

Versuche an knirsch vermauertem Backsteinmauerwerk

Report**Author(s):**

Marti, Peter; Barth, Mathias

Publication date:

1997

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-001853805>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

IBK Bericht 230

Versuche an knirsch vermauertem Backsteinmauerwerk

*Mathias Barth, dipl. Bauing. ETH
Prof. Dr. Peter Marti*

*Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*

*Zürich
August 1997*

Vorwort

In den bisher an unserem Institut durchgeführten Forschungsarbeiten zur Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerk wurde praktisch ausschliesslich in den Stossfugen vollfugig vermörteltes Mauerwerk betrachtet. In der Praxis ist Mauerwerk jedoch seit einigen Jahren oft knirsch vermauert, das heisst ohne Stossfugenvermörtelung ausgeführt worden. Da bisher keine entsprechenden Forschungsergebnisse vorlagen, beschränkt die Norm SIA V177 den Einsatz dieser Vermauerungsart auf Wände unter Normalkraftbeanspruchung; Stossfugen von Wänden, die zur Schubübertragung herangezogen werden, sind vollfugig zu vermörteln.

Mit den vorliegenden experimentellen Untersuchungen sollte die Wissenslücke bezüglich des Schubtragverhaltens von knirsch vermauerten Mauerwerkswänden beseitigt werden. Es zeigte sich, dass die Mauerwerksfestigkeit bei knirscher Vermauerung der Stossfugen im Vergleich zu Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Stossfugen im allgemeinen beträchtlich reduziert wird, und dass der Steifigkeitsabfall noch ausgeprägter ist. Der Festigkeitsabfall kann zwar durch Anordnung einer Lagerfugenbewehrung wettgemacht werden, die Steifigkeitsreduktion bleibt jedoch erheblich. Aus diesen Gründen wird die Forderung der Norm SIA V177 unterstützt: Schubwände sollten im allgemeinen vollfugig vermauert werden.

Zürich, August 1997

Prof. Dr. Peter Marti

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Hintergrund	1
1.2	Problemstellung, Zielsetzung und Abgrenzung	1
1.3	Versuchsprogramm	2
1.3.1	Normversuche	2
1.3.2	Kleinkörperversuche	2
2	Baustoffe	4
2.1	Steine	4
2.2	Mörtel	4
2.3	Lagerfugenbewehrung	5
3	Versuchskörper	7
3.1	Normversuche	7
3.2	Kleinkörperversuche	8
4	Versuchsdurchführung	9
4.1	Normversuche	9
4.1.1	Versuchsanlage und Belastungseinrichtung	9
4.1.2	Versuchsvorbereitung und -durchführung	11
4.1.3	Messungen	12
4.2	Kleinkörperversuche	13
4.2.1	Versuchsanlage und Belastungseinrichtung	13
4.2.2	Versuchsvorbereitung und -durchführung	14
4.2.3	Messungen	14
5	Versuchsergebnisse	16
5.1	Normversuche (X-Körper)	16
5.1.1	Mauerwerkskennwerte	16
5.1.2	Trag- und Bruchverhalten	17
5.2	Normversuche (Y-Körper)	18
5.2.1	Mauerwerkskennwerte	18
5.2.2	Trag- und Bruchverhalten	19
5.3	Kleinkörperversuche	22
5.3.1	Mauerwerkskennwerte	22
5.3.2	Trag- und Bruchverhalten	23

Zusammenfassung	39
Résumé	41
Summary	43
Verdankungen	45
Literatur	46
Bezeichnungen	48

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

In den Jahren 1974 bis 1990 wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich unter der Leitung von Prof. Dr. Bruno Thürlimann verschiedene Forschungsarbeiten zur Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerk unter exzentrischer Normalkraft [1-7] und zentrischen Scheibenkräften [8-17] durchgeführt.

Seit 1991 wurden diese Arbeiten unter der Leitung des zweitgenannten Verfassers auf kombiniert beanspruchtes und bewehrtes Mauerwerk ausgedehnt [18-23]. Dabei wurde praktisch ausschliesslich in den Stossfugen vollfugig vermörteltes Mauerwerk betrachtet.

1.2 Problemstellung, Zielsetzung und Abgrenzung

In der schweizerischen Praxis ist Mauerwerk seit einigen Jahren zunehmend knirsch vermauert, das heisst ohne Stossfugenvermörtelung ausgeführt worden.

Da bisher keine entsprechenden Forschungsergebnisse vorlagen, beschränkt die Norm SIA V177 [24] den Einsatz dieser Vermauerungsart auf Wände unter Normalkraftbeanspruchung; Stossfugen von Wänden, die zur Schubübertragung herangezogen werden, sind vollfugig zu vermörteln.

Das Ziel der vorliegenden experimentellen Untersuchungen bestand darin, die Wissenslücke bezüglich des Schubtragverhaltens von knirsch vermauerten Mauerwerkswänden zu beseitigen und einen sauberen Vergleich mit Wänden zu ermöglichen, deren Stossfugen vollfugig vermörtelt sind.

Die Untersuchungen beschränkten sich auf unbewehrtes und mit einer Lagerfugenbewehrung versehenes Backsteinmauerwerk.

1.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm ist in den Tabellen 1.1 und 1.2 zusammengestellt. Insgesamt wurden 21 Normversuche und 19 Kleinkörperversuche durchgeführt. Dabei kamen drei Ausbildungen der Stossfugen zur Anwendung:

- Serie A: Stossfuge mit 10 mm Luftspalt;
- Serie B: Stossfuge knirsch (ohne Stossfugenmörtel) ausgebildet;
- Serie C: Stossfuge vollfugig (mit Doppelspatz) ausgebildet.

1.3.1 Normversuche

Die 21 Normversuche dienten einerseits der Ermittlung der Druckfestigkeit f_x und des Elastizitätsmoduls E_x (je drei Versuche pro Serie), andererseits der Bestimmung der Druckfestigkeit f_y in Abhängigkeit des Grades der Quervorspannung in x-Richtung (je vier Versuche pro Serie). Die Norm SIA V177 [24] schreibt für die Bestimmung von f_y vor, dass der Prüfkörper in x-Richtung auf einen Wert von $0.10 f_x$ vorgespannt werden muss. Zur Berücksichtigung abweichender Werte wurden auch Versuche mit Quervorspannungen von $0.05 f_x$, $0.15 f_x$ und $0.20 f_x$ vorgesehen.

Gesuchter Normwert	f_x, E_x	f_y			
Quervorspannung	-	$0.05 f_x$	$0.10 f_x$	$0.15 f_x$	$0.20 f_x$
Serie A	XA1, XA2, XA3	YA05	YA10	YA15	YA20
Serie B	XB1, XB2, XB3	YB05	YB10	YB15	YB20
Serie C	XC1, XC2, XC3	YC05	YC10	YC15	YC20

Tabelle 1.1 – Normversuche gemäss Norm SIA V177 [24].

1.3.2 Kleinkörperversuche

Insgesamt wurden 19 Kleinkörperversuche zur Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit f_{α} in Abhängigkeit der Lagerfugeneigung α und der Stossfugenausbildung (Serien B und C) durchgeführt. Zusätzlich zu den zwölf unbewehrten Kleinkörpern (Serien B und C) wurden sieben mit Lagerfugenebewehrung versehene Kleinkörper (Serien Bb und Cb) geprüft. Der Versuchskörper KB60b wurde beim Transport beschädigt und konnte nicht geprüft werden.

α [°]	0	15	30	45	60	90
Serie B	KB00	KB15	KB30	KB45	KB60	KB90
Serie Bb	-	KB15b	KB30b	KB45b	KB60b ¹⁾	-
Serie C	KC00	KC15	KC30	KC45	KC60	KC90
Serie Cb	-	KC15b	KC30b	KC45b	KC60b	-

Tabelle 1.2 – Kleinkörperversuche. ¹⁾Prüfkörper beim Transport beschädigt.

2 Baustoffe

2.1 Steine

Die Versuchskörper wurden mit einer einzigen Steinsorte gemauert (Swissmodul® BN 15/19). Alle verwendeten Steine wurden im Werk Istighofen am gleichen Tag hergestellt. Die Steinprüfungen nach Norm SIA V177 [24] mussten deshalb nur einmal durchgeführt werden. In der Tabelle 2.1 sind die Ergebnisse der Normprüfungen zusammengestellt.

Länge / Höhe / Breite [mm]	290 / 190 / 150
Steinmasse [kg]	7.28
Bruttotrockenrohichte [kg/m ³]	1595
Nettotrockenrohichte [kg/m ³]	887
Steindruckfestigkeit [MPa]	36.2
Querzugfestigkeit [MPa]	8.1
Wasseraufnahmekoeffizient [kg/m ² min]	2.4
Lochflächenanteil [%]	44

Tabelle 2.1 – Ergebnisse der Steinprüfungen nach Norm SIA V177 [24].

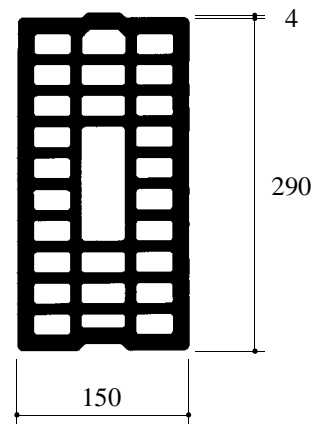


Bild 2.1 – Lochbild. Abmessungen in mm.

Die Steinform kann Bild 2.1 entnommen werden. Charakteristisch sind die vier durchgehenden Lamellen sowie die Nut und der Kamm in den beiden Stossflächen.

