4$	$\frac{5}{48} ql^2$	$\frac{61}{600} l^2$	(4.2-72)
Einzellast in Feldmitte	$\frac{1}{48} Pl^4$	$\frac{Pl^2}{4}$	$\frac{1}{12} l^2$	(4.2-73)
konstantes Moment	$\frac{1}{8} Ml^2$	M	$\frac{1}{8} l^2$	(4.2-74)

Tabelle 4.2/5 maximale Durchbiegungen im Verhältnis zum dazugehörigen Moment

Es ist zu sehen, das bei einer gleichbleibenden Momentenbelastung (4.2-74) an einem Einfeldträger die Verformung im Verhältnis zum Moment am größten ist.

4.2.4.5 Verformung eines Kragarmes

Nach [4.2/1] Abschnitt 6.1.6 wird die Schlankheit mit der effektiven Höhe bestimmt. Die effektive Höhe kann gemäß [4.2/1] Abschnitt 6.1.4 für 2-, 3- oder 4-seitig gehaltene Wände ermittelt werden. Für auskragende Wände (einseitig eingespannt) ist keine Funktion angegeben.

Im folgenden wird davon ausgegangen das die freistehende Wand am Fußpunkt voll eingespannt ist. Die Bewehrung wird dazu im Fundament bzw. in der Deckenplatte verankert.

Gemäß dem EULER-Fall 2 ergibt sich

$$h_{ef} = 2 \cdot h \quad (4.2-75)$$

$$\Rightarrow h = \frac{\lambda \cdot t}{2} \quad (4.2-76)$$

Die größte Verformung stellt sich bei einem Kragarm ebenfalls bei einem konstanten Moment ein. Die maximale Verformung beträgt:

$$f = \frac{1}{2} M h^2 \cdot EI \quad (4.2-77)$$

Setzt man (4.2-75) in (4.2-77) erhält man

$$f = \frac{1}{8} M \cdot h_{ef}^2 \cdot EI \quad (4.2-78)$$

Dies entspricht der Verformung bei einer konstanten Belastung eines Einfeldträgers mit einer Momentenlast gemäß (4.2-74). Der Kragarm braucht somit nicht extra betrachtet zu werden. In der Gl. (4.2-51) ist dies durch die Verwendung der Knicklänge h_{ef} mit berücksichtigt. Im EC 6 [4.2/1] ist allerdings noch die Verfahrensweise mit Kragarmen bzw. freistehenden Wänden zu klären. Dazu wäre lediglich die Bedingung (4.2-75) aufzunehmen.

Im [4.2/1] Abschnitt 5.5.2.4 Tabelle 5.1 ist das Verhältnis von effektiver Spannweite zur effektiven Dicke auf 18 begrenzt. In das Verhältnis geht allerdings nicht die Knicklänge ein. Bei Verwendung der Knicklänge gemäß der Gl. (4.2-75) und (4.2-52) ergibt sich eine Schlankheit von 36 für vertikal spannende Wände oder Stützen. Es greift die allgemeine Begrenzung der Schlankheit auf 27.

Im BS 5628 Abschnitt 8.3.2.1 ist die Schlankheit von Kragwänden und –stützen auf 18 beschränkt. Diese Beschränkung ist in [4.2/1] nicht enthalten bzw. im Abschnitt 5.5.2.4 nicht so formuliert.

4.2.4.6 maximale Verformung infolge Grenzdehnungen (Th. II. O.)

Die Verformung (Verschiebung) ist von der Krümmung der Wand bzw. der Stütze abhängig. Die Krümmung eines Querschnittes kann wie folgt ermittelt werden.

$$w'' = -\frac{M''}{EI} \quad (4.2-79)$$

In Abhängigkeit von der effektiven Dicke des Bauteils erhält man so auch die Randdehnungen.

$$\varepsilon = w'' \cdot \frac{d}{2} \quad (4.2-80)$$

Da gemäß Abschnitt 4.2.2 davon ausgegangen wird, dass bei dem maximalen Biegemoment die Grenzdehnung des Stahls und des Mauerwerks erreicht wird, kann die Krümmung auch durch die maximalen Dehnungen bestimmt werden (Bild 4.2/16).

$$w'' = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \quad (4.2-81)$$

Hierbei ist die Mauerwerksstauchung negativ einzusetzen.

Die Verdrehung der Wand gegenüber ihrer Ausgangsposition entspricht dem Integral der Krümmung.

$$w' = \int w'' dx = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot x + C \quad (4.2-82)$$

Mit der Randbedingung $w'\left(\frac{h}{2}\right) = 0$ erhält man

$$C = -\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \frac{h}{2}$$
$$w' = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \left(x - \frac{h}{2}\right) \quad (4.2-83)$$

Mit einem weiteren Integrationsschritt erhält man die Durchbiegung.

$$w = \int w' dx = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \left(\frac{x^2}{2} - \frac{h \cdot x}{2}\right) + C \quad (4.2-84)$$

Für die Randbedingung $w(0) = 0$ wird die Integrationskonstante 0.

Die maximale Durchbiegung in Feldmitte beträgt somit

$$w\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \left(\frac{h^2}{8} - \frac{h^2}{4}\right) = -\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \frac{h^2}{8} \quad (4.2-85)$$

Nach einsetzen der Gl. (4.2-52) erhält man

$$w\left(\frac{h}{2}\right) = -\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \frac{\lambda^2 \cdot t_{ef}^2}{8} \quad (4.2-86)$$

Es ist zu sehen, dass die Durchbiegung von dem Verhältnis der Nutzhöhe zur effektiven Wanddicke $\frac{d}{t_{ef}}$ abhängt.

Im folgenden sind einige Werte für unterschiedliche Dehnungen, Schlankheiten und Verhältnisse der Nutzhöhe zur Wandstärke angegeben.

w / t _{ef}		λ und d/t _{ef}											
		12			18			24			27		
ε _s	ε _{mu}	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5
0,00218	-0,00120	0,061	0,081	0,122	0,137	0,183	0,274	0,243	0,324	0,487	0,308	0,411	0,616
0,00218	-0,00200	0,075	0,100	0,150	0,169	0,226	0,339	0,301	0,401	0,602	0,381	0,508	0,762
0,00218	-0,00250	0,084	0,112	0,168	0,190	0,253	0,379	0,337	0,449	0,674	0,426	0,569	0,853
0,00200	-0,00350	0,099	0,132	0,198	0,223	0,297	0,446	0,396	0,528	0,792	0,501	0,668	1,002
0,00218	-0,00350	0,102	0,136	0,204	0,230	0,307	0,460	0,409	0,545	0,818	0,518	0,690	1,035
0,00300	-0,00350	0,117	0,156	0,234	0,263	0,351	0,527	0,468	0,624	0,936	0,592	0,790	1,185
0,00500	-0,00350	0,153	0,204	0,306	0,344	0,459	0,689	0,612	0,816	1,224	0,775	1,033	1,549
0,01000	-0,00350	0,243	0,324	0,486	0,547	0,729	1,094	0,972	1,296	1,944	1,230	1,640	2,460

Tabelle 4.2/6 normierte Durchbiegung w/t für eine konstante Krümmung (Dehnungen)

Bei den im EC 6 [4.2/1] angegebenen maximalen Dehnungen von $-3,5\text{‰}$ für Mauerwerk und

3‰ für Stahl, sowie der Grenzschlankheit 27 und einem Verhältnis von $\frac{d}{t_{ef}} = 0,5$ ergibt sich

die maximale Durchbiegung zu $1,185 t_{ef}$. Die Verformungen sind somit bedeutend größer als im EC 6 angesetzt.

Im Bild 4.2/14 sind die Verformungen für die Grenzdehnungen nach EC 6 [4.2/1] und nach Gleichung (4.2-53) noch einmal vergleichend dargestellt.

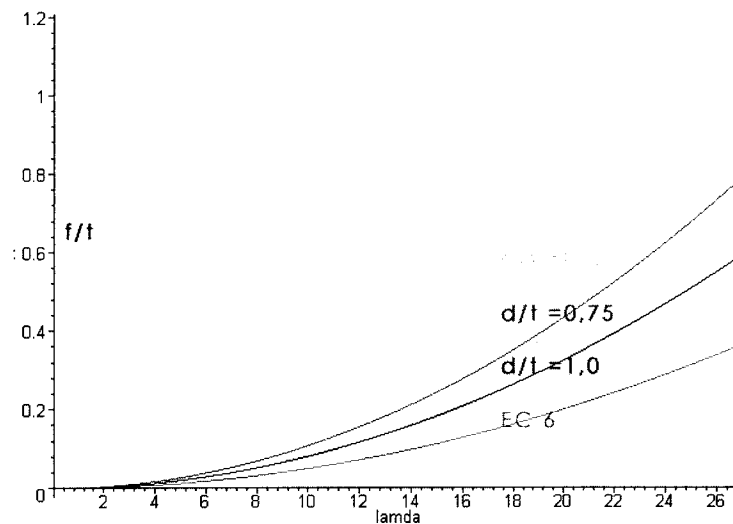


Bild 4.2/14. Vergleich der maximalen Verformung infolge der Grenzdehnungen und dem EC 6 [4.2/1]

4.2.4.7 Verformung bei veränderlicher Krümmung (Th. II. O.)

Im vorhergehenden Abschnitt wurde die Auslenkung für eine gleichbleibende Dehnung über die ganze Stab- oder Wändlänge ermittelt. Dies tritt jedoch nur bei einem konstanten Moment auf. Bei vorhandensein einer Normalkraft entsteht aber ein veränderliches Moment aus Theorie II. Ordnung. Im folgenden soll die maximale Auslenkung für ein nicht konstantes Moment infolge Belastung mit konstantem Moment und Moment aus Theorie II. Ordnung einer Normalkraft ermittelt werden.

Vorab ist die Steifigkeit des Querschnittes zu ermitteln. Dazu wird das in Abschnitt 4.2.2 ermittelte maximale Biegemoment zu den zugehörigen Dehnungen ins Verhältnis gesetzt. Aus den Gl. (4.2-79) und (4.2-81) ergibt sich dann

$$EI = - \frac{M'' \cdot d}{\varepsilon_S - \varepsilon_{mu}} \quad (4.2-87)$$

Nach einsetzen der Gl. (4.2-68)

$$EI = - \frac{\beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^3}{\varepsilon_S - \varepsilon_{mu}} \quad (4.2-88)$$

Es wird hier vernachlässigt, dass sich die Biegesteifigkeit ein und deselben Querschnittes in Abhängigkeit von der Auslastung ändert. D. h., dass bei kleinerer Auslastung und somit geringeren Dehnungen der Mauerwerksanteil nicht den plastischen Bereich der Materialkurve erreicht. Dadurch erhöht sich die Mauerwerkstragfähigkeit im Verhältnis zur Dehnung (größeres E-Modul) und der innere Hebelarm wird größer. Das führt zu einer höheren Biegesteifigkeit des gesamten Querschnittes bei kleineren Momenten. Die Vereinfachung liegt also auf der sicheren Seite.

Gemäß der im Abschnitt 4.2.4.3 gemachten Feststellung, dass bei gleichbleibendem Moment die Verformung im Verhältnis zum Moment am größten ist, wird die Verformung an dem in Bild 4.2/15 dargestellten System ermittelt.

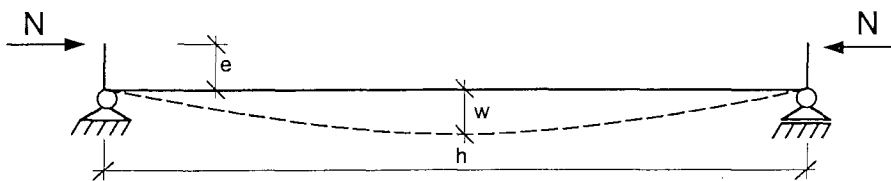


Bild 4.2/15. System für die Bestimmung der Verformung

Die sich einstellende Verformung kann zum einen iterativ ermittelt werden, indem aus der Verformung aus Theorie I. Ordnung und der Normalkraft ein weiteres Moment ermittelt wird, und daraus sich eine zusätzliche Verformung ergibt. Ist die Belastung kleiner als die Knicklast, wird mit jedem zusätzlichen Iterationsschritt die Zusätzliche Verformung kleiner.

Eine andere Möglichkeit den Verformungszustand nach Theorie II. Ordnung und damit auch die Schnittkräfte zu ermitteln, bietet die Gleichgewichtsmethode, wie sie bereits beim Eulerstab angewandt worden ist.

Die Gleichgewichtsbedingungen lauten:

$$\begin{aligned} M^I &= N \cdot e \text{ und} \\ M^{II} &= N(e + w) \end{aligned} \tag{4.2-89}$$

Die Krümmung ergibt sich aus:

$$w'' = -\frac{M''}{EI} \quad (4.2-90)$$

Daraus folgt die Differenzialgleichung:

$$w'' + \frac{N}{EI} w + \frac{N}{EI} e = 0 \quad (4.2-91)$$

Setzt man

$$\alpha^2 = \frac{N}{EI} \quad (4.2-92)$$

ein, so lautet die Dgl.

$$w'' + \alpha^2 (w + e) = 0 \quad (4.2-93)$$

mit der allgemeinen Lösung

$$w = c_1 \cdot \sin \alpha x + c_2 \cdot \cos \alpha x - e \quad (4.2-94)$$

Mit den Randbedingungen

$$w(0) = 0 \quad \text{und}$$

$$w(h) = 0$$

ergibt sich die Verformung zu

$$w = e \cdot \tan\left(\frac{\alpha h}{2}\right) \cdot \sin \alpha x + e \cdot \cos \alpha x - e \quad (4.2-95)$$

Die maximale Verformung in Stabmitte beträgt somit

$$w\left(\frac{h}{2}\right) = e \cdot \left(\tan \frac{\alpha h}{2} \cdot \sin \frac{hl}{2} + \cos \frac{hl}{2} - 1 \right)$$

$$w_{\max} = w\left(\frac{h}{2}\right) = e \cdot \frac{1 - \cos \frac{\alpha h}{2}}{\cos \frac{\alpha h}{2}} \quad (4.2-96)$$

mit (4.2-88) und (4.2-92) ergibt sich α zu

$$\alpha = \sqrt{\frac{N \cdot (\varepsilon_S - \varepsilon_{mu})}{\beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^3}} \quad (4.2-97)$$

Des weiteren lässt sich N wie folgt definieren

$$N = n \cdot f_d \cdot b \cdot t \quad (4.2-98)$$

Nach (4.2-57) kann n Werte zwischen 0 und 0,3 annehmen.

Aus (4.2-97) und (4.2-98) wird

$$\alpha = \sqrt{\frac{n \cdot t \cdot (\varepsilon_S - \varepsilon_{mu})}{\beta \cdot d^3}} \quad (4.2-99)$$

In der Gleichung (4.2-96) ist die Anfangsexzentrizität noch mit Hilfe der Gleichung (4.2-89) zu ersetzen.

$$\begin{aligned} N(e + w_{\max}) &= \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \\ e &= \frac{\beta \cdot d^2}{n \cdot t} - w_{\max} \end{aligned} \quad (4.2-100)$$

mit $h = \lambda \cdot t$ in (4.2-96) ergibt sich

$$w_{\max} = \left(\frac{\beta \cdot d^2}{n \cdot t} - w_{\max} \right) \cdot \frac{1 - \cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}{\cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}} \quad (4.2-101)$$

Es folgt die Umstellung nach w_{\max}

$$w_{\max} = \frac{\frac{\beta \cdot d^2}{n \cdot t} \cdot \frac{1 - \cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}{\cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}}{1 + \frac{1 - \cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}{\cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}} \quad (4.2-102)$$

$$w_{\max} = \frac{\frac{\beta \cdot d^2}{n \cdot t} \cdot \frac{1 - \cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}{\cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}}{\frac{1}{\cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}}} \quad (4.2-103)$$

$$w_{\max} = \frac{\beta \cdot d^2}{n \cdot t} \cdot \left(1 - \cos \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot t}{2}\right) \quad (4.2-104)$$

Neben der Schlankheit ist die Verformung noch von der Größe der Normalkraft und der Lage der Bewehrung abhängig. Die Lage der Bewehrung wird wiederum durch $\frac{d}{t}$ beschrieben. In den folgenden beiden Tabellen sind die α -Werte und die daraus resultierenden maximalen Verformungen in Abhängigkeit der Dehnungen und der dazugehörigen Momente dargestellt. Die Kombinationen sind dem Abschnitt 4.2.2 entnommen. Zusätzlich wurde die Schlankheit, das Verhältnis $\frac{d}{t}$ und der Normalkraftanteil variiert.

ϵ_s	ϵ_{mu}	α/t		d/t_{ef}		
		β	n	1	0,75	0,5
0,00218	-0,0012	0,157	0,0001	0,001	0,002	0,004
			0,15	0,057	0,087	0,161
			0,3	0,080	0,124	0,227
0,00218	-0,0020	0,201	0,0001	0,001	0,002	0,004
			0,15	0,056	0,086	0,158
			0,3	0,079	0,122	0,223
0,00218	-0,0035	0,371	0,0001	0,001	0,002	0,003
			0,15	0,048	0,074	0,136
			0,3	0,068	0,104	0,192
0,00218	-0,0025	0,310	0,0001	0,001	0,002	0,003
			0,15	0,048	0,073	0,135
			0,3	0,067	0,104	0,190

Tabelle 4.2/7 α -Beiwerte für Verformungsfunktion

w_{\max} / t_{ef}				λ und d/t_{ef}											
				12			18			24			27		
ϵ_s	ϵ_{mu}	β	n	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5	1	0,75	0,5
0,00218	-0,0012	0,157	0,0001	0,061	0,081	0,122	0,137	0,183	0,274	0,243	0,324	0,487	0,308	0,411	0,616
			0,15	0,060	0,079	0,113	0,134	0,173	0,229	0,234	0,296	0,353	0,293	0,365	0,409
			0,3	0,060	0,077	0,104	0,131	0,164	0,191	0,225	0,269	0,251	0,279	0,324	0,261
0,00218	-0,0020	0,201	0,0001	0,075	0,100	0,150	0,169	0,226	0,339	0,301	0,401	0,602	0,381	0,508	0,762
			0,15	0,075	0,098	0,140	0,166	0,215	0,285	0,290	0,367	0,442	0,363	0,453	0,513
			0,3	0,074	0,096	0,129	0,162	0,204	0,239	0,279	0,335	0,318	0,346	0,404	0,334
0,00218	-0,0035	0,371	0,0001	0,102	0,136	0,204	0,230	0,307	0,460	0,409	0,545	0,818	0,518	0,690	1,035
			0,15	0,102	0,134	0,193	0,226	0,296	0,406	0,398	0,511	0,653	0,500	0,635	0,777
			0,3	0,101	0,132	0,183	0,223	0,285	0,357	0,387	0,478	0,515	0,482	0,583	0,572
0,00218	-0,0025	0,310	0,0001	0,084	0,112	0,168	0,190	0,253	0,379	0,337	0,449	0,674	0,426	0,569	0,853
			0,15	0,084	0,111	0,160	0,187	0,244	0,335	0,328	0,421	0,540	0,412	0,524	0,643
			0,3	0,083	0,109	0,151	0,184	0,235	0,295	0,319	0,394	0,427	0,398	0,482	0,476

Tabelle 4.2/8 normierte Durchbiegung w/t für ein nichtkonstantes Moment

Es ist zu sehen, dass bei einem gegen Null laufenden Normalkraftanteil die Verformung exakt der in der Tabelle 4.2/6 angegebenen Verformung für ein konstantes Moment (Dehnung) entspricht.

Es ist ebenfalls zu sehen, dass bei steigendem Normalkraftanteil die Verformung abnimmt. Das bedeutet, dass der Momentenanteil aus Theorie II. Ordnung bei steigender Normalkraft kleiner wird. Die Momentenfunktion weicht von dem idealen konstanten Moment immer mehr ab. Dennoch liegen die ermittelten Verformungen deutlich über denen nach dem EC 6 Gleichung (4.2-53).

Der Einfluss der Lage der Bewehrung und damit der Nutzhöhe ist wieder deutlich geworden. Er ist bei den Berechnungen zur Th. II. O. im EC 6 mit einzubeziehen.

Eine Berücksichtigung der Belastung bei der Ermittlung der Verformung nach Theorie II. Ordnung ermöglicht eine wirtschaftlichere Bemessung. Der Rechenaufwand kann aber erheblich sein. Ein Vorschlag für eine alternative Berechnung wird im Abschnitt 4.2.4.9 dargestellt.

4.2.4.8 Einfluss der Normalkraft auf die Bewehrungswahl

Da im EC 6 [4.2/1] die Normalkraft zur Ermittlung der notwendigen Bewehrung bis zu einem Grenzwert (siehe Gl. (4.2-57)) nicht mit herangezogen wird, ist die Verringerung des Sicherheitsniveaus zu prüfen.

Im folgenden soll anhand einiger Dehnungskombinationen aus Mauerwerksstauchung und Dehnung der Bewehrung, mögliche Momenten- und Normalkraftvarianten dargestellt werden.

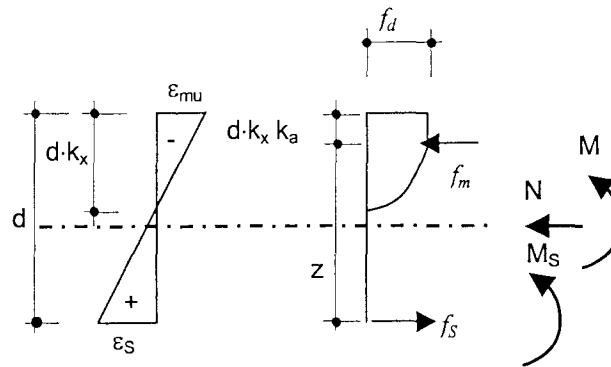


Bild 4.2/16. Dehnungen und Kräfte im Querschnitt

Dazu wird aus den vorgegebenen Dehnungen die Höhe der Druckzone bestimmt.

$$k_x = \frac{-\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}} \quad (4.2-105)$$

Damit kann der aufnehmbare Druckkraftanteil des Mauerwerks ermittelt werden.

$$F_m = f_d \cdot b \cdot d \cdot k_x \cdot \alpha_R$$

$$f_m = \frac{F_m}{f_d \cdot b \cdot d} = k_x \cdot \alpha_R \quad (4.2-106)$$

Da sich das Mauerwerk in den folgenden Betrachtungen immer im Grenzzustand der Dehnung befindet, werden je nach Materialeigenschaften die in Tabelle 4.2/9 dargestellten Kennwerte verwendet. Mit dem Faktor α_R wird die Völligkeit der Druckspannungskurve und damit das Plastizieren des Mauerwerks beschrieben. Dieser Faktor ist von dem Material und der Dehnung abhängig.

Nr.	α_R	k_a	Spannungsdehnungslinie
1-1	0,81	0,416	Parabel-Rechteck
1-2	0,73	0,391	Parabel-Rechteck(kurz)
1-3	0,50	0,333	Dreieck

Tabelle 4.2/9 Materialbeiwerte gemäß Abschnitt 4.2.2

Die Lage des dazugehörigen Schwerpunktes, im Bezug auf den Rand, wird durch k_a angegeben. Bei nichterreichten der Bruchdehnung des Mauerwerks sind diese Werte anzupassen.

Zur Berechnung des inneren Momentes ist der zu f_m gehörende innere Hebelarm z zu bestimmen.

$$z = d - x \cdot k_a = d \cdot (1 - k_x \cdot k_a) \quad (4.2-107)$$

Für die angegebenen Dehnungen ergibt sich dann ein max β .

$$\max \beta = f_m \cdot (1 - k_x \cdot k_a) \quad (4.2-108)$$

Dieses β entspricht der Momentenbegrenzung gemäß Abschnitt 4.2.2 bei reiner Biegung.

$$\max M = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Bei mitwirken der Normalkraft ist das äußere Moment um den Punkt der Bewehrung zu bilden. Die Gleichheit der inneren und äußern Momente ist die 1. Gleichgewichtsbedingung.

$$M_s = M - N \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (4.2-109)$$

Wobei die Normalkraft als Druckkraft negativ einzusetzen ist. In normierter Schreibweise lautet die Gleichung.

$$M_s = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 - n \cdot f_d \cdot b \cdot t \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (4.2-110)$$

Dabei werden die Momente im EC 6 auf die effektive Querschnittstiefe bezogen. Die Normalkräfte jedoch auf den gesamten Querschnitt. Im folgenden wird vereinfachenden davon ausgegangen, dass die effektive Querschnittstiefe gleich dem gesamten Querschnitt ist.

Die zweite Gleichgewichtsbedingung lautet

$$\sum F = 0 = F_s + F_m - N \quad (4.2-111)$$

Da F_m , wie beschrieben durch die Dehnungen bestimmt wird, und N sich aus dem Momentengleichgewicht ergibt, kann somit F_s ermittelt werden. Da die Stahldehnung ebenfalls vorgegeben ist, lässt sich mit der folgenden Gleichung der Bewehrungsanteil ausrechnen.

$$F_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad (4.2-112)$$

In den folgenden Tabellen ist für einige Dehnungskombinationen mit $\max \beta$ das innere Moment angegeben. Als nächstes wurde ein äußeres Moment in der Form von $\text{gew. } \beta$ oder eine Normalkraft n gewählt. Der jeweils andere Wert ergibt aus den genannten Zusammenhängen.

Die Zeilen 1-4 der Tabellen gelten für KS-Mauerwerk der Gruppe 1 mit einer Bruchstauchung von 3,5‰ und der Spannungsdehnungslinie nach Zeile 1 der Tabelle 4.2/9. Die Zeilen 5-8 gelten für KS der Gruppe 2 mit 2,5‰ und Zeile 2 der Tabelle 4.2/9. Die restlichen Zeilen sind für eine Dreieckige Spannungsdehnungslinie nach Zeile 3 der Tabelle 4.2/9. Hierbei entsprechen die Zeilen 9-12 mit einer Bruchdehnung von 2‰ den Hochlochziegeln und dem Porenbeton. Die Zeilen 13-16 gelten für Leichtbeton.

Nr.	ε_m	ε_s	k_x	gew. β	max β	n
2-1	-0,0035	0,00218	0,616	0,371	0,371	0,000
2-2	-0,0035	0	1,000	0,371	0,473	0,204
2-3	-0,0035	0,00218	0,616	0,221	0,371	0,300
2-4	-0,0035	0	1,000	0,323	0,473	0,300
2-5	-0,0025	0,00218	0,534	0,310	0,309	-0,003
2-6	-0,0025	0	1,000	0,310	0,445	0,269
2-7	-0,0025	0,00218	0,534	0,159	0,309	0,300
2-8	-0,0025	0	1,000	0,295	0,445	0,300
2-9	-0,002	0,00218	0,478	0,201	0,201	0,000
2-10	-0,002	0	1,000	0,201	0,334	0,265
2-11	-0,002	0,00218	0,478	0,051	0,201	0,300
2-12	-0,002	0	1,000	0,184	0,334	0,300
2-13	-0,0012	0,00218	0,355	0,157	0,157	-0,001
2-14	-0,0012	0	1,000	0,157	0,334	0,353
2-15	-0,0012	0,00218	0,355	0,065	0,157	0,184
2-16	-0,0012	0	1,000	0,184	0,334	0,300

Tabelle 4.2/10 Theoretische Grenzwerte für die Momenten- und Normalkraftbeanspruchung in Abhängigkeit von der Dehnung

In Tabelle 4.2/10 ist bereits bei der ersten Gruppe (Zeilen 1-4) zu sehen, dass die im EC 6 angegebenen Grenzen ($\beta = 0,4$ und $n = 0,3$) nicht erreicht werden können. Die erste Zeile entspricht dem Fall, dass bei der reinen Biegebemessung das maximal mögliche Moment

ausgenutzt wird. Hier führt das Aufbringen einer Normalkraft zum Versagen der Druckzone. Bei einem gegen unendlich strebenden Bewehrungsanteil wird die Stahldehnung theoretisch 0 (siehe Zeile 2). Damit erhöht sich das maximale Moment auf den Wert 0,473. Da aber das äußere Moment im EC 6 begrenzt wird (gerundet auf 0,4) kann nun eine Normalkraft eingetragen werden. Allerdings ist dieser Werte mit 0,204 kleiner als die Grenze nach EC 6 mit 0,3. Die maximal mögliche Normalkraft kann also um 50% überschritten werden.

Eine weitere Möglichkeit eine Normalkraft von 0,3 zu erreichen besteht in der Verringerung des maximalen Momentes, wie in den Zeilen 3 und 4 dargestellt.

Für die anderen Gruppen betragen die zulässigen Grenzen nach EC 6 0,3 für das Moment und auch für die Normalkraft. Außer in Zeile 8 können diese Werte nicht gleichzeitig erreicht werden. In Zeile 8 aber auch nur mit einer in Wirklichkeit nicht zu erreichenden Stahldehnung von 0 ∞ . Das heißt, dass die vorgegebene Begrenzung zu hoch ist.

Des weiteren ist bei einer Stahldehnung nahe 0 eine Versagensankündigung durch Risse nicht mehr möglich. Im Stahlbetonbau wird in solchen Fällen der Sicherheitsfaktor erhöht. Da im Mauerwerksbau dies nicht vorgesehen ist, ist wie bei der Momentenbegrenzung (siehe Abschnitt 4.2.2) eine Mindestdehnung im Bruchzustand vorzusehen.

In der folgenden Tabelle 4.2/11 ist dargestellt, wie sich eine Verringerung der Momentenbegrenzung bzw. der Stahldehnung auf den Bewehrungsgrad auswirkt. Als Basisbewehrung liegt die nach der reinen Biegebemessung für das Grenzmoment nach Abschnitt 4.2.2 erhaltene Bewehrung zugrunde.

Nr.	ϵ_m	ϵ_s	k_x	gew. β	max β	n	Δa_s
3-1	-0,0035	0,00218	0,616	0,300	0,371	0,142	-29%
3-2	-0,0035	0,00218	0,616	0,200	0,371	0,342	-69%
3-3	-0,0035	0,0015	0,700	0,371	0,402	0,062	47%
3-4	-0,0035	0,0005	0,875	0,371	0,451	0,160	380%
3-5	-0,0025	0,00218	0,534	0,250	0,309	0,117	-30%
3-6	-0,0025	0,00218	0,534	0,200	0,309	0,217	-55%
3-7	-0,0025	0,0015	0,625	0,310	0,345	0,070	45%
3-8	-0,0025	0,0005	0,833	0,310	0,410	0,200	370%
3-9	-0,002	0,00218	0,478	0,150	0,201	0,102	-41%
3-10	-0,002	0,00218	0,478	0,100	0,201	0,202	-81%
3-11	-0,002	0,0015	0,571	0,201	0,231	0,061	41%
3-12	-0,002	0,0005	0,800	0,201	0,293	0,185	343%
3-13	-0,0012	0,00218	0,355	0,125	0,157	0,063	-34%
3-14	-0,0012	0,00218	0,355	0,100	0,157	0,113	-62%
3-15	-0,0012	0,0015	0,444	0,157	0,189	0,065	33%
3-16	-0,0012	0,0005	0,706	0,157	0,270	0,226	271%

Tabelle 4.2/11 Erhöhung bzw. Verringerung des Bewehrungsanteils gegenüber der reinen Biegebemessung für einige gewählte Momenten- und Normalkraftkombinationen

Sollte zu dem maximalen Moment eine Normalkraft hinzukommen, ist immer eine zusätzliche Bewehrung einzulegen, da die Mauerwerksstauchung nicht weiter erhöht werden kann.

Nr.	ϵ_m	ϵ_s	k_x	gew. β	max β	n
2-1	-0,0035	0,00218	0,616	0,400	0,371	-0,058
2-2	-0,0035	0	1,000	0,400	0,473	0,146
2-13	-0,0012	0,00218	0,355	0,300	0,157	-0,287
2-14	-0,0012	0	1,000	0,300	0,334	0,067

Tabelle 4.2/12 Momentenbegrenzung gemäß EC 6 [4.2/1]

Es ist zu sehen das durch die gerundeten Werte im EC 6 der mögliche Normalkraftanteil sich weiter verringert. Bei der Gruppe 1 ist nun sogar eine Überschreitung der maximal möglichen Normalkraft um 100% möglich.

In der folgenden Tabelle sind die Werte für ein $\frac{d}{t}$ Verhältnis von 0,5 angegeben. Hier entspricht das äußere Moment M dem inneren Moment M , da die Normalkraft in der Bewehrungsachse angreift.

Nr.	ϵ_m	ϵ_s	k_x	max β	n	Δa_s
3-1	-0,0035	0,00218	0,616	0,371	0,250	-100%
3-2	-0,0035	0	1,000	0,473	0,405	-100%
3-5	-0,0025	0,00218	0,534	0,309	0,198	-100%
3-6	-0,0025	0	1,000	0,445	0,381	-100%
3-9	-0,002	0,00218	0,478	0,201	0,126	-100%
3-10	-0,002	0	1,000	0,333	0,286	-100%
3-13	-0,0012	0,00218	0,355	0,157	0,092	-100%
3-14	-0,0012	0	1,000	0,333	0,286	-100%

Tabelle 4.2/13 Theoretische Grenzwerte für die Momenten- und Normalkraftbeanspruchung in Abhängigkeit von der Dehnung bei Angriff der Normalkraft in der Bewehrungsebene $d/t = 0,5$

-100% für Δa_s bedeuten, dass die durch die Bewehrung aufzunehmenden Zugkräfte bei dieser Kombination durch die Normalkraft vollständig überdrückt werden. Das heißt die Normalkraft n muss geringfügig unter dem angegebenen Wert bleiben, um eine Bewehrung erforderlich zu machen, und so eine Stahldehnung von >0 zu ermöglichen.

Es ist zu sehen, dass bei mittig liegender Bewehrung die im EC 6 angegebenen Grenzen eingehalten werden. Lediglich bei einer linearen Spannungsdehnungslinie, wie sie für die Zeilen 3-9 bis 3-14 angesetzt wurden liegt die zulässige Normalkraft etwas unter den Grenzwerten.

Es ist zu beachten, dass die Normalkraft auf den ganzen Querschnitt normiert ist, also auf t , und das Moment auf die effektive Höhe, also auf d^2 . Rechnet man das Moment bei einem Verhältnis $\frac{d}{t}$ von 0,5 auf die gesamte Breite um, so ist der Wert durch 4 zu teilen. Eine dicht am äußeren Rand liegende Bewehrung führt im Vergleich somit zu größeren möglichen Biegemomenten.

4.2.4.9 Alternativer Bemessungsvorschlag

Die Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung durch eine zusätzliche Ausmitte (Gleichung (4.2-51)), die nur von der Schlankheit abhängt und nicht von der Belastung muss immer den ungünstigsten Fall wieder spiegeln. Der ungünstigste Fall tritt ein, wenn wie in Abschnitt 4.2.4.6 erläutert, über die gesamte Länge eines Bauteils auf beiden Seiten die Grenzdehnungen erreicht werden. Im EC 6 [4.2/1] sind als größte Dehnung für das Mauerwerk $-3,5\text{‰}$ und 3‰ für Stahl angegeben. Für diese Dehnungen und damit für den ungünstigsten Fall ist die Gleichung (4.2-51) wie folgt abzuändern.

$$M_{AD} = \frac{N_{SD} \cdot h_{ef}^2}{1200 \cdot d} \quad (4.2-113)$$

Da für die Größe der Verformung einer bewehrten Wand nicht die Wanddicke, sondern die Lage der Bewehrung und damit die Nutzhöhe maßgebend ist, ist die Wanddicke t durch die Nutzhöhe d in der Gleichung ersetzt worden.

Die für alle Dehnungen gültige Gleichung ergibt sich aus der Gleichung (4.2-86) wie folgt.

$$M_{AD} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{mu}}{d} \cdot \frac{N_{SD} \cdot h_{ef}^2}{8} \quad (4.2-114)$$

Wie in Abschnitt 4.2.4.7 gezeigt wurde, ist die zusätzliche Ausmitte ebenfalls von der Art der Belastung abhängig. Eine Berücksichtigung der Belastungsart ermöglicht eine exaktere Berechnung der Verformung und somit der Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung. Somit kann das bewehrte Mauerwerk wirtschaftlicher ausgelastet werden.

Eine Möglichkeit besteht in der Anwendung der Dischinger-Formel (entnommen aus [4.2/16]). Hier wird das Moment am unverformten System ermittelt und mit einem Vergrößerungsfaktor multipliziert.

$$M'' = M' \cdot f \quad (4.2-115)$$

Der Vergrößerungsfaktor ergibt sich aus der Knicklast des Systems, der zu bemessenden Normalkraft und dem Beiwert für das System.

$$f = \frac{N_{ki} + N \cdot \delta}{N_{ki} - N} \quad (4.2-116)$$

In der Tabelle 4.2/14 sind für einige Systeme die Beiwerte δ angegeben.

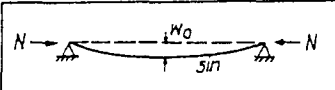
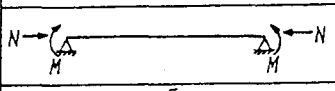
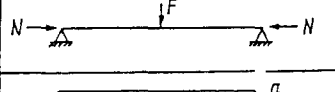
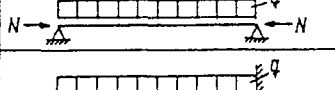
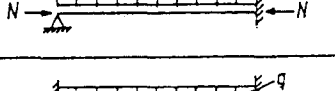
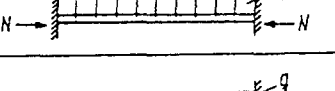
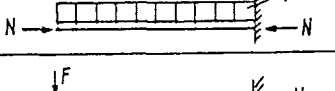
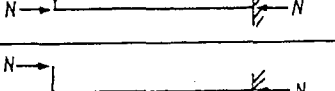
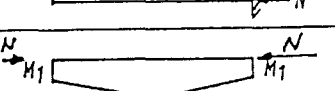
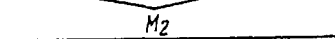
	$\frac{a}{l} = x/l$	M^I	δ
	0,5	$N \cdot w_0$	0
	0,5	M	+ 0,273
	0,5	$F \cdot l/4$	- 0,189
	0,5	$q \cdot l^2/8$	~ 0
	0,375 1,0	$\frac{9}{128} \cdot q \cdot l^2$ $q \cdot l^2/8$	+ 0,121 - 0,391
	0,5 0 bzw. 1	$q \cdot l^2/24$ $q \cdot l^2/12$	+ 0,215 - 0,391
	1,0	$q \cdot l^2/2$	- 0,410
	1,0	$F \cdot l$	- 0,189
	1,0	M	+ 0,273
	0,5	M_2	$0,462 \cdot \frac{M_1}{M_2} - 0,189$

Tabelle 4.2/14 Einige Beiwerte δ für den Vergrößerungsfaktor f nach Dischinger entnommen aus [4.2/16]

Die Vorgehensweise ist wie folgt:

1. Es wird eine Bewehrung gewählt, und mit den Gleichungen 6.32 und 6.33 des EC 6 [4.2/1] das Moment M_{Rd} ausgerechnet.
2. Mit diesem Moment und den zum verwendeten Mauerwerk gehörenden Grenzdehnungen, erhält man aus der Gleichung (4.2-87) die minimale Steifigkeit EI des Querschnittes.
3. Mit dieser Steifigkeit ist nach Gleichung (4.2-58) die Knicklast zu ermitteln.
4. In Abhängigkeit von der Belastung und dem System wird aus der Tabelle 4.2/14 der Beiwert δ entnommen und der Vergrößerungsfaktor nach Gleichung (4.2-116) berechnet.
5. Das Moment nach Theorie I. Ordnung wird mit dem Vergrößerungsfaktor multipliziert.
6. Das so erhaltenen M^I wird mit dem M_{Rd} verglichen. Ist es größer, dann ist die Bewehrung neu zu wählen und mit Pkt. 1 fortzufahren.