2.2 Mörtel

Der verwendete Mörtel LZMM SIA V177, ein Normmörtel gemäss Norm SIA V177 [24], wurde in einem Silo trocken angeliefert und vor dem Vermauern in einem Durchlaufmischer aufbereitet. Pro Herstellungswoche wurden jeweils drei Mörtelprismen 160 / 40 / 40 mm erstellt, welche der Ermittlung der Biegezug- und Würfeldruckfestigkeiten dienten. Die Ergebnisse der Normprüfungen (Mittelwerte aus drei Prismen) sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Versuche	XA, XB, XC	YA, YB, YC	KB	KC	KBb, KCb
Herstellungsdaten	1.7.96	28.7.96	22./23.8.96	26.-28.6.96	30.9.-2.10.96
Biegezugfestigkeit [MPa]	5.7	4.6	4.4	4.4	4.3
Würfeldruckfestigkeit [MPa]	22.3	17.6	15.6	16.1	17.7

Tabelle 2.2 – Ergebnisse der Mörtelprüfungen nach Norm SIA V177 [24].

2.3 Lagerfugenbewehrung

In den acht bewehrten Kleinkörpern wurde Murfor[®]-Lagerfugenbewehrung eingelegt, siehe Bild 2.2.

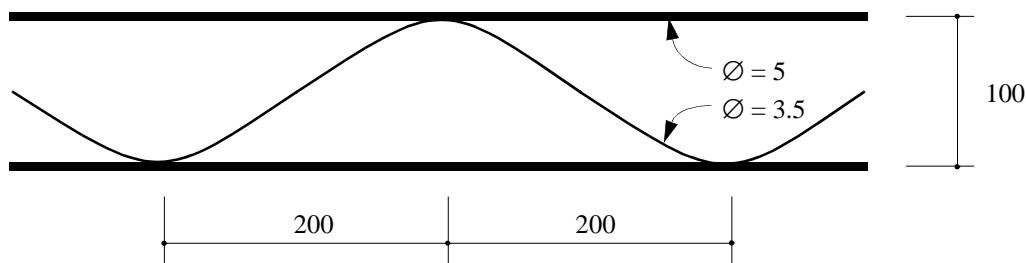


Bild 2.2 – Lagerfugenbewehrung Murfor[®] Typ 5 / 10. Abmessungen in mm.

An fünf Proben mit einer Länge von 800 mm wurden einachsige Zugversuche zur Bestimmung der Spannungs - Dehnungs - Diagramme (Bild 2.3 und Tabelle 2.3) durchgeführt. Bis zur Proportionalitätsgrenze ($\epsilon \approx 2.5 \text{ ‰}$) wurden die Proben mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von 0.047 ‰s^{-1} belastet. Anschliessend wurde der Kolbenweg während zwei Minuten konstant gehalten, und danach wurden die Proben mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von 2 ‰s^{-1} bis zum Bruch belastet. Alle Proben brachen zwischen den Schweisstellen der Distanzhalter.

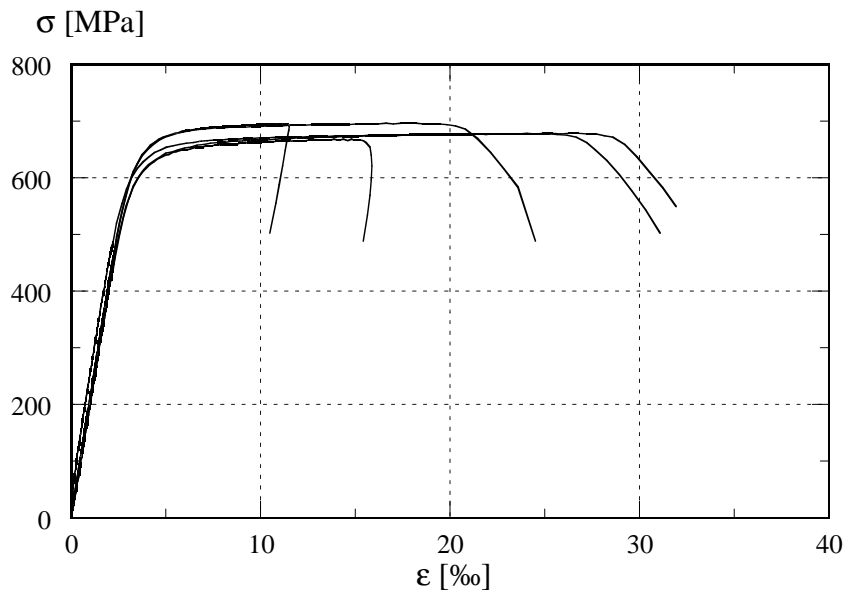


Bild 2.3 – Spannungs - Dehnungs - Diagramme aus Versuchen an fünf Proben der Lagerfugenbewehrung Murfor[®] Typ 5/10.

Bezeichnung	Probe 1	Probe 2	Probe 3	Probe 4	Probe 5	Mittelwert
Fließgrenze [MPa]	641	647	652	670	676	657
Bruchfestigkeit [MPa]	667	677	678	695	696	682

Tabelle 2.3 – Prüfwerte der Zugversuche der Lagerfugenbewehrung Murfor[®] Typ 5/10.

3 Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden als Einsteinmauerwerk im Läuferverband gemauert. Die Körper wurden in der Versuchshalle des Prüf- und Forschungsinstituts der Schweizerischen Ziegelindustrie in Sursee von einem qualifizierten Maurer erstellt und oben mit einer 10 mm dicken Mörtelausgleichsschicht versehen. Nach einer Lagerung von 20 bis 28 Tagen bei Raumtemperatur erfolgte der Transport der Versuchskörper an die ETH Höggerberg, wo sie in der Versuchshalle HIF vorbereitet und anschliessend geprüft wurden.

3.1 Normversuche

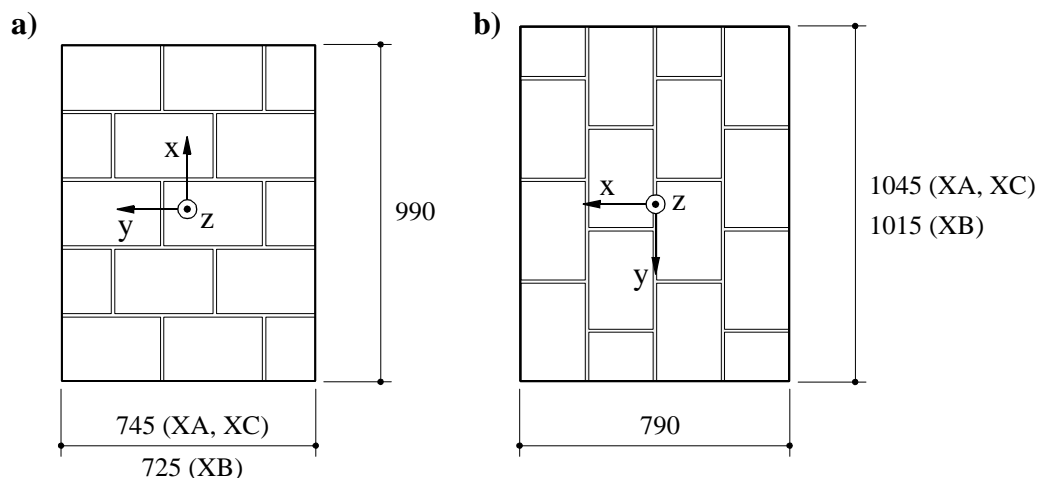


Bild 3.1 – Normversuchskörper: (a) X - Körper, (b) Y - Körper. Abmessungen in mm.

Die Abmessungen der Versuchskörper (siehe Bild 3.1) wurden innerhalb der von der Norm SIA V177 [24] gesetzten Grenzen so gewählt, dass die Anzahl der Stossfugen in jeder Lage gleich war. Die Lagerfugen waren im Mittel 10 mm dick.

3.2 Kleinkörperversuche

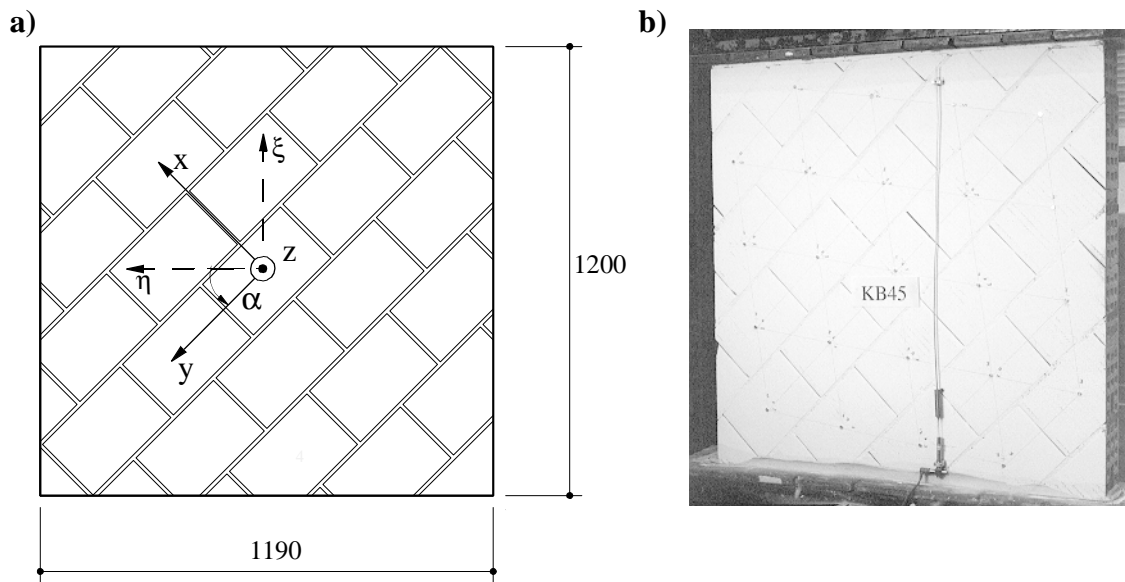


Bild 3.2 – Kleinkörper: (a) Abmessungen in mm; (b) Ansicht des Kleinkörpers KB45.

Die Abmessungen der Kleinkörper (siehe Bild 3.2) wurden so gewählt, dass der Körper für $\alpha = 0^\circ$ vier Steine (1190 mm) breit und sechs Steinlagen (1200 mm) hoch war. Die Kleinkörper mit $\alpha \neq 0^\circ$ ergaben sich daraus durch eine entsprechende Rotation um die z -Achse.

4 Versuchsdurchführung

Alle Norm- und Kleinkörperversuche wurden auf dem Aufspannboden der Versuchshalle HIF an der ETH Höggerberg durchgeführt.

4.1 Normversuche

4.1.1 Versuchsanlage und Belastungseinrichtung

X- Körper

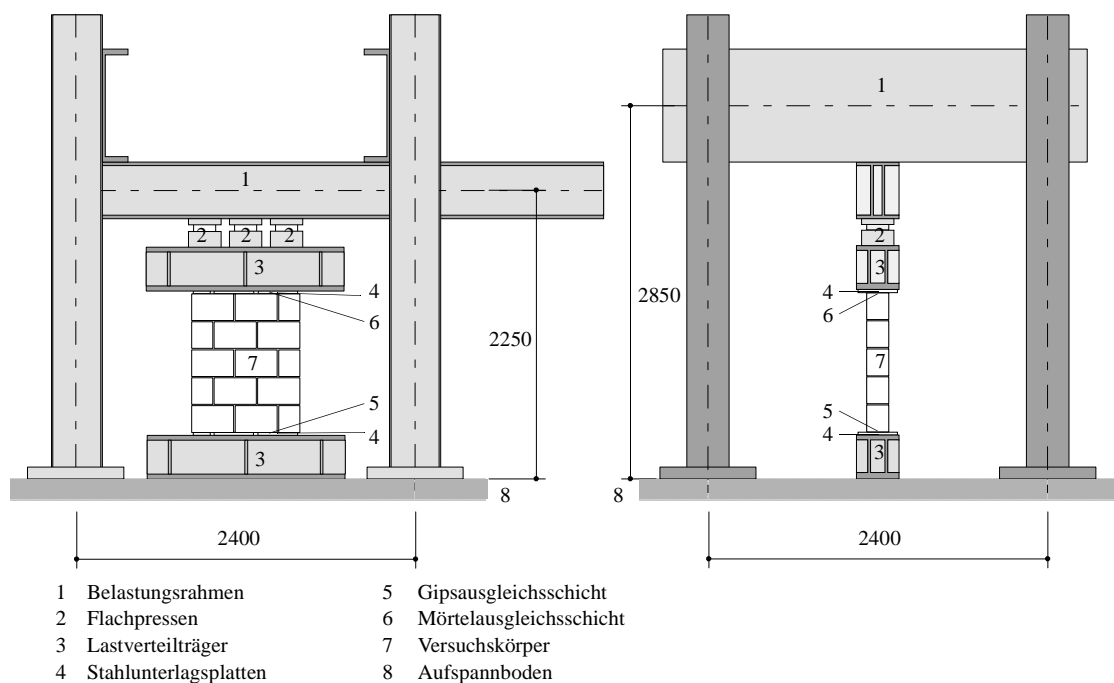


Bild 4.1 – Schema der Versuchsanlage für X-Körper. Abmessungen in mm.

Die Versuchsanlage für die X-Körper wurde aus Stahlprofilen zusammgebaut und hatte die im Bild 4.1 dargestellten Abmessungen.

Die Belastungseinrichtung bestand aus einem oberen und einem unteren Lastverteilträger, welche mit einer Teflonschicht überzogen waren. Eine Gipsaus-

gleichsschicht und Stahlunterlagsplatten bildeten die untere, die vorgängig aufgebraute Mörtelausgleichsschicht und Stahlunterlagsplatten die obere Ausgleichsschicht.

Die Belastung wurde über ein Pendelmanometer auf drei 1000 kN - Flachpressen aufgebracht, die zwischen dem oberen Lastverteilträger und dem Belastungsrahmen angeordnet waren.

Mit der beschriebenen Versuchsanlage konnten die Prüfkörper mit einer zentrischen Normalkraft und sehr geringer Querbehinderung verformungsgesteuert belastet werden.

Y-Körper

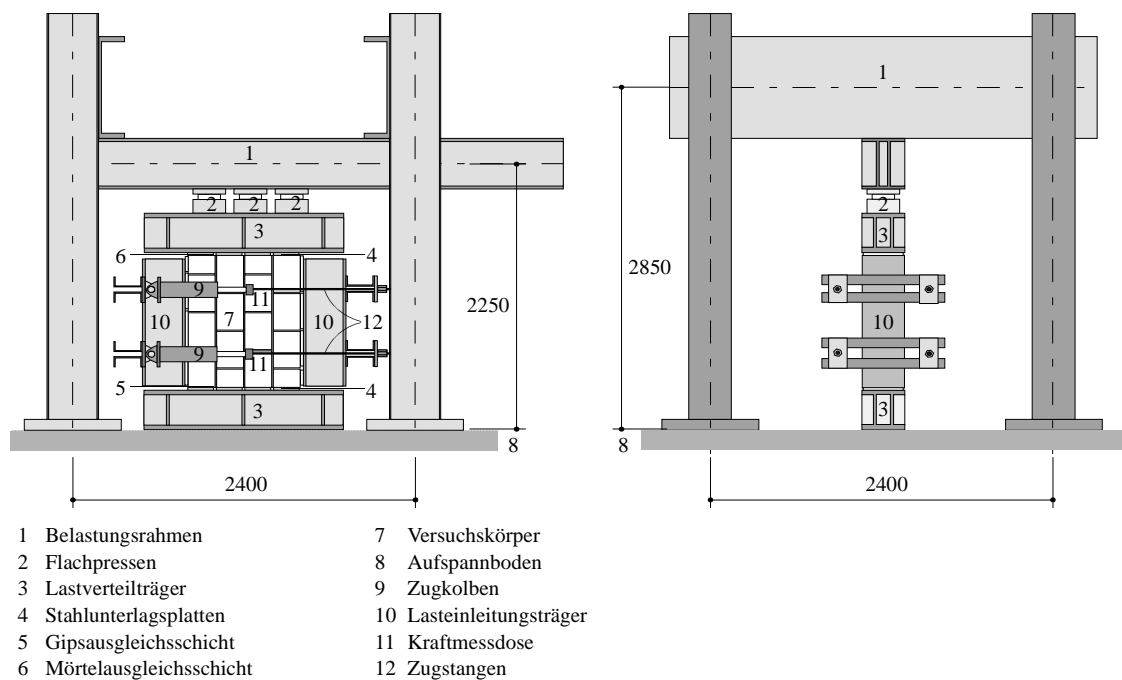


Bild 4.2 – Versuchsanlage für Y-Körper. Abmessungen in mm.

Die Versuchsanlage für die Y-Körper (Bild 4.2) war bis auf die horizontale Lasteinleitung dieselbe wie für die X-Körper (Bild 4.1). Die horizontale Lasteinleitung wurde mit zwei Lasteinleitungsträgern gewährleistet, welche mit je einem Chromstahlblech überzogen waren, um die vertikalen Deformationen nicht zu beeinflussen. Die horizontale Belastung wurde über ein Pendelmanometer auf vier 150 kN - Zugkolben aufgebracht und während des gesamten Versuchs konstant gehalten.

Mit der beschriebenen Versuchsanlage konnte ein zweiachsiger, zentrischer Druckspannungszustand erzeugt werden.

4.1.2 Versuchsvorbereitung und -durchführung

Nach der Anlieferung in der Versuchshalle HIF der ETH Höggerberg wurden die Prüfkörper zwecks besserer Risserkennung mit weisser Farbe angestrichen, und auf die Y-Körper wurden Aluminium-Messbolzen für die Deformeter-Messungen geklebt.

X-Körper

Der Einbau der X-Körper in die Versuchsanlage geschah folgendermassen:

- Verlegen der Stahlunterlagsplatten mit Chromblechen auf dem unteren Lastverteilträger;
- Aufbringen einer Gipsausgleichsschicht auf den Stahlunterlagsplatten und Versetzen des Prüfkörpers;
- Einschieben des Prüfkörpers unter den Belastungsrahmen;
- Verlegen der oberen Stahlunterlagsplatten mit Chromblechen auf eine vorgängig aufgetragene Mörtelausgleichsschicht und eine Kartonschicht;
- Absenken des oberen Lastverteilträgers auf den vorbereiteten Prüfkörper.

Nach dem Einbau der Prüfkörper wurden pro Oberfläche zwei induktive Wegaufnehmer mit einer Basislänge von 400 mm und einem Messbereich von ± 5 mm montiert, um die Stauchungen in der Hauptdruckrichtung zu messen und die Belastungsgeschwindigkeit zu steuern. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug anfänglich jeweils 500 Ns^{-1} und nahe der Bruchlast etwa 250 Ns^{-1} . Im Mittel wurden etwa sechs Laststufen mit Zwischenablesungen durchgeführt.

Y-Körper

Die Y-Körper wurden wie folgt eingebaut:

- Verlegen der Stahlunterlagsplatten mit Chromblechen auf einem der beiden seitlichen Lastverteilträger;
- Aufbringen einer Gipsausgleichsschicht auf den Stahlunterlagsplatten und Versetzen des Prüfkörpers;
- Verlegen von Stahlunterlagsplatten und Absenken des zweiten seitlichen Lastverteilträgers;
- Einbau von hochfesten Stahlzugstangen ($\varnothing = 13$ mm) und Vorspannen auf ca. $0.05 f_x$;
- Drehen des vorgespannten Prüfkörpers um 90° und Versetzen auf den unteren Lastverteilträger mit Stahlunterlagsplatten und Chromblechen;
- Einschieben des vorbereiteten Prüfkörpers unter den Belastungsrahmen;
- Verlegen der oberen Stahlunterlagsplatten mit Chromblechen auf die vorgängig aufgetragene Mörtelausgleichsschicht und eine Kartonschicht;
- Absenken des oberen Lastverteilträgers auf den vorbereiteten Prüfkörper;
- Montage der vier Zugkolben und Vorspannen auf 0.05, 0.10, 0.15 oder $0.20 f_x$.