Der Aufwand dieser Momentenermittlung ist im Vergleich zu dem aktuellen Vorgehen allerdings erheblich höher. Die grundsätzliche Vorgehensweise des EC 6 [4.2/1] sollte daher bestehen bleiben. Dem Anwender ist aber die Möglichkeit der Wahl eines exakteren Nachweises einzuräumen. Somit ist es auch möglich das aus dem Stahlbeton bekannte Modellstützenverfahren anzuwenden [4.2/25].

Der Abschnitt 4.2.4.8 hat gezeigt, dass die Vernachlässigung der Normalkraft bei der Bewehrungsermittlung im EC 6 zu einer starken Überschätzung der Tragfähigkeit führen kann. Deshalb ist es dringend geboten die Normalkraft mit in die Bemessung einzubeziehen. Dies ist bei den aus dem Stahlbetonbau bekannten Bemessungsverfahren gegeben. Zum einen ist dies das k_h -Verfahren. Die entsprechenden Formeln und für das Mauerwerk angepasste Bemessungstabeln sind z.B. in [4.2/14] angegeben. Ebenfalls mit Bemessungstabeln lässt sich die Bewehrung mit dem Omegaverfahren ermitteln. Für das Omegaverfahren wird eine Lösung entwickelt, die es erlaubt ohne die Bemessungstabeln mit Hilfe von Formeln die exakte Bewehrung zu ermitteln.

Beide Verfahren entsprechen nicht dem Anspruch, dass die Mauerwerksbemessung einfacher als für den Stahlbeton sein soll.

4.2.4.10 Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, dass die im EC 6 [4.2/1] enthaltenen Gleichungen für das Zusatzmoment infolge der Verformung der bewehrten Wand zu überarbeiten ist. Ebenfalls kann eine pauschale Vernachlässigung der Normalkraft bei der Bewehrungsermittlung zu unterdimensionierten Wänden führen. Für die Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung wurde ein Korrekturvorschlag gemacht.

Es wurde in den Betrachtungen von Kragarmen und 2-seitig gelenkig gelagerten Wänden ausgegangen. Die Berücksichtigung der einzelnen Lagerungsbedingungen erfolgt über die Knicklänge. Für Kragarme ist die Verdoppelung der Knicklänge noch mit in den EC 6 aufzunehmen.

Nach [4.2/1] Abschnitt 6.1.6 und 6.1.4 kann die Knicklänge einer Wand bei einer oberen und unteren Begrenzung durch eine Betondecke mit dem Faktor 0,75 verringert werden. Da bei bewehrtem Mauerwerk die Bewehrung an den Einspannstellen in der Regel durchgehen wird, ist hier der zu erzielende Einspanngrad sicherlich größer. Eine Verringerung der effektiven Höhe um den Faktor 0,5 gemäß dem EULER-Fall 4 ist allerdings nicht zu erwarten, da die einspannenden Decken eine Verdrehung nicht 100% verhindern.

In der bisherigen Betrachtungsweise ist immer von den möglichst ungünstigsten Einflüssen wie Belastung und statischem System ausgegangen worden. Diese Kombinationen treten in der Praxis allerdings kaum auf. Für günstigere Systeme liegt der Nachweis auf der sicheren Seite. Allerdings wäre eine wirtschaftlichere Auslastung der Querschnitte mit einer differenzierteren Betrachtung möglich. Dies ist zum Beispiel möglich, wenn der Einfluss der Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit vom Momentenverlauf ermittelt wird.

Das zusätzliche Moment ist nur bei einer Schlankheit $\lambda > 12$ zu ermitteln. Es ist zu beachten, dass bei einer Schlankheit von 12 und einem Verhältnis von $\frac{d}{t_{ef}} = 0,5$ bereits eine effektive

Schlankheit von 24 vorliegt. Der Grenzwert für die Einbeziehung der Theorie II. Ordnung in die Schnittkraftermittlung ist also genauer zu formulieren. Das heißt für die Ermittlung der Schlankheit von bewehrtem Mauerwerk ist die Nutzhöhe d zu verwenden.

4.2.5 Kippnachweis

Bereits im Forschungsbericht [4.2/22] ist im Abschnitt 3.2.5 wie auch bei dem Beispiel 1 im Abschnitt 3.5.4.2. festgestellt worden, dass bei Anwendung des EC 6 bei allen bewehrten Mauerwerkskonstruktionen der Kippsicherheitsnachweis zu führen ist. Bei dem betrachteten Beispiel handelt es sich um eine bewehrte Wand, die senkrecht zu ihrer Ebene auf Biegung beansprucht wird. Bei dem Kippnachweis ergibt ein sehr viel größerer Abstand der notwendigen Kipphalterung gegenüber der Stützweite der Wand. Solche Nachweise führen zur Verunsicherung des Anwenders.

Einen vergleichbaren Nachweis der Kippsicherheit gibt es in der DIN 1053-1 [4.2/4] und DIN 1053-3 [4.2/5] nicht. Hier bleibt es dem Sachverstand des Ingenieurs überlassen, wie und wann er einen entsprechenden Nachweis führt.

4.2.5.1 Nachweis gemäß EC 6 Redraft 9A

Nach EC 6 Abschnitt 6.4.7 (1) ist allgemein die Länge der biegebeanspruchten bewehrten Bauteile in Abhängigkeit von Nutzhöhe begrenzt. In der folgenden Tabelle sind die Grenzschlankheiten aufgelistet.

Support condition	Ratio of effective span to effective depth (l_{ef}/d)	
	Wall subjected to out-of-plane bending	Beam
Simply supported	35	20
Continuous	45	26
Spanning in two directions	45	-
Cantilever	18	7

Note: For free-standing walls not forming part of a building and subjected predominantly to wind loads, the ratios may be increased by 30%, provided such walls have no applied finish which may be damaged by deflections.

Tabelle 4.2/15 Begrenzung der Spannweite in Abhängigkeit von der Nutzhöhe nach EC 6 [4.2/2]

Zusätzlich ist nach Absatz (2) die Kippsicherheit nachzuweisen, indem der Abstand der seitlichen Halterungen wie folgt begrenzt wird.

$60 \cdot b_c$ oder

$$\frac{250}{d} b_c^2$$

(4.2-117)

Der kleinere Wert ist maßgebend.

Hierbei ist:

d die Nutzhöhe

b die Breite des Druckgurtes in der Mitte zwischen den Halterungen

Für Kragarme lautet die Begrenzung:

$25 \cdot b_c$ oder

$$\frac{100}{d} b_c^2$$

(4.2-118)

Die Gleichungen (4.2-117) und (4.2-118) sind der englischen Norm für Bewehrtes Mauerwerk [4.2/13] Abschnitt 8.2.3 entnommen.

4.2.5.2 Nachweisführung im EC 2 und DIN 1045-1

Nach EC 2 [4.2/2] Abschnitt 5.9 ist die Kippsicherheit, wenn notwendig, nachzuweisen. Als Beispiele werden vorgefertigte Träger beim Transport und der Montage, sowie Träger ohne ausreichende seitliche Fixierung genannt. Die Berücksichtigung der Theorie II Ordnung infolge Kippens kann entfallen, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist.

$$\frac{l_{of}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$$

(4.2-119)

l_{of} Länge des seitlich ungehaltenen Druckgurtes

h Höhe des Balkens in der Mitte

b Breite des Druckbereiches

Ist die Bedingung nicht erfüllt, so ist ein genauer Nachweis zu führen. Dabei sind die Schnittkräfte am verformten System zu ermitteln. Die seitliche Verformung ist dabei als geometrische Ersatzimperfektionen zu berücksichtigen. Die zusätzliche Ausmitte darf mit $l/300$ angenommen werden.

Der Nachweis gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 entspricht im wesentlichen dem nach EC 2. In der DIN 1045-1 lautet die Bedingung für das Entfallen des genaueren Nachweises wie folgt.

$$b \leq 4 \sqrt{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3} \cdot h \quad (4.2-120)$$

Nach Umformung der Gleichung erhält man die aus dem EC 2 bekannte Gleichung (Gl. (4.2-119)).

Im EC 2 wird nur darauf hingewiesen wird, dass eine aus dem Kippen resultierende Torsionsbeanspruchung bei der Bemessung der Auflager zu berücksichtigen ist. Nach DIN 1045-1 ist das zusätzlich Moment mit der Gleichung (4.2-121) zu bestimmen, wenn keine genauen Angaben vorliegen.

$$T_{Ed} = V_{Ed} \cdot l_{eff} / 300 \quad (4.2-121)$$

Mit diesem Zusatzmoment ist die Auflagerkonstruktion dann noch nachzuweisen.

4.2.5.3 Vergleich von EC 6 und EC 2

In dem folgenden Diagramm sind die Grenzwerte für die Spannweiten von biegebeanspruchten Bauteilen nach EC 6 und EC 2 in Abhängigkeit von der Bauteildicke vergleichend dargestellt.

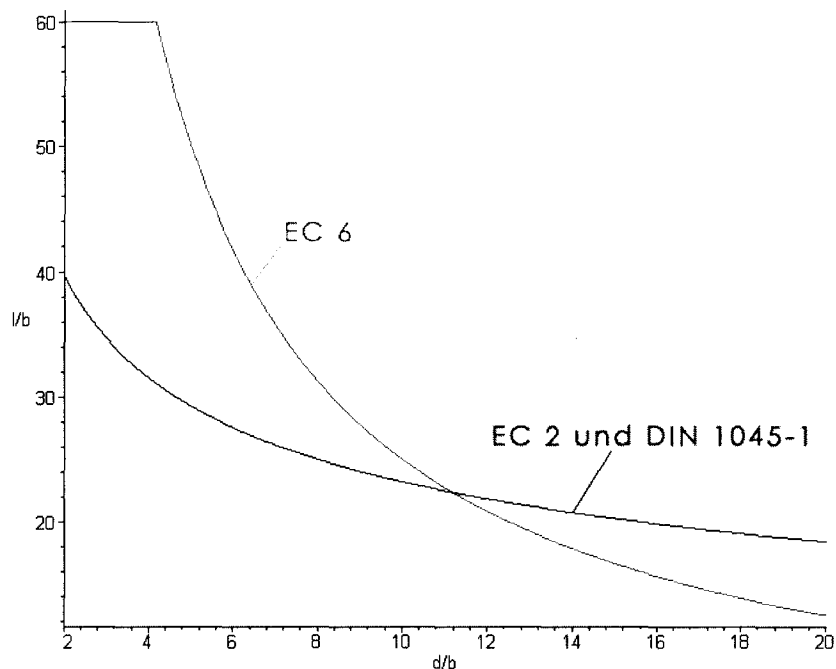


Bild 4.2/17. Vergleich der Grenzspannweiten nach EC 6 und EC 2

Während im Mauerwerksbau die Grenze nicht überschritten werden darf, ist dies beim Stahlbeton mit dem genauen Nachweis jedoch möglich. Ein absoluter Vergleich ist somit nicht möglich. Bei einer großen Schlankheit $d/b > 11,18$ liegt der EC 6 unter den Stahlbetonnormen und somit scheinbar auf der sicheren Seite. Allerdings ist die Druckzone im Mauerwerk in der Regel nicht bewehrt. Der tragende Querschnitt verringert sich somit stark beim Aufreißen infolge dem Ausknicken der Druckzone. Die Knicklast in der Druckzone, die zum Kippversagen führt ist also geringer als im Stahlbetonbau.

Der Abstand der seitlichen Halterungen kann bei geringen Schlankheiten d/b des Mauerwerks größer sein als die dazugehörige maximale Spannweite gemäß Tabelle 4.2/15. Dies bedeutet, dass der entsprechende Balken oder die Wand nicht zusätzlich gegen Kippen gehalten werden muss.

Die Auslastung des Mauerwerks in der Druckzone wird im EC 6 nicht mit berücksichtigt. Bei einer geringen Auslastung der Druckzone verringert sich die Gefahr des Kippens und umgekehrt. Im EC 2 ist eine Berücksichtigung möglich, indem ein genauer Nachweis geführt wird.

Um die Kippsicherheit von Mauerwerksbalken genauer beurteilen zu können, ist die Torsionssteifigkeit des Balkens zusammen mit dem Ausknicken der Druckzone zu berücksichtigen. Dabei ist die Druckzone seitlich unterschiedlich weit gerissen (Knicken von unbewehr-

tem Mauerwerk). Somit ist die für den Torsionswiderstand mitwirkende Querschnittsfläche über die Länge des Balkens veränderlich. Durch die planmäßige Biegebeanspruchung ist auch der bewehrte Zugbereich gerissen. Die Ermittlung der Torsionssteifigkeit, und damit auch der Grenzlast für das Kippen eines ungehaltenen Balkens, ist zu komplex um sie im Rahmen dieser Untersuchung ausführlich zu behandeln.

Die im EC 6 angegebene Regelung hat nur eine Relevanz für Wände, die in ihrer Ebene auf Biegung beansprucht werden und nicht in der Druckzone von einer Decke gehalten werden. In den meisten Fällen ist dieser Nachweis überflüssig .

Abschließend ist festzustellen, das analog zu den Normen für den Stahlbeton eine Bemerkung in den EC 6 eingefügt werden sollte, das der Kippnachweis bei offensichtlich ausreichend gegen kippen gehaltenen Trägern und bei auf senkrecht zur Wandebene auf Biegung belasteten Wänden entfallen kann. So werden irreführende Ergebnisse, wie im Forschungsbericht [4.2/22] in Abschnitt 3.2.5 aufgezeigt, vermieden.

Alternativ zu der bestehenden Regelung wäre eine Nachweis denkbar, bei dem die Druckzone wie eine vertikal beanspruchte unbewehrte Wand nachgewiesen wird. Die Schlankheit l/b wäre so automatisch auf 27 beschränkt. Die aus der Biegebeanspruchung resultierenden Druckspannungen sind in die Bemessungslast N_{Sd} umzurechnen. Bei der Ermittlung der Knicklänge kann dann von einer dreiseitig gehaltenen Wand ausgegangen werden.

4.3 Berechnungsbeispiele

4.3.1 Allgemeines

Es werden beispielhaft Berechnungen zur Verdeutlichung der bereits im vorangegangenen Forschungsbericht [4.3/1] festgestellten Unstimmigkeiten des Eurocode 6 [4.3/2 bis 4.3/4] durchgeführt. Des Weiteren sollen mit den Berechnungsbeispielen die Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 dieses Forschungsberichtes zur Biegemomentenermittlung und zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk überprüft werden. Gleichzeitig erfolgt eine Kontrolle von bereits in EC 6, Stage 34 draft, [4.3/5] vorgenommenen Korrekturen.

Die Beispiele sind aus dem Forschungsbericht [4.3/1] übernommen worden. Berechnet werden:

- Beispiel 1: Außenwand HLzW 6 / LM 21
(Horizontaler Lastabtrag, Bewehrung als Stabstahl in Lagerfuge)

- Beispiel 2: Kelleraußenwand KSP 20 / DM
(Vertikaler Lastabtrag, Bewehrung als Stabstahl in Formsteinen mit kleiner Aussparung)

(siehe auch [4.3/1], Kapitel 3.5.4.2 und 3.5.4.3)

4.3.2 Beispiele

Es werden die wesentlichen Vorwerte zur Berechnung, zur Geometrie, zum System und zur Ausführung der einzelnen Wände sowie die maßgebenden Berechnungsergebnisse nach [4.3/1] zusammengestellt.

4.3.2.1 Beispiel 1

Außenwand HLzW 6 / LM 21
Lochstein (Gruppe 2b), SFK 6, Leichtmörtel M5

- Vorwerte

f_b	=	7,5	MN/m ²
f_m	=	5,0	MN/m ²
f_k	=	$0,55 \cdot 7,5^{0,65}$	= 2,04 MN/m ²
f_{yk}	=	500	MN/m ²
γ_M	=	1,7	
γ_s	=	1,15	
b	=	1,00	m
t	=	0,175	m
d	=	0,140	m

aus

Berechnung [4.3/1]

M_{Sd}	=	$M = 3,08$	kNm/m
z	=	0,130	m
erf A_s	=	0,54	cm ² /m
gew.		BSt IV S, 2 ϕ 8 mm je Lagerfuge	
		$a = 25$	cm, mit vorh $A_s = 2,01$ cm ² /m
		(Mindestbewehrung maßgebend)	

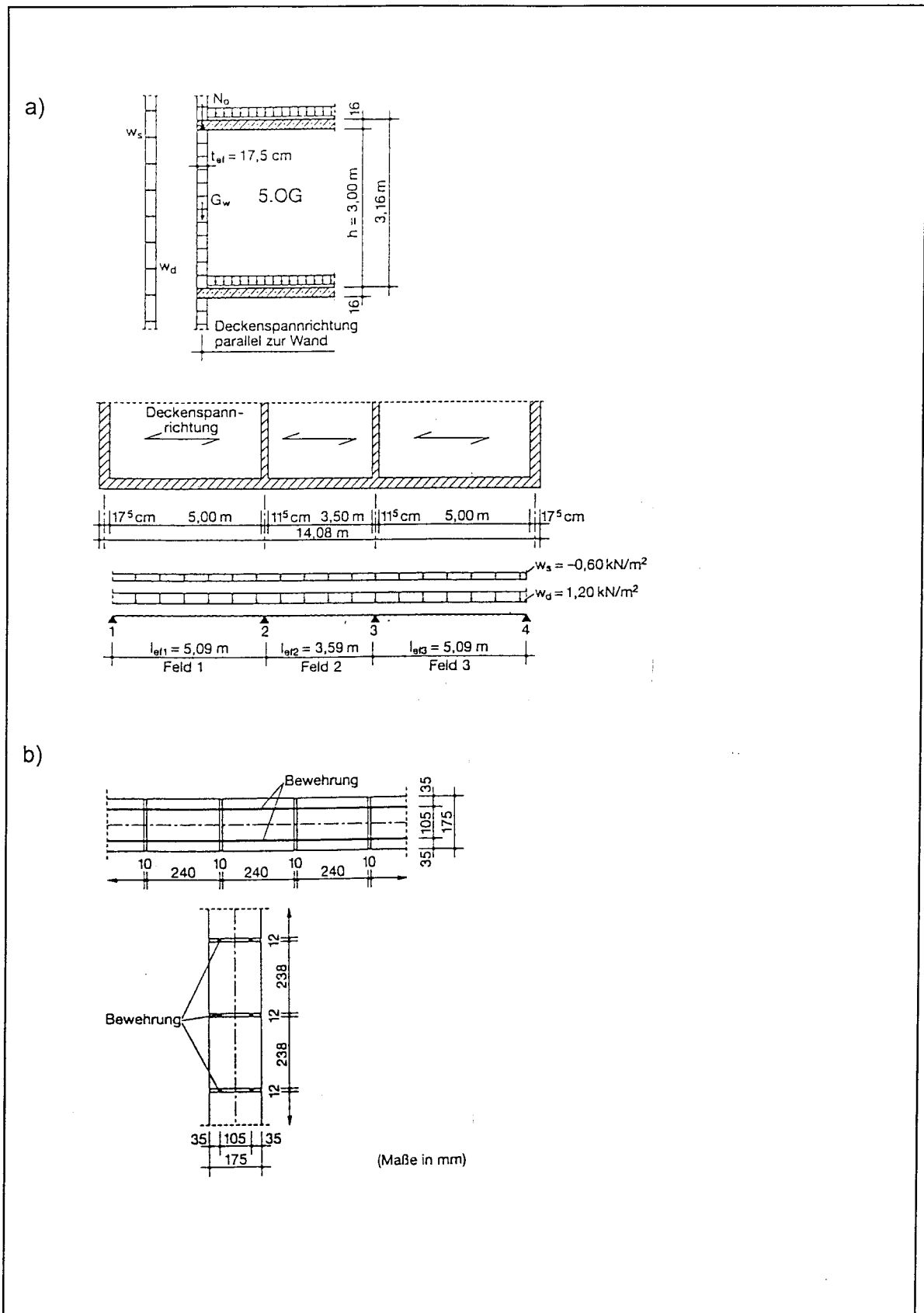


Bild 4.3-1: a) Schnitt, Grundriss (Geometrie), System und Belastung
 b) Ausführungsvariante (bewehrte Lagerfuge)

4.3.2.2 Beispiel 2

Kelleraußenwand KSP 20 / DM
Vollstein mit kleiner Aussparung (Gruppe 1)
SFK 20, Dünnbettmörtel M10

- Vorwerte	f_b	= 25,0 MN/m ²
	f_m	= 10,0 MN/m ²
	f_k	= $0,8 \cdot 10,0^{0,85} = 12,34$ MN/m ²
	f_{ck}	= 20,0 MN/m ² für Verfüllmörtel NM MG IIIa (M20)
	f_{yk}	= 500 MN/m ²
	γ_M	= 1,7
	γ_s	= 1,15
	b	= 1,00 m
	t	= 0,24 m
	d	= 0,12 m

aus

Berechnung [4.3/1]

M_{Sd}	= M = 10,13 kNm/m
z	= 0,114 m
erf A_s	= 2,04 cm ² /m
gew.	BSSt IV S, ϕ 10 mm
	a = 25 cm, mit vorh $A_s = 3,14$ cm ² /m

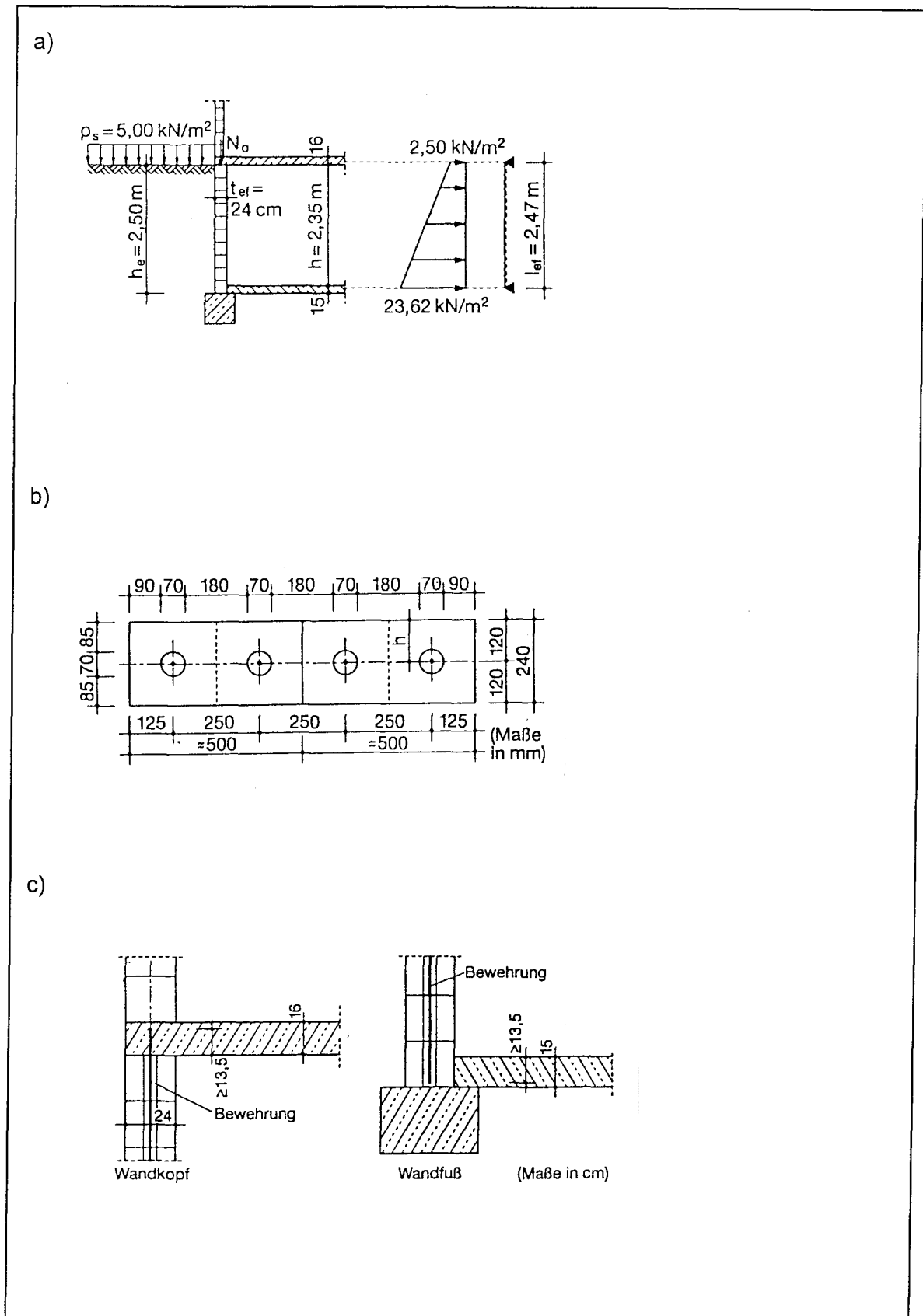


Bild 4.3-2: a) Schnitt (Geometrie), System und Belastung
 b) Ausführungsvariante (Formstein mit kleiner Aussparung)
 c) Ausführung am Wandkopf und -fuß

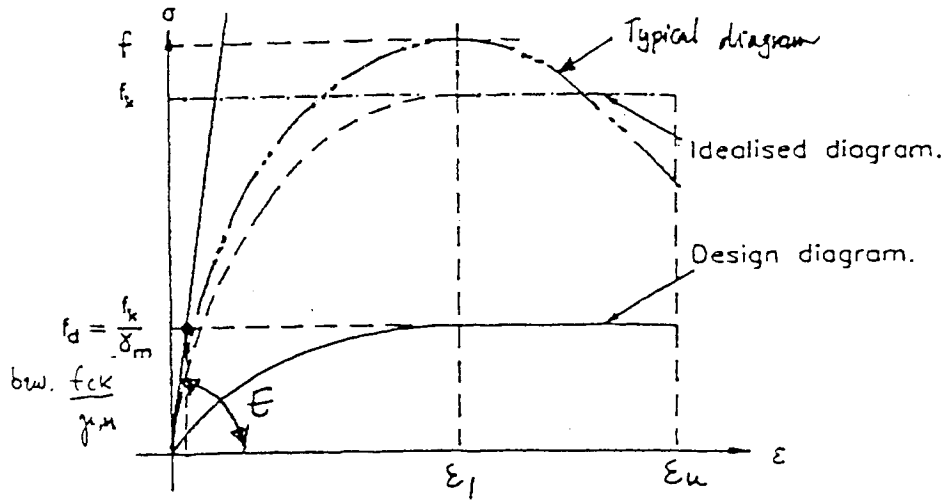


Bild 4.3-4: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Druckzone ([4.3/4], Figure 3.2)

- Die Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahls entspricht [4.3/6], EN 1992-1-1 (Eurocode 2).

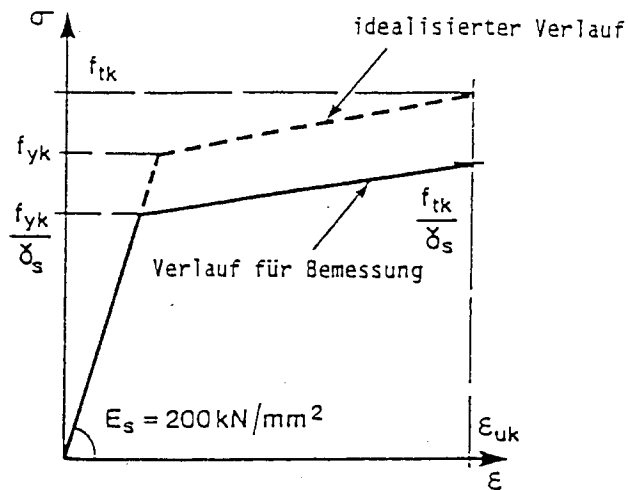


Bild 4.3-5: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls ([4.3/6], Bild 4.5)

Anstelle der in Bild 4.3-5 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls wird in den Beispielen vereinfachend der in [4.3/7] DIN 1045-1, Bild 27, dargestellte Verlauf (horizontaler oberer Ast) angenommen (Bild 4.3-6).

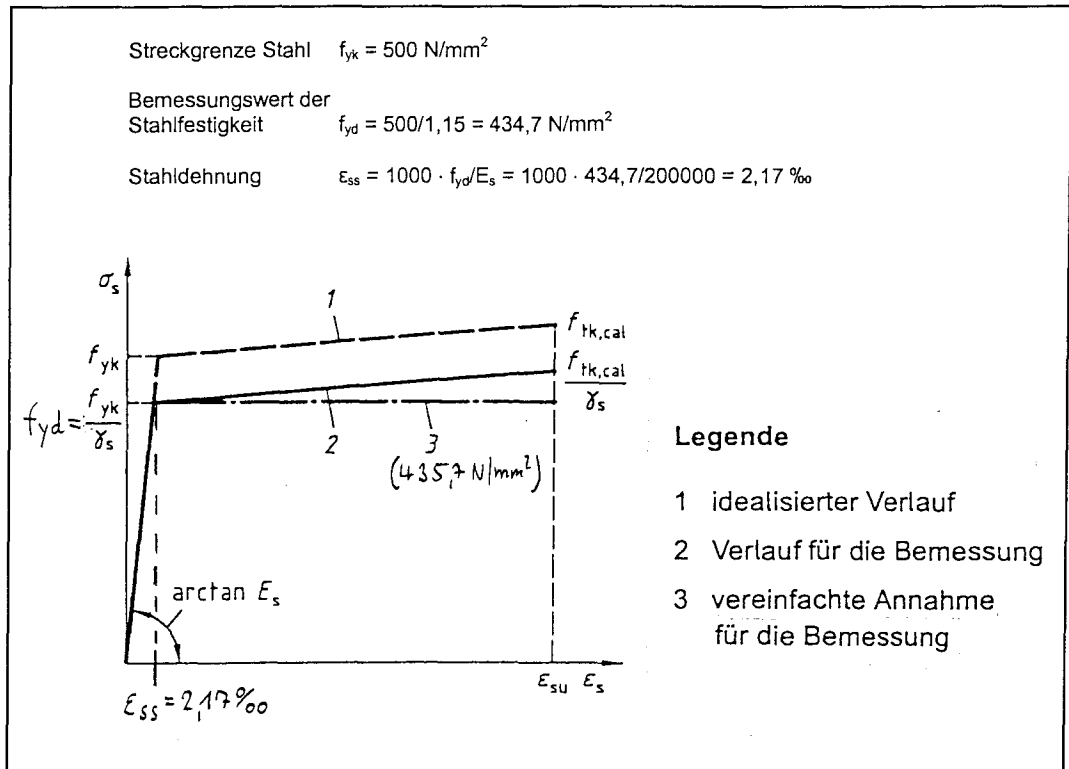


Bild 4.3-6: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (BSt 500) nach [4.3/7], Bild 27.

- Bei nur auf Druck beanspruchten Querschnitten darf die Dehnung des Mauerwerkes nur $\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ betragen.

- Bei nicht voll auf Druck beanspruchten Querschnitten sind als Grenzwerte der Dehnung des Mauerwerkes einzuhalten:

Steingruppe 1 $\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$
Steingruppen 2 und 3 $\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$

In Zwischenbereichen wird angenommen, dass die Dehnung des Mauerwerkes im Abstand von 3/7 der Querschnittshöhe von der äußeren Druckfaser

$\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ oder
 $\epsilon_m = - 1,0 \text{ ‰}$ beträgt.

- Der Spannungsblock darf für Mauerwerk und Füllbeton nach Bild 4.3-7 angenommen werden.
- Wenn Mauerwerk und Füllbeton in der Druckzone liegen, sollte die Druckfestigkeit des schwächsten Baustoffes zugrunde gelegt werden.
- Die Dehnung des Stahles darf höchstens $\varepsilon_s = + 10 \text{ ‰}$ betragen.
- Die Dehnungsverteilung verläuft durch einen der drei Punkte A, B oder C (Bild 4.3-3).
- Weitere besondere Regelungen bzgl. Verformbarkeit der Bauteile, Umlagerung der Momente bei Stahl mit hoher Zähigkeit (Klasse C) bzw. normaler Duktilität (Klasse A)

• **Bemessungs-/Nachweisgleichungen**

Gl. (6.29) $S_d \leq R_d$ bzw. $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

Gl. (6.31) $M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$

Gl. (6.32) $z = d \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right] \leq 0,95 \cdot d$

Gl. (6.33) Begrenzung von M_{Rd} für auskragende, auf Biegung beanspruchte Wände

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

mit

S_d Bemessungswert der Beanspruchung (M_{Sd} Bemessungsmoment)

R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit (M_{Rd} aufnehmbares Bemessungsmoment)

b Querschnittsbreite

d Nutzhöhe des Querschnittes

z Hebelarm der inneren Kräfte

A_s Querschnittsfläche der Zugbewehrung

f_{yd} Bemessungswert der Stahlfestigkeit

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

f_{yk} charakteristische Stahlfestigkeit

γ_s Teilsicherheitsbeiwert für Stahl

f_d Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit in Lastrichtung oder der Druckfestigkeit des Füllbetons. Der kleinere Wert ist maßgebend.

$$f_d = f_k / \gamma_M \text{ oder } f_d = f_{ck} / \gamma_M$$

f_k charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks

f_{ck} charakteristische Druckfestigkeit des Füllbetons

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk oder Füllbeton

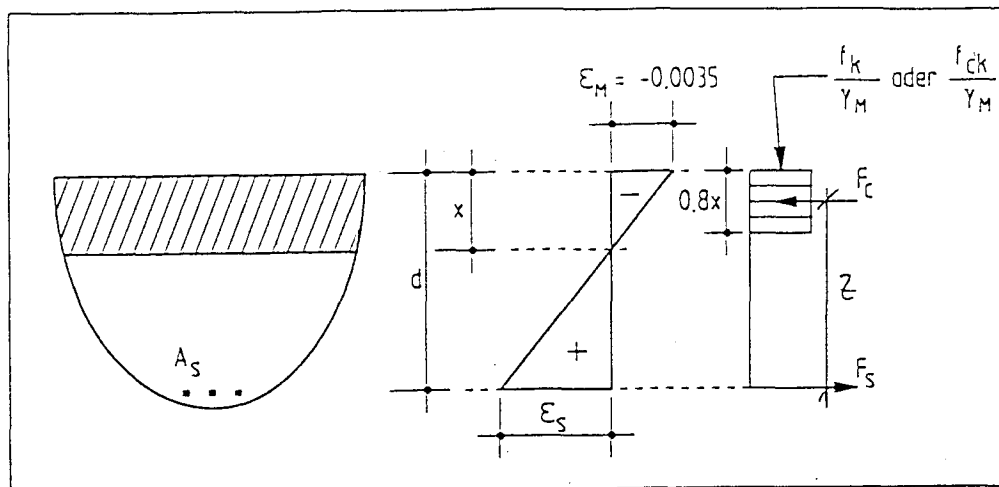


Bild 4.3-7: Vereinfachter, rechteckiger Spannungsblock ([4.3/4], Figure 6.7)

mit

- ϵ_m Dehnung des Mauerwerks
- ϵ_s Dehnung des Stahles
- F_c Druckkraft in der Druckzone
- F_s Zugkraft in der Zugbewehrung
- x Druckzonenhöhe

- Weitere Gleichungen, z. B. nach [4.3/8] WIT, 6. Auflage "Stahlbetonbau" und Bild 4.3-7

$$\begin{array}{l} k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \\ x = k_x \cdot d \\ F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_d \\ z = d - 0,4 \cdot x \\ M_{Rd} = F_c \cdot z \\ \text{erf } A_s = \frac{M_{Rd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} k_x \\ x \\ F_c \\ z \\ M_{Rd} \\ \text{erf } A_s \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{" rechteckiger Spannungsverlauf "} \\ \text{(Höhe Spannungsblock = } 0,8 \cdot x \text{)} \end{array}$$

4.3.3.2 ... nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]

Es gelten im wesentlichen die in Kapitel 4.3.3.1 genannten Berechnungsgrundlagen und Nachweisgleichungen. Jedoch sind die Darstellungen der unterschiedlichen Dehnungsbereiche im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bilder 4.3-3 und 4.3-4) nicht mehr enthalten.

Für die Berechnungsbeispiele sind folgende Änderungen gegenüber [4.3/4] bzw. Kapitel 4.3.3.1 zu berücksichtigen:

a) Begrenzung der Stahldehnung $\varepsilon_s \leq + 3,0 \text{ ‰}$

b) Ansatz der Druckzonenhöhe des Spannungsblockes mit $\lambda \cdot x$

Es gilt: Mauerwerk aus Vollsteinen (Gruppe 1),
außer Leichtbetonsteinen $\lambda = 1,0$

Mauerwerk aus Steinen der Gruppen 2, 3, 4 sowie
Leichtbetonsteinen der Gruppe 1 $\lambda = 0,8$

c) Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes auf

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Es gilt: Mauerwerk aus Vollsteinen (Gruppe 1),
außer Leichtbetonsteinen $\beta = 0,4$

Mauerwerk aus Steinen der Gruppen 2, 3, 4 sowie
Leichtbetonsteinen der Gruppe 1 $\beta = 0,3$

4.3.3.3 ... nach den Untersuchungen zu Kapitel 4.2.2

Es gelten ebenfalls überwiegend die in Kapitel 4.3.3.1 genannten Berechnungsgrundlagen und Nachweisgleichungen.

Für die Berechnungsbeispiele sind jedoch gegenüber Kapitel 4.3.3.2 folgende Änderungen zu beachten:

Ansatz der Druckzonenhöhe des Spannungsblockes mit $\lambda \cdot x$ und Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes auf $M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$, jedoch müssen entsprechend den Untersuchungsergebnissen nach Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes folgende Werte für λ und β angesetzt werden.