Nach dem Einbau des Prüfkörpers wurden auf jeder Oberfläche zwei induktive Wegaufnehmer mit einer Basislänge von 900 mm und einem Messbereich von ± 5 mm montiert. Die Wegaufnehmer dienten der Aufzeichnung der Stauchungen in vertikaler Richtung. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug anfänglich 250 Ns^{-1} und nahe der Bruchlast etwa 167 Ns^{-1} . Im Mittel wurden vier Laststufen pro Versuch durchgeführt.

4.1.3 Messungen

X-Körper

Die aufgebrachte Belastung wurde über den Öldruck mit Hilfe des Pendelmanometers und eines induktiven Flüssigkeitsdruckgebers kontinuierlich gemessen.

Die vertikalen Verkürzungen der Prüfkörper wurden mit je zwei induktiven Wegaufnehmern pro Oberfläche gemessen. Bei ca. 80 % der Bruchlast wurden die induktiven Wegaufnehmer entfernt.

Die Risse wurden nach jeder Laststufe nachgezeichnet und protokolliert. Der Bruchzustand der Prüfkörper wurde jeweils fotografisch festgehalten.

Y-Körper

Die aufgebrachte Belastung wurde über den Öldruck mit Hilfe des Pendelmanometers und eines induktiven Flüssigkeitsdruckgebers kontinuierlich gemessen.

Die zu Beginn des Versuches aufgebrachte und während des Versuches konstant gehaltene Vorspannkraft wurde mit vier auf den Zugkolben aufgesetzten Kraftmessdosen gemessen.

Die vertikalen Verkürzungen der Prüfkörper wurden mit je zwei induktiven Wegaufnehmern pro Oberfläche erfasst. Bei ca. 80 % der Bruchlast wurden die induktiven Wegaufnehmer entfernt.

Mittlere Dehnungen und Schiebungen wurden an einer Wandoberfläche aufgrund von Deformeter-Messungen ermittelt, siehe Bild 4.3. Als Messpunkte für das Aufsetzen der Deformeter wurden vorgängig in den Viertelpunkten der Steine aufgeklebte Aluminium-Messbolzen verwendet. Die Deformeter-Messungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, wobei während des Messens die Verformungen des Prüfkörpers konstant gehalten wurden. Die Deformeter hatten Basislängen von 150, 200 und 250 mm, einen Messbereich von ± 6 mm und ein Auflösungsvermögen von $1 \mu\text{m}$.

Zu Beginn und am Ende jeder Messreihe wurden die Deformeter-Messungen mit Eichmessungen auf einem Invarstab kontrolliert. Die Auswertung der Deformeter-Messungen erfolgte nach dem in [18] erläuterten Vorgehen.

Die Risse wurden nach jeder Laststufe nachgezeichnet und protokolliert. Der Bruchzustand der Prüfkörper wurde jeweils fotografisch festgehalten.

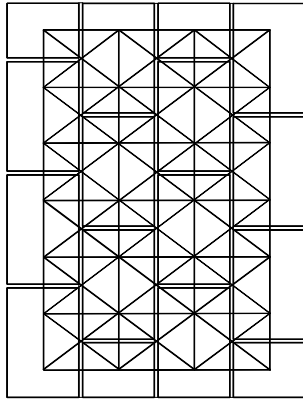


Bild 4.3 – Deformeter-Messnetz für Y-Körper.

4.2 Kleinkörperversuche

4.2.1 Versuchsanlage und Belastungseinrichtung

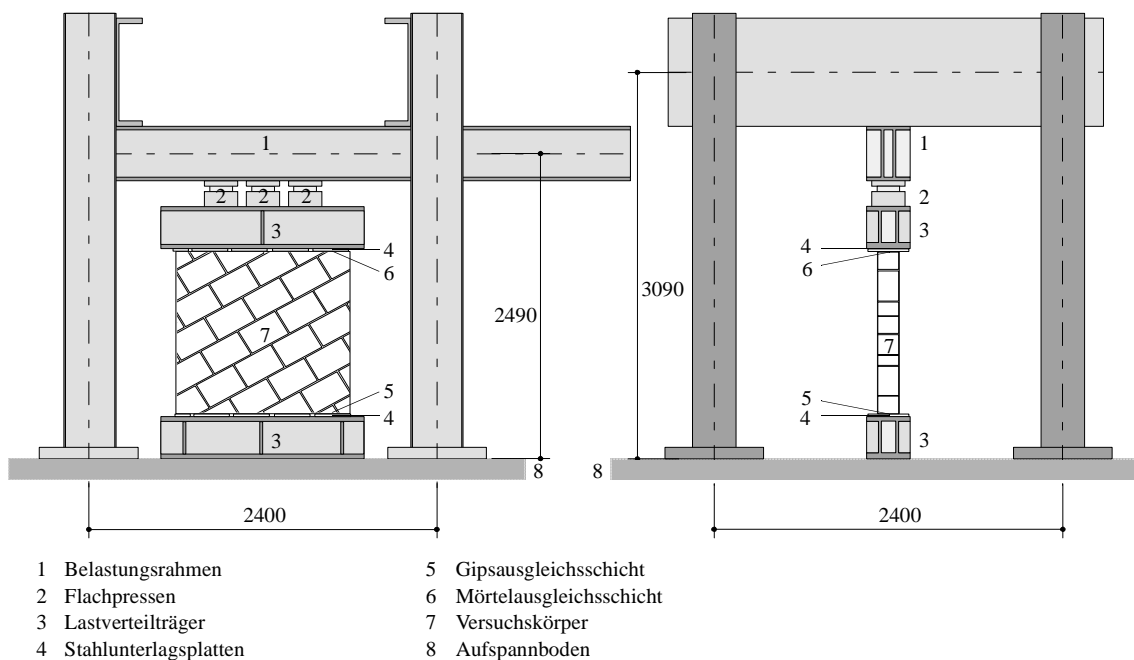


Bild 4.4 – Versuchsanlage für Kleinkörperversuche. Abmessungen in mm.

Die Versuchsanlage entsprach jener für die Normversuche an den X-Körpern. Der Riegel des Belastungsrahmes musste lediglich um 240 mm höher gestellt werden, vgl. Bild 4.4 und Bild 4.1.

4.2.2 Versuchsvorbereitung und -durchführung

Die Vorbereitung und der Einbau der Kleinkörper in die Versuchsanlage entsprachen bis auf das Aufkleben der Aluminium-Messbolzen für die Deformeter-Messungen dem Vorgehen für die Normversuche an den X-Körpern.

Nach dem Einbau der Kleinkörper in die Versuchsanlage wurde pro Oberfläche je ein induktiver Wegaufnehmer mit einer Basislänge von 1000 mm, einem Messbereich von ± 5 mm und einem Auflösungsvermögen von $1 \mu\text{m}$ montiert. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug anfänglich etwa 833Ns^{-1} und nahe der Bruchlast etwa 417Ns^{-1} . Die Belastung wurde in Stufen von 180 kN aufgebracht. Der schematische Versuchsablauf ist in Bild 4.5 dargestellt.

Die Versuchskörper KB90 und KC90 wurden in x-Richtung auf 10 % der Bruchlast der Versuchskörper KB00 und KC00 vorgespannt.

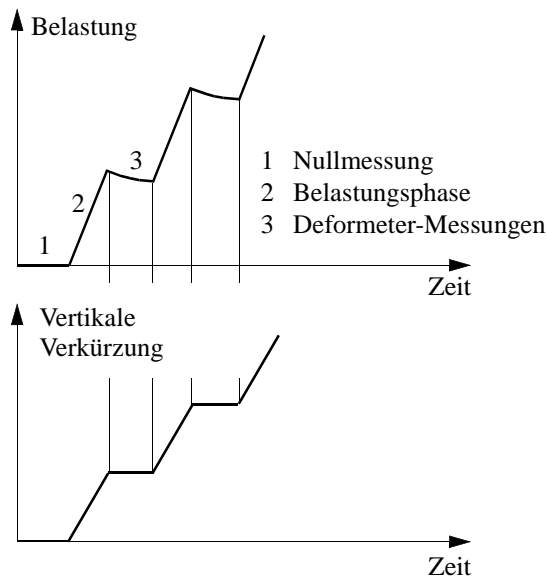


Bild 4.5 – Schema des Versuchablaufs der Kleinkörperversuche.

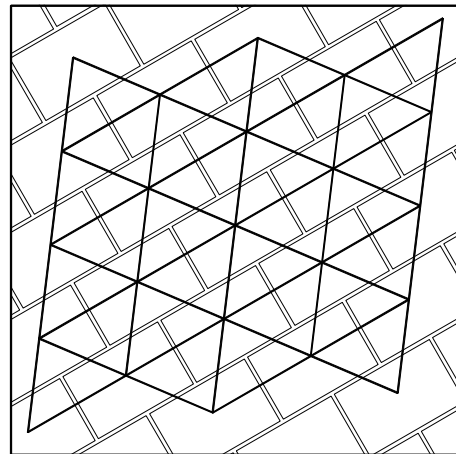


Bild 4.6 – Deformeter-Messnetz für Kleinkörper ($\alpha = 15^\circ$).

4.2.3 Messungen

Die aufgebrachte Belastung wurde über den Öldruck mit Hilfe des Pendelmanometers und eines induktiven Flüssigkeitsdruckgebers kontinuierlich gemessen.

Die vertikalen Verkürzungen des Prüfkörpers wurden mit je einem induktiven Wegaufnehmer pro Oberfläche erfasst. Bei ca. 80 % der Bruchlast wurden die induktiven Wegaufnehmer entfernt.