Hochlochziegel- und Leichthochlochziegel, Porenbetonsteine	$\lambda = 0,667$ $\beta = 0,201$
Leichtbetonsteine	$\lambda = 0,667$ $\beta = 0,157$
Kalksandvollsteine	$\lambda = 0,832$ $\beta = 0,371$
Kalksandlochsteine	$\lambda = 0,782$ $\beta = 0,310$

4.3.4 Berechnungen

4.3.4.1 Berechnungen zur Ermittlung der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Redraft 9A [4.3/4]

- Erläuterungen, Vorbemerkungen

Im vorangegangenen Forschungsbericht [4.3/1] wurden bereits Unstimmigkeiten bei der Ermittlung der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s nach [4.3/2] bis [4.3/4] festgestellt. Zum Beispiel wurde erkannt, dass sich rechnerisch bei Erhöhung des Bewehrungsgehaltes im Bemessungsquerschnitt unter Umständen kleinere aufnehmbare Bemessungsmomente M_{Rd} ergeben. Mit den nachfolgenden Berechnungen zu Beispiel 1 und 2 sollen die bisherigen Erkenntnisse aus [4.3/1] verdeutlicht werden.

Damit die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien richtig erfasst werden, müssen beim vereinfachten Nachweis mittels rechteckigem Spannungsblock obere Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} eingehalten werden (siehe Kapitel 4.2.1 und 4.2.2 des Forschungsberichtes). Mit den nachfolgenden Berechnungen zu Beispiel 1 und 2 sollen die hierzu in Kapitel 4.2.2 vorgeschlagenen und die hierzu bereits im EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] eingearbeiteten Änderungen bzgl. der Grenzwerte M_{Rd} überprüft werden.

- Nachweisgleichungen

(siehe Kapitel 4.3.3.1, S. 4.3/9)

aufnehmbares Bemessungsmoment

$$\text{[4.3/4], Gl. (6.31)} \quad M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad \text{Gl. (4.3-1)}$$

$$\text{Gl. (6.32)} \quad z = d \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right] \leq 0,95 \cdot d \quad \text{Gl. (4.3-2)}$$

Für die Berechnungen werden Gln. (4.3-1) und (4.3-2) zusammengefasst:

⇒ aufnehmbares Bemessungsmoment

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right] \quad \text{Gl. (4.3-3)}$$

Unter der Bedingung $M_{Sd} = M_{Rd}$ kann der erforderliche Bewehrungsquerschnitt bestimmt werden:

⇒ erforderliche Bewehrung

$$\text{erf } A_s = \frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \cdot \frac{b \cdot f_k \cdot \gamma_s^2}{f_{yk}^2 \cdot \gamma_M}} \quad \text{Gl. (4.3-4)}$$

Beispiel 1

- *Bemessungsmomente, Bewehrungsgehalte, Hebelarm der inneren Kräfte*

Mit den Gln. (4.3-1) bis (4.3-4) können die aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} , die erforderlichen Bewehrungsgehalte A_s und die zugehörigen Hebelarme z der inneren Kräfte ermittelt werden. Zum Vergleich werden unterschiedliche Bewehrungsgehalte A_s für den Bemessungsquerschnitt gewählt und für diese Bewehrungsgehalte die zugehörigen aufnehmbaren Bemessungsmomente sowie Hebelarme bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3-1 zusammengestellt und zur Verdeutlichung in Bild 4.3-8 dargestellt.

Erforderlicher Bewehrungsquerschnitt für $M_{Sd} = 3,08 \text{ KNm/m}$

$$\begin{aligned} \text{erf } A_s &= \left[\frac{1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,04 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,7} - \sqrt{\left(\frac{1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,04 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,7} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \cdot \frac{1,00 \cdot 2,04 \cdot 1,15^2 \cdot 10^{-3}}{500^2 \cdot 1,7}} \right] \cdot 10^4 \\ &= \left[3,864 \cdot 10^{-4} - \sqrt{1,493 \cdot 10^{-7} - M_{Sd} \cdot 1,270 \cdot 10^{-8}} \right] \cdot 10^4 \end{aligned}$$

für $M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$

$$\begin{aligned} \text{erf } A_s &= \left[3,864 \cdot 10^{-4} - \sqrt{1,493 \cdot 10^{-7} - 3,08 \cdot 1,270 \cdot 10^{-8}} \right] \cdot 10^4 \\ &= \left[3,864 \cdot 10^{-4} - \sqrt{1,102 \cdot 10^{-7}} \right] \cdot 10^4 \\ &= \left[5,446 \cdot 10^{-5} \right] \cdot 10^4 = \underline{0,545 \text{ cm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

Aufnehmbares Bemessungsmoment bei $\text{erf } A_s = \text{gew } A_s = 0,545 \text{ cm}^2/\text{m}$
(als Kontrollrechnung)

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \frac{0,545 \cdot 500 \cdot 10^{-1}}{1,15} \cdot 0,14 \left[1 - 0,5 \cdot \frac{0,545 \cdot 500 \cdot 1,7 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,04 \cdot 1,15} \right] \\ &= 23,70 \cdot 0,130 = \underline{3,08 \text{ kNm/m} = M_{Sd}} \end{aligned}$$

Beispielhaft erfolgt die weitere Berechnung für den gewählten Bewehrungsgehalt von $2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ und für folgende Grenzwerte:

- Grenzwert für $z = 0,95 \cdot d$ (oberer Grenzwert des Hebelarms nach [4.3/4], Gl. (6.32))
- Grenzwert für $z = 0,50 \cdot d$ (Scheitelpunkt der Parabel nach Bild 4.3-8, max M_{Rd})
- Grenzwert für $z = 0,00 \cdot d$ (Schnittpunkt der Parabel mit der Abzisse nach Bild 4.3-8, max A_s)

Für $\text{gew } A_s = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt sich:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \frac{2,00 \cdot 500}{1,15} \cdot 10^{-1} \cdot 0,14 \left[1 - 0,5 \cdot \frac{2,00 \cdot 500 \cdot 1,7 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,04 \cdot 1,15} \right] \\ &= 86,957 \cdot 0,1037 = \underline{9,017 \text{ kNm/m}} \end{aligned}$$

$$\text{mit } z = 0,741 \cdot d = 0,741 \cdot 0,14 = \underline{0,1037 \text{ m}}$$

Grenzwert für $z = 0,95 \cdot d$

$$z = 0,95 \cdot d = d \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right]$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \text{erf } A_s &= 0,1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} \cdot 10^4 \\ &= 0,1 \cdot 1,00 \cdot 0,14 \cdot \frac{2,04 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,7} \cdot 10^4 = \underline{0,386 \text{ cm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

$$z = 0,95 \cdot 0,14 = \underline{0,133 \text{ m}}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,386 \cdot 500}{1,15} \cdot 10^{-1} \cdot 0,133 = \underline{2,232 \text{ kNm/m}}$$

Grenzwert für $z = 0,50 \cdot d$

$$\rightarrow \text{erf } A_s = b \cdot d \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} \cdot 10^4$$

$$= 1,00 \cdot 0,14 \cdot \frac{2,04 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,7} \cdot 10^4 = \underline{3,864 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$z = 0,5 \cdot 0,14 = \underline{0,070 \text{ m}}$$

$$M_{Rd} = \max M_{Rd} = \frac{0,364 \cdot 500}{1,15} \cdot 10^{-1} \cdot 0,070 = \underline{11,760 \text{ kNm/m}}$$

Grenzwert für $z = 0,00 \cdot d = 0,00$

$$\text{Annahme: } z = d \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right] = 0, \text{ wenn}$$

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} = 2,0 \rightarrow \text{erf } A_s = \frac{2,0 \cdot b \cdot d \cdot f_d}{f_{yd}} \cdot 10^4$$

$$\text{erf } A_s = \frac{2,0 \cdot 1,00 \cdot 0,14 \cdot 2,04 \cdot 1,15}{500 \cdot 1,7} \cdot 10^4 = \underline{7,728 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$M_{Rd} = 0,00$$

gew. A_s [cm ² /m]	M_{Rd} [kNm/m]	z [m]
0,55	3,08	0,130 (0,929 · d)
1,00	5,30	0,122 (0,871 · d)
2,00	9,02	0,104 (0,741 · d)
3,00	11,18	0,086 (0,612 · d)
4,00	11,75	0,068 (0,482 · d)
5,00	10,74	0,049 (0,353 · d)
6,00	8,17	0,031 (0,224 · d)
7,00	4,01	0,013 (0,094 · d)
0,39	2,23	0,133 (0,950 · d)
3,86	11,76	0,070 (0,500 · d)
7,73	0,00	0,00

Tabelle 4.3-1: Unterschiedliche Bewehrungsgehalte, aufnehmbare Bemessungsmomente sowie innere Hebelarme für Beispiel 1

- Grenzwerte für die aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd}

Nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5], (s. Kapitel 4.3.3.2):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \\ &\leq 0,3 \cdot 2,04/1,7 \cdot 1,00 \cdot 0,14^2 \cdot 10^3 \\ &\leq \underline{7,056 \text{ KNm/m}} \end{aligned}$$

Nach Kapitel 4.2.2, (siehe auch Kapitel 4.3.3.3):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \\ &\leq 0,201 \cdot 2,04/1,7 \cdot 1,00 \cdot 0,14^2 \cdot 10^3 \\ &\leq \underline{4,728 \text{ KNm/m}} \end{aligned}$$

Die Grenzwerte sind in Bild 4.3-8 eingetragen.

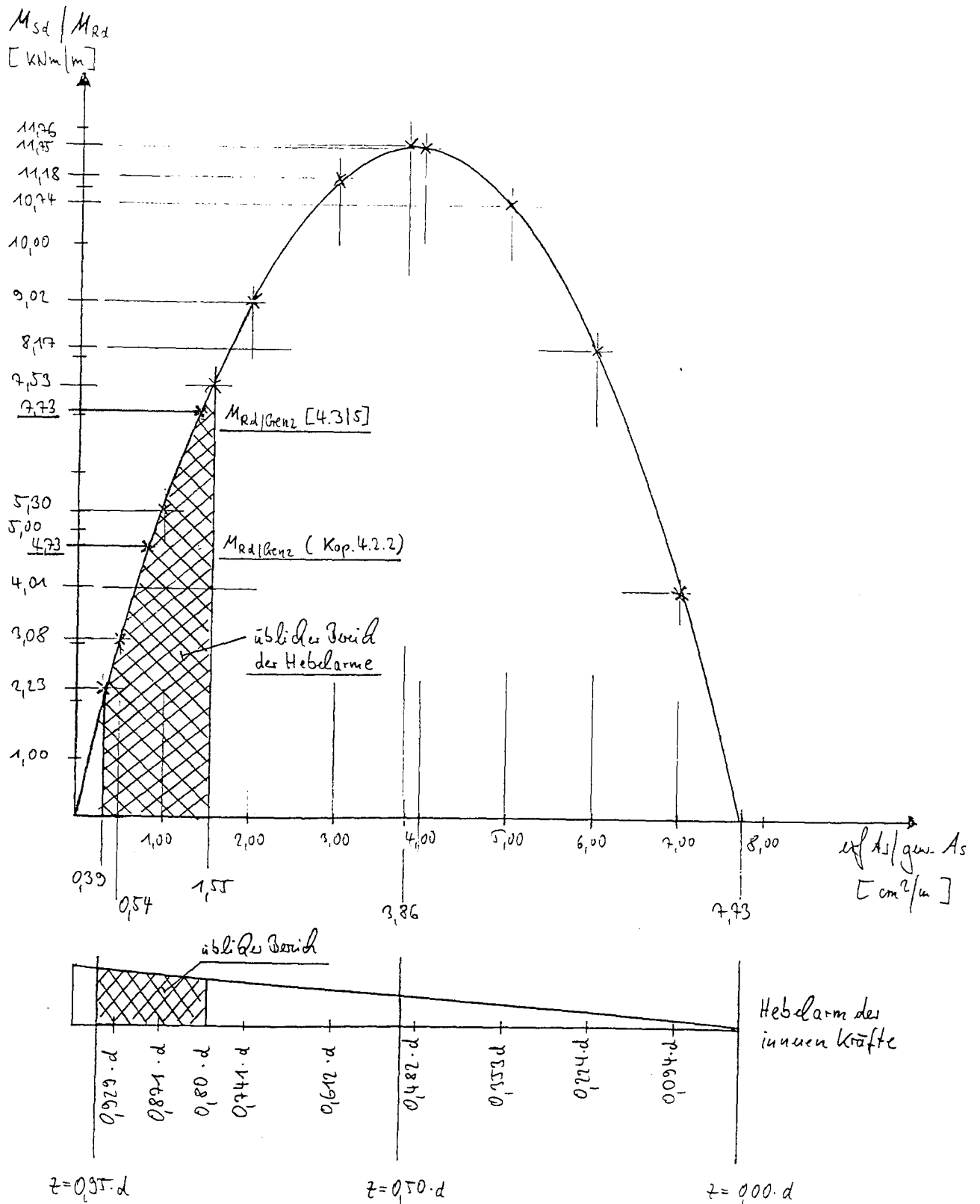


Bild 4.3-8: Ergebnisdarstellung zu Beispiel 1, Bewehrungsgehalte, aufnehmbare Bemessungsmomente, innere Hebelarme

Beispiel 2

- Bemessungsmomente, Bewehrungsgehalte, Hebelarm der inneren Kräfte

Die Ermittlung der Werte erfolgt wie im Beispiel 1 nach den Gln. (4.3-1) bis (4.3-4) unter Annahme unterschiedlicher Bewehrungsgehalte sowie unterschiedlicher Hebelarme. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3-2 zusammengestellt und in Bild 4.3-9 dargestellt.

gew. A_s	M_{Rd}	z
[cm ² /m]	[kNm/m]	[m]
2,04	10,13	0,114 (0,950 · d)
8,01	33,45	0,096 (0,800 · d)
10,0	39,15	0,090 (0,750 · d)
15,0	48,96	0,075 (0,625 · d)
20,03	52,26	0,060 (0,500 · d)
25,0	49,06	0,045 (0,375 · d)
30,0	39,33	0,030 (0,250 · d)
40,07	0,00	0,00

Tabelle 4.3-2: Unterschiedliche Bewehrungsgehalte, aufnehmbare Bemessungsmomente sowie innere Hebelarme für Beispiel 2

- Grenzwerte für die aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd}

Nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5], (s. Kapitel 4.3.3.2):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \\ &\leq 0,4 \cdot 12,34/1,7 \cdot 1,00 \cdot 0,12^2 \cdot 10^3 \\ &\leq \underline{41,811 \text{ KNm/m}} \end{aligned}$$

Nach Kapitel 4.2.2, (siehe auch Kapitel 4.3.3.3):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \\ &\leq 0,371 \cdot 12,34/1,7 \cdot 1,00 \cdot 0,12^2 \cdot 10^3 \\ &\leq \underline{38,780 \text{ KNm/m}} \end{aligned}$$

Die Grenzwerte sind in Bild 4.3-9 eingetragen.

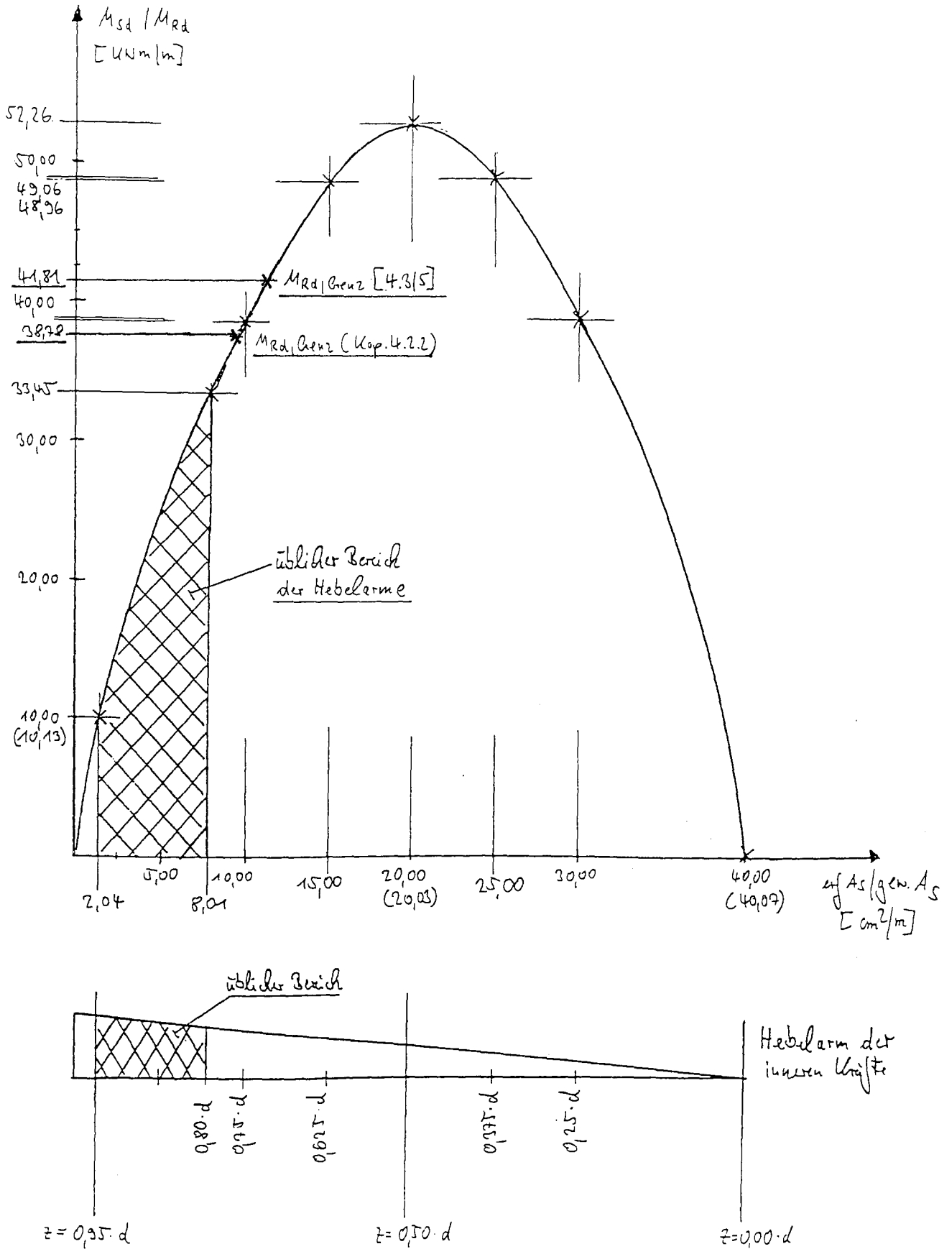


Bild 4.3-9: Ergebnisdarstellung zu Beispiel 2, Bewehrungsgehalte, aufnehmbare Bemessungsmomente, innere Hebelarme

- Ergebnisse

- Die bisherige Feststellung gemäß [4.3/1], dass sich nach Eurocode 6 [4.3/2] bis [4.3/4] möglicherweise bei Erhöhung des Bewehrungsgehaltes im Bemessungsquerschnitt gleichzeitig deutlich kleinere aufnehmbare Bemessungsmomente ergeben, wird mit den Berechnungsbeispielen bestätigt. Bei Erreichen des Scheitelpunktes der Parabel ergeben sich mit höherem Bewehrungsgehalt kleinere aufnehmbare Momente. Die zugehörigen Hebelarme der inneren Kräfte betragen $z \leq 0,50 \cdot d$.

- Bei Anwendung der Bemessungsgleichungen nach EC 6 [4.3/2] bis [4.3/4] ergeben sich Hebelarme der inneren Kräfte, die üblicherweise nicht bemessungsrelevant sind.

Nach EC 6 ist für den Hebelarm ein oberer Grenzwert von $0,95 \cdot d$ festgelegt. Ein unterer Grenzwert wird nicht genannt. Im Stahlbetonbau, z.B. nach DIN 1045 [4.3/9], beträgt der übliche Bereich der Hebelarme der inneren Kräfte bei der Bemessung eines nur bzw. überwiegend auf Biegung beanspruchten Querschnittes

$$z = 0,80 \text{ bis } 0,95 \cdot d.$$

Die Berücksichtigung kleinerer Hebelarme, wie dies nach [4.3/2] bis [4.3/4] möglich ist, führt in jedem Fall zu unwirtschaftlichen Bemessungen und liefert die bereits o.g. fragwürdigen Ergebnisse.

Damit die aufnehmbaren Bemessungsmomente sowie die zugehörigen erforderlichen Bewehrungsgehalte richtig erfasst werden, sollte im EC 6 auch ein unterer Grenzwert für den Hebelarm der inneren Kräfte festgelegt werden.

- In den Berechnungsbeispielen wurde die erforderliche Bewehrung nach Gl. (4.3-4) ermittelt:

$$\text{erf } A_s = \frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \cdot \frac{b \cdot f_k \cdot \gamma_s^2}{f_{yk}^2 \cdot \gamma_M}}$$

Da der Hebelarm der inneren Kräfte z in dem für die Bemessung o.g. relevanten

Bereich liegt, sich also nicht wesentlich ändert, kann eine einfachere Bestimmung der erforderlichen Bewehrung mit der Annahme $z = 0,90 \cdot d$ erfolgen. Anstelle Gl. (4.3-4) erhält man:

$$\text{erf } A_s = \frac{\gamma_s \cdot M_{sd}}{f_{yk} \cdot 0,90 \cdot d} \quad \text{Gl. (4.3-5)}$$

- In Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes wurden Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} ermittelt, damit die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien beim Nachweis nach EC 6 mittels Spannungsblock richtig - auf der sicheren Seite liegend - erfasst werden. Ausgehend von den Untersuchungsergebnissen in Kapitel 4.2.2 wurden im EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] bereits entsprechende Änderungen eingearbeitet. Für die Beispiele ergeben sich folgende Grenzwerte:

nach Kapitel 4.2.2

Beispiel 1: $M_{Rd} \leq 4,73 \text{ kNm/m}$

Beispiel 2: $M_{Rd} \leq 38,78 \text{ kNm/m}$

nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]

$M_{Rd} \leq 7,06 \text{ kNm/m}$

$M_{Rd} \leq 41,81 \text{ kNm/m}$

Unter Berücksichtigung des o.g. üblichen Bereiches der Hebelarme ($z = 0,8$ bis $0,95 \cdot d$) betragen die aufnehmbaren Bemessungsmomente bei

Beispiel 1: $M_{Rd} = 2,23$ bis $7,53 \text{ kNm/m}$

Beispiel 2: $M_{Rd} = 10,13$ bis $33,45 \text{ kNm/m}$

Die Grenzwerte der Bemessungsmomente M_{Rd} nach Kapitel 4.2.2 und nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] liegen für Beispiel 1 genau im üblichen Bemessungsbereich der Hebelarme. Für Beispiel 2 liegen die Grenzwerte nur geringfügig außerhalb des hier zugrundegelegten üblichen Bereiches der Hebelarme. Während für Beispiel 2 die Grenzwerte nach Kapitel 4.2.2 und EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] nahezu übereinstimmen, weichen sie im Beispiel 1 deutlich voneinander ab (etwa 50%).

4.3.4.2 Berechnungen zur Ermittlung der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Redraft 9A [4.3/4] bei Annahme unterschiedlicher Bruchdehnungen für das Mauerwerk und den Stahl

- Erläuterungen, Vorbemerkungen

Die im EC 6 [4.3/2] bis [4.3/4] enthaltenen Bemessungsgleichungen beziehen sich auf Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes. Hierzu sind in verschiedenen Bildern des EC 6 unterschiedliche Dehnungsbereiche dargestellt, die der Bemessung mittels Spannungsblock zugrunde zu legen sind. Im vorangegangenen Forschungsbericht [4.3/1] wurde festgestellt, dass die Bemessungsgleichungen nicht mit den in den Bildern angegebenen Dehnungsebenen im Grenzzustand der Tragfähigkeit korrespondieren. Es konnte kein genauer Zusammenhang zwischen den Gleichungen und den Bildern hergestellt werden. Des Weiteren wurde bereits mehrfach darauf hingewiesen, dass die nach EC 6 [4.3/2] bis [4.3/4] zulässigen Grenzen der Mauerwerksstauchungen ε_m und Stahldehnungen ε_s zu hoch sind (siehe Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes).

Zur Verdeutlichung der o.g. Problematik werden nachfolgend Berechnungen zu Beispiel 1 durchgeführt. Es werden Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Redraft 9A [4.3/4] unter Berücksichtigung unterschiedlicher Grenzwerte der Bruchdehnungen geführt. Die sich aus den Berechnungen in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Bruchdehnungen ergebenden, aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} sowie die erforderlichen Bewehrungsgehalte A_s werden miteinander verglichen und auf Plausibilität überprüft. Es soll insbesondere festgestellt werden, inwieweit sich in Abhängigkeit von den Grenzwertbereichen Unterschiede bei den aufnehmbaren Bemessungsmomenten und der erforderlichen Bewehrung ergeben.

Im einzelnen werden folgende Grenzwerte bzw. Grenzwertbereiche berücksichtigt:

- | | |
|--|--|
| a) EC 6, Redraft 9A [4.3/4],
(Steingruppe 1, Vollsteine) | $\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$
$\varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$ |
| b) EC 6, Redraft 9A [4.3/4],
(Steingruppen 2 und 3, Lochsteine) | $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
$\varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$ |
| c) nach nationalen Vorschlag, z.B. E DIN 1053-3 [4.3/10]
(unabhängig von der Steingruppe) | $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
$\varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$ |

Die Ergebnisse der Einzelberechnungen sind in den Tabellen 4.3-2 bis 4.3-5 zusammengestellt und in den Bildern 4.3-10 bis 12 dargestellt.

- Annahmen Dehnungs-/Stauchungsverhältnisse

a) Grenzwerte nach EC 6, Redraft 9A [4.3/4]

Steingruppe 1, Vollsteine	$\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$
	$\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$

Annahmen

Volle Ausnutzung des Stahls, Punkt A, Bild 4.3-3	1.	$\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$	Volle Ausnutzung des Stahles und der Druckzone Mauerwerk
	2.	$\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$	Volle Ausnutzung des Stahles, Druckzone Mauerwerk nicht voll ausgenutzt
	3.	$\epsilon_m = - 1,43 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$	Volle Ausnutzung des Stahles, Druckzone Mauerwerk nicht voll ausgenutzt (Begrenzung für $z = 0,95 \cdot d$ berücksichtigt)
	4.	$\epsilon_m = - 0,5 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$	Volle Ausnutzung des Stahles, Druckzone Mauerwerk nicht ausgenutzt
	5.	$\epsilon_m = - 2,14 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$	Volle Ausnutzung des Stahles, Druckzone Mauerwerk nicht voll ausgenutzt (wirtschaftlichste Bemessung für $M_{Sd} = M_{Rd}$)
Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Punkt B, Bild 4.3-3	6.	$\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 8,0 \text{ ‰}$	Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl nicht voll ausgenutzt
	7.	$\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 5,0 \text{ ‰}$	Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl nicht voll ausgenutzt
	8.	$\epsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$	Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl kaum ausgenutzt

b) Grenzwerte nach EC 6, Redraft 9A [4.3/4]

Steingruppen 2 und 3, Lochsteine	$\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
	$\varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$

Annahmen

9. $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt,
 $\varepsilon_s = + 8,0 \text{ ‰}$ Stahl nicht voll ausgenutzt
($\varepsilon_m/\varepsilon_s = -2,0 / +10,0 \text{ ‰}$, siehe Annahme 2.)
10. $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl
 $\varepsilon_s = + 5,0 \text{ ‰}$ nicht voll ausgenutzt
11. $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl
 $\varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$ kaum ausgenutzt
12. $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl
 $\varepsilon_s = + 9,36 \text{ ‰}$ beinahe voll ausgenutzt (wirtschaftlichste Be-
messung für $M_{Sd} = M_{Rd}$)

Druckzone Mauerwerk
voll ausgenutzt,
Punkt B, Bild 4.3-3

c) Grenzwerte nach nationalem Vorschlag, z.B. DIN 1053-3 [4.3/10]

für alle Steingruppen	$\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
	$\varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$

Annahmen

13. $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl
 $\varepsilon_s = + 1,0 \text{ ‰}$ nicht voll ausgenutzt
($\varepsilon_m/\varepsilon_s = - 2,0 / + 2,0 \text{ ‰}$, siehe Annahme 11.)

Punkt B,
Bild 4.3-3

Punkt A,
Bild 4.3-3

14. $\epsilon_m = -0,43 \text{ ‰}$ Druckzone Mauerwerk nicht ausgenutzt, Stahl
 $\epsilon_s = +2,0 \text{ ‰}$ voll ausgenutzt

- Berechnungen

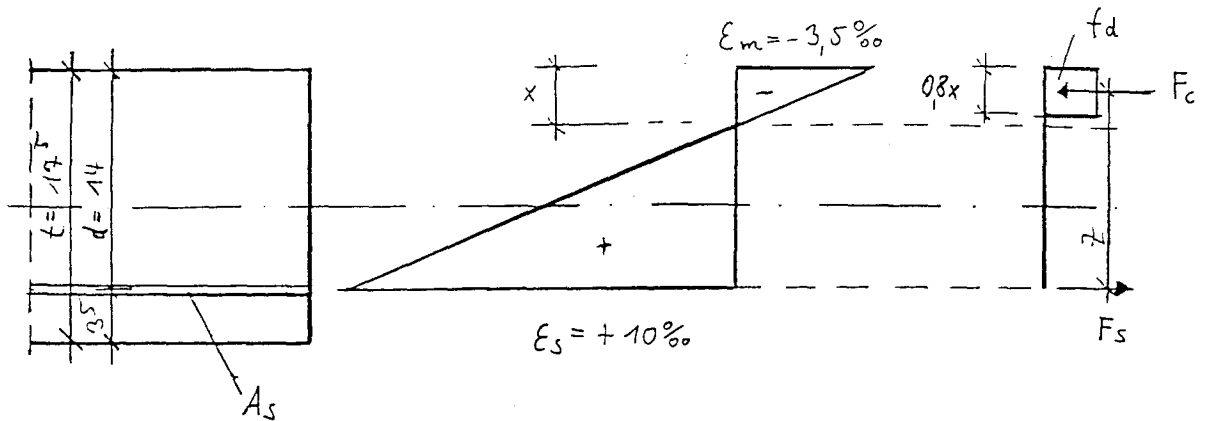


Bild 4.3-10: Systemskizze zu Beispiel 1, Dehnungen, Spannungsblock

Annahme 1 ($\epsilon_m = -3,5 \text{ ‰} / \epsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$) → volle Ausnutzung des Stahles und der Druckzone Mauerwerk

$$k_x = \frac{3,5}{3,5 + 10,0} = 0,259 \rightarrow x = 0,259 \cdot 0,14 = 0,036 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,036 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 34,56 \text{ KN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,036 = 0,127 \text{ m} < 0,95 \cdot 0,14 = 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 34,56 \cdot 0,127 = \underline{4,39 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{4,39 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,127} \cdot 10 = \underline{0,80 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 2 ($\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$) → Druckzone Mauerwerk verringert!
Stahl voll ausgenutzt

$$k_x = \frac{2,0}{2,0 + 10,0} = 0,167 \rightarrow x = 0,167 \cdot 0,14 = 0,023 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,023 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 22,08 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,023 = 0,131 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 22,08 \cdot 0,131 = \underline{2,89 \text{ kNm/m}} < M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{2,89 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,131} \cdot 10 = \underline{0,51 \text{ cm}^2/\text{m}} < \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 3 ($\varepsilon_m = - 1,43 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$) → Stahl voll ausgenutzt, Druckzone
Mauerwerk weiter verringert bis
 $z = 0,95 \cdot d$ gerade noch ein-
gehalten ist

$$z = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 0,14 = 0,133 \text{ m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot x \rightarrow x = (0,14 - 0,133)/0,4 = 0,0175 \text{ m}$$

$$k_x = x/d = 0,0175/0,14 = 0,125$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,125 \cdot (\varepsilon_m + 10,0) = \varepsilon_m$$

$$0,125 \cdot \varepsilon_m + 1,25 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$1,25 = 0,875 \cdot \varepsilon_m$$

$$\varepsilon_m = \underline{- 1,43 \text{ ‰}}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,0175 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 16,8 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 16,8 \cdot 0,133 = \underline{2,23 \text{ kNm/m}} < M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{2,23 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,133} \cdot 10 = \underline{0,39 \text{ cm}^2/\text{m}} < \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 4 ($\varepsilon_m = -0,5 \text{ ‰} / \varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$) → Druckzone Mauerwerk weiter verringert (eigentlich nicht zulässig, da Grenze Hebelarm überschritten)

$$k_x = \frac{0,5}{0,5 + 10,0} = 0,048 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,048 = 0,007 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,007 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 6,72 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,007 = 0,137 \text{ m} > 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 6,72 \cdot 0,137 = \underline{0,92 \text{ kNm/m}} < M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{0,92 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,137} \cdot 10 = \underline{0,16 \text{ cm}^2/\text{m}} < \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 5 ($\varepsilon_m = -2,14 \text{ ‰} / \varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$) → wirtschaftlichste Bemessung zur Einhaltung von $M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_d \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$= 0,8 \cdot x \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot (0,14 - 0,4 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$\frac{3,08}{1200} = 0,8 \cdot x \cdot (0,14 - 0,4 \cdot x)$$

$$2,567 \cdot 10^{-3} = 0,112x - 0,32x^2$$

$$0 = x^2 - 0,35x + 8,022 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{0,35}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,35}{2}\right)^2 - 8,022 \cdot 10^{-3}}$$

$$0,175 \pm 0,1503 \Rightarrow \underline{x = 0,0247 \text{ m}}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,0247 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 23,71 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,0247 = 0,130 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 23,71 \cdot 0,130 = \underline{3,08 \text{ kNm/m}} = M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{3,08 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,130} \cdot 10 = \underline{0,54 \text{ cm}^2/\text{m}} = \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k_x = x/d = 0,0247/0,14 = 0,176$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,176 \cdot \varepsilon_m + 1,76 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$1,76 = 0,824 \cdot \varepsilon_m$$

$$\varepsilon_m = \underline{-2,14 \text{ ‰}}$$

Annahme 6 ($\varepsilon_m = -3,5 \text{ ‰} / \varepsilon_s = +8,0 \text{ ‰}$) → Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahlausnutzung verringert

$$k_x = \frac{3,5}{3,5 + 8,0} = 0,304 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,304 = 0,043 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,043 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 41,28 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,043 = 0,123 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 41,28 \cdot 0,123 = \underline{5,08 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{5,08 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,123} \cdot 10 = \underline{0,95 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 7 ($\varepsilon_m = -3,5 \text{ ‰} / \varepsilon_s = +5,0 \text{ ‰}$) → Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahlausnutzung weiter verringert

$$k_x = \frac{3,5}{3,5 + 5,0} = 0,412 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,412 = 0,058 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,058 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 55,68 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,058 = 0,117 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 55,68 \cdot 0,117 = \underline{6,52 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{6,52 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,117} \cdot 10 = \underline{1,28 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 8 ($\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$) → Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahlausnutzung weiter verringert

$$k_x = \frac{3,5}{3,5 + 2,0} = 0,636 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,636 = 0,089 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,089 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 85,44 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,089 = 0,104 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 85,44 \cdot 0,104 = \underline{8,89 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$f_{yk} = 2,0 \cdot 200000/1000 = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf } A_s = \frac{8,89 \cdot 1,15}{400 \cdot 0,104} \cdot 10 = \underline{2,46 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 9 ($\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 8,0 \text{ ‰}$) → volle Ausnutzung für Druckzone Mauerwerk (Steingruppe 2, Lochsteine), Stahlausnutzung herabgesetzt

$$k_x = \frac{2,0}{2,0 + 8,0} = 0,200 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,200 = 0,028 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,028 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 26,88 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,028 = 0,129 \text{ m} > 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 26,88 \cdot 0,129 = \underline{3,47 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{3,47 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,129} \cdot 10 = \underline{0,62 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 10 ($\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \epsilon_s = + 5,0 \text{ ‰}$) → volle Ausnutzung für Druckzone Mauerwerk (Steingruppe 2, Lochsteine), Stahlausnutzung weiter herabgesetzt

$$k_x = \frac{2,0}{2,0 + 5,0} = 0,286 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,286 = 0,040 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,040 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 38,44 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,040 = 0,124 < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 38,44 \cdot 0,124 = \underline{4,77 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{4,77 \cdot 1,15}{500 \cdot 0,124} \cdot 10 = \underline{0,89 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 11 ($\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \epsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$) → volle Ausnutzung für Druckzone Mauerwerk (Steingruppe 2, Lochsteine), Stahlausnutzung gering

$$k_x = \frac{2,0}{2,0 + 2,0} = 0,500 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,500 = 0,070 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,070 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 67,2 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,070 = 0,112 \text{ m} < 0,133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 67,2 \cdot 0,112 = \underline{7,53 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$f_{yk} = 2,0 \cdot 200000/1000 = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf } A_s = \frac{7,53 \cdot 1,15}{400 \cdot 0,112} \cdot 10 = \underline{1,93 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 12 ($\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \epsilon_s = + 9,36 \text{ ‰}$) → wirtschaftlichste Bemessung zur Einhaltung von $M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$

$$M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m} = M_{Rd}$$

siehe Berechnung zu Annahme 5: bei gleicher Druckzonenhöhe

$$x = 0,0247 \text{ m}; k_x = 0,176$$

$$F_c = 23,71 \text{ kN/m}; z = 0,130 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,176 \cdot (2,0 + \varepsilon_s) = 2,0$$

$$0,352 + 0,176 \cdot \varepsilon_s = 2,0 \rightarrow \varepsilon_s = (2,0 - 0,352)/0,176$$

$$\varepsilon_s = \underline{+ 9,36 \text{ ‰}}$$

Annahme 13 ($\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 1,0 \text{ ‰}$) \rightarrow Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt, Stahl nicht voll ausgenutzt

$$k_x = \frac{2,0}{2,0 + 1,0} = 0,667 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,667 = 0,093 \text{ m}$$

$$F_c = 0,8 \cdot 0,093 \cdot 1,00 \cdot 2,04/1,7 \cdot 10^3 = 89,28 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,4 \cdot 0,093 = 0,103 \text{ m} < 0,133$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 89,28 \cdot 0,103^3 = \underline{9,20 \text{ kNm/m}} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$f_{yk} = 1,0 \cdot 200000/1000 = 200 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf } A_s = \frac{9,20 \cdot 1,15}{200 \cdot 0,103} \cdot 10 = \underline{5,14 \text{ cm}^2/\text{m}} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Annahme 14 ($\varepsilon_m = - 0,43 \text{ ‰} / \varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$) \rightarrow wirtschaftlichste Bemessung zur Einhaltung von $M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$

$$M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m} = M_{Rd}$$

Stahl mit $\varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰} \approx + 2,17 \text{ ‰}$ voll ausgenutzt.

siehe Berechnung zu Annahmen 12 bzw. 5: (bei gleicher Druckzonenhöhe)

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,176 \cdot (\varepsilon_m + 2,0) = \varepsilon_m$$

$$0,176 \varepsilon_m + 0,352 = \varepsilon_m$$

$$0,824 \varepsilon_m = 0,352$$

$$\varepsilon_m = -0,43 \text{ ‰}$$

- Ergebniszusammenstellungen, tabellarisch

zu a) EC 6, Redraft 9A [4.3/4]

Steingruppe 1, Vollsteine $\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$
 $\varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$

(Dehnungsverhältnisse: Annahmen 1 bis 8)

	Annahmen Dehnungsverhältnisse $\varepsilon_m / \varepsilon_s$				
	1.	2.	3.	4.	5.*)
	-3,5/+10,0	-2,0/+10,0	-1,43/+10,0	-0,5/+10,0	-2,14/+10,0
M_{Rd} [kNm/m]	4,39	2,83	2,23	0,92	3,08
erf A_s [cm ² /m]	0,80	0,51	0,39	0,16	0,54

*) wirtschaftlichste Bemessung $M_{Sd} = M_{Rd}$

Tabelle 4.3-2: Ergebniszusammenstellung bei voller Stahlausnutzung

	Annahmen Dehnungsverhältnisse $\varepsilon_m / \varepsilon_s$			
	1.	6.	7.	8.
	-3,5/+10,0	-3,5/+8,0	-3,5/+5,0	-3,5/+2,0
M_{Rd} [kNm/m]	4,39	5,08	6,52	8,89
erf A_s [cm ² /m]	0,80	0,95	1,28	2,46

Tabelle 4.3-3: Ergebniszusammenstellung bei voller Ausnutzung der Druckzone Mauerwerk (Vollsteine)

zu b) EC 6, Redraft 9A [4.3/4]

(Steingruppen 2 und 3, Lochsteine) $\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$

(Dehnungsverhältnisse: Annahmen 2, 9 bis 12)

	Annahmen Dehnungsverhältnisse ϵ_m / ϵ_s				
	2.	9.	10.	11.	12.*)
	-2,0/+10,0	-2,0/+8,0	-2,0/+5,0	-2,0/+2,0	-2,0/+9,36
M_{Rd} [kNm/m]	2,89	3,47	4,77	7,53	3,08
erf A_s [cm ² /m]	0,51	0,62	0,89	1,93	0,54

*) wirtschaftlichste Bemessung $M_{Sd} = M_{Rd}$

Tabelle 4.3-4: Ergebniszusammenstellung bei voller Ausnutzung der Druck - zone Mauerwerk (Lochsteine)

zu c) nach nationalem Vorschlag, z.B. DIN 1053-3 [4.3/10]

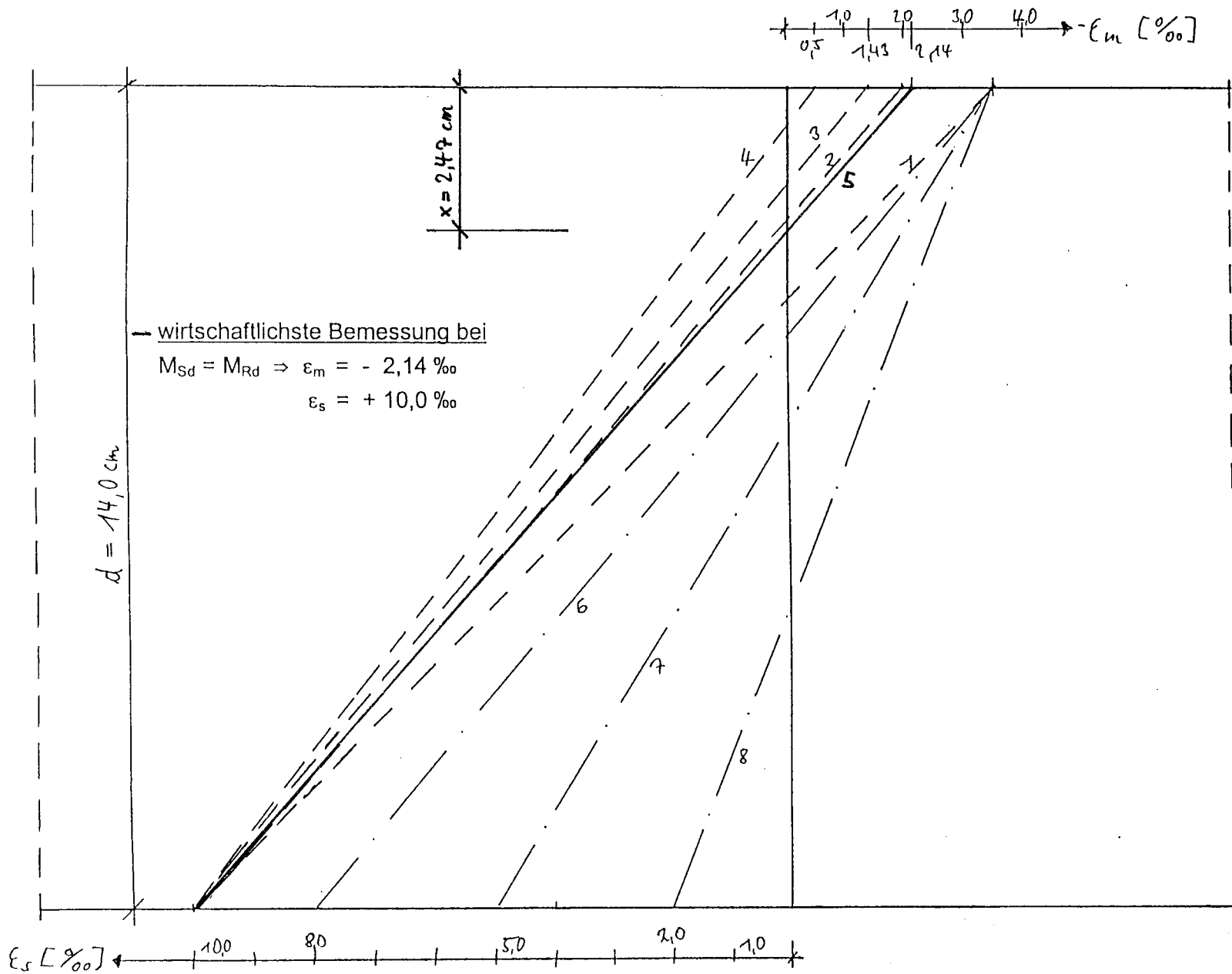
unabhängig von der Steinart $\epsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$

(Dehnungsverhältnisse 11, 13, 14)

Annahmen Dehnungsverhältnisse			
ϵ_m / ϵ_s			
	11.	13.	14.*)
	-2,0/+2,0	-2,0/+1,0	-0,43/+2,0
M_{Rd} [kNm/m]	7,53	9,20	3,08
erf A_s [cm ² /m]	1,55	5,14	0,54

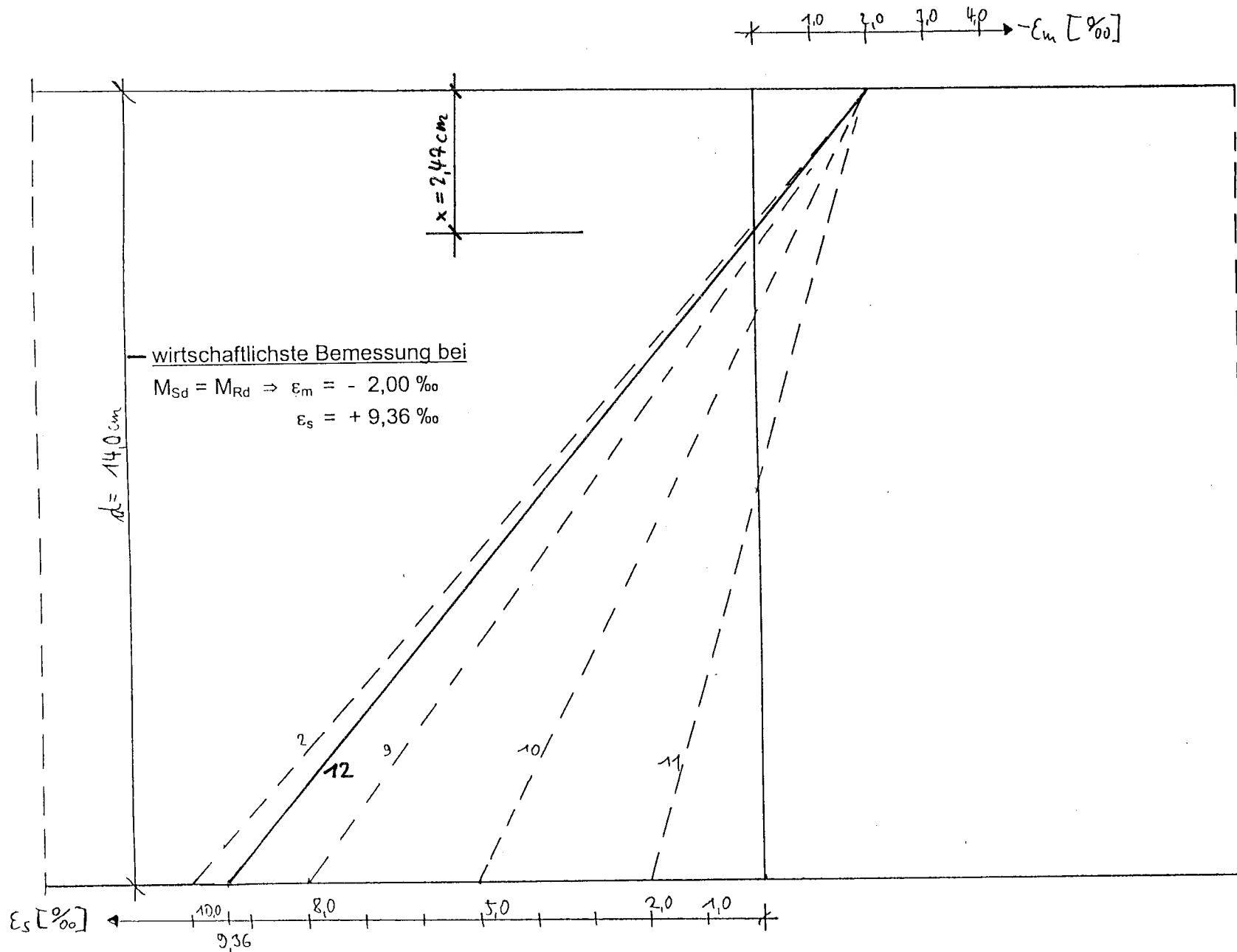
*) wirtschaftlichste Bemessung $M_{sd} = M_{Rd}$

Tabelle 4.3-5: Ergebniszusammenstellung,
 Annahmen 11,13 Druckzone Mauerwerk voll ausgenutzt
 Annahme 14 Stahl voll ausgenutzt



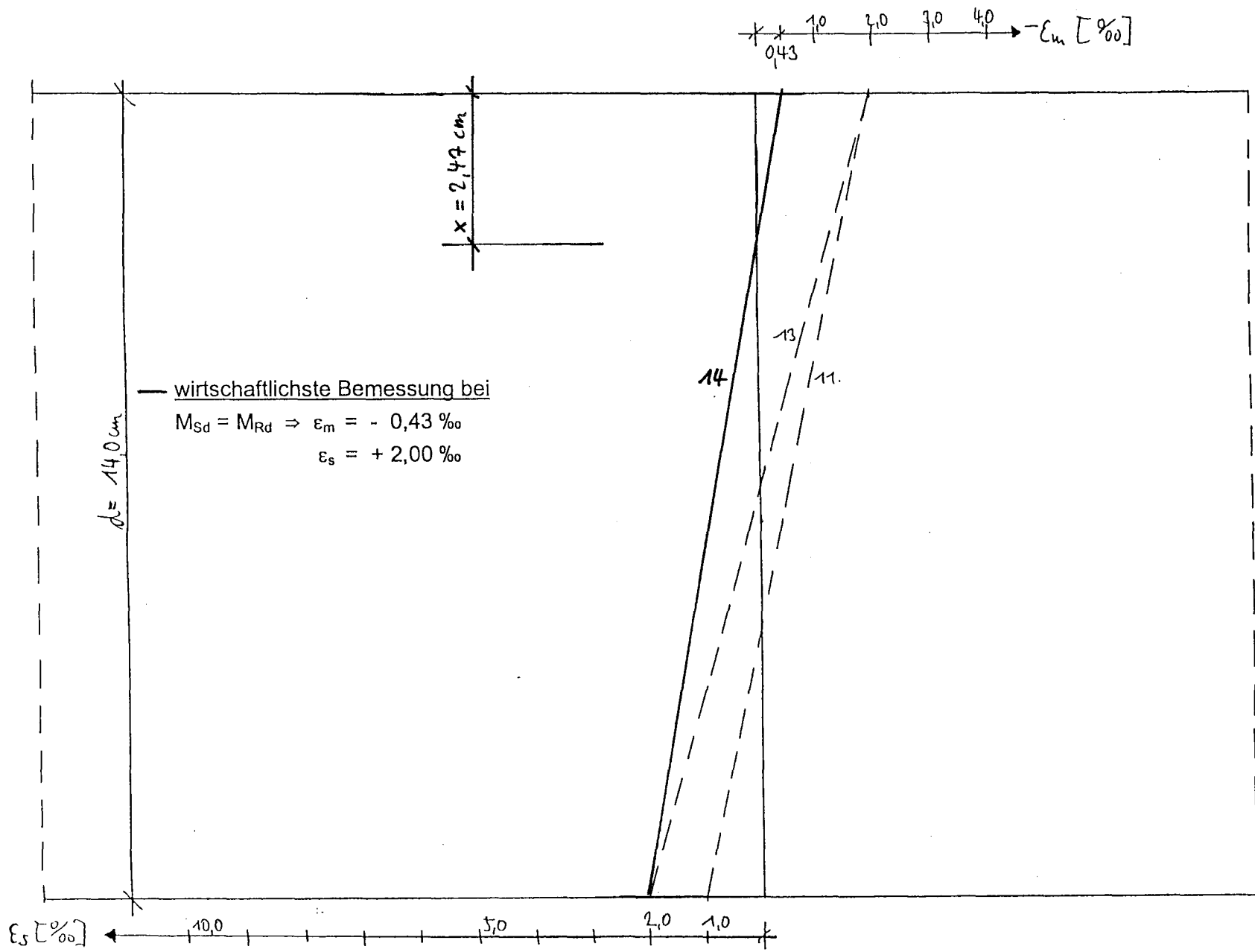
zu a)
- Ergebnisdarstellungen

Bild 4.3-10: Ergebnisdarstellung, Dehnungsverhältnisse zu a) EC 6, Redraft 9A [4.3/4], Vollsteine



zu b)

Bild 4.3-11: Ergebnisdarstellung, Dehnungsverhältnisse zu b) EC 6, Redrafft 9A [4.3/4], Lochsteine



zu c)

Bild 4.3-12: Ergebnisdarstellung, Dehnungsverhältnisse zu c) nach nationalem Vorschlag, z.B. [4.3/10], alle Steinarten

- *Ergebnisse*

Für Beispiel 1 (s. Kapitel 4.3.2 des Forschungsberichtes) war der Wandquerschnitt für ein Bemessungsmoment von $M_{Sd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ nachzuweisen. Unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes ergab sich nach EC 6 [4.3/2] die erforderliche Bewehrung zu $erf A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$. Der sich rechnerisch ergebende Hebelarm der inneren Kräfte lag bei $z = 0,130 \text{ m}$.

Aufgrund der Berechnung nach EC 6 [4.3/2] kann nicht festgestellt werden, welches Dehnungsverhältnis $\varepsilon_m/\varepsilon_s$ diesem Ergebnis zugrunde liegt. In den Berechnungen zu Kapitel 4.3.4.2 werden daher Vergleichsberechnungen unter Ansatz unterschiedlicher Dehnungsverhältnisse durchgeführt. Es werden unterschiedliche Grenzwertbereiche untersucht und hierbei verschiedene Ausnutzungsgrade des Stahles und des Mauerwerkes berücksichtigt. Es wird das Dehnungsverhältnis, das dem Berechnungsergebnis zu Beispiel 1 entspricht, ermittelt.

Mit diesem Dehnungsverhältnis ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung, wenn das auftretende Moment gerade noch eingehalten wird ($M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$) und sich die geringste erforderliche Bewehrung $A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt.

Als Ergebnis ist festzuhalten:

- Für die untersuchten Grenzwertbereiche a), b) und c) werden alle Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes für $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ und $erf A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ erfüllt. Es müssen jedoch unterschiedliche Dehnungsverhältnisse zugrunde gelegt werden.
- Für die wirtschaftlichste Bemessung unter Einhaltung von $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ müssen rechnerisch folgende Dehnungen angenommen werden:

für Bereich a) $\varepsilon_m = - 2,14 \text{ ‰}$

$\varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$

für Bereich b) $\varepsilon_m = - 2,00 \text{ ‰}$

$\varepsilon_s = + 9,36 \text{ ‰}$

für Bereich c)

$$\varepsilon_m = - 0,43 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = + 2,00 \text{ ‰}$$

Für alle Grenzwertbereiche ergibt sich bei einer Druckzonenhöhe von 2,47 cm die wirtschaftlichste Bemessung. Bei gleicher Druckzonenhöhe ergibt sich zwangsläufig auch der gleiche Spannungsblock, die gleiche Druckkraft F_c in der Druckzone, der gleiche Hebelarm z und damit auch das gleiche aufnehmbare Bemessungsmoment. Dies führt des Weiteren zur gleichen erforderlichen Bewehrung A_s unabhängig von den Grenzwertbereichen.

Nach den hier zugrundegelegten Berechnungsansätzen, insbesondere unter der Annahme, dass als zulässige Druckspannung für den Spannungsblock grundsätzlich die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerkes bzw. des Füllbetons f_d anzusetzen ist und unter der Annahme, dass die Spannungslinie durch einen der Punkte A bzw. B (s. Bild 4.3-3) verlaufen muss, ist der zulässige Grenzwertbereich nach a), b) oder c) für die Bemessung ohne Bedeutung.

4.3.4.3 Vergleichsberechnungen zur Ermittlung der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes und nach tatsächlicher Spannungs-Dehnungs-Beziehung

- *Erläuterungen, Vorbemerkungen*

Es werden die Beispiele 1 und 2 mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen durchgerechnet. Im Einzelnen:

- a) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach den Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes
- b) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]
- c) Nachweis unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Es soll überprüft werden, ob die Berechnungsergebnisse annähernd übereinstimmen, insbesondere inwieweit die Ergebnisse nach den vereinfachten Berechnungen mittels Spannungsblock a) und b) gegenüber der genaueren Berechnung c) auf der sicheren Seite liegen. Gleichzeitig wird die Wirtschaftlichkeit der Ergebnisse untereinander verglichen.

- *Annahmen*

Beispiele 1 und 2, siehe Kapitel 4.3.2

Beispiel 1: Außenwand HLzW/LM 21
Lochstein (Gruppe 2b), SFK 6, Leichtmörtel M 5

Beispiel 2: Kelleraußenwand KSP 20/DM
Vollstein (Gruppe 1), SFK 20, Dünnbettmörtel M 10

Als zulässige Stahldehnung wird der in EC 6 [4.3/5] genannte Grenzwert angenommen:

$$\varepsilon_s \leq + 3,0 \text{ ‰}$$

Als zulässige Bruchdehnung des Mauerwerks wird angesetzt:

Beispiel 1: Hochlochziegel $\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$
(dreiecksförmige Spannungs-Dehnungs-Linie)

Beispiel 2: Kalksandvollsteine $\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$
(parabel-rechteckförmige Spannungs-Dehnungs-Linie)

(s. Kapitel 4.2.1, Tabelle 4.2/1 bzw. Kapitel 4.2.2, Tabelle 4.2/11)

- *Vorwerte, Nachweisgleichungen, siehe Kapitel 4.3.2, 4.3.3, 4.3.4.1*

- *Berechnungen*

Beispiel 1

Nach Berechnung EC 6, Redraft 9A [4.3/4] gemäß Forschungsbericht [4.3/1] beträgt für das auftretende Moment $M_{sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$ die erforderliche Bewehrung $\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ (s. Kapitel 4.3.2.1).

a) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach den Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes

Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2

für Hochlochziegel

$$\lambda = 0,667$$

(s. Bild 4.3 - 13)

$$\eta = 0,750$$

$$M_{Rd/Grenz} = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{mit } \beta = 0,201$$

1. Annahme

$$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{2,0}{3,0 + 2,0} = 0,400 \rightarrow x = 0,400 \cdot 0,14 = 0,056 \text{ m}$$

$$F_c = \lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_d = 0,667 \cdot 0,056 \cdot 1,00 \cdot 0,750 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 33,62 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - (0,5 \cdot 0,667 \cdot 0,056) = 0,1213 \text{ m} = 0,87 \cdot d < 0,95 \cdot d$$

$$M_{Rd} = 33,62 \cdot 0,1213 = 4,078 \text{ kNm/m}$$

$$< M_{Rd/Grenz} = 4,728 \text{ kNm/m} = 0,201 \cdot 1,00 \cdot 0,14^2 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3$$

$$\text{erf } A_s = \frac{4,078 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1213} \cdot 10^4 = \underline{0,773 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\Rightarrow \left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt, unwirtschaftliche Bemessung} \\ M_{Rd} = 4,078 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m} \\ \text{erf } A_s = 0,773 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ gemäß [4.3/1]} \end{array} \right\|$$

2. Annahme

Die wirtschaftlichste Bemessung ergibt sich unter der Annahme $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08$ kNm/m. Das zugehörige Dehnungsverhältnis ergibt sich zu:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z$$

$$3,08 = 0,667 \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_d \cdot (d - 0,5 \cdot 0,667 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$3,08 = 0,667 \cdot x \cdot 1,00 \cdot 0,750 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot (0,14 - 0,5 \cdot 0,667 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$\rightarrow 0 = x^2 - 0,4198x + 0,1538$$

$$\rightarrow 0,2099 \pm 0,1693 \quad \Rightarrow \underline{x = 0,0406 \text{ m}}$$

$$k_x = x/d = 0,0406/0,14 = 0,290$$

für $\varepsilon_s = +3,0 \text{ ‰}$

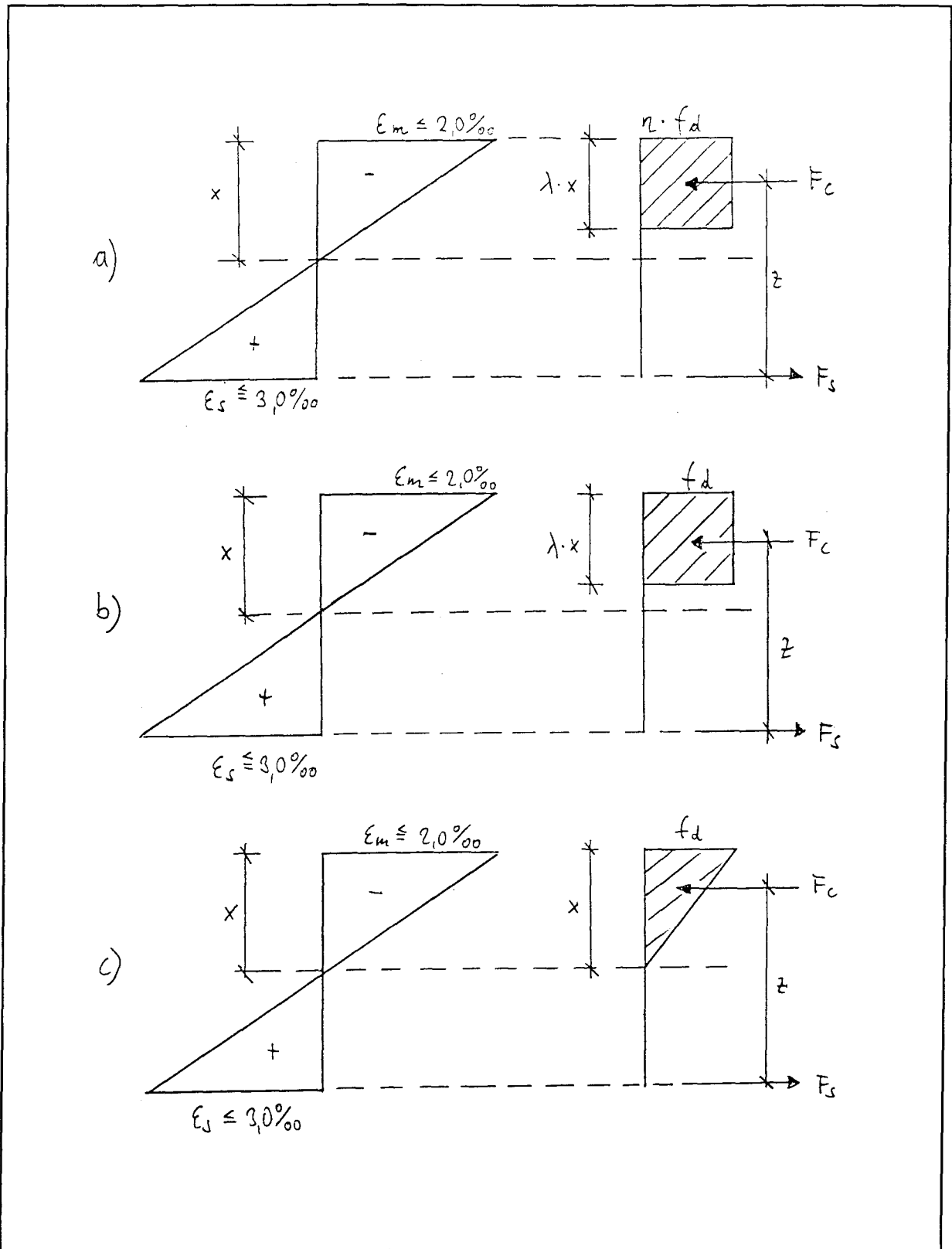


Bild 4.3-13: Systemskizzen Beispiel 1, Dehnungen, Spannungsverteilungen
a) Spannungsblock nach Kapitel 4.2.2
b) Spannungsblock nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]
c) tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Beziehung

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,290 \cdot \varepsilon_m + 0,290 \cdot 3,0 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$\rightarrow \varepsilon_m = \underline{-1,23 \text{ ‰}}$$

Damit

$$F_c = 0,667 \cdot 0,0406 \cdot 1,00 \cdot 0,750 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 24,372 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - (0,5 \cdot 0,667 \cdot 0,0406) = 0,1265 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 24,372 \cdot 0,1265 = \underline{3,083 \text{ kNm/m}} = M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{3,083 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1265} \cdot 10^4 = \underline{0,56 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

⇒

Nachweis erfüllt, wirtschaftlichste Bemessung
$M_{Rd} = M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$
$\text{erf } A_s = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cong \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ gemäß [4.3/1]
Für $\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_m = - 1,23 \text{ ‰}$
ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung nach a)

b) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]

Vorgaben gemäß [4.3/5]:

für Hochlochziegel

$\lambda = 0,8$ (Steingruppe 2)

(s. Bild 4.3-13)

$M_{Rd/\text{Grenz}} = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$

mit $\beta = 0,3$

1. Annahme

$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$ (wie unter Nachweis a) wirtschaftlichste Bemessung)

$\varepsilon_m = - 1,23 \text{ ‰}$

$$k_x = \frac{1,23}{3,0 + 1,23} = 0,2908 \rightarrow x = 0,2908 \cdot 0,14 = 0,0407 \text{ m}$$

$$F_c = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_d = 0,8 \cdot 0,0407 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 39,072 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - (0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0407) = 0,1237 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 39,072 \cdot 0,1237 = 4,833 \text{ kNm/m} > 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$< M_{Rd/Grenz} = 7,056 \text{ kNm/m} = 0,3 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 1,00 \cdot 0,14^2 \cdot 10^3$$

$$\text{erf } A_s = \frac{4,833 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1237} \cdot 10^4 = \underline{0,899 \text{ cm}^2/\text{m}} > 054 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ || Nachweis erfüllt, unwirtschaftlichere Bemessung
|| 67 % höhere Bewehrung bei gleichem Dehnungsverhältnis wie unter a) ||

2. Annahme

wie unter Nachweis a) wirtschaftlichste Bemessung für $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m}$
zugehöriges Dehnungsverhältnis:

$$3,08 = 0,8 \cdot x \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot (0,14 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$\rightarrow 0 = x^2 - 0,35x + 8,021 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow 0,175 \pm 0,1503 \quad \Rightarrow \underline{x = 0,0247 \text{ m}}$$

$$k_x = x/d = 0,0247/0,14 = 0,1764$$

$$\text{für } \varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,1764 \cdot \varepsilon_m + 0,1764 \cdot 3,0 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$\rightarrow \varepsilon_m = \underline{- 0,64 \text{ ‰}}$$

Damit

$$F_c = 0,8 \cdot 0,0247 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 23,71 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - (0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0247) = 0,130 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 23,71 \cdot 0,130 = 3,08 \text{ kNm/m} = M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{3,08 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,130} \cdot 10^4 = 0,545 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ $\left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt, } M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m} \\ \text{erf } A_s = 0,545 \text{ cm}^2/\text{m} \cong \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ gemäß [4.3/1]} \\ \text{Für } \varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰ und } \varepsilon_m = - 0,64 \text{ ‰} \\ \text{ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung nach b)} \end{array} \right\|$

c) Nachweis unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

1. Annahme

$$\begin{array}{l} \varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰} \\ \varepsilon_m = - 1,00 \text{ ‰} \end{array} \quad (\text{annähernd gleiches Dehnungsverhältnis wie unter Nachweis a) und b))$$

$$k_x = \frac{1,00}{1,00+3,0} = 0,25 \rightarrow x = 0,25 \cdot 0,14 = 0,035 \text{ m}$$

$$F_c = 0,5 \cdot x \cdot b \cdot f_d = 0,5 \cdot 0,035 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 21,0 \text{ kN/m}$$

$$z = d - 0,333 \cdot x = 0,14 - 0,333 \cdot 0,035 = 0,128 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 21,0 \cdot 0,128 = \underline{2,69 \text{ kNm/m}} < M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

⇒ $\left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis nicht erfüllt, mit dem Dehnungsverhältnis } \varepsilon_m/\varepsilon_s = -1,00/3,00 \text{ kann die} \\ \text{Wand nicht nachgewiesen werden, } M_{Sd} > M_{Rd} \end{array} \right\|$

2. Annahme

$$\begin{array}{l} \varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰} \\ \varepsilon_m = - 1,23 \text{ ‰} \end{array} \quad \text{wie unter Nachweis a)}$$

$$k_x = \frac{1,23}{1,23+3,0} = 0,2908 \rightarrow x = 0,14 \cdot 0,2908 = 0,0407 \text{ m}$$

$$F_c = 0,5 \cdot 0,0407 \cdot 100 \cdot \frac{2,04}{1,7} \cdot 10^3 = 24,42 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,14 - 0,333 \cdot 0,0407 = 0,1264 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 24,42 \cdot 0,1264 = 3,087 \text{ kNm/m} \cong M_{Sd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{3,087 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1264} \cdot 10^4 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ Nachweis erfüllt, $M_{Sd} \approx M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m}$
erf $A_s = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m} \approx \text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ gemäß [4.3/1]
Wie unter Nachweis a) ergibt sich für $\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_m = - 1,23 \text{ ‰}$ die wirtschaftlichste Bemessung. Die erforderliche Bewehrung liegt um ca. 4% höher als beim Nachweis a).

Beispiel 2

Nach Berechnung EC 6, Redraft 9A [4.3/4] gemäß Forschungsbericht [4.3/1] beträgt für das auftretende Moment $M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m}$ die erforderliche Bewehrung erf $A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ (s. Kapitel 4.3.2.2).

Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2

für Kalksandvollsteine
(s. Bild 4.3-14)

$$\lambda = 0,832$$

$$\eta = 0,973$$

$$M_{Rd/Grenz} = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{mit } \beta = 0,371$$

a) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach den Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes

1. Annahme

$$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{3,5}{3,0 + 3,5} = 0,5385 \rightarrow x = 0,5385 \cdot 0,12 = 0,065 \text{ m}$$

$$F_c = \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_d = 0,832 \cdot 0,065 \cdot 1,00 \cdot 0,937 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = 381,96 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,12 - (0,5 \cdot 0,832 \cdot 0,065) = 0,093 \text{ m} = 0,775 \cdot d < 0,95 \cdot d$$

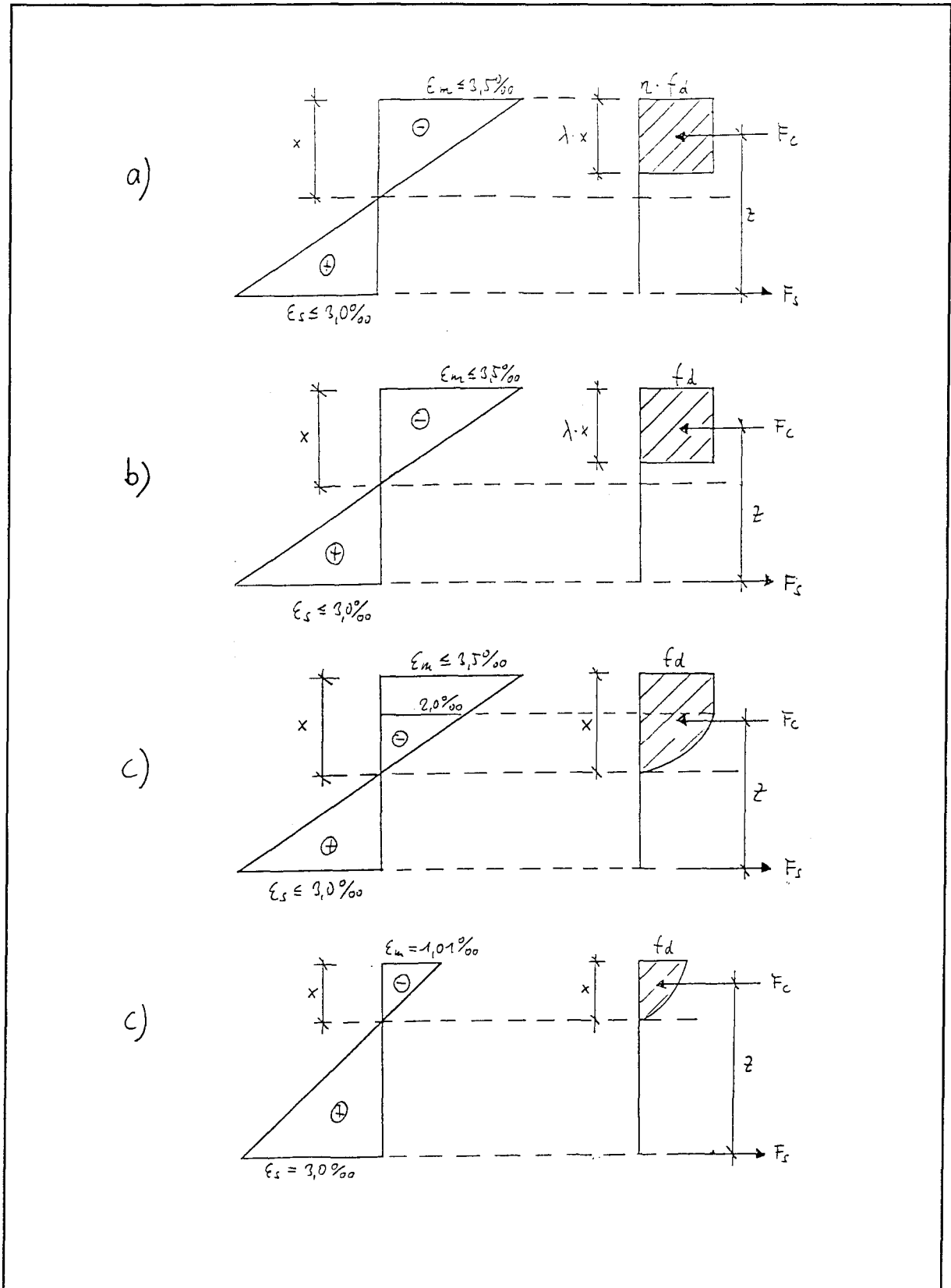


Bild 4.3-14: Systemskizzen Beispiel 2, Dehnungen, Spannungsverteilungen
 a) Spannungsblock nach Kapitel 4.2.2
 b) Spannungsblock nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]
 c) tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Beziehung

$$M_{Rd} = 381,96 \cdot 0,093 = 35,52 \text{ kNm/m}$$

$$< M_{Rd/Grenz} = 38,78 \text{ kNm/m} = 0,371 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 1,00 \cdot 0,12^2 \cdot 10^3$$

$$\text{erf } A_s = \frac{35,52 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,093} \cdot 10^4 = \underline{8,79 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\Rightarrow \left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt, unwirtschaftliche Bemessung} \\ M_{Rd} = 35,52 \text{ kNm/m} \gg M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m} \\ \text{erf } A_s = 8,79 \text{ cm}^2/\text{m} \gg \text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ gemäß [4.3/1]} \end{array} \right\|$$

2. Annahme

Die wirtschaftlichste Bemessung ergibt sich unter der Annahme

$M_{Sd} = M_{Rd} = 10,13 \text{ kNm/m}$. Das zugehörige Dehnungsverhältnis ergibt sich zu:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z$$

$$10,13 = 0,832 \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_d \cdot (d - 0,5 \cdot 0,832 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$10,13 = 0,832 \cdot x \cdot 1,00 \cdot 0,973 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot (0,12 - 0,5 \cdot 0,832 \cdot x) \cdot 10^3$$

$$\rightarrow 0 = x^2 - 0,2885 \cdot x + 4,144 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow 0,1443 \pm 0,1291 \quad \Rightarrow \underline{x = 0,0152 \text{ m}}$$

$$k_x = x/d = 0,0152/0,12 = 0,1267$$

für

$$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} = 0,1267 \cdot \varepsilon_m + 0,1267 \cdot 3,0 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$\rightarrow \varepsilon_m = \underline{-0,44 \text{ ‰}}$$

Damit

$$F_c = 0,832 \cdot 0,0152 \cdot 1,00 \cdot 0,973 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = 89,32 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,12 - (0,5 \cdot 0,832 \cdot 0,0152) = 0,114 \text{ m} = 0,95 \cdot d$$

$$M_{Rd} = 83,92 \cdot 0,114 = 10,18 \text{ kNm/m} \approx M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{10,18 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,114} \cdot 10^4 = \underline{2,05 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