Mittlere Dehnungen und Schiebungen wurden an einer Wandoberfläche aufgrund von Deformeter-Messungen ermittelt, siehe Bild 4.6. Als Messpunkte für das Aufsetzen der

Deformeter wurden vorgängig in den Mittelpunkten der Steine aufgeklebte Aluminium-Messbolzen verwendet. Die Deformeter-Messungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, wobei während des Messens die Verformungen des Prüfkörpers konstant gehalten wurden. Die Deformeter hatten Basislängen von 150, 200 und 250 mm, einen Messbereich von ± 6 mm und ein Auflösungsvermögen von $1 \mu\text{m}$.

Zu Beginn und am Ende jeder Messreihe wurden die Deformeter-Messungen mit Eichmessungen auf einem Invarstab kontrolliert. Die Auswertung der Deformeter-Messungen erfolgte nach dem in [18] erläuterten Vorgehen.

Bild 4.7 zeigt einen typischen Mohrschen Verzerrungskreis samt Achsenbezeichnungen und Vorzeichenkonvention für Dehnungen und Schiebungen. In den Bildern 5.11 bis 5.14 ist jeweils der Pol der Verzerrungskreise angegeben, womit die Verzerrungen für beliebige Richtungen geometrisch bestimmt sind. Fällt der Pol mit dem Hauptverzerrungs-Bildpunkt 1 zusammen, so ist die Hauptstauchungsrichtung 2 vertikal ($\alpha + \varphi_1 = 90^\circ$).

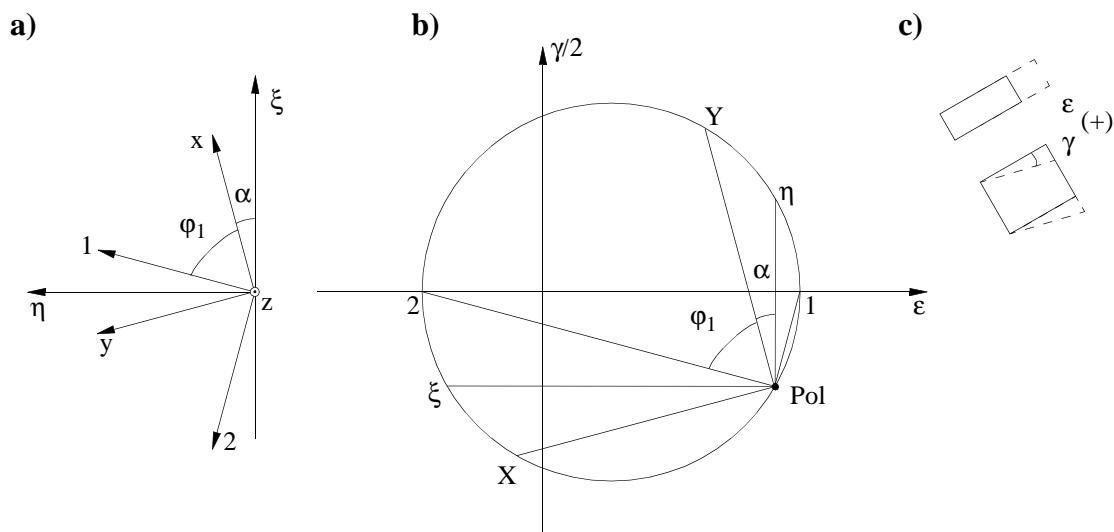


Bild 4.7 – Verformungen: (a) Bezeichnungen der Achsen; (b) Mohrscher Kreis; (c) Vorzeichenkonvention für Dehnungen und Schiebungen.

Die Risse wurden nach jeder Laststufe nachgezeichnet und protokolliert. Der Bruchzustand der Prüfkörper wurde jeweils fotografisch festgehalten.

5 Versuchsresultate

5.1 Normversuche (X-Körper)

5.1.1 Mauerwerkskennwerte

Tabelle 5.1 enthält die Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der Mauerwerkskennwerte f_x und E_x . Der Elastizitätsmodul E_x wurde als Sekantenmodul aus der mittleren Spannung bei einem Drittel der Bruchlast und der zugehörigen mittleren Dehnung berechnet. Sowohl f_x als auch E_x sind auf die Bruttoquerschnittsfläche bezogen.

Die Versuche an den X-Körpern hatten eine systematische Exzentrizität von 6 mm, welche erst bei der Auswertung der Versuchsresultate bemerkt wurde.

Unter der Voraussetzung, Mauerwerk sei ein starr - ideal plastisches Material ohne Zugfestigkeit, folgt f_x aus der Division der Bruchlast mit $1-2 \times 6/150 = 92\%$ der Querschnittsfläche [20]. Dabei ist noch zu beachten, dass die Versuchskörper der Serie XB im Gegensatz zu jener der Serien XA und XC nur 725 und nicht 745 mm breit waren, vgl. Bild 3.1.

Zur Festlegung des Mittelwertes von f_x für die Quervorspannung der Y-Körper wurde die Exzentrizität der Normalkraft nicht berücksichtigt. Der Mittelwert der f_x betrug deshalb 7.6 MPa anstatt 8.2 MPa; der Versuch XA2 wurde dabei nicht berücksichtigt, da die Öldruckmessung fehlerhaft war. Die Quervorspannung der Y-Körper wurde einheitlich zu 0.38, 0.76, 1.14 und 1.52 MPa festgelegt, vgl. Tabelle 5.2.

Versuch	Prüfalter [Tage]	Bruchlast [kN]	f_x [MPa]	E_x [GPa]
XA1	42	822	8.0	5.4
XA2	43	685	6.7	4.6
XA3	43	773	7.5	5.0
XB1	37	859	8.6	6.2
XB2	38	837	8.4	6.8
XB3	39	819	8.2	6.2
XC1	30	850	8.3	6.8
XC2	35	873	8.5	6.4
XC3	36	855	8.3	6.7

Tabelle 5.1 – Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der Mauerwerkskennwerte f_x und E_x gemäss Norm SIA V177 [24].

5.1.2 Trag- und Bruchverhalten

XA-Körper

Die Prüfkörper wiesen bis zum Bruch ein lineares Last-Verformungsverhalten auf. Die ersten Risse traten bei ca. 50 % der Bruchlast auf. Sie entstanden in den Stossfugenfluchten und setzten sich über die gesamte Prüfkörperhöhe fort. Dadurch entstanden Säulen mit einer Breite von ca. 150 mm. Die Rissentwicklung in den äusseren Steinlamellen war bei 80 bis 90 % der Bruchlast abgeschlossen. Ab diesem Belastungsniveau wurden die Verbindungsstege zwischen den äusseren und inneren Steinlamellen sukzessive aufgerissen. Der Bruch der Prüfkörper trat durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen in zwei Steinlagen ein, nachdem alle Steine in einer Steinlage gerissen waren.

XB-Körper

Diese Prüfkörper wiesen ebenfalls ein lineares Last-Verformungsverhalten bis zum Bruch auf. Die ersten Risse traten bei ca. 50 % der Bruchlast in der Prüfkörperebene auf und waren offensichtlich durch die Querdehnungen des Mörtels verursacht. Nach dem Auftreten dieser Risse wurden bis auf ein Belastungsniveau von 90 % der Bruchlast keine neuen Risse festgestellt. Ab 90 % der Bruchlast rissen die äusseren Steinlamellen in der Stossfugenflucht, und es bildeten sich wie bei den XA-Körpern Säulen mit einer Breite entsprechend der halben Steinlänge aus. Der Bruch trat schlagartig ein, und zwar durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen über zwei Steinlagen. Die Verbindungsstege zu den ausgeknickten Steinlamellen waren dabei jeweils über die gesamte Breite des Prüfkörpers gerissen. Auffallend war auch, dass die Verbindungsstege der beiden inneren Steinlamellen praktisch ungerissen waren. Nach Erreichen der Bruchlast fiel die Last auf etwa einen Drittel der Bruchlast ab, was die relative Unversertheit des inneren Bereichs bestätigt. Typische Bruchbilder sind in Bild 5.1 dargestellt.

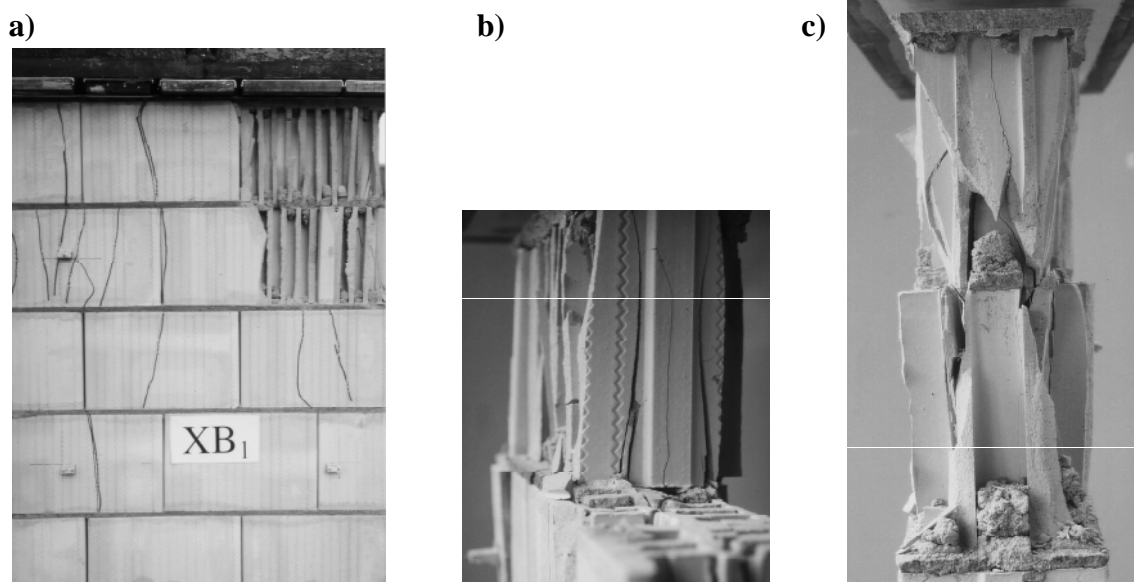


Bild 5.1 – Bruchbilder: (a) Ansicht des Prüfkörpers XB1; (b) und (c) Detailaufnahmen.