⇒ || Nachweis erfüllt, wirtschaftlichste Bemessung ||
	$M_{Rd} \approx M_{Sd} = 10,18 \text{ kNm/m}$	
	erf $A_s = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ gemäß [4.3/1]	
	Für $\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_m = - 0,44 \text{ ‰}$	
	ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung nach a)	

b) Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5]

Vorgaben gemäß [4.3/5]:

für Kalksandvollsteine

$\lambda = 1,0$ (Steingruppe 1)

(siehe Bild 4.3-14)

$$M_{Rd/Grenz} = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

mit $\beta = 0,4$

1. Annahme

$$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

(wie unter Nachweis a) wirtschaftlichste Bemessung)

$$\varepsilon_m = - 0,44 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{0,44}{3,0 + 0,44} \cdot 0,1279 \rightarrow x = 0,1279 \cdot 0,12 = 0,0154 \text{ m}$$

$$F_c = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_d = 1,00 \cdot 0,0154 \cdot 1,00 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = \underline{111,79 \text{ kN/m} > 89,32 \text{ kNm}}$$

$$z = 0,12 - (0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,0154) = 0,112 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 111,79 \cdot 0,112 = \underline{12,55 \text{ kNm/m} > 10,13 \text{ kNm/m}}$$

$$< M_{Rd/Grenz} = 41,81 \text{ kNm/m} = 0,4 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 1,00 \cdot 0,12^2 \cdot 10^3$$

$$\text{erf } A_s = \frac{12,55 \cdot 1,15}{100 \cdot 10^3 \cdot 0,112} \cdot 10^4 = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m} > 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ || Nachweis erfüllt, unwirtschaftlichere Bemessung, 25% höhere Bewehrung bei ||
|| gleichem Dehnungsverhältnis wie unter a) ||

2. Annahme

wie unter Nachweis a): wirtschaftlichste Bemessung für $M_{Sd} = M_{Rd} = 10,13 \text{ kNm/m}$

zugehöriges Dehnungsverhältnis:

$$10,13 = 1,0 \cdot x \cdot 1,00 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot (0,12 - x) \cdot 10^3$$

$$\rightarrow 0 = x^2 - 0,24x + 2,792 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow 0,120 \pm 0,1077 \Rightarrow \underline{x = 0,0123 \text{ m}}$$

$$k_x = x/d = 0,0123/0,12 = 0,1025$$

für

$$\varepsilon_s = + 3,0 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_s} \rightarrow 0,1025 \cdot \varepsilon_m + 0,1025 \cdot 3,0 = 1,00 \cdot \varepsilon_m$$

$$\rightarrow \varepsilon_m = \underline{- 0,34 \text{ ‰}}$$

Damit

$$F_c = 1,00 \cdot 0,0123 \cdot 1,00 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = 89,28 \text{ kN/m}$$

$$z = 0,12 - (0,5 \cdot 1,00 \cdot 0,0123) = 0,114 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 89,28 \cdot 0,114 = 10,18 \text{ kNm/m} \approx M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{10,18 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,114} \cdot 10^4 = \underline{2,05 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt, } M_{Sd} \cong M_{Rd} = 10,18 \text{ kNm/m} \\ \text{erf } A_s = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m} \cong \text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ gemäß [4.3/1]} \\ \text{Für } \varepsilon_s = +3,0 \text{ ‰ und } \varepsilon_m = -0,34 \text{ ‰} \\ \text{ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung nach b)} \end{array} \right.$$

c) Nachweis unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs- Beziehung

1. Annahme

$$\begin{array}{l} \varepsilon_s = +3,0 \text{ ‰} \\ \varepsilon_m = -0,40 \text{ ‰} \end{array} \quad (\text{annähernd gleiches Dehnungsverhältnis, wie unter Nachweis a) und b))$$

$$k_x = \frac{0,40}{0,40 + 3,00} = 0,1177 \rightarrow x = 0,117 \cdot 0,12 = 0,0141 \text{ m}$$

$$k_a = (8 - \varepsilon_m) / [4 \cdot (6 - \varepsilon_m)] = (8 - 0,40) / [4 \cdot (6 - 0,4)] = 0,339$$

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x = 1 - 0,339 \cdot 0,1177 = 0,960$$

$$z = 0,960 \cdot 0,12 = 0,1152 \text{ m}$$

$$\alpha_R = \varepsilon_m \cdot (6 - \varepsilon_m) / 12 = 0,40 \cdot (6 - 0,40) / 12 = 0,187$$

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_d = 0,187 \cdot 0,0141 \cdot 1,00 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = 19,139 \text{ kN/m} \ll 89,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 19,139 \cdot 0,1152 = \underline{2,21 \text{ kNm/m}} \ll M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$(\text{erf } A_s = \frac{2,21 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1152} \cdot 10^4 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ gemäß [4.3/1]})$$

⇒ $\left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis nicht erfüllt, mit dem gemäß a) und b) gewählten Dehnungsverhältnis} \\ e_m/e_s = -0,40/3,0 \text{ kann die Wand nicht nachgewiesen werden, } M_{Sd} \gg M_{Rd} \end{array} \right\|$

2. Annahme

$$\varepsilon_s = +3,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_m = -1,01 \text{ ‰}$$

$$k_x = \frac{1,01}{1,01+3,00} = 0,2519 \rightarrow x = 0,2519 \cdot 0,12 = 0,0302 \text{ m}$$

$$k_a = (8 - 1,01)/[4 \cdot (6 - 1,01)] = 0,350$$

$$k_z = 1 - 0,2519 \cdot 0,350 = 0,912$$

$$z = 0,912 \cdot 0,12 = 0,1094 \text{ m}$$

$$\alpha_R = 1,01 \cdot (6 - 1,01)/12 = 0,420$$

$$F_c = 0,420 \cdot 0,0302 \cdot 1,00 \cdot \frac{12,34}{1,7} \cdot 10^3 = 92,071 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 92,071 \cdot 0,1094 = 10,08 \text{ kNm/m} \approx M_{Sd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{10,08 \cdot 1,15}{500 \cdot 10^3 \cdot 0,1094} \cdot 10^4 = 2,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ $\left\| \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt, } M_{Sd} \cong M_{Rd} = 10,13 \text{ kNm/m} \\ \text{erf } A_s = 2,12 \text{ cm}^2/\text{m} \approx \text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Für } \varepsilon_s = +3,0 \text{ ‰ und } \varepsilon_m = 1,01 \text{ ‰ ergibt sich die wirtschaftlichste Bemessung nach} \\ \text{c). Die erforderliche Bewehrung liegt um ca. 4 \% höher als bei den Nachweisen a)} \\ \text{und b)} \end{array} \right\|$

-- Ergebnisse

Die Beispiele 1 und 2 (s. Kapitel 4.3.2 des Forschungsberichtes) wurden mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen durchgerechnet:

- a) Rechteckiger Spannungsblock nach den Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes.
- b) Rechteckiger Spannungsblock nach EC 6, Stage 34 draft [4-3/5]
- c) Tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Der Bemessung wurden unterschiedliche Dehnungsverhältnisse $\varepsilon_m/\varepsilon_s$ zugrunde gelegt. Die wirtschaftlichste Bemessung ergibt sich, wenn das auftretende Moment vom zulässigen aufnehmbaren Moment gerade noch eingehalten wird ($M_{Sd} = M_{Rd}$).

Als Ergebnis ist festzuhalten:

- Unabhängig von den Berechnungsansätzen lassen sich die Wandquerschnitte unter Einhaltung von $M_{Sd} = M_{Rd}$ bei gleicher Wirtschaftlichkeit nachweisen. Es müssen jedoch unterschiedliche Dehnungsverhältnisse zugrunde gelegt werden.

Beispiel 1: HLzw 6/LM 21

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Nachweis a) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,23/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis b) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,64/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis c) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,23/3,00 \text{ ‰}$$

Beispiel 2: KSP 20/DM

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Nachweis a) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,44/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis b) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,34/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis c) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,01/3,00 \text{ ‰}$$

Die Ergebnisse der Nachweise unter Annahme des Spannungsblockes a) und b) entsprechen den Ergebnissen unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung c).

- Die Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} nach Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichte und EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] weichen in Beispiel 1 "Hochlochziegel" erheblich von einander ab.

$$M_{Rd/Grenz} = \beta \cdot b \cdot d^2 \cdot f_d$$

$$\text{Nachweis a) } M_{Rd/Grenz} = 4,73 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Nachweis b) } M_{Rd/Grenz} = 7,06 \text{ kNm/m}$$

Entsprechend dem Faktor β beträgt die Abweichung $0,300/0,201 = 49 \%$. Gegenüber den Untersuchungen nach Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes ergeben sich somit nach EC 6, Stage 34 draft [4.3/5] zu hohe aufnehmbare Momente.

Für Leichtbetonsteine ergeben sich noch größere Abweichungen .

$$\text{Nach Kapitel 4.2.2: } \beta = 0,157$$

$$\text{Nach [4.3/5]: } \beta = 0,3$$

$$\text{Abweichung: } 0,300/0,157 = 91 \%$$

**4.4 Deutsche Stellungnahme vom September 2002 zur ENV 1996-1-1:
Stage 34 draft, Mai 2002**

German comments on stage 34 draft of prEN 1996-1-1, May 2002

September 2002

Clause	Country	Comment	Note
General	GER	It must be guaranteed that the part 1-1 and part 3 will be introduced as one package.	We know, that the SC 6 took that decision, but some papers from CEN did not take it into account.
1.5.5, paragraph (3)P	GER	<p>Thin layer masonry mortar</p> <p>The wording says, that it is a limited aggregate size mortar; not only a thin layer mortar. Nothing is said about the limits. E.g. if the prescribed size of the aggregate is 5 mm you will get a joint of 10 to 12 mm. The wording is nonsense.</p> <p>There should be added the upper limit of the aggregate sizes and/or of the joint or should related to standard joints.</p> <p>At least the following note should be added:</p> <p>Note:</p> <p>Requirements concerning the mortar joint thickness are given in 3.6.1.2(1) and 8.1.5.</p>	
1.5.9, additional paragraph (7)	GER	<p>Mortar joint's</p> <p>Because the definitions are located in the code before the design chapters and the further explanation of the limits of the joint thickness follows at the chapter about execution, it is necessary to include a reference to chapter 8.1.5. Please add the following note:</p> <p>Note: Technical requirements concerning the execution are given in 8.1.5.</p>	

- 4.4/2 -

Clause	Country	Comment	Note
3.1.1	GER	<p>Table 3.1 Geometrical requirements for grouping of Masonry Units</p>	<p>There exist some different points of view between the German Institute for Building Technique and the industry. Some changes can become necessary if the problems are solved. They can be presented at the meeting in December.</p>
3.6.1.2	GER	<p>Characteristic compressive strength of masonry other than shell bedded masonry</p> <p>1) The text in the first paragraph after "...masonry made with thin layer mortar" should be changed as follows: "with a thickness of mortar joints not less than 1 mm nor more than 3 mm.</p> <p>2) GENERAL DEMAND FOR CHANGE OF THE FORMULAE</p> <p>The results of the comprehensive research work on compressive strengths of masonry carried out in Germany in recent time, especially during the comparison with Austria, showed that it is not possible to fit the test data with a formula consisting of exponential members with fixed exponents. In dependence of the unit-mortar-combination there exist different curvatures of the functions describing the relation of lower masonry strength to the normalised compressive strength of the units. The earlier published results of evaluation of compression tests by curves with the best fit lead to formulae with free exponents and K-values. The industry, especially the clay industry demands strongly for the introduction of such a solution, because otherwise it will loose more than 2/3 of it's share at the market.</p> <p>All the latest evaluations of existing data on the basis of statistical methods underlined the above cognition. That's why Germany demanded emphatically formulae for the compressive strengths of masonry with free exponents and K-values as follows:</p>	

Clause	Country	Comment	Note
		$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$ <p>for general purpose mortar and lightweight mortar and</p> $f_k = K \cdot f_b^\alpha$ <p>for thin layer mortar,</p> <p>where K, α and β are given in the national annex.</p>	
3.6.2	GER	<p>Characteristic shear strengths of masonry</p> <ul style="list-style-type: none"> The formulation at the end of paragraph 3 should be improved in such a way that beside a value for f_{vit} also a formula is allowed. <p>Alternative proposal: <i>...,and the value or the formula of f_{vit} if that option is chosen,...</i></p> <ul style="list-style-type: none"> The clause(6) in the years with it in a shirt sheer strengths. <i>That's why and the third line the word initial should be inserted below "shear".</i> 	In Germany it is usual to apply a formula for the limit of the failure of the unit's under tension.
3.6.3	GER	<p>Characteristic flexural strength of masonry</p> <p>In the note 3 under paragraph 3 for aerated concrete units is given the dependence of the values f_{xk1} and f_{xk2} on the normalised compressive strength of the units but in the table for the values of the characteristic flexural strength are printed values in the line for autoclaved aerated concrete material, which can be higher than the values calculated by the above formula. <i>The German proposal is: To write the formulae in the boxes for autoclaved aerated concrete units and thin layer mortar.</i></p>	
5.2 clause (2)	GER	Structural behaviour in accidental situations (other than earthquakes and fire)	

Clause	Country	Comment	Note
(2)		<p>There should be in a new line after... load bearing members in turn, new line</p> <p>-use of the tying system;</p>	These are two different methods!
6.1.3	GER	<p>Reductions factor for slenderness and eccentricity</p> <ul style="list-style-type: none"> • The application of the value $E= 1000 \cdot f_k$ is for masonry made by some types of units is very risky. It leads to an overestimation of the load bearing capacity which cannot be covered by the safety factor. We propose to use the relationship $E=700 \cdot f_k$. (see enclosure 1) • It should be very helpful for the introduction of latest findings of the research work on masonry buckling if the detailed formula and the diagram for the reduction factor should be given as an informative annex. The current solution overestimates the load bearing capacity, especially when the real stress-strain-relationship of the material is considered, as well as the influence of higher eccentricities on the load being capacity. In Germany there will be used in the future a description of the load bearing performance which is closer to the reality and does not contain such a high safety risk like the solution of Eurocode 6. • <i>Print the explanation of e_{hm} in the same size like above.</i> • (ii) the graph for the reduction factor vs slenderness ratio <p><i>Please change the m_k of the eccentricity e_{mk} over the thickness t into an index.</i></p> <p><i>Enclosed you will find the file of the new figure.</i></p> <p>See enclosure 1 and 2.</p>	<p>A detailed explanation is given as enclosure 1.</p> <p>Editorial</p> <p>Editorial</p>

Clause	Country	Comment	Note
6.5.2 equation (6.35)	GER	<p>Verification of reinforced masonry members subjected to bending and/or axial loading</p> <p>We apply for the indices in general small letters, except for the resistance (R) and for the internal forces (S).</p> <p><i>The index for additional...A should be changed into a small letter.</i></p> <p><i>The index for design...D should be changed into the small letter too.</i></p>	Editorial
6.6.3 Eq. (6.53)	GER	<p>Verification of reinforced masonry subjected to shear loading</p> <p>The factor on the right side must be 0,30.</p> $V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq \underline{0,23} \cdot f_d \cdot b \cdot d$	Explanation see enclosure 3.
8.1.4.1 figure 8.1	GER	<p>Manufactured units</p> <p>The clause (..) deals with the overlap of masonry units.</p> <p>The latest check of GRAUPNER and SIMON shows that the assumed load bearing capacity is only guaranteed if the overlap of $0.4 \cdot h_u$ is given.</p> <p>The determination of the value for the overlap should be corrected to:</p> <p><i>Overlap $\geq 0.4 \cdot h_u$ for all sizes of units (The formula in chapter 3.6.2 are only valid for that measure of overlap).</i></p> <p>If necessary an advice can be given as a note on how to deal with the problem in case of a value of overlap lower than $0.4 \cdot h_u$. Other measures of overlap should be considered in the</p>	Both authors checked the validation of the shear formulae under consideration of large size units. An explanation is given in enclosure 4.

Clause	Country	Comment	Note
		calculation of the shear strength.	
Annex C.	GER	<p>C. 1 A simplified method for calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls</p> <ul style="list-style-type: none"> • The use of indices is in the definition of n, E, I <i>It is recommended to use only one index i for the numbering of members.</i> • <i>Please introduce after members a comma.</i> • Clause (3) The condition has been lost, that the reduction of the bending moment by the factor k is only possible if a limit of compression exists. After the full stop should be added: <i>..., provided that the design vertical stress acting at the junction is greater of than 0.25 N/mm² when averaged across the thickness of the wall.</i> • Paragraph (4) At that place also should be added the above condition: Insert after the comma: <i>..., or the design vertical stress is 0.25 N/mm² or less, the design...</i> • Paragraph (5) calculation of the eccentricity in case of $e > 0,4 \cdot t$ There is missing the necessary limiting of the minimum bearing depth according to the agreement in the PT1 (February 2002) Proposal: ..., not taken to be more than <i>the minimum of 0.2 times the wall thickness or 4 cm</i>, at the face of the wall, ... • Alternative proposal for the above problem: Paragraph (4): If the eccentricity calculated in accordance with paragraph (2) above is greater than 0.45 times the thickness of the wall, or the design vertical stress is 0.25 N/mm² or less, then the design may be based on paragraph (5). 	<p>It is not necessary to combine the values of n_i, E_n, I_j</p> <p>Editorial</p> <p>For thick walls like the ones used in Germany there exists a safety risk in case of having a high eccentricity and a low strength of material. That's why it is necessary to limit the minimum bearing depth.</p> <p>The problem to prescribe an absolute value for the minimum bearing depth can be avoided by increasing the limit for the eccentricity to 0.45·t and the following reduction of the bearing...</p>

Clause	Country	Comment	Note
		<p>Paragraph (5):The eccentricity of loading to be used in design may be based on the load being assessed by the minimum required bearing depth, not taken to be more than 0.1 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material (see figure C.2); this will be appropriate, particularly, at a roof.</p>	<p>following reduction of the bearing depth to 0.1·t. In that case there would not be any safety risk..</p> <p>For further explanations see enclosure 5.</p>

[1]

- 4.4/8 -

Enclosures

Annex 1

1 Explanation of the risk by using the value $E=1000 \cdot f_k$ for the buckling verification

1.1 Basis for a critical assessment of the verification for buckling

The research project of the German DIBt concerning security risks by the buckling verification based on EC 6 led to the following essential outcomes and conclusions, which in our opinion should be taken into consideration for the future work on the standardisation:

1. The evaluation of the ultimate load, based on the stress block assumption leads to an essential simplification of the verification, because no distinction is made between the cracked and the uncracked state of the cross section.
This is in fact a practical engineering simplification, which can be only used in connection with the dimensioning.
2. The stress block assumption leads in general to safety risks, because a material failure with full plastification of the cross section can not be proven for masonry. The material behaviour of masonry can be
 - a. linear elastic
 - b. nonlinear brittle
 - c. nonlinear ductilebut not ideally plastic.
3. In some cases the ultimate loads under eccentric loading obtained experimentally are higher than the theoretical predictions, based on the exclusion of the tensile strength of the bed joints. This is mostly the case for thin layer mortars and for masonry made of hollow bricks.
4. The taking into account of the line of action of the stress resultant, obtained on the basis of a realistic stress-strain-function leads to lower ultimate loads, than those accounted for in EC 6.
5. The use of the initial tangent modulus leads to the overestimation of the load bearing capacity. The consideration of the actual slope of the strain function, depending on the members' coordinate z leads to lower loads, than those obtained with the initial modulus.

The consequences concerning the buckling verification will be considered below.

1.2 Current Formulation

The elastic modulus is assumed to be

$$(1) \quad E/f_k = 1000$$

(see [4] in general 3.7.2 at page 46 or 6.1.3 for buckling, clause (1), (ii), Note)

The reduction factor, due to buckling is determined in the middle of the wall height based on equation (1) from

$$(2) \quad \Phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$(3) \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$$

In Annex E, E.1, clause (3) formulae considering the actual modulus of elasticity are given depending on the type of masonry.

$$(4) \quad u = \frac{? - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$(5) \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

1.3 Critical Comments

1.3.1 Starting point

During the final revision of the draft to EC 6 Germany examined the question of the calculation of the load capacity under influence of the buckling behaviour.

On the basis of the results explained in 1.1 the influence of the elasticity modulus was examined. The assessment equation (2) and (3) has to be adapted.

1.3.2 E-modulus

The term with the decisive importance is the modulus of elasticity. The current assumption in EC 6

$$(6) \quad E = 1000 \cdot f_k$$

is definitely too high. This involves a security risk.

Considering that internal forces are calculated with mean values as well as the fact, that a rough average of the materials in use by the different masonry types has to be built, the following value has to be used instead:

$$(7) \quad E=700 \cdot f_k$$

The recommended values in particular for masonry are (as results of the research project [1]):

$$\text{Clay} \quad E/f_k \approx 750$$

$$\text{CS} \quad E/f_k \approx 500$$

$$\text{AAC} \quad E/f_k \approx 625$$

$$\text{AC} \quad E/f_k \approx 1375$$

The security risks arising from the use of $E/f_k \approx 1000$ are not justifiable. They lead to a reduction of the global safety to the value of 1 and less. This fact was confirmed by a re-evaluation of the tests carried out by Hirsch.

1.3.3 Provision for the actual material failure

The consideration of the real material failure concretely of unit and mortar leads to an unmanageable mix of formulas. The fullness ratio or respectively $\alpha_0/2 \cdot k_a$ and the ultimate strain ϵ_B have to be considered too.

α_0 ... fullness ratio of the stress-strain function in analogy with reinforced concrete

k_a ... the ratio of the line of action of the stress resultant with regard to the compressed edge

The problem arises again that a distinction between the cracked and uncracked state has to be made, whereas the crossover limit value is

$$(8) \quad \left(\frac{e}{d} \right)_{\text{limit}} = \frac{1}{2} - k_a$$

An explicit solution with one formula describing the behaviour of the eccentric load can not be found.

Assuming like in EC 6 of a basic, i.e. including an accidental, eccentricity also for the case of slenderness = 0, the fact can be approximately presented in the following way:

$$(9) \quad \Phi = 1,11 \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{d} \right),$$

because for $e/d=0,05$ the load bearing capacity is reduced to about

$$(10) \quad \Phi = \frac{\alpha_0}{2 \cdot k_a}$$

This is valid only for the generally used unit-mortar-combinations with their corresponding stress-strain functions, whereas the following limitation has to be made:

$$(11) \quad \frac{\alpha_0}{2 \cdot k_a} < 0,9$$

Taking into consideration the experimental evidence about the values of $\alpha_0/2 \cdot k_a$, the following formulation should be made:

$$(12) \quad \Phi = \xi \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{d} \right)$$

with

$$\xi = 1,0 \quad \text{for Clay, AAC, CS and thin layer mortar, general purpose mortar M 2,5 - M 10,0 and lightweight mortar}$$

respectively

$$\xi = 0,9 \quad \text{for CS and general purpose mortar M 1,0 - M 2,5}$$

An experimental examination of the issue for the case of small eccentricities has not been carried out. A check-up was made merely for large eccentricities. It leads to the following outcome:

In the case of masonry with a linear or nonlinear-brittle behaviour a reduction should theoretically be undertaken, which can experimentally be registered for CS with general purpose mortar M 1,0 - M 2,5 only. This can be presumptively due to some residual stresses in tension, which however can not be verified.

Based on the fact, that CS with general purpose mortar M 1,0 are not used for new buildings any more, and consequently a risk exists for CS with general purpose mortar M 2,5 only, the solution can be accepted as

$$(13) \quad \Phi = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{d} \right)$$

and everything could remain unchanged, the way it currently is.

1.4 Modification Proposal

The necessary modification would then be limited only to the modulus of elasticity.

1.4.1 Adaptation to $E/f_k=700$

$$(14) \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

For $E = 700 f_k$ there follows

$$(15) \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{700}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

Eq. (3) changes then to

$$(16) \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,667}{19,314 - 30,955 \frac{e_{mk}}{t}}$$

and after the rounding off of the term respectively to

$$(17) \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19 - 31 \frac{e_{mk}}{t}}$$

1.4.2 Recommendation for the Modification

Replacing of Eq. (2) and (3) with the Equation (2) is formally not influenced by the changes due to the modulus of elasticity.

Only Equation (3) has to be changed into

$$(18) \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (\text{for } E = 700 f_k)$$

In the case of consideration of the actual ratio value of E/f_k of the specific type of masonry the reduction factor Φ_m can be obtained from Eq. (2) with

$$(19) \quad u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

and

$$(20) \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

1.5 References

- [1] Jäger, W.; Pflücke, T. u.a.: Forschungsbericht: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs- Dehnungs-Beziehung. Erarbeitet i.A. des DIBt Berlin. TU Dresden Juni 2002.

Annex 2

2 Diagram and table of the function for the reduction factor Φ_m

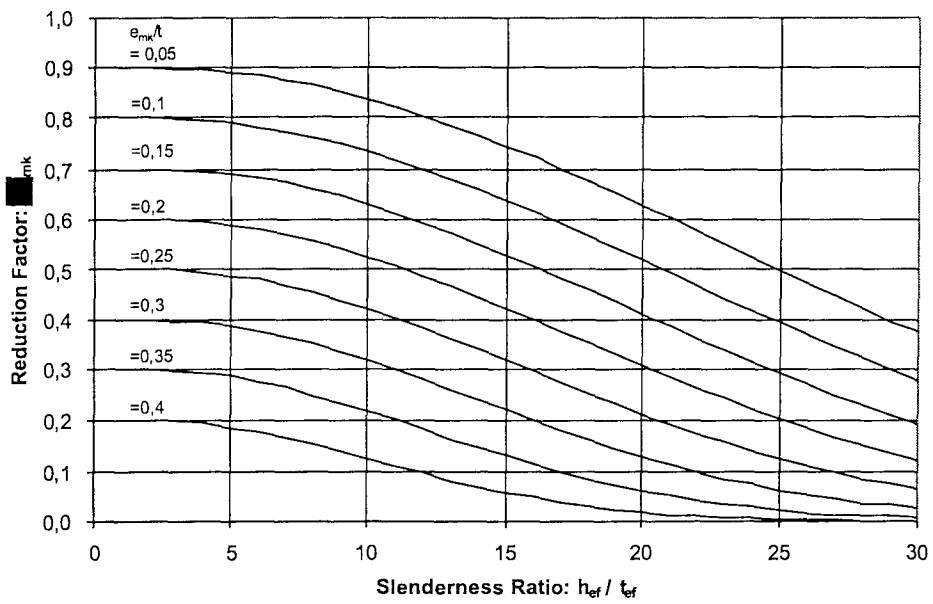


Figure 1 new Figure 6.2: Value of Φ_{mk} against slenderness ratio for different eccentricities and for $E = 1000 f_k$, (editorial improved)

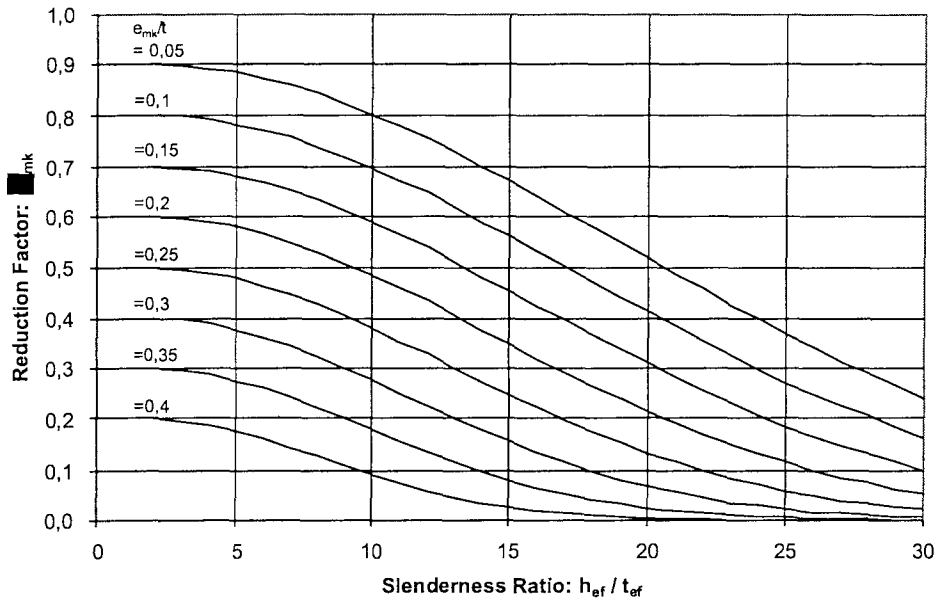


Figure 2 new Figure 6.2: Value of Φ_{mk} against slenderness ratio for different eccentricities and for $E = 700 f_k$, (for the case of adoption of the $700 f_k$)

Figure 3 Table E1: Reduction factor, Φ_{mk} , for $E = 700 f_k$ (for the case of adoption of the $700 f_k$)

Slenderness ratio h_{ef} / t_{ef}	Eccentricity e_{mk}							
	0,05 t	0,10 t	0,15 t	0,20 t	0,25 t	0,3 t	0,35 t	0,40 t
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
1	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
2	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
3	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
4	0,89	0,79	0,69	0,59	0,49	0,39	0,29	0,19
5	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,38	0,28	0,18
6	0,87	0,77	0,67	0,57	0,46	0,36	0,26	0,16
7	0,86	0,76	0,65	0,55	0,45	0,34	0,24	0,14
8	0,84	0,74	0,64	0,53	0,43	0,32	0,22	0,13
9	0,82	0,72	0,61	0,51	0,40	0,30	0,20	0,11
10	0,80	0,70	0,59	0,49	0,38	0,28	0,18	0,09
11	0,78	0,67	0,57	0,46	0,35	0,25	0,16	0,07
12	0,76	0,65	0,54	0,43	0,33	0,23	0,13	0,06
13	0,73	0,62	0,51	0,41	0,30	0,20	0,11	0,05
14	0,70	0,59	0,48	0,38	0,27	0,18	0,10	0,03
15	0,67	0,56	0,45	0,35	0,25	0,16	0,08	0,03
16	0,64	0,53	0,43	0,32	0,22	0,13	0,06	0,02
17	0,61	0,50	0,40	0,29	0,20	0,11	0,05	0,01
18	0,58	0,47	0,37	0,27	0,17	0,10	0,04	0,01
19	0,55	0,44	0,34	0,24	0,15	0,08	0,03	0,01
20	0,52	0,41	0,31	0,22	0,13	0,07	0,02	0,00
21	0,49	0,38	0,28	0,19	0,11	0,05	0,02	0,00
22	0,46	0,35	0,26	0,17	0,10	0,04	0,01	0,00
23	0,43	0,33	0,23	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00
24	0,40	0,30	0,21	0,13	0,07	0,03	0,01	0,00
25	0,37	0,27	0,19	0,11	0,06	0,02	0,00	0,00
26	0,34	0,25	0,17	0,10	0,05	0,02	0,00	0,00
27	0,31	0,22	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00	0,00
28	0,29	0,20	0,13	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00
29	0,26	0,18	0,11	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00
30	0,24	0,16	0,10	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00

Annex 3

3 Explanation of the background of the factor 0,3 in the formula for the check of shear resistance of reinforced masonry members

The check of the formula (6.53) was carried out in accordance to EC 2. The same procedure was used.

The eq. acc. to the stage 34 draft is

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} = 0,30 f_d b d$$

The definitions compared with EC 2 are

$$V_{Rd1} \rightarrow V_{Rdm}$$

$$V_{Rd2} \rightarrow V_{Rd,sy}$$

The condition is

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq V_{sd}; \quad V_{sd} \leq V_{Rd,max}$$

Verification of the diagonal compressed strut

$$\text{EC 2: } V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \alpha}$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow \cot 45^\circ = 1$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot 90^\circ = 0$$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \rightarrow v = 0,5$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{1+0}{2}$$

$$= 0,225 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \approx 0,23 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad \text{q.e.d.}$$

Annex 4

4 Explanation of the necessary requirement of $0.4 \cdot h_u$ for the overlap

(German Comment to EC 6 – Stage 34 chapter 8.1.4.1 (figure 8.1))

At the Institute of Concrete and Concrete Structures at University of Technology in Darmstadt research work has been done on the shear strength of masonry, especially for masonry with big units of a height greater than 250 mm. Studies show that the shear resistance is influenced by the overlap of the masonry units.

The present research work in Darmstadt was initiated by the changes in masonry construction especially due to the trend of using big sized masonry units. With the current German standard (DIN 1053-1) the overlap is limited to 0.4 times the height of the units which reduces the use of big sized units with a smaller overlap. The limitation is based on the studies carried out by Prof. Mann in the 1970th. At that time the masonry units were small and the overlap was half the length of the unit. The ratio between overlap (o) and height of the unit (h_u) was $o/h_u = 1,0$.

The present research in Darmstadt is based on Prof. Mann's theory. The latest results enable us to analyse the influence of different overlap ratios to the shear resistance f_{vk} of masonry. The complex equations can be simplified in relation to EC 6:

- equation 3.3 in EC 6, 3.6.2:
$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_D \quad (1)$$

- simplified equation with the influence of the overlap ratio:
$$f_{vk} = (a \cdot f_{vko} + 0,65 \cdot \sigma_D) \cdot \frac{1}{1 + 0,6 \cdot \frac{h_u}{o}} \quad (2)$$

a factor depends on the exact determination of f_{vko}
(to compare the new equation with EC 6 $a=1,6$;
our latest research shows that $a=1,2$)

h_u height of masonry unit

o overlap

Figure 1 shows the influence of the overlap ratio to the shear resistance. The resistance f_{vk} of EC 6 is only valid for an overlap of 1,0 times the height (h_u). For overlaps greater than 0,4 times the height (h_u) the influence to the shear strength of the masonry can be neglected because the effect is not too dominant. For masonry with overlaps between 0,2 and 0,4 times the unit height the effect cannot be neglected as it is done in the existing EC 6. If calculation methods for shear resistance (equation 3.3 in EC 6) do not take into account the overlap its validity has to be limited to an minimal overlap of 0,4 times the unit height. For smaller overlaps equation 2 determines the realistic shear resistance considering the influence of the overlap ratio.

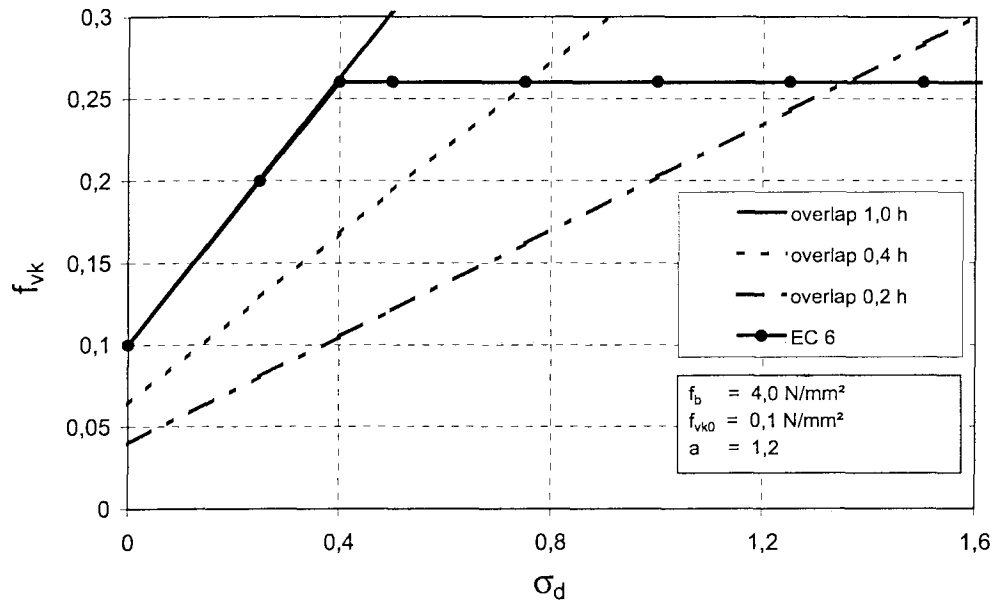


Fig. 1: Shear resistance f_{vk} of masonry for different overlaps

Annex 5

5 Explanation for the necessity of limiting the minimum bearing depth in connection with the stress block (annexe C, C.1, clause (5))

5.1 Starting point

Problems and unclarities appeared by the application and interpretation of the ENV 1996-1-1 [2], which have to be cleared out in the final version of EN 1996-1-1. On the one hand they originate from the verbal formulation, but on the other hand a security risk can possibly arise during the application.

5.1.1 Wording of the ENV 1996-1-1, Stage 34 Draft of May 2002

C.1, (5) The eccentricity of loading to be used in design may be based on the load being resisted by the minimum required bearing depth, not taken to be more than 0,2 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material (see figure C.2); this will be appropriate, particularly, at a roof.

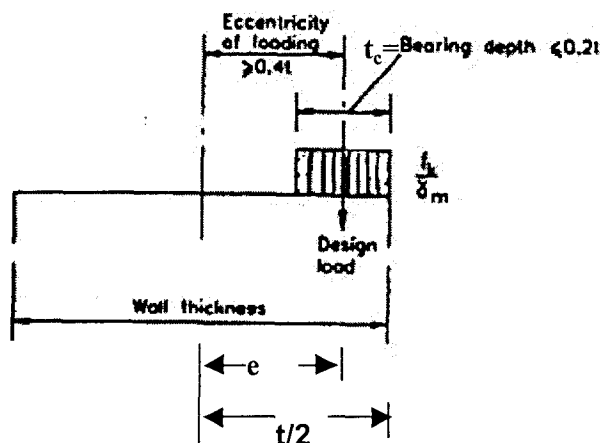


Figure 4 Figure C.2 from prEN 1996-1-1, Stage 34 Draft

What is the meaning of the above clause. In the following the meaning step by step will be looked through.