XC-Körper

Auch bei diesen Versuchen wurde ein lineares Last - Verformungsverhalten beobachtet. Die ersten Risse traten zwischen 70 und 80 % der Bruchlast auf. Sie verliefen vertikal und wiesen ähnlich wie bei den XA- und XB-Körpern die Tendenz auf, sich entlang der Stossfugenfluchten fortzupflanzen. Das abgeschlossene Rissbild war jenem der XB-Körper praktisch gleich. Der Bruch kündigte sich ähnlich wie bei den XB-Körpern durch Rissentwicklung in der Prüfkörperebene an, also durch Reißen der Stege zwischen den äusseren und inneren Steinlamellen. Der Bruch des Prüfkörpers trat durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen in zwei Steinlagen ein, ähnlich wie bei den XA- und XB-Körpern.

5.2 Normversuche (Y-Körper)

5.2.1 Mauerwerkskennwerte

Tabelle 5.2 enthält die Bruchlasten und die entsprechenden Mauerwerksfestigkeiten f_y der 12 Prüfkörper. Wie man sieht, hängt f_y stark von der Stossfugenausbildung ab, nicht jedoch von der Quervorspannung. Lediglich unter der sehr geringen Quervorspannung von 0.38 MPa ergaben sich für zwei Versuche (YA05 und YC05) etwas tiefere Werte, im übrigen variierte f_y innerhalb der drei Serien nur wenig.

Versuch	Prüfalter [Tage]	Quervorspannung [MPa]	Bruchlast [kN]	f_y [MPa]
YA05	72	0.38	110	0.9
YA10	69	0.76	171	1.4
YA15	65	1.14	177	1.5
YA20	43	1.52	172	1.5
YB05	63	0.38	242	2.0
YB10	59	0.76	229	1.9
YB15	58	1.14	278	2.3
YB20	51	1.52	271	2.3
YC05	56	0.38	380	3.2
YC10	53	0.76	521	4.4
YC15	52	1.14	475	4.0
YC20	49	1.52	396	3.3

Tabelle 5.2 – Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der Mauerwerkskennwerte f_y gemäss Norm SIA V177 [24].

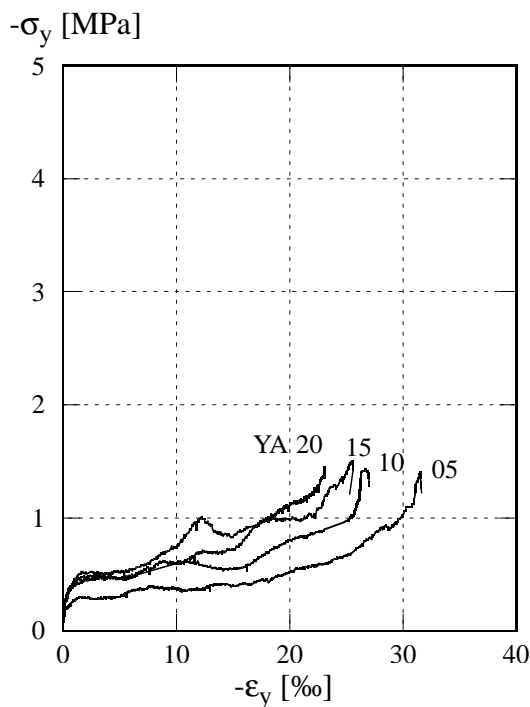
5.2.2 Trag- und Bruchverhalten

Die Hauptrichtungen der mittleren Verzerrungen stimmten während allen Versuchen mit jenen der aufgetragten Spannungen überein. Im Bild 5.5 werden die in vertikaler Richtung aufgetragten Hauptspannungen σ_y den entsprechenden mittleren Dehnungen ε_y gegenübergestellt.

YA-Körper

Diese Prüfkörper wiesen wegen der Ausbildung der Stossfugen mit einem Luftspalt ein charakteristisches Last - Schlupf - Verhalten auf. Mit steigender Last entwickelten sich in drei Lagerfugen über die halbe Steinhöhe Risse, was zur Ausbildung zweier übereinander liegender, durch eine Zickzack-Linie abgegrenzter Teilkörper führte. Die Teilkörper wurden in der Folge zusammengeschoben, bis die Fugen geschlossen waren. Dabei konnte die Last nur unwesentlich gesteigert werden. Nachdem der Kraftschluss in den zusammengeschobenen Stossfugen erfolgt war, wiederholte sich dieser Vorgang, bis sämtliche Stossfugen zusammengeschoben waren. Nahe der Bruchlast verhielten sich die Prüfkörper durch den Zusammenschluss aller Stossfugen viel steifer als nach dem Auftreten der ersten Risse. Der Bruch der Prüfkörper trat durch Ausknicken einzelner oder mehrerer äusserer Steinlamellen auf, siehe Bild 5.2 (b). Die Bruchverformungen waren umso grösser, je kleiner die Quervorspannung war.

a)



b)

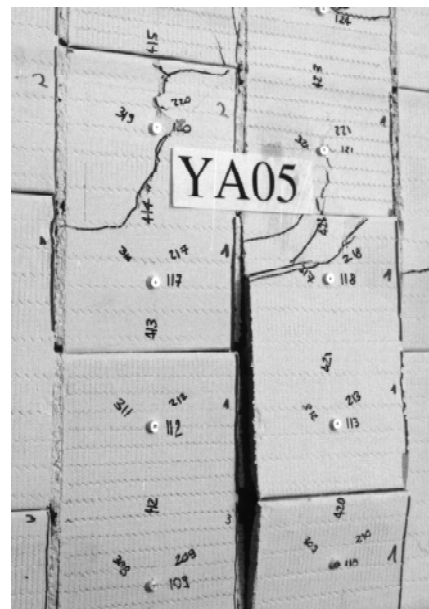
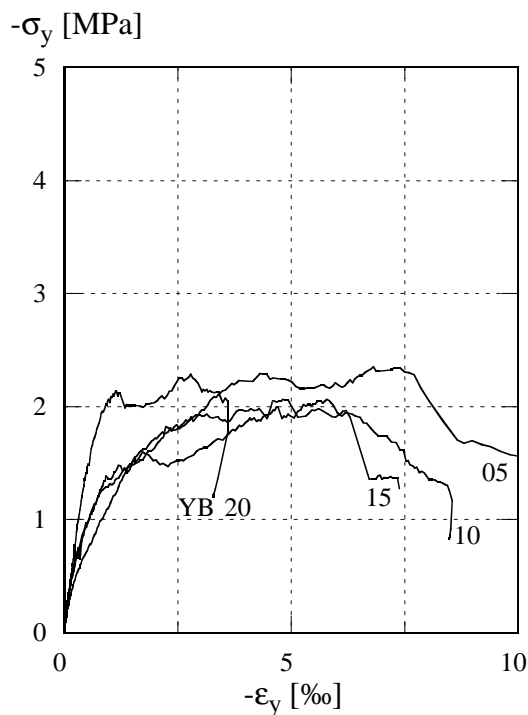


Bild 5.2 – Serie YA: (a) Spannungs-Dehnungs-Diagramme; (b) Typisches Bruchbild.

YB-Körper

Alle Prüfkörper erreichten ungefähr dieselbe Mauerwerksfestigkeit f_y , unabhängig von der aufgetragenen Quervorspannung, siehe Bild 5.3 (a). Die Bruchdehnungen waren stark unterschiedlich, was mit der starken Abhängigkeit von der Kraftschlüssigkeit der knirschen Vermauerung der Stossfugen erklärt werden kann. Die ersten Risse entwickelten sich bei ca. 40 % der Bruchlast in den Lagerfugen. Unter weiterer Laststeigerung erfolgte bei den knirschen vermauerten Stossfugen ein Absplittern der Steinecken und ein satterer Kraftschluss. Das Erreichen der Bruchlast wurde durch die rasche Bildung von Rissen in den Stegen zwischen den inneren und äusseren Steinlamellen angekündigt und war auch akustisch wahrzunehmen. Der Bruch trat durch das Ausknicken der äusseren Steinlamellen ein, gleich wie bei den YA-Körpern, siehe Bild 5.3 (b).

a)



b)

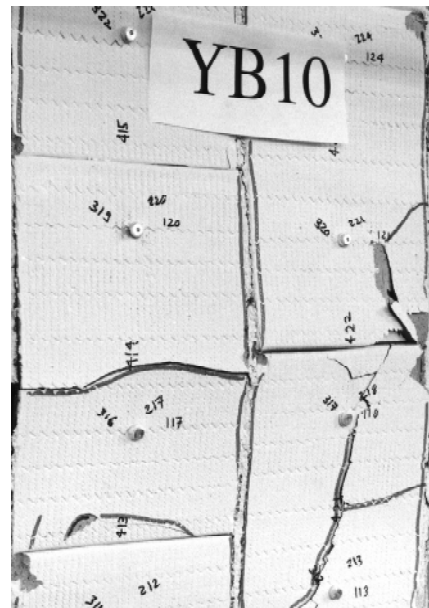


Bild 5.3 – Serie YB: (a) Spannungs-Dehnungs-Diagramme; (b) Typisches Bruchbild.

YC-Körper

Alle Prüfkörper wiesen bis zum Bruch ein annähernd lineares Last-Verformungs-Verhalten auf, vgl. Bild 5.4 (a). Die ersten Risse traten bei allen Prüfkörpern bei ca. 70 % der Bruchlast in den Lagerfugen auf. Bei weiterer Laststeigerung bildeten sich Risse in der Wandebene in den Zwischenstegen zwischen den inneren und äusseren Steinlamellen. Der Bruch trat durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen auf, siehe Bild 5.4 (b).

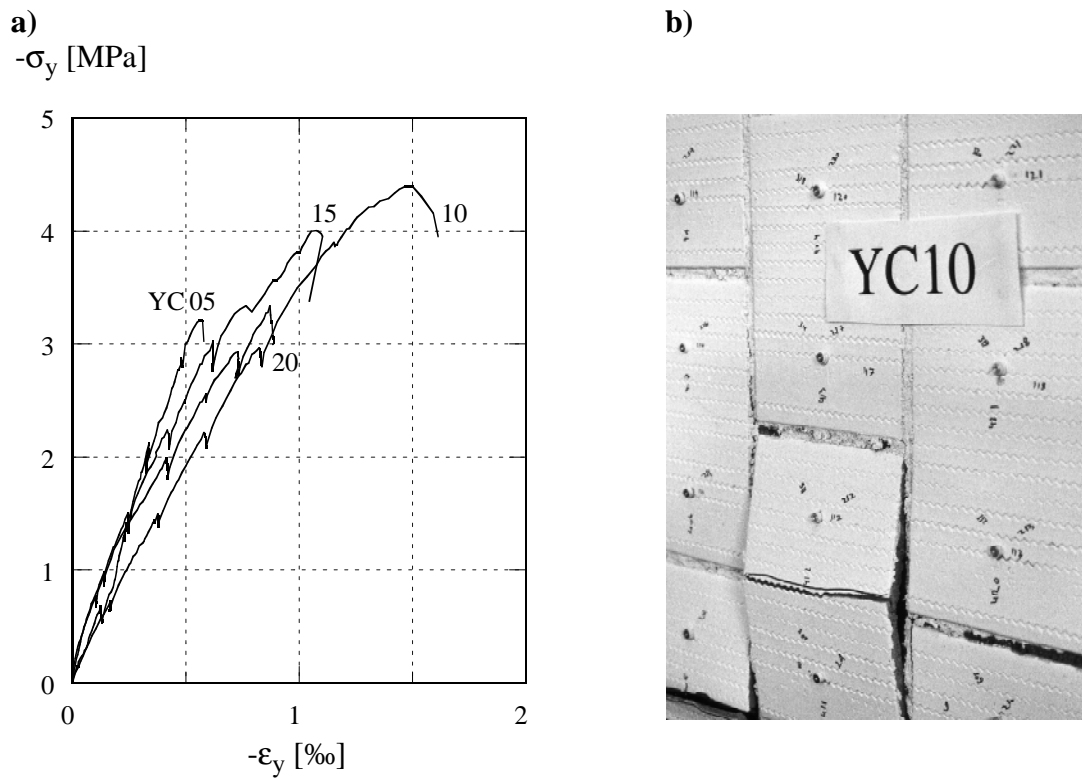


Bild 5.4 – Serie YC: (a) Spannungs-Dehnungs-Diagramme; (b) Typisches Bruchbild.

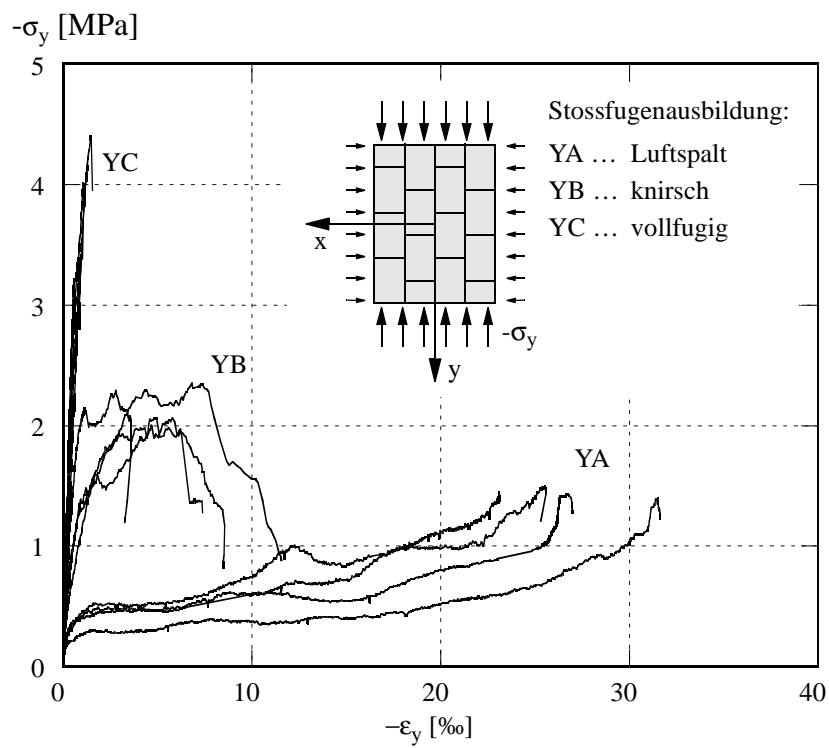


Bild 5.5 – Y-Körper: Spannungs-Dehnungs-Diagramme.

5.3 Kleinkörperversuche

5.3.1 Mauerwerkskennwerte

Aus den Bruchlasten der Kleinkörperversuche wurden die von der Lagerfugenneigung α abhängigen Druckfestigkeiten f_α bestimmt. Diese in der Tabelle 5.3 zusammengefassten Werte sind auf die Bruttoquerschnittsfläche bezogen.

Versuch	Prüfalter [Tage]	Bruchlast [kN]	f_α [MPa]	Versuch	Prüfalter [Tage]	Bruchlast [kN]	f_α [MPa]
KB00	37	1668	9.3	KC00	41	1660	9.3
KB15	50	854	4.8	KC15	45	833	4.7
KB30	54	577	3.2	KC30	38	722	4.0
KB45	55	281	1.6	KC45	49	411	2.3
KB60	56	62	0.3	KC60	50	374	2.1
KB90	57	421	2.4	KC90	55	564	3.2
KB15b	49	1067	6.0	KC15b	41	930	5.2
KB30b	51	718	4.0	KC30b	50	784	4.4
KB45b	53	422	2.4	KC45b	46	516	2.9
KB60b ¹⁾	-	-	-	KC60b	43	390	2.2

Tabelle 5.3 – Hauptergebnisse der Kleinkörperversuche. ¹⁾ Prüfkörper beim Transport beschädigt.

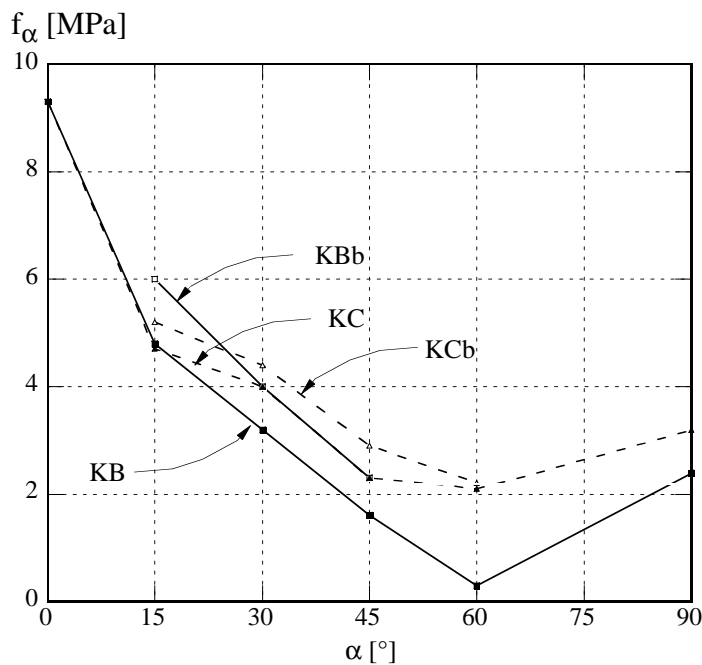


Bild 5.6 – Mauerwerksfestigkeiten f_α in Abhängigkeit des Lagerfugenneigungswinkels α .

Generell liegen die Druckfestigkeiten der knirsch vermauerten Serie KB unter jenen der vollfugig vermörtelten Serie KC. Der Unterschied zeigt sich deutlich bei Lagerfugeneinigungen von 30° und 45° , und am ausgeprägtesten für $\alpha = 60^\circ$. Die Anordnung einer Lagerfugenbewehrung bei den Serien KBb und KCb trug nur relativ wenig zur Steigerung von f_α bei, nämlich zwischen 24 und 50 % bei der Serie KB und zwischen 4 und 26 % bei der Serie KC. Insgesamt bestätigen die im Bild 5.6 dargestellten Resultate die in verschiedenen Versuchsserien an Zement-, Kalksand- und Backsteinmauerwerk [12, 14, 18] gefundenen Zusammenhänge zwischen f_α und α [20].