- The eccentricity of loading to be used in design may be based on the load being resisted by the minimum required bearing depth, not taken to be more than 0,2 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material, ...

b. This means, strictly speaking that the reference is taken from the wall face

• **Case A: $0,4 < e < t/2$**

c. If we have a wall of thickness $t = 20\text{cm}$ with a compressed depth of 2cm ($= 0,1 \cdot t$, i.e. an eccentricity of $0,45 \cdot t$), then the design load and the eccentricity are calculated in accordance with the above wording of clause (5) as follows.

$$(21) \quad N_{S,d} \equiv t_c \cdot f_d \Rightarrow t_c = N_{S,d} / f_d \quad e = t/2 - t_c/2 \Rightarrow N_{R,d} = t_c \cdot f_d$$

and every time the verification of the load bearing resistance is fulfilled because $N_{S,d} = N_{R,d}$.

d. We come to the same result if we use the formula

$$(22) \quad N_{R,d} = \Phi_{o,u} \cdot t \cdot f_d$$

$$\text{with } \Phi_{o,u} = (1 - 2 e/t)$$

$$N_{R,d} = (1 - 2 e/t) \cdot t \cdot f_d = (1 - (t/2 - t_c/2)) \cdot t \cdot f_d = t_c \cdot f_d$$

or otherwise in the special case of $e > 0,45 t$

$$(23) \quad = 2 \cdot (0,5 \cdot t - 0,45 \cdot t) \cdot f_d = 2 \cdot 0,05 \cdot t \cdot f_d = 0,1 \cdot t \cdot f_d \equiv (1 - 2 e/t) = (1 - 2 \cdot 0,45) \cdot t \cdot f_d = 0,1 \cdot t \cdot f_d$$

e. If with the same wall the eccentricity should be $e = 0,41 \cdot t = 8,2 \text{ cm}$, then we obtain a bearing depth of $2 \cdot (t/2 - e) = 2 \cdot (0,5 \cdot t - 0,41 \cdot t) = 2 \cdot 0,08 \cdot t = 0,16 \cdot t = 3,2 \text{ cm}$.

f. This means, that as long as $e \geq 0,4 \cdot t$, the effective width t_c remains smaller than or equal to $0,2 \cdot t$.

g. Strictly speaking this text implies that eccentricity and design load within the range $0,4 \cdot t \leq e < t$ have to be determined with the stress block, which is valid for an calculated eccentricity with an effective width of $t_c = 2 \cdot (t/2 - e)$.

h. The text hence contains either a loop reference, or implies a reduction for the case that the line of action of the resultant load lies beyond the cross section. The concrete specification what a minimal „bearing depth“ means is however missing, as well as how much it should be.

i. The limit for the width of the stress-block set with the requirement $t_c \leq 0,2 \cdot t$ automatically results from the validity limit of paragraph (5) (s. par. (4)), namely when

$$(24) \quad e \geq 0,4 \cdot t. \text{ (and } e < t/2)$$

The formulation in ENV 1996-1-1 means strictly speaking nothing else than

$$(25) \quad N_{R,d} = \Phi_{o,u} \cdot t \cdot f_d$$

with

$$(26) \quad \Phi_{o,u} = 1 - 2 \cdot e/t$$

We compare to that end eq. (23) and eq. (26) :

$$(27) \quad N_{R,d} = 2 \cdot (t/2 - e) \cdot f_d = (t - 2 \cdot e) \cdot f_d = (1 - 2 \cdot e/t) \cdot t \cdot f_d = \Phi_{o,u} \cdot t \cdot f_d \quad \text{q.e.d.}$$

It becomes thus obvious that the whole passage is unnecessary, as is substance is already covered by eq. (25) and (26) .

- **Case B: $e > 0,5 t$**

Theoretically this case can not happen , but sometimes such results occur. It shows that we made a mistake in the modeling of the wall-floor-junction. We did not consider the limits of fixity in case of low vertical loads and also the geometrical limits of rotation of the floor slab as well as the self-correction-effect.

We know that, and correct our model and calculations:

- a) The acting design load will be beared by a stress block with the minimum bearing depth and the design strength of the material. That is the "model correction".

$$(28) \quad N_{S,d} \leq N_{R,d} = t_c^{\min} \cdot f_d$$

t_c^{\min} depends on the material combination and has an amount of 1,5...3 cm. The value is not depending on the eccentricity.

- b) Following the "model correction" there should be corrected the distribution of the bending moments along the wall height.

$$(29) \quad e^{\text{cal}} = t/2 - t_c^{\min} / 2 = M/N$$

$$(30) \quad \rightarrow M_{o,u} = e_{o,u}^{\text{cal}} \cdot N_{o,u}$$

The line of action of the resultant will artificially be retrieved within the cross section. In case of low strength units and thick walls the wording of the original clause (5) leads to an overestimation of the load bearing capacity. How to deal with t_c (especially t_c^{\min}) in case of $e > 0,5 t$ not being prescribed. It means that we use the procedure given by the wording according to equations (14)

$$(31) \quad t_c = N_{S,d} / f_d$$

It can occur that

$$(32) \quad t_c > t_c^{\min}$$

which is physically nonsense because the rotation of the slab determines the bearing depth of the support. Whenever

$$(33) \quad e > t/2 \quad \text{there is to be applied } t_c = t_c^{\min}$$

If

$$(34) \quad N_{S,d} > N_{R,d} = t_c^{\min} f_d$$

then the determination of the actual bearing depth t_c by formula (p) can be applied.

$$(35) \quad t_c = N_{S,d} / f_d \leq 0,2 t$$

and cracks will occur under the support of the slab. After verification of the slab t_c^{\min} will be reached. Because of $\delta_c > f$ a local failure occurs and the bearing depth enlarges onto the value given the the equation (31). In case of thick walls we get an amount of bearing depth which is not realistic and leads to safety risks.

Example:

An external wall with the thickness of 36,5cm carries an eccentric load from the uppermost plate in such a way, that the resultant acts beyond the cross section. This happens because of a modeling defect, which is straightened out by retrieving the line of action of the resultant.

The text on p. 109 of ENpr 1996-1-1 concerning the stress-block reads:

(4) The eccentricity of loading to be used in design may be based on the design load being resisted by the minimum required bearing depth, but not based on a bearing depth of more than 0,2 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material (see figure C.2); this will be appropriate, particularly, at a roof.

Note: It should be borne in mind that basing the eccentricity on this clause may lead to sufficient rotation of the floor or beam to cause a crack on the opposite side of the wall to that of the load application.

The problem is shown once more by the graph below.

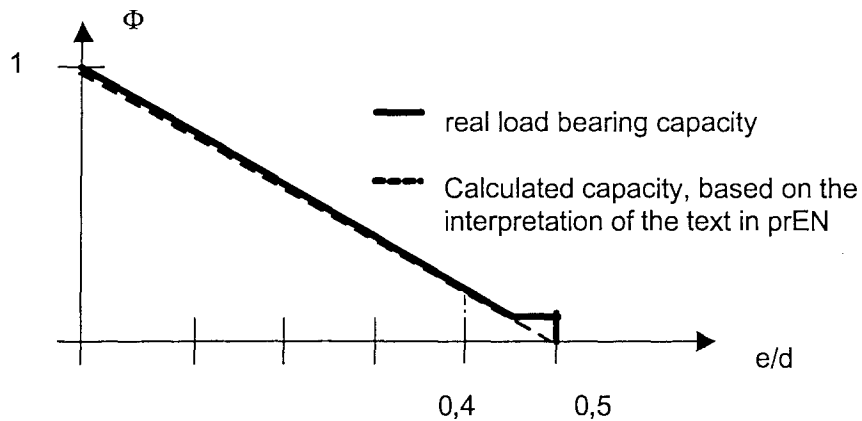


Figure 5 Interpretation of the stress-block according to prEN 1996-1-1 and its effect on the verification

The sharp corner of the curve results from the definition of the minimal effective width, beyond which limit no further capacity reduction arises.

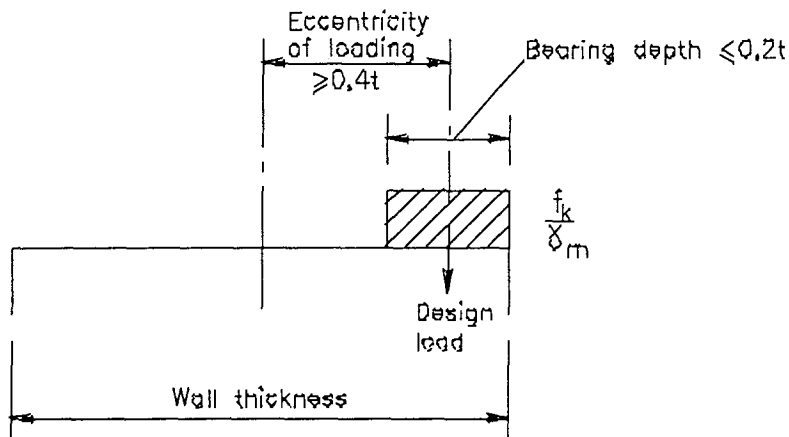


Figure C.2 : Eccentricity obtained from design load resisted by stress block.

Figure 6 Fig C.2 of ENV, Eccentricity obtained from design load resisted by stress block [2]

No one knows how much this minimal bearing depth can be, and hence it is assumed to be $0,2 \cdot t$. The eccentricity is calculated to be $e=0,4 \cdot t$.

A strict interpretation of the passage on p. 109 of ENpr 1996-1-1 leads to the following bearing load:

(36) $0,2 \cdot t = 0,2 \cdot 36,5 = 7,3 \text{ cm}$

$$(37) \quad N_{R,d} = 0,2 \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 73 \cdot f_d$$

On the other hand the real bearing load is evaluated in this case from the width of the stress block. In an experimental test it proved to correspond to

$$(38) \quad \text{ca. } d_{\text{cmin}} = 1,8 \dots 3 \text{ cm}$$

The real bearing load is hence

$$(39) \quad N_{R,d} = d_{\text{cmin}} \cdot f_k / \gamma_m \approx 24 \cdot f_d$$

provided that the strength under centric and eccentric loading remains the same.

The resulting overestimation of the capacity is more than 200 %.

5.2 Conclusion

The interpretation of the original text is very difficult. The translation has already diluted a lot. A removal of the circular reference and the redundant limit formulation is needed anyway. The English text is in need of improvement in order to facilitate the translation.

The problem described above shows that we need an upper limit for the maximum bearing depth else we fully exclude the problem.

5.2.1 Definition of an upper limit of the bearing depth

The specified wording should be:

(1) If the line of action of the resultant load lies beyond $0,4 \cdot t$, then the verification can be carried out based on a stress block with the depth of $2 \cdot d_c = 2 \cdot (d/2 - e)$ and the height of f_d , and the eccentricity can be assumed to be at the centroid of the block.

(2) If the resultant acts beyond the cross section, then the eccentricity can be assumed to be

$$(40) \quad e = t - t_c / 2$$

The depth of the stress block can be set to

$$(41) \quad t_c = 0,2 \cdot t,$$

but not more than 3 cm .

This formulation is presented graphically in the next diagram.

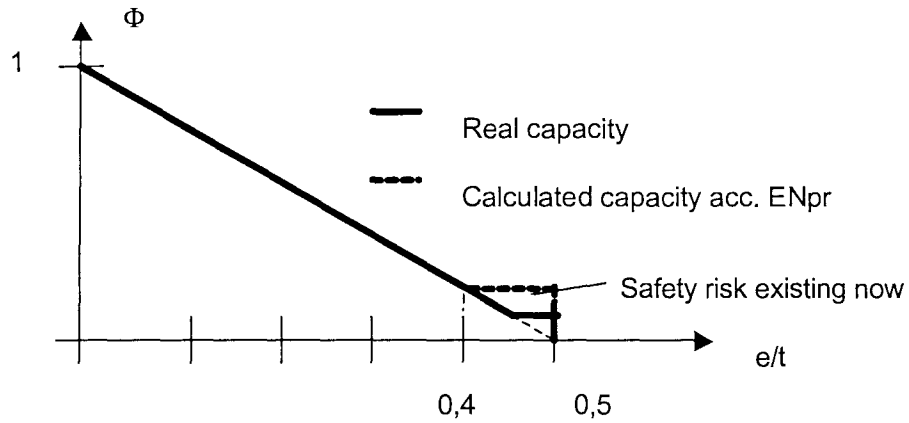


Figure 7 Reduction of the load bearing capacity versus the eccentricity

5.2.2 Excluding the problem

The above problem and compressive formulation can be avoided by extension of the limit of the starting point for the special stress block procedure to $0,45 \cdot t$.

The specified wording should be:

(3) If the eccentricity calculated in accordance with paragraph (2) above is greater than 0,45 times the thickness of the wall, or ... the design may be based on paragraph (4) below.

(4) The eccentricity of loading to be used in design may be based on the design load being resisted by the minimum required bearing depth. The bearing depth should be no more than 0,1 times the wall thickness, at the face of the wall.

Note: It should be borne in mind that basing the eccentricity on this clause may lead to sufficient rotation of the floor or beam to cause a crack on the opposite side of the wall to that of the load application.

That is the preferred proposal.

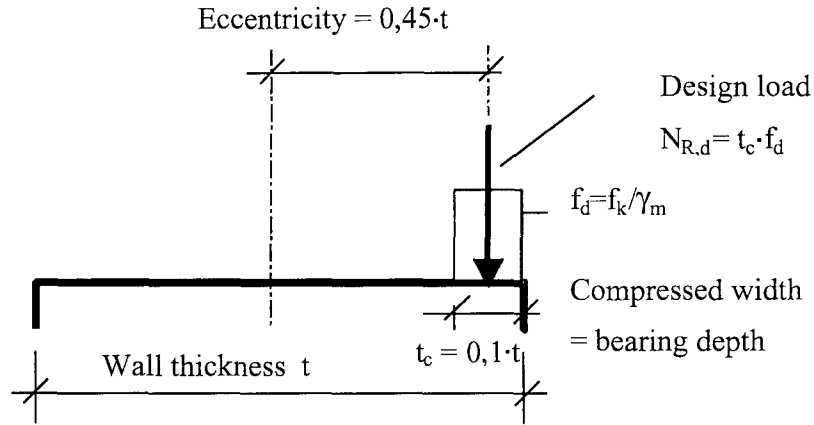


Figure 8 Stress block and eccentricity to be assumed for the design load by $e \geq 0,45 \cdot t$

5.2.3 Additional Remarks according to the PhD-thesis of Frank Purtak

The Thesis of Purtak [3] gives theoretical capacity curves for eccentric loading, which indicate a heavy reduction of the bearing capacity beyond $0,4 \cdot t$.

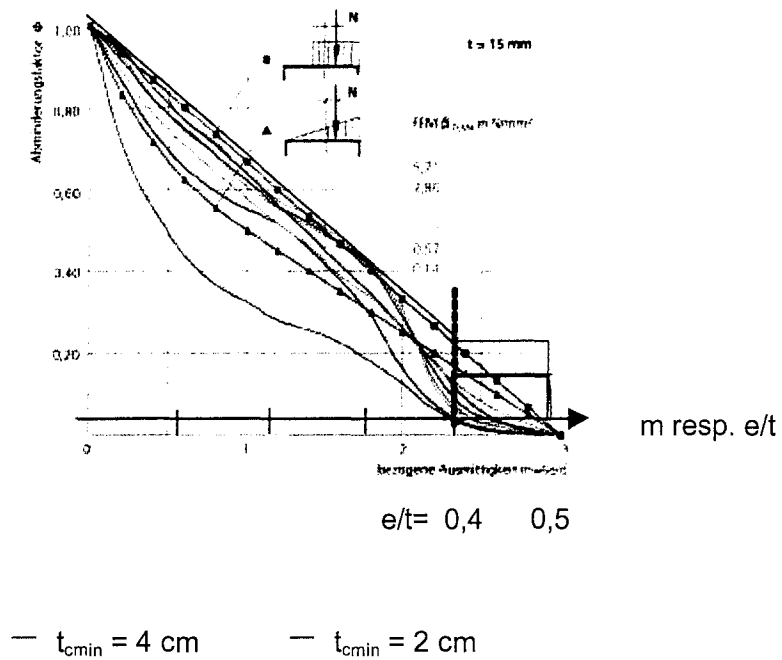


Figure 9 Example of capacity curves for masonry made with solid units with a wall thickness of 20cm and a joint thickness of 15 mm [3] (unit height = 10 cm)

The plot indicates for $e > t/3$ a reduction that is more pronounced, than the one calculated according to eq. (26) . This reduction occurs even earlier when the wall thickness is $d = 15 \text{ cm}$ (vgl. [3], p. 89).

The graph tapers off to the end of the function by $m = 3 \equiv e/t = 0,5$.

Strictly speaking the verification should be carried out based on a stress block with the width **0,1·d**. This leads of course to a stepping of the function, which however depicts the real behaviour in a good approximation. The capacity drops to 10% , i.e $\Phi = 0,1$.

In such a way one could simplify the issue to an extent, which would make the stress-bloc text superfluous, so that it could be completely dropped out, if the equateions concerning Φ are made to read:

$$(42) \quad N_{R,d} = \Phi_{o,u} \cdot t \cdot f_d$$

with

$$(43) \quad \Phi_{o,u} = 1 - 2 \cdot e/d \quad 0 < e \leq 0,4 \cdot d$$

$$(44) \quad \Phi_{o,u} = 0,1 \quad e > 0,4 \cdot d$$

5.3 References

[2] ENV 1996-1-1, 1995

[3] Purtak, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein. Dissertation. TU Dresden, Fakultät Architektur, LS Tragwerksplanung. Dresden 2001

[4] prEN 1996-1-1, Stage 34 Draft (given in Brussels in December 2001)

[5] Jäger, W.: Short report on the experiment with the showing of the minimum bearing depth of the supporting masonry and the possibility of rotation of slabs.

[6] Jäger, W.; Pflücke, T. u.a.: Forschungsbericht: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs- Dehnungs-Beziehung. Erarbeitet i.A. des DIBt Berlin. TU Dresden Juni 2002.

5 Weitere erforderliche Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Die in diesem Forschungsbericht behandelten Aufgabenstellungen sind aktuelle Themen, die größtenteils im Zuge der Mitwirkung Deutschlands an der Überarbeitung der ENV 1996-1-1 [5/1] sowie der Ausarbeitung der nationalen Stellungnahmen [5/2], [5/3] entstanden sind. Bereits im vorangegangenen Forschungsbericht [5/4] wurden zahlreiche Unzulänglichkeiten bei der Bemessung von bewehrten Mauerwerk nach Eurocode 6 festgestellt. Durch Fortführung und Ergänzung der Untersuchungen zum bewehrten Mauerwerk konnten innerhalb dieses Berichtes wichtige Verbesserungen und Klarstellungen für das Bemessungskonzept des EC 6 erreicht werden. Eine abschließende Beurteilung aller Einzelfestlegungen des EC 6 ist jedoch auch mit der Bearbeitung dieses Forschungsvorhabens nicht möglich gewesen. Um auch in Zukunft eine aktive Mitarbeit Deutschlands bei der Überarbeitung des EC 6 sicherzustellen, sind weitere Untersuchungen zu den nachstehend zusammengestellten Punkten notwendig.

5.2 Zusammenstellung der erforderlichen Untersuchungen

Verformungsverhalten von bewehrtem Mauerwerk

- Es sind detaillierte Untersuchungen über das Verformungsverhalten von bewehrtem Mauerwerk notwendig. Zur Bestimmung der maximalen Verformung ist in den bisherigen Untersuchungen von einer gleichmäßigen Dehnung bzw. Dehnungsänderung ausgegangen worden. Da eine Rissbildung im Mauerwerk aber hauptsächlich im Fugenbereich auftritt, sind zumindest auf der Zugseite ungleichmäßige Dehnungen zu erwarten. Dabei ist ebenfalls das Verbund- und Rissverhalten von Füllbeton und- mör- tel von Bedeutung. Es ist ebenfalls zu untersuchen, ob durch die Dehnungsinkonsistenz das aufnehmbare Biegemoment abzumindern ist.

Ideelle Steifigkeitsbeiwerte zur Schnittkraftermittlung und Verformungsberechnung

- Für die einfache und schnelle Ermittlung von Schnittkräften und Verformungen in einem Bauwerk aus bewehrtem Mauerwerk sind ideellen Steifigkeitsbeiwerten EI und EA notwendig. Die genaue Ermittlung dieser Werte ist durch das Mitwirken verschiedenen Materialien mit variierendem Flächenanteil kompliziert. Als Anhaltspunkt sollten daher dem Anwender in der Norm bereits Werte vorgegeben werden, die auf der sicheren Seite liegen.

Berücksichtigung von Normalkräften bei der Bemessung

- Da die Normalkraft bei der Bewehrungsermittlung mit zu berücksichtigen ist, wurde im Abschnitt 4.2.4 deutlich gemacht. Es ist auch gezeigt worden, dass für eine genauere Bemessung bereits Verfahren vorhanden sind. Um die Einfachheit der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach EC 6 zu erhalten, ist es allerdings notwendig das vorhandene Verfahren zu erweitern oder durch ein anderes vereinfachtes Verfahren zu ersetzen.

Einfluss der Wandbewehrung auf die Knotensteifigkeit (Wand-Decken-Knoten)

- Die Bewehrung des bewehrten Mauerwerks beeinflusst auch die Einspannung von Stahlbetondecken an Wand-Decken-Knoten. Ein höherer Einspanngrad führt zu höheren Schnittkräften in der Wand. Es ist also in weiteren Untersuchungen zu ermitteln, wie sich die Knotensteifigkeit durch eine Wandbewehrung verändert.

Knicklängenermittlung

- Im unbewehrten Mauerwerk ist eine von den EULER-Fällen abweichende Knicklängenermittlung im EC 6 enthalten. Dadurch werden die speziellen Eigenschaften des Mauerwerks (Aufklaffen) berücksichtigt. Die Knicklänge einer 2-seitig eingespannten Wand verringert sich z.B. nicht um den Faktor 0,5 sondern nur um 0,75. Da sich bei

bewehrtem Mauerwerk die Deckeneinspannung erhöht, ist im Gegenzug eine Verringerung der Knicklänge gegenüber dem unbewehrten Mauerwerk zu erwarten.

Grenzwerte der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd}

- In Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes wurde für die Bemessung unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6 ein Änderungsvorschlag ausgearbeitet. Dieser Vorschlag berücksichtigt die bisher in EC 6, Redraft 9A [5/5] außer Acht gelassenen spezifischen Baustoffeigenschaften (Spannungs-Dehnungs-Linie, Bruchdehnungen). U.a. werden Gleichungen zur Ermittlung von Grenzwerten für die aufnehmbaren Bemessungsmomente $M_{Rd,limit}$ angegeben. Die Änderungen wurden bereits in EC 6, Stage 34 draft [5/6] - jedoch nur näherungsweise - eingearbeitet. Für die Grenzwerte M_{Rd} ergeben sich bei Mauerwerk aus Hochlochziegel und Leichtbetonsteinen erhebliche Unterschiede zwischen den Vorschlägen gemäß Kapitel 4.2.2 und EC 6, Stage 34 draft [5/6]. Die Tragfähigkeit der Bemessungsquerschnitte wird nach [5/6] überschätzt. In Abhängigkeit vom Faktor β (siehe auch Kapitel 4.3.4.3) betragen die Abweichungen:

für Hochlochziegel

$$\text{Grenzwert } M_{Rd,limit} = \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

nach Kap. 4.2.2 $\beta = 0,201$

nach EC 6, Stage 34 draft [5/6] $\beta = 0,300$

Abweichung $0,300/0,201 \rightarrow 49 \%$

für Leichtbetonsteine

nach Kap. 4.2.2 $\beta = 0,157$

nach EC 6, Stage 34 draft [5/6] $\beta = 0,300$

Abweichung $0,300/0,157 \rightarrow 91 \%$

Um damit evtl. verbundene Sicherheitsrisiken auszuschließen, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Berechnungsbeispiele

- In Kapitel 4.3 wurden beispielhaft Berechnungen zur Verdeutlichung der bereits im vorangegangenen Forschungsbericht [5/4] festgestellten Unstimmigkeiten des EC 6 durchgeführt. Mit den Beispielen wurden Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 des Berichtes zur Biegemomentenermittlung und zur Bemessung von bewehrten Mauerwerk überprüft sowie bereits in EC 6, Stage 34 draft [5/6] vorgenommene Änderungen kontrolliert. Die Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 konnten mit den Berechnungsbeispielen bestätigt werden. Mit den in Kapitel 4.2.2 vorgeschlagenen Änderungen, die zum Teil bereits in EC 6 [5/6] eingearbeitet worden sind, wurden grobe Mängel im Bemessungskonzept des EC 6 beseitigt.

Zur Absicherung der bisherigen Schlussfolgerungen und zur Überprüfung der Untersuchungsergebnisse nach den Kapiteln 4.2.3 bis 4.2.5 des Forschungsberichtes sollten unbedingt weitere Berechnungen in Form von praxisnahen Beispielen durchgeführt werden.

Festigkeitswerte, charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} und Scherfestigkeit f_{cvk}

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am Auflager, Verankerung der Bewehrung an den Endauflagern

Bauteile mit Gurten

Nachweis von Flachstürzen

- Zu den o.g. Themen wurden bereits bei der Bearbeitung des vorangegangenen Forschungsberichtes [5/4] Unstimmigkeiten im Eurocode 6 festgestellt. In Kapitel 3.2 dieses Berichtes werden die Unstimmigkeiten näher erläutert. Eine abschließende Beurteilung der Themen konnte auch innerhalb dieses Forschungsvorhabens nicht erfolgen.

6 Zusammenfassung

In dem abgeschlossenen Forschungsbericht vom November 2001 (Teile 4 A und 4 B) [6/1] wurden u. a. bereits Regelungen zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 (ENV 1996-1-1) [6/2], [6/3] und DIN 1053-3 [6/4] miteinander verglichen. In den Vergleich wurden auch durchgängige Berechnungsbeispiele einbezogen. Es wurden dabei im Eurocode 6 unklare Festlegungen erkannt und bei den nach der europäischen Norm bemessenen Beispielen auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse erhalten. Es wurde festgestellt, dass aufgrund dieser Ergebnisse eine Gefahr für die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit bei nach Eurocode 6 bemessenem bewehrtem Mauerwerk gegeben ist. Um die bestehenden Unzulänglichkeiten im Bemessungskonzept des Eurocode 6 zu beheben und die damit verbundenen Sicherheitsrisiken auszuschließen, wurde festgestellt, dass der gesamte Bereich "Bewehrtes Mauerwerk" überarbeitet werden muss.

Mit diesem Forschungsvorhaben werden die Untersuchungen des Forschungsberichtes vom November 2001 [6/1] fortgesetzt und ergänzt. Es werden sicherheitstechnische Belange bei Planung, Ausführung und Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach Eurocode 6 überprüft. Es wird insbesondere untersucht, ob die Anwendung des Eurocode 6 eine Beeinträchtigung des bisher geltenden Sicherheitsniveaus für bewehrtes Mauerwerk bedeutet. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse sollen Änderungsvorschläge für das in Eurocode 6 geregelte bewehrte Mauerwerk erarbeitet werden. Als Bearbeitungsfassungen werden ENV 1996-1-1, Redraft 9A [6/5] und Stage 34 draft [6/6] zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sollen für die Überarbeitung des Eurocode 6 herangezogen werden. Gleichzeitig soll eine Grundlage für die Neubearbeitung der DIN 1053-3 [6/4] geschaffen werden.

Die bisherigen Untersuchungsergebnisse nach [6/1] und die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sind bereits in die aktive Mitwirkung Deutschlands bei der Überarbeitung des EC 6 eingeflossen, so dass die deutsche Einflussnahme auf die laufende europäische Normung im Mauerwerksbau unterstützt werden konnte. Für zahlreiche Arbeitssitzungen der zuständigen Projektteams wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens benötigte Ausarbeitungen zur Untermauerung deutscher Änderungswünsche zugeliefert. Während der Bearbeitung des Berichtes konnten unter Mitwirkung der Bearbeiter die maßgebenden deutschen Stellungnahmen zur ENV 1996-1-1 [6/7], [6/8] erarbeitet werden.

Für die aktuelle und auch weitere Mitarbeit am EC 6 sowie zur Vervollständigung und Absicherung der bisherigen Forschungsergebnisse nach [6/1] wurden in Kapitel 4 des Forschungsberichtes Untersuchungen durchgeführt, die folgende Einzelthemen behandeln:

- Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand
- Biegemomentenermittlung
- Schubnachweis
- Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)
- Kippnachweis, Begrenzung der Spannweiten biegebeanspruchter Bauteile

Des Weiteren wurden in Kapitel 4 anhand von Berechnungsbeispielen ebenfalls die bereits in [6/1] festgestellten Unzulänglichkeiten des Eurocode 6 sowie die Untersuchungsergebnisse zu den o.g. Einzelthemen (Kapitel 4.2.1, 4.2.2) verdeutlicht und überprüft. Gleichzeitig erfolgte eine Kontrolle von bereits in ENV 1996-1-1, Stage 34 draft [6/6] vorgenommenen Änderungen.

In dem Bericht wird zunächst der derzeitige Stand der europäischen Normung im Mauerwerksbau beschrieben. Es folgt eine Zusammenstellung der Ergebnisse des vorangegangenen Forschungsberichtes [6/1]. Danach werden die o.g. Untersuchungen (Einzelthemen, Berechnungsbeispiele) durchgeführt. Auch mit den Untersuchungen dieses Forschungsberichtes konnten nicht alle Bemessungsregeln und Einzelfestlegungen des Eurocode 6 bzgl. des bewehrten Mauerwerkes endgültig beurteilt werden. Abschließend wird daher auf weitere erforderliche Untersuchungen hingewiesen.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse mitgeteilt und die sich hieraus ergebenden Änderungsvorschläge zusammengestellt:

Stand der europäischen Normung

Der Eurocode 6 liegt in allen seinen Teilen als europäische Vornorm in deutscher Übersetzung vor [6/2], [6/9], [6/10] und [6/11]. Ein nationales Anwendungsdokument gibt es lediglich für den Teil 1-1 der ENV 1996 [6/12]. Dieser ist inzwischen in allen Bundesländern als technische Baubestimmung eingeführt und kann alternativ zur DIN 1053-1 bis 3 [6/13], [6/14], [6/4] angewendet werden.

Zum Zeitpunkt der Bearbeitung dieses Forschungsberichtes lag bereits der Schlussentwurf der prEN 1996-1-1, Stage 34 draft [6/6] vor. Die formale Abstimmung wird voraussichtlich im Jahr 2003 erfolgen. Auch für die weiteren Teile des Normenpaketes EC 6 soll zumindest die Einleitung der formalen Abstimmung noch im Jahr 2003 beschlossen werden. Wenn alle vorgesehenen Fristen eingehalten werden, ist davon auszugehen, dass etwa 2009 die nationalen Normen [6/13], [6/14], [6/4] zurückgezogen werden und die Bemessung von Mauerwerk nach Eurocode 6 erfolgen kann.

Durch die intensive Mitarbeit der deutschen Mitglieder in den Projektteams konnten Fehler im Bemessungskonzept des EC 6 beseitigt sowie zahlreiche Verbesserungen, Kürzungen und inhaltliche Klarstellungen bei der Überarbeitung der ENV's und Überführung in EN's erreicht werden. Insbesondere mit den aufgrund der Forschungstätigkeiten in den vergangenen Jahren [6/15], [6/16], [6/1] und den Untersuchungsergebnissen dieses Berichtes erzielten Änderungen und Verbesserungen, wurde der EC 6 akzeptabler und anwenderfreundlicher gestaltet. Einer Anwendung, bei einer entsprechenden Definition der nationalen Parameter, steht aus Sicht der Bearbeiter dieses Forschungsvorhabens nichts im Wege.

Ergebnisse des vorangegangenen Forschungsberichtes

In Kapitel 3 des Forschungsberichtes sind die wesentlichen Problempunkte, die im Rahmen der Untersuchungen nach [6/1] festgestellt wurden, zusammengestellt. Des weiteren enthält Kapitel 3 die deutsche Stellungnahme zu ENV 1996-1-1, Redraft 9A [6/5]. Auf eine Wiederholung des Inhaltes wird in der Zusammenfassung verzichtet.

Einzelthemen

- Begrenzung der Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen im Bruchzustand

In den bisher vorliegenden Fassungen des Eurocode 6 [6/2], [6/3], [6/5] werden Grenzen der Mauerwerksstauchungen ε_m und der Stahldehnungen ε_s genannt, die aus deutscher Sicht zu hoch sind. Experimentelle Untersuchungen [6/17] bis [6/19] haben gezeigt, dass die nach EC 6 ansetzbaren Bruchdehnungen des Mauerwerks nur in seltenen Fällen, z. B. bei Verwendung von Kalksandsteinen, erreichbar sind. Für alle anderen Steinarten, insbesondere für Beton- und Leichtbetonsteine, liegen die zulässigen Mauerwerksstauchungen im Bruchzustand deutlich niedriger. Auch die nach Eurocode 6 festgelegten zulässigen Höchstdehnungen des Stahls im Bruchzustand sind zu hoch.

Bisher wurde angenommen, dass Mauerwerksquerschnitte annähernd gleiches Spannungs-Dehnungsverhalten zeigen wie Stahlbetonquerschnitte. Für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-3 [6/4] wurde daher wie im Stahlbetonbau eine parabel-rechteckförmige bzw. parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Linie in der Druckzone zugrunde gelegt. Diese Annahme trifft jedoch nicht zu. Nach genaueren Untersuchungen [6/17] bis [6/19] ergeben sich eher dreieckige Spannungs-Dehnungsverläufe des Mauerwerks in der Druckzone.

In Tabelle 6/1 sind die tatsächlichen Eigenschaftswerte verschiedener Mauersteinarten, die der Bemessung zugrundegelegt werden müssen, zusammengestellt.

Steinart	Empfohlene Spannungs-Dehnungs-Linie	ϵ_m
Hochlochziegel	Dreieck	-0,002
Kalksandsteine (Gr. 1 nach [6/5])	Parabel-Rechteck	-0,0035
Kalksandsteine (Gr. 2 nach [6/5])	Parabel-Rechteck	-0,0025
Porenbeton	Dreieck	-0,002
Leichtbeton	Dreieck	-0,0012

Tabelle 6/1: Bruchdehnungen, Spannungs-Dehnungs-Kennlinien für Mauerwerk aus unterschiedlichen Steinarten

Nach Eurocode 6 [6/2], [6/3], [6/5] soll die Spannungs-Dehnungs-Linie des Mauerwerks als parabolisch, parabolisch-rechteckig oder rechteckig angenommen werden. Für die Bestimmung des aufnehmbaren Momentes eines Querschnittes darf vereinfachend von einem rechteckigen Spannungsblock ausgegangen werden. Daraus folgt, dass für die Bemessung entweder die tatsächlich vorhandenen Spannungs-Dehnungs-Linien der entsprechenden Steinarten sowie die zugehörigen, zulässigen Bruchdehnungen anzusetzen sind oder vereinfachend der rechteckige Spannungsblock, z.B. nach [6/5] zugrunde zu legen ist.

Nach den bisherigen Festlegungen des EC 6, Redraft 9A [6/5] wird jedoch bei der Bemessung unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes die tatsächliche Tragfähigkeit des Mauerwerks überschätzt. Ein wesentlicher Grund liegt darin, dass die im EC 6 [6/2], [6/3], [6/5] enthaltenen Bilder zum Dehnungsdiagramm des Mauerwerks und Stahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie zum vereinfachten rechteckigen Spannungsblock aus einer

alten Fassung des Eurocode 2 übernommen wurden und die Angaben dieser Bilder nicht mit den in EC 6 enthaltenen Gleichungen zur Bemessung von bewehrtem Mauerwerk korrespondieren.

Nach EC 6 ist über die gesamte Höhe der Druckzone grundsätzlich die zulässige Druckspannung mit $f_d = f_k/y_M$ bzw. $f_d = f_{ck}/y_M$ anzusetzen. Eine Abminderung der Druckspannung, wie sie z.B. DIN 1045-1 [6/20] vorsieht, ist beim Nachweis unter Annahme des Spannungsblockes nicht erforderlich. Jedoch darf bei allen Mauersteinarten die Druckzone nicht mit ihrer ganzen Höhe sondern nur mit dem 0,8fachen Wert angenommen werden. Diese Vorgaben nach EC 6 reichen nicht aus um die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien richtig zu erfassen. Die Völligkeit der Spannungsflächen muss in jedem Fall weiter reduziert werden, damit keine Tragfähigkeitsüberschätzung vorliegt und die Berechnungsergebnisse beim Nachweis mittels Spannungsblock gegenüber einer genaueren Berechnung auf der sicheren Seite liegen.

Nach Kapitel 4.2.1 des Forschungsberichtes sind als Grenzen der Mauerwerksstauchungen ε_m im Bruchzustand daher die in Tabelle 6/1 zusammengestellten Werte und die darin angegebenen Spannungs-Dehnungs-Linien der verschiedenen Steinarten für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk zugrunde zu legen. Als Grenzwert der Stahldehnungen ε_s im Bruchzustand sollte der in EC 6, Stage 34 draft [6/6] festgelegte Wert $\varepsilon_s = + 3,00 \%$ übernommen werden.

In Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes werden damit zusammenhängende Untersuchungen zur Biegemomentenermittlung durchgeführt und weitergehende Erläuterungen genannt.

- Biegemomentenermittlung

Für die Bemessung von Bauteilen, die nur durch Biegemomente beansprucht werden, wird in EC 6, Redraft 9A [6/5] ein einfaches Verfahren angegeben. Der Nachweis soll durch Annahme eines rechteckigen Spannungsblockes erfolgen. Dieses Verfahren wurde in dem vorangegangenen Forschungsbericht vom November 2001 [6/1] stichprobenartig analysiert, wobei Unzulänglichkeiten festgestellt wurden, die ein hohes Sicherheitsrisiko darstellen.

Im wesentlichen fehlt in [6/5] eine Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes M_{Rd} , die sich an die tatsächlichen Baustoffeigenschaften der einzelnen Mauersteinarten

orientiert. Die tatsächlichen Dehnungsverteilungen (Spannungs-Dehnungs-Linien) und die daraus resultierenden inneren Kräfte sowie die zulässigen Bruchdehnungen werden nach [6/5] nicht bzw. zu ungenau erfasst, so dass die vorhandene Querschnittstragfähigkeit deutlich überschätzt wird.

Es wurde daher in Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes ein Lösungsvorschlag ausgearbeitet, der sich an das einfache Bemessungsverfahren des EC 6 anlehnt, aber dennoch eine exakte Berücksichtigung der spezifischen Baustoffeigenschaften zulässt.

Aufgrund der Untersuchungen ergibt sich für das Mauerwerk der verschiedenen Steinarten folgende allgemeingültige Gleichung zur Ermittlung des oberen Grenzwertes M_{Rd} :

$$\max M_{Rd} = M_{Rd,limit} = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (6-1)}$$

Die Bemessungsmethodik nach EC 6, Redraft 9A [6/5] kann beibehalten werden, wenn zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Steinarten und Spannungs-Dehnungs-Beziehungen die Parameter ρ und η eingeführt werden:

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \cdot z \quad \text{Gl. (6-2)}$$

$$z = d \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \gamma_M}{\eta \cdot b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s} \right] \leq 0,95 \cdot d \quad \text{Gl. (6-3)}$$

Um die Gleichgewichtsbedingungen (Dehnungsverteilung im Bruchzustand, inneres Kräfte-spiel) einzuhalten, ist gegenüber [6/5] zusätzlich die Größe von M_{Rd} nach Gl.(6-1) zu prüfen:

$$M_{Rd} \leq M_{Rd,limit} = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (6-4)}$$

Die einzelnen Variablen haben dabei folgende Bedeutung:

- b Breite des überdrückten Bereiches
- d statische Höhe des Querschnittes
- A_s Fläche des Bewehrungsstahles
- f_k Druckfestigkeit Mauerwerk
- f_{yk} Zugfestigkeit Bewehrungsstahl
- γ_M, γ_S Teilsicherheitsbeiwerte
- ρ, η Parameter, als Vorschlag gemäß Tabelle 6/2

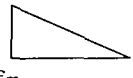
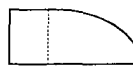
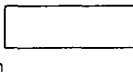
Type of unit	Shape of the σ - ε -curve	ε_m	ε_s	k_x	α_R	k_a	η	λ	ρ
Vertically perforated clay units		0,002	0,00218	0,4785	0,50	0,333	0,750	0,667	0,201
Lightweight concrete		0,0012	0,00218	0,3550	0,50	0,333	0,750	0,667	0,157
AAC		0,002	0,00218	0,4785	0,50	0,333	0,750	0,667	0,201
Calcium silicate units - Gr. 1 acc. to EC 6		0,0035	0,00218	0,6162	0,81	0,416	0,973	0,832	0,371
Calcium silicate units - Gr. 2 acc. to EC 6		0,0025	0,00218	0,5342	0,73	0,391	0,938	0,782	0,310
ENV 1996-1-1		0,0035	0,00218	0,6162	1,00	0,500	1,000	1,000	0,426
ENV 1996-1-1 (acc. to Fig [3])		0,0035	0,00218	0,6162	0,80	0,400	1,000	0,800	0,371
BS 5628-II		0,0035	0,0031	0,5303	1,00	0,500	1,000	1,000	0,390

Tabelle 6/2: Parameter ρ, η sowie andere für ausgewählte Steinarten in Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Mit den Gln. (6-2) bis (6-4) wäre bei Einhaltung der tatsächlichen Materialparameter das sehr einfach handhabbare Verfahren der prEN 1996-1-1: Redraft 9A [6/5] weiterhin anwendbar. Es ist somit lediglich eine Größenangabe für ρ und η erforderlich.

- Schubnachweis

Im EC 6, Redraft 9A [6/5], wie auch noch im Stage 34 [6/6], wird die maximale Querkraft in einem bewehrten Mauerwerksbalken begrenzt. Nach [6/5], Gl. (6.50) gilt:

$$V_{Rd/max} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,30 \cdot f_d \cdot b \cdot d \quad \text{Gl. (6-5)}$$

Im deutschen Kommentar zum EC 6, Stage 34 draft [6/6], siehe Kapitel 4.4 des Forschungsberichtes, wurde bereits darauf hingewiesen, dass der im EC 6 angegebene Grenzwert deutlich über dem des EC 2 [6/21] für Stahlbetonbauteile geltenden Wert liegt. Nach [6/21] beträgt der Grenzwert

$$V_{Rd/\max} \approx 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad \text{Gl. (6-6)}$$

In Kapitel 4.2.3 erfolgen hierzu die entsprechenden Untersuchungen, wobei auch die endgültige Fassung des EC 2 [6/22] berücksichtigt wird.

Als Ergebnis ist festzustellen, dass die maximal zulässige Querkraft in einem Mauerwerksträger nicht größer sein als in einem vergleichbaren Stahlbetonträger. Die nach EC 6, Redraft 9A [6/5], Gl. (6.50) mögliche zulässige Querkraft ist zu hoch, so dass ein neuer Grenzwert festgelegt werden muss. Die Querkraft sollte auf

$$V_{Rd/\max} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,24 \cdot f_d \cdot b \cdot d \quad \text{Gl. (6-7)}$$

begrenzt werden. Bei dieser Begrenzung ist aber sicherzustellen, dass sich die Druckdiagonale bei $\theta = 45^\circ$ einstellen kann. Dafür ist der Abstand der Schubbewehrung in Abhängigkeit von der Nutzhöhe nach oben zu begrenzen.

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist abhängig von der Richtung der Belastung. Im EC 6 [6/5] ist deshalb gefordert, dass die Druckfestigkeit für die Richtung der Belastung genommen wird. Die Richtung der Druckdiagonale ist aber in der Regel um 45° dazu verdreht. Bei der Verwendung von gelochten Steinen kann es so zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit kommen. Die Formulierung sollte so geändert werden, dass bei Mauerwerk mit richtungsabhängiger Festigkeit, der kleinere Wert angenommen werden muss.

- Knicksicherheitsnachweis bei großen Schlankheiten $\lambda > 12$ (Theorie II. Ordnung)

In EC 6, Redraft 9A [6/5], Abschnitt 6.4.2 (9), wird für die Bemessung bei Schlankheiten > 12 auf die Prinzipien des unbewehrten Mauerwerks unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung verwiesen. Diese Festlegung gibt dem Anwender keine eindeutige Handlungsanweisung. Des weiteren darf nach [6/5], Abschnitt 6.5.2 (8), die Normalkraft bei der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk vernachlässigt werden, wenn die mittlere Spannung

infolge einer mittig angreifenden Kraft einen bestimmten Grenzwert (Gl. (6-9)) nicht überschreitet. Bei Einhaltung der Anforderungen ist der Querschnitt nur auf Biegung ohne Ansatz der Normalkraft zu bemessen. Für den Fall, dass Normalkräfte berücksichtigt werden müssen, fehlen jegliche Angaben zur Bemessung.

Die Untersuchungen in Kapitel 4.2.4 des Forschungsberichtes beziehen sich auf EC 6, Stage 34 draft [6/6], da hier bereits Änderungen gegenüber [6/5] vorgenommen wurden. Es werden im wesentlichen vergleichende Untersuchungen zum Ansatz eines zusätzlichen Momentes aus Theorie II. Ordnung und zum Einfluss der Normalkraft auf die Biegebemessung durchgeführt.

Nach [6/6], Abschnitt 6.5.2 (7), ist für Schlankheiten $\lambda > 12$ ein zusätzliches Moment aus Theorie II. Ordnung für die Biegebemessung zu berücksichtigen. Das Moment ist wie folgt zu berechnen:

$$M_{AD} = \frac{N_{SD} \cdot h_{ef}^2}{2000 \cdot t} \quad \text{Gl. (6-8)}$$

Für die Berücksichtigung der Normalkraft gilt nach EC 6, Stage 34 draft [6/6], Abschnitt 6.5.2 (8):

$$\sigma_d \leq 0,3 \cdot f_d \quad \text{Gl. (6-9)}$$

Bei Einhaltung dieser Bedingung braucht der Querschnitt nur auf Biegung bemessen zu werden.

Als Ergebnis ist festzustellen, dass die Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung durch eine zusätzliche Ausmitte (Gl. 6-8), die nur von der Schlankheit abhängt und nicht von der Belastung, immer den ungünstigsten Fall abdecken muss. Der ungünstigste Fall tritt ein, wenn über die gesamte Länge eines Bauteils auf beiden Seiten die Grenzdehnungen erreicht werden. Im EC 6, Stage 34 draft [6/6] sind als größte Dehnung für das Mauerwerk 3,5‰ und 3‰ für Stahl angegeben. Für diese Dehnungen und damit für den ungünstigsten Fall ist Gl. (6-8) wie folgt abzuändern:

$$M_{AD} = \frac{N_{SD} \cdot h_{ef}^2}{1200 \cdot d} \quad \text{Gl. (6-10)}$$

Da für die Größe der Verformung einer bewehrten Wand nicht die Wanddicke, sondern die Lage der Bewehrung und damit die Nutzhöhe maßgebend ist, ist die Wanddicke t durch die Nutzhöhe d in der Gleichung ersetzt worden.

Die grundsätzliche Vorgehensweise des EC 6 [6/6] bei der Momentenermittlung sollte bestehen bleiben. Dem Anwender ist aber die Möglichkeit der Wahl eines exakteren Nachweises einzuräumen. Damit wäre es auch möglich das aus dem Stahlbeton bekannte Modellstützenverfahren anzuwenden [6/23].

Bezüglich des Ansatzes der Normalkraft bei der Biegebemessung haben die Untersuchungen gezeigt, dass die Vernachlässigung der Normalkraft bei der Bewehrungsermittlung im EC 6 zu einer starken Überschätzung der Tragfähigkeit führen kann. Deshalb ist es dringend geboten, die Normalkraft mit in die Bemessung einzubeziehen. Dies ist bei den aus dem Stahlbetonbau bekannten Bemessungsverfahren, z.B. k_h - Verfahren oder das Omegaverfahren, gegeben. Beide Verfahren entsprechen jedoch nicht dem Anspruch, dass die Mauerwerksbemessung einfacher als die Stahlbetonbemessung sein soll.

Es wurde in den Betrachtungen von Kragarmen und 2-seitig gelenkig gelagerten Wänden ausgegangen. Die Berücksichtigung der einzelnen Lagerungsbedingungen erfolgt über die Knicklänge. Für Kragarme ist die Verdoppelung der Knicklänge noch mit in den EC 6 aufzunehmen.

Nach [6/6], Abschnitte 6.1.6 und 6.1.4, kann die Knicklänge einer Wand bei einer oberen und unteren Begrenzung durch eine Betondecke mit dem Faktor 0,75 verringert werden. Da bei bewehrtem Mauerwerk die Bewehrung an den Einspannstellen in der Regel durchgehen wird, ist hier der zu erzielende Einspanngrad sicherlich größer. Eine Verringerung der effektiven Höhe um den Faktor 0,5 gemäß dem EULER-Fall 4 ist allerdings nicht zu erwarten, da die einspannenden Decken eine Verdrehung nicht zu 100% verhindern.

In den Untersuchungen ist immer von den möglichst ungünstigsten Einflüssen wie Belastung und statischem System ausgegangen worden. Diese Kombinationen treten in der Praxis allerdings kaum auf. Für günstigere Systeme liegt der Nachweis auf der sicheren Seite. Allerdings wäre eine wirtschaftlichere Auslastung der Querschnitte mit einer differenzierteren Betrachtung möglich. Dies ist zum Beispiel möglich, wenn der Einfluss der Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit vom Momentenverlauf ermittelt wird.

Das zusätzliche Moment ist nur bei einer Schlankheit $\lambda > 12$ zu ermitteln. Es ist zu beachten, dass bei einer Schlankheit von 12 und einem Verhältnis von $\frac{d}{t_{ef}} = 0,5$ bereits eine effektive Schlankheit von 24 vorliegt. Der Grenzwert für die Einbeziehung der Theorie II. Ordnung in die Schnittkraftermittlung ist also genauer zu formulieren. Das heißt, dass auch für die Ermittlung der Schlankheit von bewehrtem Mauerwerk die Nutzhöhe d zu verwenden ist.

- Kippnachweis, Begrenzung der Spannweiten biegebeanspruchter Bauteile

Bereits im Forschungsbericht [6/1] ist festgestellt worden, dass bei Anwendung des EC 6 bei allen bewehrten Mauerwerkskonstruktionen ein Kippsicherheitsnachweis zu führen ist. Bei dem in [6/1] betrachteten Beispiel handelt es sich um eine bewehrte Wand, die senkrecht zu ihrer Ebene auf Biegung beansprucht wird. Bei dem Kippnachweis ergibt sich ein sehr viel größerer Abstand der zulässigen Kipphalterung gegenüber der eigentlichen Stützweite der Wand. Solche Nachweise führen zur Verunsicherung des Anwenders.

Einen vergleichbaren Nachweis der Kippsicherheit gibt es in DIN 1053-1 [6/13] und DIN 1053-3 [6/4] nicht. Hier bleibt es dem Sachverstand des Ingenieurs überlassen, wie und wann er einen entsprechenden Nachweis führt.

Um die Kippsicherheit von Mauerwerksbalken genauer beurteilen zu können, ist die Torsionssteifigkeit des Balkens zusammen mit dem Ausknicken der Druckzone zu berücksichtigen. Dabei ist die Druckzone seitlich unterschiedlich weit gerissen (Knicken von unbewehrtem Mauerwerk). Die für den Torsionswiderstand mitwirkende Querschnittsfläche ist über die Länge des Balkens veränderlich. Durch die planmäßige Biegebeanspruchung ist auch der bewehrte Zugbereich gerissen. Die Ermittlung der Torsionssteifigkeit, und damit auch der Grenzlaster für das Kippen eines ungehaltenen Balkens, ist zu komplex um sie im Rahmen der Untersuchungen in Kapitel 4.2.5 ausführlich zu behandeln.

Als Ergebnis ist jedoch in jedem Fall festzustellen, dass die im EC 6 angegebene Regelung nur für Wände maßgebend wird, die in ihrer Ebene auf Biegung beansprucht und nicht in der Druckzone von einer Decke gehalten werden. In den meisten Fällen ist der nach EC 6, Redraft 9A [6/5], geforderte Nachweis somit überflüssig. Es sollte analog zu den Normen für den Stahlbeton eine Bemerkung in den EC 6 eingefügt werden, nach der ein Kippnachweis bei offensichtlich ausreichend gegen Kippen gehaltenen Trägern und bei auf senkrecht zur Wandebene auf Biegung belasteten Wänden entfallen kann. So werden irreführende Ergebnisse, wie im Forschungsbericht [6/1], Abschnitt 3.2.5, aufgezeigt, vermieden.

Alternativ zu der bestehenden Regelung wäre eine Nachweis denkbar, bei dem die Druckzone wie eine vertikal beanspruchte unbewehrte Wand nachgewiesen wird. Die Schlankheit l/b wäre so automatisch auf 27 beschränkt. Die aus der Biegebeanspruchung resultierenden Druckspannungen sind in die Bemessungslast N_{Sd} umzurechnen. Bei der Ermittlung der Knicklänge kann dann von einer dreiseitig gehaltenen Wand ausgegangen werden.

Berechnungsbeispiele

Die zugrundegelegten Beispiele sind aus dem Forschungsbericht [6/1] übernommen worden. Berechnet wurden:

Beispiel 1: Außenwand HLzW 6 / LM 21
Lochstein (Gruppe 2b), SFK 6, Leichtmörtel M5
(Horizontaler Lastabtrag, Bewehrung als Stabstahl in Lagerfuge)

Beispiel 2: Kelleraußenwand KSP 20 / DM
Vollstein mit kleiner Aussparung (Gruppe 1)
SFK 20, Dünnbettmörtel M10
(Vertikaler Lastabtrag, Bewehrung als Stabstahl in Formsteinen mit kleiner Aussparung)

Es werden hierbei folgende Untersuchungen durchgeführt:

Kapitel 4.3.4.1:

Nach Kapitel 4.2.1 und 4.2.2 des Forschungsberichtes müssen beim vereinfachten Nachweis mittels rechteckigem Spannungsblock gemäß EC 6, Redraft 9A [6/5], obere Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} eingehalten werden, damit die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien richtig erfasst werden. Mit den Berechnungen zu Beispiel 1 und 2 wurden die hierzu in Kapitel 4.2.2 vorgeschlagenen und die hierzu bereits im EC 6, Stage 34 draft [6/6], eingearbeiteten Änderungen bzgl. der Grenzwerte M_{Rd} überprüft. Des Weiteren wurden die bereits im vorangegangenen Forschungsbericht [6/1] festgestellten Unstimmigkeiten bei der Ermittlung der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} bzw. der erforderlichen Bewehrung A_s nach EC 6 überprüft und verdeutlicht.

- Ergebnisse

- Die bisherige Feststellung gemäß [6/1], dass sich nach Eurocode 6 [6/2], [6/3], [6/5] möglicherweise bei Erhöhung des Bewehrungsgehaltes im Bemessungsquerschnitt gleichzeitig deutlich kleinere aufnehmbare Bemessungsmomente ergeben, wird mit den Berechnungsbeispielen bestätigt. Bei Erreichen des Scheitelpunktes

der Parabel ergeben sich mit höherem Bewehrungsgehalt kleinere aufnehmbare Momente. Die zugehörigen Hebelarme der inneren Kräfte betragen $z \leq 0,50 \cdot d$.

- Bei Anwendung der Bemessungsgleichungen nach EC 6, z.B. [6/5] ergeben sich Hebelarme der inneren Kräfte, die üblicherweise nicht bemessungsrelevant sind. Nach EC 6 ist für den Hebelarm ein oberer Grenzwert von $0,95 \cdot d$ festgelegt. Ein unterer Grenzwert wird nicht genannt. Im Stahlbetonbau, z.B. nach DIN 1045 [6/20], beträgt der übliche Bereich der Hebelarme der inneren Kräfte bei der Bemessung eines nur bzw. überwiegend auf Biegung beanspruchten Querschnittes

$$z = 0,80 \text{ bis } 0,95 \cdot d.$$

Die Berücksichtigung kleinerer Hebelarme, wie dies nach EC 6 möglich ist, führt in jedem Fall zu unwirtschaftlichen Bemessungen und liefert die bereits o.g. fragwürdigen Ergebnisse.

Damit die aufnehmbaren Bemessungsmomente sowie die zugehörigen erforderlichen Bewehrungsgehalte richtig erfasst werden, sollte im EC 6 auch ein unterer Grenzwert für den Hebelarm der inneren Kräfte festgelegt werden.

- In den Berechnungsbeispielen wurde die erforderliche Bewehrung nach Gl. (6-11) ermittelt:

$$\text{erf } A_s = \frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot \gamma_M} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \cdot \frac{b \cdot f_k \cdot \gamma_s^2}{f_{yk}^2 \cdot \gamma_M}} \quad \text{Gl. (6-11)}$$

Da der Hebelarm der inneren Kräfte z in dem für die Bemessung o.g. relevanten Bereich liegt, sich also nicht wesentlich ändert, kann eine einfachere Bestimmung der erforderlichen Bewehrung mit der Annahme $z = 0,90 \cdot d$ erfolgen. Anstelle Gl. (6-11) erhält man:

$$\text{erf } A_s = \frac{\gamma_s \cdot M_{Sd}}{f_{yk} \cdot 0,90 \cdot d} \quad \text{Gl. (6-12)}$$

Die bisher nach EC 6 vorgesehene iterative Bemessung über Wahl der Bewehrung A_s bis die Bedingung $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ eingehalten ist, erscheint zu aufwendig und könnte durch Anwendung der Gl. (6-12) einfach umgangen werden.

- In Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes wurden Gleichungen zur Ermittlung der Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} hergeleitet, damit die je nach Steinart unterschiedlichen Bruchdehnungen und Spannungs-Dehnungs-Linien beim Nachweis nach EC 6 richtig erfasst werden. Ausgehend von den Untersuchungsergebnissen in Kapitel 4.2.2 wurden im EC 6, Stage 34 draft [6/6] bereits entsprechende Änderungen eingearbeitet. Für die Beispiele ergeben sich folgende Grenzwerte:

nach Kapitel 4.2.2

Beispiel 1: $M_{Rd} = 4,73 \text{ kNm/m}$

Beispiel 2: $M_{Rd} = 38,78 \text{ kNm/m}$

nach EC 6, Stage 34 draft [6/6]

$M_{Rd} = 7,06 \text{ kNm/m}$

$M_{Rd} = 41,81 \text{ kNm/m}$

Unter Berücksichtigung des o.g. üblichen Bereiches der Hebelarme ($z = 0,8$ bis $0,95 \cdot d$) betragen die aufnehmbaren Bemessungsmomente bei

Beispiel 1: $M_{Rd} = 2,23$ bis $7,53 \text{ kNm/m}$

Beispiel 2: $M_{Rd} = 10,13$ bis $33,45 \text{ kNm/m}$

Die Grenzwerte der Bemessungsmomente M_{Rd} nach Kapitel 4.2.2 und nach EC 6, Stage 34 draft [6/6] liegen für Beispiel 1 genau im üblichen Bemessungsbereich der Hebelarme. Für Beispiel 2 liegen die Grenzwerte nur geringfügig außerhalb des hier zugrundegelegten üblichen Bereiches der Hebelarme. Während für Beispiel 2 die Grenzwerte nach Kapitel 4.2.2 und EC 6, Stage 34 draft [6/6] nahezu übereinstimmen, weichen sie im Beispiel 1 deutlich voneinander ab (etwa 50%).

Kapitel 4.3.4.2

Die im EC 6 [6/2], [6/3], [6/5] enthaltenen Bemessungsgleichungen beziehen sich auf Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes. Hierzu sind in verschiedenen Bildern des EC 6 unterschiedliche Dehnungsbereiche dargestellt, die der Bemessung mittels Spannungsblock zugrunde zu legen sind. Im vorangegangenen Forschungsbericht [6/1] wurde festgestellt, dass die Bemessungsgleichungen nicht mit den in den Bildern angegebenen Dehnungsebenen im Grenzzustand der Tragfähigkeit korrespondieren. Es konnte kein genauer Zusammenhang zwischen den Gleichungen und den Bildern hergestellt werden. Des Weiteren wurde bereits mehrfach darauf hingewiesen, dass die nach EC 6 zulässigen Grenzen der Mauerwerksstauchungen ϵ_m und Stahldehnungen ϵ_s zu hoch sind (siehe Kapitel 4.2.1 und 4.2.2 des Forschungsberichtes).

Zur Verdeutlichung der o.g. Problematik wurden Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Redkraft 9A [6/5] unter Berücksichtigung unterschiedlicher Grenzwerte der Bruchdehnungen geführt. Die sich aus den Berechnungen in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Bruchdehnungen ergebenden, aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd} sowie die erforderlichen Bewehrungsgehalte A_s wurden miteinander verglichen und auf Plausibilität überprüft. Es wurde insbesondere überprüft, inwieweit sich in Abhängigkeit von den Grenzwertbereichen Unterschiede bei den aufnehmbaren Bemessungsmomenten und der erforderlichen Bewehrung ergeben.

Im einzelnen wurden folgende Grenzwerte bzw. Grenzwertbereiche berücksichtigt:

a) EC 6, Redkraft 9A [6/5], (Steingruppe 1, Vollsteine)	$\varepsilon_m = - 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$
b) EC 6, Redkraft 9A [6/5], (Steingruppen 2 und 3, Lochsteine)	$\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = +10,0 \text{ ‰}$
c) nach nationalen Vorschlag, z.B. E DIN 1053-3 [6/24] (unabhängig von der Steingruppe)	$\varepsilon_m = - 2,0 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = + 2,0 \text{ ‰}$

- Ergebnisse

Der Wandquerschnitt war für ein Bemessungsmoment von $M_{Sd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ nachzuweisen. Unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes ergab sich nach EC 6 [6/5] die erforderliche Bewehrung zu $\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$. Der sich rechnerisch ergebende Hebelarm der inneren Kräfte lag bei $z = 0,130 \text{ m}$.

- Die wirtschaftlichste Bemessung erhält man, wenn das auftretende Moment gerade noch eingehalten wird ($M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$) und sich die geringste erforderliche Bewehrung $A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt. Für die untersuchten Grenzwertbereiche a), b) und c) werden alle Nachweise unter Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes für $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ und $\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ erfüllt. Es müssen jedoch unterschiedliche Dehnungsverhältnisse zugrunde gelegt werden.
- Für die wirtschaftlichste Bemessung unter Einhaltung von $M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ KNm/m}$ müssen rechnerisch folgende Dehnungen angenommen werden:

für Bereich a)	$\varepsilon_m = - 2,14 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = + 10,0 \text{ ‰}$
für Bereich b)	$\varepsilon_m = - 2,00 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = + 9,36 \text{ ‰}$
für Bereich c)	$\varepsilon_m = - 0,43 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = + 2,00 \text{ ‰}$

Für alle Grenzwertbereiche ergibt sich bei einer Druckzonenhöhe von 2,47 cm die wirtschaftlichste Bemessung. Bei gleicher Druckzonenhöhe ergibt sich zwangsläufig auch der gleiche Spannungsblock, die gleiche Druckkraft F_c in der Druckzone, der gleiche Hebelarm z und damit auch das gleiche aufnehmbare Bemessungsmoment. Dies führt des Weiteren zur gleichen erforderlichen Bewehrung A_s unabhängig von den Grenzwertbereichen.

Nach den hier zugrundegelegten Berechnungsansätzen ist der zulässige Grenzwertbereich nach a), b) oder c) für die Bemessung ohne Bedeutung.

Kapitel 4.3.4.3

Es werden die Beispiele 1 und 2 mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen durchgerechnet. Im Einzelnen:

- Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach den Vorgaben gemäß Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes
- Nachweis unter Annahme des rechteckigen Spannungsblockes nach EC 6, Stage 34 draft [6/6]
- Nachweis unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Es soll überprüft werden, ob die Berechnungsergebnisse annähernd übereinstimmen, insbesondere inwieweit die Ergebnisse nach den vereinfachten Berechnungen mittels Spannungsblock a) und b) gegenüber der genaueren Berechnung c) auf der sicheren Seite liegen. Gleichzeitig wird die Wirtschaftlichkeit der Ergebnisse untereinander verglichen.

- Ergebnisse

- Unabhängig von den Berechnungsansätzen lassen sich die Wandquerschnitte unter Einhaltung von $M_{Sd} = M_{Rd}$ bei gleicher Wirtschaftlichkeit nachweisen. Es müssen jedoch unterschiedliche Dehnungsverhältnisse zugrunde gelegt werden.

Beispiel 1: HLzw 6/LM 21

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 3,08 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Nachweis a) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,23/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis b) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,64/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis c) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,23/3,00 \text{ ‰}$$

Beispiel 2: KSP 20/DM

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 10,13 \text{ kNm/m}$$

$$\text{erf } A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Nachweis a) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,44/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis b) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 0,34/3,00 \text{ ‰}$$

$$\text{Nachweis c) - } \varepsilon_m/\varepsilon_s = 1,01/3,00 \text{ ‰}$$

Die Ergebnisse der Nachweise unter Annahme des Spannungsblockes a) und b) entsprechen den Ergebnissen unter Annahme der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung c).

- Die Grenzwerte für die Bemessungsmomente M_{Rd} nach Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichte und EC 6, Stage 34 draft [6/6] weichen in Beispiel 1 "Hochlochziegel" erheblich von einander ab (siehe auch Erläuterungen zu Kap. 4.3.4.1).

$$M_{Rd/limit} = \beta \cdot b \cdot d^2 \cdot f_d$$

$$\text{Nachweis a) } M_{Rd/limit} = 4,73 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Nachweis b) } M_{Rd/limit} = 7,06 \text{ kNm/m}$$

Entsprechend dem Faktor β beträgt die Abweichung $0,300/0,201 = 49 \%$. Gegenüber den Untersuchungen nach Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes ergeben sich somit nach EC 6, Stage 34 draft [6/6] zu hohe aufnehmbare Momente.

Für Leichtbetonsteine ergeben sich noch größere Abweichungen .

Nach Kapitel 4.2.2: $\beta = 0,157$

Nach [6/6]: $\beta = 0,3$

Abweichung: $0,300/0,157 = 91 \%$

Weitere erforderliche Untersuchungen

Die in diesem Forschungsbericht behandelten Aufgabenstellungen sind aktuelle Themen, die größtenteils im Zuge der Mitwirkung Deutschlands an der Überarbeitung des EC 6 sowie der Ausarbeitung der nationalen Stellungnahmen [6/7], [6/8] entstanden sind. Durch Fortführung und Ergänzung der Untersuchungen zum bewehrten Mauerwerk konnten durch diesen Bericht wichtige Verbesserungen und Klarstellungen für das Bemessungskonzept des EC 6 erreicht werden. Eine abschließende Beurteilung aller Einzelfestlegungen des EC 6 ist jedoch auch mit der Bearbeitung dieses Forschungsvorhabens nicht möglich gewesen. Um auch in Zukunft eine aktive Mitarbeit Deutschlands bei der Überarbeitung des EC 6 sicherzustellen, sind weitere Untersuchungen zu den nachstehend zusammengestellten Punkten notwendig:

Verformungsverhalten von bewehrtem Mauerwerk

- Es sind detaillierte Untersuchungen über das Verformungsverhalten von bewehrtem Mauerwerk notwendig. Zur Bestimmung der maximalen Verformung ist in den bisherigen Untersuchungen von einer gleichmäßigen Dehnung bzw. Dehnungsänderung ausgegangen worden. Da eine Rissbildung im Mauerwerk aber hauptsächlich im Fugenbereich auftritt, sind zumindest auf der Zugseite ungleichmäßige Dehnungen zu erwarten. Dabei ist ebenfalls das Verbund- und Rissverhalten von Füllbeton und- mörtel von Bedeutung. Es ist ebenfalls zu untersuchen, ob durch die Dehnungsinkonsistenz das aufnehmbare Biegemoment abzumindern ist.

Ideelle Steifigkeitsbeiwerte zur Schnittkraftermittlung und Verformungsberechnung

- Für die einfache und schnelle Ermittlung von Schnittkräften und Verformungen in einem Bauwerk aus bewehrtem Mauerwerk sind ideale Steifigkeitsbeiwerte EI und EA notwendig. Die genaue Ermittlung dieser Werte ist durch das Mitwirken verschiedenen Materialien mit variierendem Flächenanteil kompliziert. Als Anhaltspunkt sollten daher dem Anwender in der Norm bereits Werte vorgegeben werden, die auf der sicheren Seite liegen.

Berücksichtigung von Normalkräften bei der Bemessung

- Da die Normalkraft bei der Bewehrungsermittlung mit zu berücksichtigen ist, wurde in Kapitel 4.2.4 des Forschungsbericht deutlich gemacht. Es ist auch gezeigt worden, dass für eine genauere Bemessung bereits Verfahren vorhanden sind. Um die Einfachheit der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach EC 6 zu erhalten, ist es allerdings notwendig das vorhandene Verfahren zu erweitern oder durch ein anderes vereinfachtes Verfahren zu ersetzen.

Einfluss der Wandbewehrung auf die Knotensteifigkeit (Wand-Decken-Knoten)

- Die Bewehrung des bewehrten Mauerwerks beeinflusst auch die Einspannung von Stahlbetondecken an Wand-Decken-Knoten. Ein höherer Einspanngrad führt zu höheren Schnittkräften in der Wand. Es ist also in weiteren Untersuchungen zu ermitteln, wie sich die Knotensteifigkeit durch eine Wandbewehrung verändert.

Knicklängenermittlung

- Im unbewehrten Mauerwerk ist eine von den EULER-Fällen abweichende Knicklängenermittlung im EC 6 enthalten. Dadurch werden die speziellen Eigenschaften des Mauerwerks (Aufklaffen) berücksichtigt. Die Knicklänge einer 2-seitig eingespannten Wand verringert sich z.B. nicht um den Faktor 0,5 sondern nur um 0,75. Da sich bei bewehrtem Mauerwerk die Deckeneinspannung erhöht, ist im Gegenzug eine Verringerung der Knicklänge gegenüber dem unbewehrten Mauerwerk zu erwarten.

Grenzwerte der aufnehmbaren Bemessungsmomente M_{Rd}

- In Kapitel 4.2.2 des Forschungsberichtes wurde für die Bemessung unter Annahme des rechteckigen Spannungsblokes nach EC 6 ein Änderungsvorschlag ausgearbeitet.

Dieser Vorschlag berücksichtigt die bisher in EC 6, Redraft 9A [6/5] außer Acht gelassenen spezifischen Baustoffeigenschaften (Spannungs-Dehnungs-Linie, Bruchdehnungen). U.a. werden Gleichungen zur Ermittlung von Grenzwerten für die aufnehmbaren Bemessungsmomente $M_{Rd,limit}$ angegeben. Die Änderungen wurden bereits in EC 6, Stage 34 draft [6/6] - jedoch nur näherungsweise - eingearbeitet. Für die Grenzwerte M_{Rd} ergeben sich bei Mauerwerk aus Hochlochziegel und Leichtbetonsteinen erhebliche Unterschiede zwischen den Vorschlägen gemäß Kapitel 4.2.2 und EC 6, Stage 34 draft [6/6]. Die Tragfähigkeit der Bemessungsquerschnitte wird nach [6/6] überschätzt. Die Abweichungen betragen

für Hochlochziegel	49 %
für Leichtbetonsteine	91 %

Um damit evtl. verbundene Sicherheitsrisiken auszuschließen, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Berechnungsbeispiele

- In Kapitel 4.3 wurden beispielhaft Berechnungen zur Verdeutlichung der bereits im vorangegangenen Forschungsbericht [6/1] festgestellten Unstimmigkeiten des EC 6 durchgeführt. Mit den Beispielen wurden Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 des Berichtes zur Biegemomentenermittlung und zur Bemessung von bewehrten Mauerwerk überprüft sowie bereits in EC 6, Stage 34 draft [6/6] vorgenommene Änderungen kontrolliert. Die Untersuchungsergebnisse nach Kapitel 4.2.2 konnten mit den Berechnungsbeispielen bestätigt werden. Mit den in Kapitel 4.2.2 vorgeschlagenen Änderungen, die zum Teil bereits in EC 6 [6/6] eingearbeitet worden sind, wurden grobe Mängel im Bemessungskonzept des EC 6 beseitigt.

Zur Absicherung der bisherigen Schlussfolgerungen (Kapitel 4.2.2) und zur Überprüfung der Untersuchungsergebnisse nach den Kapiteln 4.2.3 bis 4.2.5 des Forschungsberichtes sollten unbedingt weitere Berechnungen in Form von praxisnahen Beispielen durchgeführt werden.

Zu den folgenden Themen wurden bereits bei der Bearbeitung des vorangegangenen Forschungsberichtes [6/1] Unstimmigkeiten im Eurocode 6 festgestellt. Eine abschließende

Beurteilung der Themen konnte auch innerhalb dieses Forschungsvorhabens nicht erfolgen.

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am Auflager

- Zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge am Auflager ist zunächst die erforderliche Bewehrung bezogen auf das Auflager in Abhängigkeit von der vorhandenen Zugkraft am Auflager zu bestimmen. Hierzu fehlen im Eurocode 6 nähere Angaben, sodass in den bisher durchgerechneten Beispielen nach [6/1] die Berechnung näherungsweise in Anlehnung an DIN 1053-3 [6/4] bzw. DIN 1045 [6/25] durchgeführt werden musste. Es sollten daher entsprechende Festlegungen in den EC 6 eingearbeitet werden.

Festigkeitswerte, charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} und Scherfestigkeit f_{cvk}

- Die bisherigen Fassungen des Eurocode 6 enthalten nur Festigkeitswerte bezogen auf Füllbeton. Es werden keine charakteristischen Werte für Verfüllmörtel genannt. Es muss geklärt werden, ob hier die Druckfestigkeitswerte f_m und die Haftscherfestigkeiten f_{vko} für Normalmörtel angesetzt werden dürfen. Wenn ja, sollte zumindest ein entsprechender Hinweis erfolgen.

Verankerung der Bewehrung an den Endauflagern

- Die in den bisherigen Fassungen des Eurocode 6 hierzu genannten Gleichungen sind vergleichbar mit den Regelungen zum Grundmaß der Verankerungslänge l_b nach DIN 1045 [6/25]. Der geforderte Mindestwert von $0,3 \cdot l_b$ – der auch in der Neuausgabe der DIN 1045 [6/20] genannt wird – überschreitet jedoch den nach [6/25] vergleichbaren Wert von $6 \cdot d_s$ bzw. $l_A/3$ bei Weitem. Für alle bisher nach Eurocode 6 im Forschungsbericht [6/1] durchgerechneten Beispiele konnte die geforderte Mindestlänge der Verankerung $0,3 \cdot l_b$ ($l_{b/min}$) nicht eingehalten werden, so dass entweder die gesamte Ausführung des Bauteils oder zumindest besondere Verankerungselemente erforderlich wurden.

Beispiel: Für C 20/25 (B 25), $f_{bok} = 3,0 \text{ MN/m}^2$, gerade Stabenden

$$l_b = 1,7 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \frac{1}{3,0} = 61,6 \cdot \phi$$

⇒ Stabdurchmesser ϕ 8, $l_b = 49,3 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 14,8 \text{ cm}$

ϕ 10, $l_b = 61,6 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 18,5 \text{ cm}$

ϕ 12, $l_b = 73,9 \text{ cm}$, $l_{b/min} = 22,2 \text{ cm}$

Bei Verankerung in Normalmörtel MG III (M 10) mit $f_{\text{bok}} = 1,5 \text{ MN/m}^2$ verdoppeln sich die Verankerungslängen sogar ($l_{\text{b/min}} \cong 30$ bis 45 cm). Übliche Auflagerlängen von 11,5 cm, z. B. bei Stürzen, sind somit zukünftig nicht mehr ausreichend.

*Als **abschließendes Ergebnis** dieses Forschungsberichtes wird festgestellt, dass die auf den Forschungstätigkeiten beruhenden und in den deutschen Stellungnahmen enthaltenen Änderungsvorschläge bereits weitgehend im EC 6, Stage 34 draft [6/6], berücksichtigt wurden. Damit konnten grobe Mängel im Bemessungskonzept des EC 6 beseitigt und zahlreiche Verbesserungen und Klarstellungen bei der Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach EC 6 erreicht werden. Jedoch konnten auch mit Bearbeitung dieses Forschungsberichtes nicht alle Festlegungen des EC 6 bzgl. des bewehrten Mauerwerkes abschließend beurteilt werden, so dass weitere Untersuchungen erforderlich sind.*

7 Literatur

Literatur zu Kapitel 1

- [1/1] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [1/2] DIN V ENV 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995, Normenausschuss für das Bauwesen im DIN 1999-12.
- [1/3] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000.
- [1/4] DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, 02/1990.
- [1/5] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [1/6] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.
- [1/7] Schubert, P., Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Redraft 9A (Okt. 2001). Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [1/8] Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Stage 34 draft (Mai 2002). Unveröffentlichtes Manuskript, Dresden September 2002.

Literatur zu Kapitel 2

- [2/1] DIN 1053-1: 11/96. Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung. NA Bau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, November 1996
- [2/2] DIN 1053-2: 11/96. 11/96. Mauerwerk. Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen. NA Bau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, November 1996
- [2/3] DIN 1053-3: 02/90. Mauerwerk. Bewehrtes Mauerwerk. Berechnung und Ausführung. NA Bau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Februar 1990
- [2/4] E-DIN 1053-3: 04/01. Mauerwerk. Bewehrtes Mauerwerk. Berechnung und Ausführung. NABau-Ausschuss 06.32.00 „Bewehrtes Mauerwerk“ im DIN, Berlin April 2001
- [2/5] DIN 1053-4: 09/78. Mauerwerk. Bauten aus Ziegelfertigbauteilen. NA Bau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, September 1978
- [2/6] E-DIN 1053-5:04/2002. Mauerwerk. Teil 5: Mauerwerk aus großformatigen Planbauelementen. NA Bau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, April 2002

- [2/7] E-DIN 1053-100: 12-2002. Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes. 2. Vorlage. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin Dezember 2002
- [2/8] Mann, W.; Jäger, W.: Vereinfachte Bemessung von Mauerwerk nach dem Teilsicherheitskonzept. In: Mauerwerk-Kalender 2003. Hrsgg. v. Peter Schubert, Hans-Jörg Irmschler und Wolfram Jäger. Ernst & Sohn, Berlin 2003, S. 349 – 365
- [2/9] DIN 1045-1: 07/01. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin Juli 2001
- [2/10] Draft prEN 1996-1-1: 08/02. Eurocode 6: Design of Masonry Structures. Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. CEN/TC 250/SC 6 Brussels, May 2002
- [2/11] Draft prEN 1996-1-2: 11/00. EN 1996: Design of Masonry structures. Part 1-2: general rules – Structural fire design. PT 2 of CEN/TC 250/SC 6, Brussels, November 2000
- [2/12] ENV 1996-1-3:1999-08. Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-3: Allgemeine Regeln – detaillierte Regeln bei horizontaler Belastung. Dt. Fassung ENV 1996-1-3: 1998. NABau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V: Berlin August 1999
- [2/13] Draft prEN 1996-2: 07/02. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 2: Design, Selection of materials and execution of masonry.- Stage 32 Draft. PT 4 of CEN/TC 250/SC 6, Brussels, July 2002.
- [2/14] Draft prEN 1996-3: 09/02. Eurocode 6: Design of Masonry Structures. Part 3: Simplified calculation methods. PT 5 of CEN/RC 250/SC 6, Brussels September 2002
- [2/15] Draft prEN 1990: Eurocode: Basis of Structural Design. Stage 34. English version. 23 January 2001, CEN Brüssel 2001
- [2/16] Final Draft prEN 1992-1: October 2001, Design of concrete structures - General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization
- [2/17] Jäger, W.: Zum Stand der europäischen Bemessungsregeln im Mauerwerksbau – Eurocode 6. In: Mauerwerk-Kalender 2003. Hrsgg. v. Peter Schubert, Hans-Jörg Irmschler und Wolfram Jäger. Ernst & Sohn, Berlin 2003, S. 637 – 658
- [2/18] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. In: Mauerwerk-Kalender 2003. Hrsgg. v. Peter Schubert, Hans-Jörg Irmschler und Wolfram Jäger. Ernst & Sohn, Berlin 2003, S. 5-24
- [2/19] Ebert, K.: Arbeitshilfen für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-3 mit Beispielen. In: Mauerwerk-Kalender 2000. Hrsgg. v. Peter Schubert und Hans-Jörg Irmschler. Ernst & Sohn, Berlin 2000, S. 555-561
- [2/20] Ebert, K.; Behl, M.: Forschungsbericht. Bewehrtes Mauerwerk. Bemessungstabellen für Biegung mit Anwendungsbeispiel. In: Mauerwerk-Kalender 2000. Hrsgg. v. Peter Schubert und Hans-Jörg Irmschler. Ernst & Sohn, Berlin 2002, S. 887- 899
- [2/21] Schneider, K.-J.: Bewehrtes Mauerwerk. Biegebemessung nach DIN 1053-3. In: Mauerwerksbau aktuell. Praxishandbuch 2003 für Architekten und Ingenieure. Hrsgg. V. Klaus-Jürgen Schneider und Norbert Weickenmeier. Bauwerk, Berlin 2003
- [2/22] BS 5628-2:2000: Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry, BSI - British Standard Institution, London, 11-2000

- [2/23] Amrhein, J. E. Reinforced Masonry Engineering Handbook - Clay and Concrete Masonry, 5th Edition, Masonry Institute of America, Los Angeles, US 1998.
- [2/24] Glanville, J.I.; Hatzinikolas, M.A.; Ben-Omran, H.A.: Engineered masonry design. Linit states design. Winston House, Winnipeg; Kanada 1996
- [2/25] Curtin, W.G.; Shaw, G.; Beck, J.K.; Bray, W.A.: Structural masonry designer's manual. BSP Professional Books, Oxford, UK 1991
- [2/26] Sahlin, S: Force eccentricity in walls caused by frame action. In: Wall Structures. CIB Proceedings of the 27th meeting of the CIB – W 23, Publication 133. Int. Counc. For building research studies and documentation. Ed. Rotterdam/Edinburgh 1990, pp. 7/24
- [2/27] Pauser, A.: Kommentar ÖNORM B3350, Beispiele. Technische Universität Wien, Institut für Hochbau und Industriebau, Abt. Hochbau, bautechnisches Labor, Vienna 1992

Literatur zu Kapitel 3

- [3/1] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [3/2] DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, 02/1990.
- [3/3] DIN V ENV 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995, Normenausschuss für das Bauwesen im DIN 1999-12.
- [3/4] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000
- [3/5] Schubert, P., Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Redraft 9A (Okt. 2001). Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [3/6] British Standard BS 5628: Code of Practice for Use of Masonry; Part 1: 1992: Unreinforced Masonry.
- [3/7] Jäger, W.; Pflücke, T.; Baier, G. u.a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i.A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, Juli 2000.
- [3/8] Schubert, P; Meyer, U.: Harmonisierung europäischer Baubestimmungen –Eurocode 6 Mauerwerksbau; Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, Abschlußbericht F330. Institut für Bauforschung Aachen (ibac). Aachen, 1990
- [3/9] DIN 1045, Ausgabe 07.88. Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
- [3/10] DIN 1045-1, Ausgabe 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

- [3/11] DIN V ENV 1992-1-1, Ausgabe 1992-06. Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1. Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991.

Literatur zu Kapitel 4.1

- [4.1/1] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [4.1/2] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [4.1/3] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.
- [4.1/4] Schubert, P.; Jäger, W.: German Comments on EC 6, Redraft 9A, October 2001. Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [4.1/5] Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Stage 34 draft (Mai 2002). Unveröffentlichtes Manuskript, Dresden September 2002.

Literatur zu Kapitel 4.2.1

- [4.2/1] DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 1995. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dezember 1996.
- [4.2/2] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000.
- [4.2/3] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [4.2/4] Jäger, W.; Pflücke, T.; Baier, G. u.a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i.A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, Juli 2000.
- [4.2/5] Schubert, P; Meyer, U.: Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Eurocode 6 Mauerwerksbau; Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, Abschlußbericht F330. Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac). Aachen, 1991.
- [4.2/6] Schubert, P; Meyer, U.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1992. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, S. 615 - 622.

- [4.2/7] DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Februar 1990.
- [4.2/8] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [4.2/9] Schubert, P.; Jäger, W.: German Comments on EC 6, Redraft 9A, October 2001. Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [4.2/10] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.
- [4.2/11] Entwurf DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Unveröffentlichtes Manuskript, April 2001
- [4.2/12] DIN 1045-1, Ausgabe 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli 2001.
- [4.2/13] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2. Planung von Stahlbeton -und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Juni 1992.

Literatur zu Kapitel 4.2.2 bis 4.2.5

- [4.2/1] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft, drafted 2002. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript.
- [4.2/2] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001
- [4.2/3] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000
- [4.2/4] DIN 1053-1: Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, 11/1996.
- [4.2/5] DIN 1053-3: Mauerwerk. Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Februar 1990.
- [4.2/6] DIN 1053-100, Entwurf vom 02.02.2002. NABau-06.30.00.
- [4.2/7] DIN V ENV 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995, Normenausschuss für das Bauwesen im DIN 1999-12.
- [4.2/8] DIN V ENV 1996-1-3: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Detaillierte Regeln bei horizontaler Belastung. Deutsche Fassung ENV 1996-1-3: 1998, Normenausschuss Bauwesen im DIN 1999-08.
- [4.2/9] ENV 1996-3: Berechnung und Ausführung von Mauerwerk. Teil 3: Vereinfachte Bemessungsmethoden und einfache Regeln für Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-3: 1999, Normenausschuss Bauwesen im DIN 1999-01.

- [4.2/10] 1st. Draft prEN 1992-1: December 1999, Design of concrete structures - General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization
- [4.2/11] Final Draft prEN 1992-1: October 2001, Design of concrete structures - General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization
- [4.2/12] BS 5628-1:1992: Code of practice for use of masonry – Part 1. Structural use of unreinforced masonry, BSI - British Standard Institution, London, 1992
- [4.2/13] BS 5628-2:2000: Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry, BSI - British Standard Institution, London, 11-2000
- [4.2/14] Schneider K.-J.: Vereinfachtes Berechnungsverfahren nach DIN 1053-1; Beitrag im Mauerwerksbau aktuell; Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2002
- [4.2/15] Jäger, W.; Pflücke, T.; Baier, G. u.a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i.A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, Juli 2000.
- [4.2/16] Graße, W.; Stabilitätstheorie, Grundlagen und Nachweise nach den Normen; Studienmaterial; Lehrstuhl für Stahlbau; TU-Dresden; August 1996
- [4.2/17] Reeh, H., Reeh, S. und Mathias, B.: Kalksandstein – DIN 1053-1, Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Düsseldorf: Beton-Verlag GmbH 1997.
- [4.2/18] Hendry, A. W.: Structural Masonry, 2. Edition, MacMillan, London, 1998.
- [4.2/19] Löser, B.; Löser, H.; Wiese, H.; Stritzke, J.: Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile. 19. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1986.
- [4.2/20] Jäger, W., Reeh, H., Schubert, P., Bergander, H., Mathias, B., Schlundt, A. und Waurig, R.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 1: Theoretische Grundlagen, Teil 2: Statistische Berechnungen, Forschungsbericht November 1998.
- [4.2/21] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A. und Baier, G.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 3A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 3B: Anlage, Forschungsbericht September 2000.
- [4.2/22] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4 A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4 B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [4.2/23] prEN 1992-1: Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1: General rules and rules for buildings, Final Draft, CEN-TC 250-SC 2, Brussels, Belgium 2001
- [4.2/24] Schubert, P.; Meyer, U.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, In: Mauerwerk-Kalender 1992, Ernst & Sohn, Berlin 1992, S. 615 - 6
- [4.2/25] Glock, C., Graubner, C.-A.: Bemessung bewehrter Mauerwerkswände, zur Veröffentlichung in der Zeitschrift Das Mauerwerk eingereicht

Literatur zu Kapitel 4.3

- [4.3/1] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [4.3/2] DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 1995. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dezember 1996.
- [4.3/3] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000.
- [4.3/4] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [4.3/5] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.
- [4.3/6] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2. Planung von Stahlbeton -und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Juni 1992.
- [4.3/7] DIN 1045-1, Ausgabe 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli 2001.
- [4.3/8] Wommelsdorff, Otto: Stahlbetonbau, Teil 1 Biegebeanspruchte Bauteile, Werner Ingenieur Texte, 6. Auflage, Werner- Verlag GmbH Düsseldorf, 1989
- [4.3/9] DIN 1045, Ausgabe 07.88. Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung
- [4.3/10] Entwurf DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Unveröffentlichtes Manuskript, April 2001

Literatur zu Kapitel 5

- [5/1] DIN V ENV 1996-1-1: Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 1995. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dezember 1996.
- [5/2] Schubert, P., Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Redraft 9A (Okt. 2001). Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [5/3] Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Stage 34 draft (Mai 2002). Unveröffentlichtes Manuskript, Dresden September 2002.
- [5/4] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.

- [5/5] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [5/6] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.

Literatur zu Kapitel 6

- [6/1] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A., Baier, G. und Greifenhagen, Chr.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 4A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 4B: Anlage, Forschungsbericht November 2001.
- [6/2] DIN V ENV 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-1-1: 1995, Normenausschuss für das Bauwesen im DIN 1999-12.
- [6/3] prEN 1996-1-1: Stage 32 draft, drafted November 2000. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, November 2000
- [6/4] DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, 02/1990.
- [6/5] prEN 1996-1-1: Redraft 9A, drafted October 2001. PT 1, SC 6. Unveröffentlichtes Manuskript. Garston, Watford, Oktober 2001.
- [6/6] prEN 1996-1-1: Stage 34 draft. Eurocode 6: Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, drafted Mai 2002. PT 1, SC 6/CEN, Brussels, Mai 2002.
- [6/7] Schubert, P., Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Redraft 9A (Okt. 2001). Unveröffentlichtes Manuskript, Aachen und Dresden 30.11.2001.
- [6/8] Jäger, W.: Deutsche Stellungnahme zur ENV 1996-1-1: Stage 34 draft (Mai 2002). Unveröffentlichtes Manuskript, Dresden September 2002.
- [6/9] DIN V ENV 1996-1-2: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung ENV 1996-1-2: 1995. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Beuth Verlag August 1997
- [6/10] DIN V ENV 1996-1-3: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Detaillierte Regeln bei horizontaler Belastung. Deutsche Fassung ENV 1996-1-3: 1998, Normenausschuss Bauwesen im DIN 1999-08.
- [6/11] ENV 1996-3: Berechnung und Ausführung von Mauerwerk. Teil 3: Vereinfachte Bemessungsmethoden und einfache Regeln für Mauerwerk. Deutsche Fassung ENV 1996-3: 1999, Normenausschuss Bauwesen im DIN 1999-01.
- [6/12] Nationales Anwendungsdokument (NAD). Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag 1997

- [6/13] DIN 1053-1: Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, 11/1996.
- [6/14] DIN 1053-2: 11/96. 11/96. Mauerwerk. Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen. NA Bau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, November 1996
- [6/15] Jäger, W., Reeh, H., Schubert, P., Bergander, H., Mathias, B., Schlundt, A. und Waurig, R.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 1: Theoretische Grundlagen, Teil 2: Statische Berechnungen, Forschungsbericht November 1998.
- [6/16] Jäger, W., Reeh, H., Mathias, B., Schlundt, A. und Baier, G.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 3A: Ergänzende Untersuchungen, Teil 3B: Anlage, Forschungsbericht September 2000.
- [6/17] Jäger, W.; Pflücke, T.; Baier, G. u.a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i.A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, Juli 2000.
- [6/18] Schubert, P; Meyer, U.: Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Eurocode 6 Mauerwerksbau; Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, Abschlußbericht F330. Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac). Aachen, 1991.
- [6/19] Schubert, P; Meyer, U.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1992. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, S. 615 - 622.
- [6/20] DIN 1045-1, Ausgabe 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [6/21] DIN V ENV 1992-1-1, Ausgabe 1992-06. Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1. Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991.
- [6/22] Final Draft prEN 1992-1: October 2001, Design of concrete structures - General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization
- [6/23] Glock, C., Graubner, C.-A.: Bemessung bewehrter Mauerwerkswände, zur Veröffentlichung in der Zeitschrift Das Mauerwerk eingereicht
- [6/24] Entwurf DIN 1053-3: Mauerwerk, Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Unveröffentlichtes Manuskript, April 2001
- [6/25] DIN 1045, Ausgabe 07.88. Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.

Bauforschung für die Praxis

- Brandschutzkosten im Wohnungsbau**
Karl Deters
Band 59, 2001, 245 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4258-0
€ 50,- | sFr 86,-
- Gemeinschaftliches Wohnen im Alter**
R. Weeber, G. Wölfle, V. Rösner
Band 58, 2001, 175 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4257-2
€ 46,- | sFr 79,-
- Entwicklung eines Bewertungssystems für ökonomisches und ökologisches Bauen und gesundes Wohnen**
C.J. Diederichs, P. Getto, S. Streck
Band 57, 2002, 230 S., mit CD-ROM, Abb., Tab., kart., ISBN 3-8167-4256-4
€ 50,- | sFr 86,-
- Vergabeverfahren und Baukosten**
Hannes Weeber, Simone Bosch
Band 56, 2001, 192 S., Abb., Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4255-6
€ 50,- | sFr 86,-
- Konzepte für die praxisorientierte Instandhaltungsplanung im Wohnungsbau**
Ralf Spilker, Rainer Oswald
Band 55, 2000, 71 S., 5 Abb., zahlr. Tab., kart., ISBN 3-8167-4254-8
€ 22,- | sFr 39,50
- Bewährung innen wärmedämmter Fachwerkbauten**
Problemstellung und daraus abgeleitete Konstruktionsempfehlungen
Reinhard Lamers, Daniel Rosenzweig, Ruth Abel
Band 54, 2000, 173 S., 123 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4253-X
€ 25,- | sFr 44,-
- Überprüfbarkeit und Nachbesserbarkeit von Bauteilen - untersucht am Beispiel der genutzten Flachdächer**
Rainer Oswald, Ralf Spilker, Klaus Wilmes
Band 53, 1999, 133 S., 49 Abb., 4 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4252-1
€ 37,- | sFr 63,-
- Bauschadensfibel für den privaten Bauherrn und Hauskäufer**
Rainer Oswald, Ruth Abel, Volker Schnapauff
Band 52, 1999, 140 S., 19 Abb., 3 Tab., fester Einband, ISBN 3-8167-4251-3
€ 25,- | sFr 44,-
- Balkone, kostengünstig und funktionsgerecht**
Hannes Weeber, Margit Lindner
Band 51, 1999, 146 S., 102 Abb., 26 Tab., kart., ISBN 3-8167-4250-5
€ 38,- | sFr 65,-
- Kostenfaktor Erschließungsanlagen**
Hannes Weeber, Michael Rees
Band 50, 1999, 226 S., 107 Abb., 15 Tab., kart., ISBN 3-8167-4249-1
€ 50,- | sFr 86,-
- Eigenleistung beim Bauen**
Wie Eigentümer und Mieter sich am Bau ihrer Wohnung beteiligen können
R. Weeber, H. Weeber, S. Kleebaur, H. Gerth, W. Pohrt
Band 49, 1999, 154 S., 25 Abb., 12 Tab.,
ISBN 3-8167-4248-3
€ 22,- | sFr 39,50
- Kosteneinsparung durch Bauzeitverkürzung**
Barbara Bredenbals, Heinz Hullmann
Band 48, 1999, 174 S., 38 Abb., 36 Tab.,
ISBN 3-8167-4247-5
€ 37,- | sFr 64,-
- Das wärme- und feuchteschutztechnische Verhalten von stählernen Fassadendurchdringungen**
Lutz Franke, Gernod Deckelmann
Band 47, 1998, 74 S., 38 Abb., 13 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4246-7
€ 15,- | sFr 26,-
- Kostengünstige bauliche Maßnahmen zur Reduzierung des Energieverbrauchs im Wohnungsbestand**
R. Oswald, R. Lamers, V. Schnapauff, R. Spilker, K. Wilmes
Band 46, 1998, 100 S., 57 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4245-9
€ 17,- | sFr 30,50
- Sicherung des baulichen Holzschutzes**
Horst Schulze
Band 45, 1998, 168 S., 136 Abb., 10 Tab., kart., ISBN 3-8167-4244-0
€ 22,- | sFr 39,50
- Luftdichtigkeit von industriell errichteten Wohngebäuden in den neuen Bundesländern**
Wolfgang Richter, Dirk Reichel
Band 44, 1998, 88 S., 34 Abb., 15 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4243-2
€ 15,- | sFr 26,-
- Leitfaden Kostendämpfung im Geschoßwohnungsbau**
Karl Deters, Joachim Arlt
Band 43, 1998, 162 S., 135 Abb., 34 Tab., kart., ISBN 3-8167-4242-4
€ 22,- | sFr 39,50
- Langzeitbewährung und Entwicklungstendenzen von Kunststoff-Bauprodukten im Wohnungsbau**
Dieter Arlt, Rainer Weltring
Band 42, 1998, 137 S., 90 Abb., 7 Graph., kart., ISBN 3-8167-4241-6
€ 20,- | sFr 35,-
- Ausschreibungshilfen für recyclinggerechte Wohnbauten**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 41, 1998, 172 S., 28 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4240-8
€ 22,- | sFr 39,50
- Gebrauchsanweisung für Häuser**
Volker Schnapauff, Silke Richter-Engel
Band 40, 1997, 116 S., 4 Abb., 7 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4239-4
€ 19,- | sFr 34,-
- Ergänzender Neubau in bestehenden Wohnsiedlungen**
H. Weeber, R. Weeber, M. Lindner, u. a.
Band 39, 1997, 194 S., 230 Abb., kart.,
ISBN 3-8167-4238-6
€ 25,- | sFr 44,-
- Lüftung in industriell errichteten Wohnhäusern**
Wilfried Jank
Band 37, 1997, 66 S., 17 Abb., 12 Tab., 13 Tafeln, kart., ISBN 3-8167-4236-X
€ 15,- | sFr 26,-
- Auswirkungen der neuen Wärmeschutzverordnung auf den Schallschutz von Gebäuden**
Siegfried Koch, Werner Scholl
Band 36, 1997, 72 S., 33 Abb., 2 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4235-1
€ 15,- | sFr 26,-
- Baukostensenkung durch gesicherte Schadensbeurteilung an aufwerksporigen Leichtbetonelementen der industriell errichteten Wohnbauten der ehemaligen DDR**
Mirko Neumann, Mathias Reuschel
Band 35, 1997, 320 S., 227 Abb., 105 Tab., kart., ISBN 3-8167-4234-3
€ 41,- | sFr 70,-
- Verhinderung von Emissionen aus Baustoffen durch Beschichtungen**
Lutz Franke, Martin Wesselmann
Band 34, 1997, 68 S., 11 Abb., 9 Tab., kart.,
ISBN 3-8167-4233-5
€ 15,- | sFr 26,-
- Wärmedämmverbundsysteme (WDVS) im Wohnungsbau**
Institut für Bauforschung e.V., Hannover
Band 32, 1997, 250 S., 128 Abb., 20 Tab., kart., ISBN 3-8167-4231-9
€ 30,- | sFr 51,50

BESTELLSCHEIN

■ Titel ankreuzen und im Umschlag oder
■ per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07
■ senden an:

Fraunhofer IRB Verlag

■ Fraunhofer-Informationszentrum
■ Raum und Bau IRB
■ Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
■ Telefon (07 11) 970 - 25 00
■ E-Mail: info@irb.fhg.de
■ URL: <http://www.IRBbuch.de>

■ Absender

■ Straße/PF

■ PLZ/Ort

■ Datum

■ Unterschrift

- Niedrigenergiehäuser unter Verwendung des Dämmstoffes Styropor**
Teil 1, Konstruktionsempfehlungen und optimierte Anschlußsituationen (Details)
W.-H. Pohl, S. Horschler, R. Pohl
Teil 2, Quantitative Darstellung der Wirkung von Wärmebrücken
Gerd Hauser, Horst Stiegel
Band 31, 1997, 294 S., 169 Abb., kart., ISBN 3-8167-4230-0
€ 14,- | sFr 25,-
- Fenster - Sanierung und Modernisierung**
Hans-Rudolf Neumann
Band 30, 1997, 134 S., 90 Abb., 11 Tab., kart., ISBN 3-8167-4229-7
€ 20,- | sFr 35,-
- Schäden an nicht industriell hergestellten Wohnbauten der neuen Bundesländer**
R. Oswald, R. Spilker, V. Schnapauff, u. a.
Band 29, 1996, 116 S., 66 Abb., 30 Tab., kart., ISBN 3-8167-4228-9
€ 17,- | sFr 30,50
- Parkierungsanlagen im verdichteten Wohnungsbau**
Hannes Weeber, Rotraut Weeber
Band 28, 1997, 156 S., 60 Abb., 28 Tab., kart., ISBN 3-8167-4227-0
€ 22,- | sFr 39,50
- Möglichkeiten der Einsparung von Wohnkosten durch Mieterbeteiligung**
M. Efff, K. Goldt, B. Harms, u. a.
Band 27, 1997, 157 S., 3 Abb., 8 Tab., kart., ISBN 3-8167-4226-2
€ 22,- | sFr 39,50
- Die Berechnung von Flachdecken über Zustands- und Einflußflächen**
Max Baerschneider
Band 26, 1996, 380 S., 196 Tab., kart., zweibändig, ISBN 3-8167-4225-4
€ 49,- | sFr 83,50
- Feuchttransportvorgänge in Stein und Mauerwerk - Messung und Berechnung**
M. Krus, H.-M. Künzel, K. Kießl
Band 25, 1996, 75 S., 31 Abb., 2 Tab., kart., ISBN 3-8167-4224-6
€ 15,- | sFr 26,-
- Wohngebäudesanierung und Privatisierung**
Hannes Weeber, Michael Rees
Band 24, 1996, 107 S., 51 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4223-8
€ 20,- | sFr 35,-
- Der Feuchtehaushalt von Holz-Fachwerkwänden**
Helmut Künzel
Band 23, 1996, 85 S., 32 Abb., 10 Tab., kart., ISBN 3-8167-4222-X
€ 15,- | sFr 26,-
- Neue Konstruktionsalternativen für recyclingfähige Wohngebäude**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 22, 1996, 110 S., 26 Abb., 3 Tab., kart., ISBN 3-8167-4221-1
€ 17,- | sFr 30,50
- Standisicherheit der Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**
E. Cziesielski, N. Fouad, F.-U. Vogdt
Band 21, 1996, 226 S., 71 Abb., kart., ISBN 3-8167-4220-3
€ 30,- | sFr 51,50
- Sicherheit von Glasfassaden**
X. Shen, H. Techen, J. D. Wörner
Band 20, 1996, 38 S., 26 Abb., 4 Tab., kart., ISBN 3-8167-4219-X
€ 12,- | sFr 21,50
- Kostengünstige Umnutzung aufgegebener militärischer Einrichtungen für Wohnzwecke, Wohnergängungseinrichtungen und andere Nutzungen**
B. Jacobs, J. Kirchhoff, J. Mezler
Band 19, 1996, 204 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4218-1
€ 28,- | sFr 47,50
- Holztafelbauweise im mehrgeschossigen Wohnungsbau**
Barbara Bredenbals, Heinz Hullmann
Band 18, 1996, 237 S., 116 Abb., 23 Tab., kart., ISBN 3-8167-4217-3
€ 30,- | sFr 51,50
- Gefährdungspotentiale asbesthaltiger Massenbaustoffe in den neuen Bundesländern**
Klaus Bergner, unter Mitarbeit von Franka Stodollik und Hans-Otto Eckler
Band 17, 1996, 75 S., 26 Abb., 9 Tab., kart., ISBN 3-8167-4216-5
€ 15,- | sFr 26,-
- Transparent gedämmte Altbauten**
G. H. Bondzio, K. Brandstetter, P. Sulzer, S. Al Bosta, u. a.
Band 15, 1996, 130 S., 44 Abb., 7 Tab., kart., ISBN 3-8167-4214-9
€ 22,- | sFr 39,50
- Kosten und Techniken für das "Überwintern" erhaltenswerter Bausubstanz**
Michael Rees, Hannes Weeber
Band 14, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4213-0
€ 25,- | sFr 44,-
- Menschengerechte Raumklimatisierung durch Quelllüftung und Flächenkühlung**
Erhard Mayer (Hrsg.)
Band 13, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4212-2
€ 25,- | sFr 44,-
- Zusätzliche Wärmedämmsysteme bei Fertigteilbauten**
Typenserie P2
P. Bauer, B. Loeser, H. Schwarzig, T. Spengler
Band 12, 1995, 118 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4211-4
€ 20,- | sFr 35,-
- Körperschalldämmung von Sanitäräumen**
Karl Gösele, Volker Engel
Band 11, 1995, 76 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4210-6
€ 15,- | sFr 26,-
- Bauschäden an Holzbalkendecken in Feuchtraumbereichen**
Gertraud Hofmeister
Band 9, 1995, 210 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4208-4
€ 25,- | sFr 44,-
- Ökologische Auswirkungen von Hochhäusern**
Band 8, 1995, 418 S., 114 Abb., kart., ISBN 3-8167-4207-6
€ 50,- | sFr 86,-
- Wohnhochhäuser heute**
H. Weeber, R. Weeber, M. Hasenmaier, u. a.
Band 7, 1995, 165 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4206-8
€ 25,- | sFr 44,-
- Abfallvermeidung in der Bauproduktion**
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm
Band 6, 1994, 198 S., 75 Abb., 16 Tab., kart., ISBN 3-8167-4205-X
€ 25,- | sFr 44,-
- Barrierefreie Erschließungssysteme von Wohngebäuden**
R. Weeber, M. Rees, H. Weeber
Band 5, 1994, 64 S., 52 Abb., 6 Tab., kart., ISBN 3-8167-4204-1
€ 12,- | sFr 21,50
- Die Ausführung des Umkehrdaches bei erhöhten Anforderungen an den Wärmeschutz**
Lutz Franke, Gernod Deckelmann
Band 4, 1994, 80 S., zahlreiche Abb. und Tab., kart., ISBN 3-8167-4203-3
€ 20,- | sFr 35,-
- Niveaugleiche Türschwellen bei Feuchträumen und Dachterrassen**
R. Oswald, A. Klein, K. Wilmes
Band 3, 1994, 56 S., 48 Abb., kart., ISBN 3-8167-4202-5
€ 12,- | sFr 21,50
- Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**
R. Oswald, V. Schnapauff, R. Lamers, u. a.
Band 2, 1995, 333 S., 515 Abb., kart., ISBN 3-8167-4201-7
€ 40,- | sFr 69,50
- Heizung und Lüftung im Niedrigenergiehaus**
Gerhard Hausladen, Peter Springl
Band 1, 1994, 214 S., 74 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4200-9
€ 25,- | sFr 44,-
- Informieren Sie mich bitte laufend über neue **Fachbücher**

BESTELLSCHEIN

Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 2508 oder -2507 senden an:

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum
 Raum und Bau IRB

Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart

Telefon (07 11) 970 - 25 00

E-Mail: info@rb.fhg.de

URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender

.....

.....

.....

Straße/PF

.....

PLZ/Ort

.....

Datum

.....

Unterschrift

Schadenfreies Bauen

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann

- Schadenfreies Bauen**
Gesamtausgabe Bände 1 – 26
2002, alle Bände mit festem Einband
ISBN 3-8167-5796-0
€ 1037,- | sFr 1744,-
Bei Abnahme der Gesamtausgabe sparen Sie € 115,-
- Schäden an polymeren Beschichtungen**
Robert Engelfried
Band 26: 2001, 146 S., 94 Abb., 14 Tab.,
ISBN 3-8167-5795-2
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Belägen und Bekleidungen mit Keramik- und Werksteinplatten**
Günter Zimmermann
Band 25: 2001, 200 S., 175 Abb., 16 Tab.,
ISBN 3-8167-5791-X
€ 48,- | sFr 82,50
- Schäden an Installationsanlagen**
Heizungs- und Raumluftechnische Anlagen,
Trinkwasser-, Abwasser- und Gasinstallationsanlagen
Heinz Wirth, Stefan Wirth
Band 24: 2001, 270 S., 114 Abb., 33 Tab.,
ISBN 3-8167-5790-1
€ 57,- | sFr 96,-
- Schäden an Türen und Toren**
Ralf Schumacher
Band 23: 2001, 372 S., 291 Abb., 32 Tab.,
ISBN 3-8167-4169-X
€ 71,- | sFr 118,-
- Schäden an elastischen und textilen Bodenbelägen**
Hans-Joachim Scheewe
Band 22: 2001, 232 S., 80 überw. farb. Abb.,
50 Tab.,
ISBN 3-8167-4168-1
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Glasfassaden und -dächern**
Peter Küffner, Oliver Lummertzheim
Band 21: 2000, 132 S., 106 z.T. farb. Abb.,
6 Tab.,
ISBN 3-8167-4165-7
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Wärmedämm-Verbundsystemen**
Erich Cziesielski, Frank Ulrich Vogdt
Band 20: 2000, 202 S., 75 Konstruktionsskizzen,
28 Tab. u. Diagramme, 98 Fotos,
ISBN 3-8167-4164-9
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden aus Mehrschicht-Betonplatten**
Ralf Ruhnau, Nabil Fouad
Band 19: 1998, 104 S., 61 Abb., 7 Tab.,
ISBN 3-8167-4160-6
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Deckenbekleidungen und abgehängten Decken**
Hubert Satzger
Band 18: 1998, 78 S., 59 Abb., 5 Tab.,
ISBN 3-8167-4159-2
€ 23,- | sFr 40,50
- Schäden an Dränanlagen**
Wilfried Muth
Band 17: 1997, 114 S., 128 Abb., 10 Tab.,
ISBN 3-8167-4154-1
€ 35,- | sFr 60,50
- Tauwasserschäden**
Richard Jenisch
Band 16: 2. überarb. Aufl., 2001, 129 S.,
66 Abb., 6 Tab., ISBN 3-8167-5792-8
€ 37,- | sFr 62,50
- Schäden an Estrichen**
Klaus G. Aurnhammer
Band 15: 2., erg. Aufl., 1999, 216 S., 44 Abb.;
17 Tab.,
ISBN 3-8167-4162-2
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Tragwerken aus Stahlbeton**
Bernhard Brand, Gerhard Glatz
Band 14: 1996, 217 S., 129 Abb., 24 Tab.,
ISBN 3-8167-4153-3
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Außenwänden aus Ziegel- und Kalksandstein-Verblendmauerwerk**
Helmut Klaas, Erich Schulz
Band 13: 1995, 224 S., 162 Abb., 13 Tab.,
ISBN 3-8167-4152-5
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Metallfassaden und -dachdeckungen**
Franz Lubinski, Fritz Röbber, Uwe Nagel, u. a.
Band 12: 2. erw. Aufl., 2001, 415 S., 303
Abb., 22 Tab.,
ISBN 3-8167-4166-5
€ 76,- | sFr 127,-
- Schäden an Außenmauerwerk aus Naturstein**
Martin Sauder, Renate Schloenbach
Band 11: 1995, 274 S., 95 Abb., 31 Tab.,
ISBN 3-8167-4150-9
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden mit Asbestzement-, Faserzement- und Schieferplatten**
Klaus W. Liersch
Band 10: 1995, 146 S., 86 Abb., 20 Tab.,
ISBN 3-8167-4149-5
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Fassadenputzen**
Helmut Künzel
Band 9: 2. erw. Aufl., 2000, 142 S., mit zahlr.
Abb. und Tab.,
ISBN 3-8167-4167-3
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Abdichtungen in Innenräumen**
Erich Cziesielski, Michael Bonk
Band 8: 1994, 112 S., 55 Abb., 4 Tab.,
ISBN 3-8167-4147-9
€ 33,- | sFr 57,-
- Rissschäden an Mauerwerk**
Ursachen erkennen - Rißschäden vermeiden.
Werner Pfefferkorn
Band 7: 3. überarb. Aufl., 2002, 292 S.,
290 Abb., 18 Tab.,
ISBN 3-8167-5793-6
€ 53,- | sFr 89,-
- Schäden an Fenstern**
Wolfgang Klein
Band 6: 1994, 154 S., 92 Abb., 2 Tab.,
ISBN 3-8167-4145-2
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Wänden und Decken in Holzbauart**
Horst Schulze
Band 5: 1993, 158 S., 140 Abb.,
ISBN 3-8167-4144-4
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Industrieböden**
Erich Cziesielski, Thomas Schrepfer
Band 4: 2., erw. Aufl., 1999, 169 S., 69 Abb.,
33 Tab.,
ISBN 3-8167-4163-0
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Sichtbetonflächen**
Heinz Klopfer
Band 3: 1993, 123 S., 77 Abb., 9 Tab.,
ISBN 3-8167-4142-8
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Flachdächern und Wannenaus wasserundurchlässigem Beton**
Gottfried C.O. Lohmeyer
Band 2: 3. neu bearb. Aufl., 2001, 272 S.,
171 Abb., 28 Tab.,
ISBN 3-8167-5794-4
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwandfugen im Beton- und Mauerwerksbau**
Ralf Ruhnau
Band 1: 1992, 132 S., 87 Abb.,
ISBN 3-8167-4140-1
€ 35,- | sFr 60,50

BESTELLSCHEIN

■ Titel ankreuzen und im Umschlag oder
■ per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07
■ senden an:

Fraunhofer IRB Verlag

■ Fraunhofer-Informationszentrum
■ Raum und Bau IRB

■ Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
■ Telefon (07 11) 970 - 25 00
■ E-Mail: info@irb.fhg.de
■ URL: <http://www.IRBbuch.de>

■ Absender

■

■

■

■

■ Straße/PF

■

■ PLZ/Ort

■

■ Datum

■

■ Unterschrift

Die »Bauschäden-Sammlung« in 13 Bänden

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann



In der Fachwelt hat diese Zusammenstellung von typischen Bauschadensfällen als wichtiger Beitrag zur Verbesserung der Bau- und Planungsleistungen großes Ansehen erlangt.

Die 13 Bände mit dem Untertitel »Sachverhalt - Ursachen - Sanierung« enthalten Schadensberichte aus allen baukonstruktiven Bereichen und sind durch Themen- und Sachregister erschlossen.

Der Nutzer kann so auf Anhieb feststellen,

- ob ein gleicher oder ähnlicher Schaden bereits dokumentiert ist,
- welche Schäden für ein bestimmtes Bauteil typisch sind,
- wie diese Schäden vermieden werden können oder welche Maßnahmen zu ihrer Behebung in Frage kommen.

Seit 3 Jahrzehnten ist die »Bauschäden-Sammlung« eine ständige Rubrik des »Deutschen Architektenblattes«.

Bauschäden-Sammlung, Band 13 Sachverhalt - Ursachen - Sanierung

2001, 184 Seiten,
zahlreiche, überwiegend farbige
Abbildungen, fester Einband,
ISBN 3-8167-4185-1
€ 27,- | sFr 44,-

Der Herausgeber

Professor Günter Zimmermann, ein bekannter Bausachverständiger mit langjähriger Erfahrung, betreut seit 3 Jahrzehnten die »Bauschäden-Sammlung« im »Deutschen Architektenblatt« und ist auch für die Herausgabe der Buchausgabe verantwortlich.

BESTELLSCHEIN

- Band 1:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 2:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 3:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 4:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 5:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 6:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 7:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 8:** 168 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 9:** 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 10:** 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 11:** 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 12:** 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 13:** 184 Seiten
€ 27,- | sFr 44,-

Sie sparen € 36,- bei Abnahme der

- Bände 1-13 komplett:**
€ 315,- | sFr 476,-

Alle Bände im Format A 5 quer, mit zahlreichen, zum Teil farbigen Abbildungen, festem Einband und Fadenheftung

Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07 senden an:

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum
Raum und Bau IRB

Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart
Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
E-Mail: info@irb.fhg.de
URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender

.....

.....

Straße/PF

PLZ/Ort

Datum

Unterschrift

Abb. 3: Starke Ausblühungen unterhalb von durchfeuchteten Fassadenbereichen.

Abb. 4: Durchfeuchtung mit Ausblühung unter einer Fensterbank.

Abb. 5: Fehlstellen und undichte Fugen in den Fensterbänken.

Abb. 3



Abb. 4

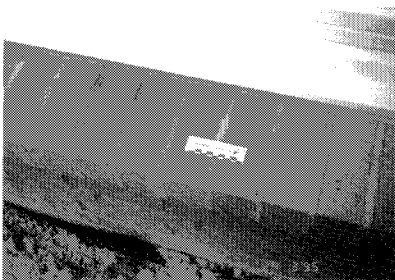


Abb. 5