5.3.2 Trag- und Bruchverhalten

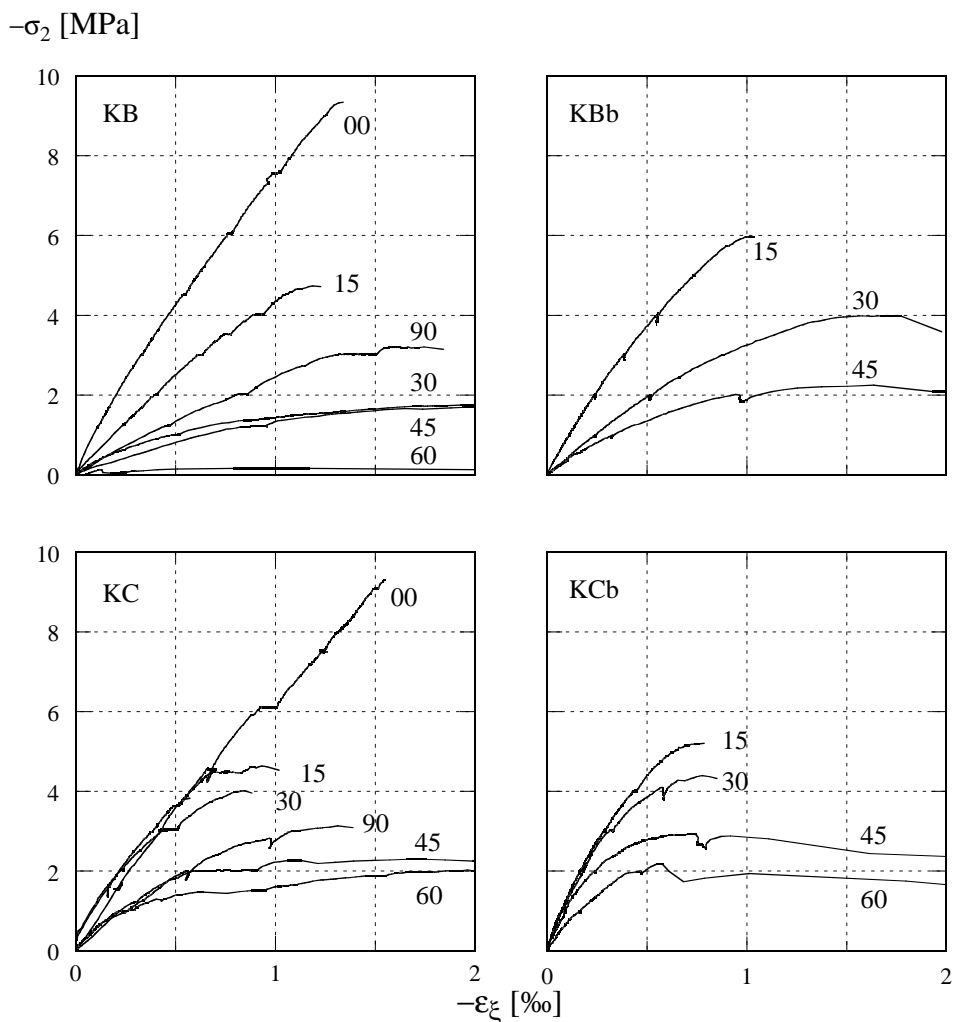


Bild 5.7 – Spannungs-Dehnungs-Diagramme der Kleinkörperversuche.

Bild 5.7 zeigt den Zusammenhang der Hauptspannungen σ_2 und der zugehörigen mittleren Dehnungen ε_ξ in vertikaler Richtung. Entsprechende Verläufe der Verzerrungskomponenten ε_x , ε_y und γ_{xy} sind in den Bildern 5.8 bis 5.10 sowie 5.18 (a) dargestellt. Die Entwicklung der mittleren Hauptdehnungen und deren Richtungen ist in den Bildern 5.11 bis 5.14 festgehalten. Die Bruchbilder kann man den Bildern 5.15 bis 5.17 sowie 5.18 (b) entnehmen.

Versuchsserie KB

Versuch KB00: Der Versuchskörper zeigte praktisch bis zum Bruch ein lineares Last - Verformungs - Verhalten. Die ersten Risse traten bei ca. 70 % der Bruchlast auf. Die Risse verliefen vertikal und gingen von den Stossfugen aus. Bis zum Bruch bildeten sich nur wenige Risse. Der Bruch trat schlagartig ohne jegliche Vorankündigung durch Aufreißen der Steine in der Wandebene ein. Alle Steine wurden in der Mittelebene gespalten und fielen zu Boden.

Versuch KB15: Der Versuchskörper wies bis zum Bruch ein ziemlich lineares Last - Verformungs - Verhalten auf. Die ersten Risse traten bei ca. 30 % der Bruchlast auf. Die Risse verliefen mehrheitlich vertikal, von den Stossfugenden ausgehend, durch die Steine hindurch. Bei 95 % der Bruchlast begann sich in der rechten oberen Ecke entlang der Stossfugenflucht ein Bruchkeil zu entwickeln. Das Versagen konnte als 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' unter gleichzeitigem 'Druckversagen der Steine' charakterisiert werden.

Versuch KB30: Dieser Versuchskörper verhielt sich ausgeprägt nicht linear. Die ersten Risse traten bei 20 % der Bruchlast in den Lagerfugen auf. Sie entstanden durch den Kraftschluss der Steine in den Stossfugen. Die ersten vertikalen Risse traten bei 60 % der Bruchlast auf. Diese gingen jeweils von einer Stossfuge aus. Bei 90 bis 95 % der Bruchlast begann sich ein Gleitkeil entlang einer Stossfugenflucht auszubilden. Der Körper versagte durch 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht'.

Versuch KB45: Wie Körper KB30 zeigte auch dieser Versuchskörper ein ausgeprägt nicht lineares Last - Verformungs - Verhalten. Die ersten Risse erschienen bei 30 % der Bruchlast in den Lagerfugen. Die Steine wurden bei dieser ersten Rissbildung in Lagerfugenrichtung zusammengeschieben, bis sie einen kraftschlüssigen Kontakt hatten. Das Rissbild bei 80 % der Bruchlast zeigte einen treppenförmigen, über die gesamte Wandhöhe verlaufenden Riss. Der Bruch trat durch eine Kombination von 'Versagen entlang der Lagerfugen' und 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' ein.

Versuch KB60: Dieser Versuchskörper versagte durch das Überschreiten der Zugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein in der Lagerfuge. Mit dem Eintreten der ersten Risse trat der Bruch ein. Es entstanden treppenförmige 'Säulen', welche aufeinander abglitten.

Versuch KB90: Der Versuchskörper zeigte ein charakteristisches Last - Schlupf - Verhalten, wie es bereits bei den YB-Versuchen beobachtet worden war. Um den Kraftschluss herzustellen, verschoben sich die einzelnen Steine parallel zu den Lagerfugen,

bis sie sich berührten. Bei etwa 55 % der Bruchlast wurde die Reibung in den Lagerfugen überwunden, was zu einer ersten Rissbildung entlang der Lagerfugen führte.

Sobald die Steine kraftschlüssig waren, begannen einzelne Steinkanten infolge örtlicher Spannungskonzentrationen abzuplatzen. Der Bruch trat durch Ausknicken der äußeren Steinlamellen ein.

Versuchsserie KBb

Versuch KB15b: Der Versuchskörper wies bis zum Bruch ein praktisch lineares Last - Verformungs - Verhalten auf. Die ersten Risse bildeten sich bei 50 % der Bruchlast. Sie verliefen ungefähr in vertikaler Richtung und begannen an den Stossfugenden. Infolge der Lagerfugenbewehrung waren die Risse im Bruchzustand über den gesamten Versuchskörper verteilt. Der Bruch trat durch 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' ein. Die Bruchlast wurde im Vergleich zum Versuch KB15 um 25 % gesteigert.

Versuch KB30b: Der Versuchskörper zeigte bis ca. 50 % der Bruchlast ein lineares Last - Verformungs - Verhalten. Die ersten Risse traten bei 10 % der Bruchlast infolge Zugversagens einer Lagerfuge auf. In der Folge entwickelten sich treppenförmig über die Wandhöhe verlaufende Risse. Ab 60 % der Bruchlast entstanden weitere Risse, die sich von den Stossfugen aus vertikal durch die Steine fortsetzten. Die Risse waren über die gesamte Wand verteilt. Der Bruch zeigte ein recht duktilen Verhalten und trat durch 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' ein, wobei die Lagerfugenbewehrung einen Verdübelungseffekt bewirkte. Im Vergleich zum Versuch KB30 wurde die Bruchlast um 24 % gesteigert.

Versuch KB45b: Dieser Versuch zeigte bis zum Bruch ein ausgeprägt nicht lineares Last - Verformungs - Verhalten. Die ersten Risse bildeten sich bei 20 % der Bruchlast infolge Zugversagens einer Lagerfuge auf der rechten Seite. Ab 40 % der Bruchlast konnten auch auf der linken Seite Risse in den Lagerfugen festgestellt werden. Bei weiter steigender Belastung ergab sich in zwei Lagerfugen über die gesamte Körperbreite ein duktilen Gleitversagen. Im Vergleich zum Versuch KB45 wurden weniger vertikale, durch die Steine verlaufende Risse beobachtet, die Bruchlast jedoch um 50 % gesteigert.

Versuchsserie KC

Versuch KC00: Der Versuchskörper wies bis zum Bruch ein praktisch lineares Last - Verformungs - Verhalten auf. Die ersten Risse traten bei 65 % der Bruchlast auf. Sie waren über den gesamten Körper verteilt und vertikal. Der Bruch trat durch sukzessives Aufreißen der Steine in der Wandebene und anschliessendes Ausknicken der äusseren Steinlamellen von zwei Steinlagen ein.

Versuch KC15: Auch dieser Versuchskörper wies bis zum Bruch ein praktisch lineares Last - Verformungs - Verhalten auf. Die ersten Risse traten bei 65 % der Bruchlast auf und waren 75 bis 80 ° zur Horizontalen geneigt. Bei 70 % der Bruchlast begannen sich Risse auch parallel zur Stossfugenrichtung auszubreiten. In der Folge entwickelte sich in der rechten oberen Ecke ein Gleitkeil entlang der Stossfugenflucht, und der Bruch erfolgte durch kombiniertes 'Gleitversagen in der Stossfugenflucht' und 'Druckversagen der Steine' neben dem Gleitkeil.

Versuch KC30: Die ersten Risse traten bei 75 % der Bruchlast ein und verliefen in vertikaler Richtung. Die Risse begannen bei den Stossfugen und setzten sich durch die Steine hindurch fort. Bei der weiteren Laststeigerung begannen sich die Risse auch in den Lagerfugen bis zur nächsten Stossfuge zu entwickeln. Der Bruch wurde durch 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' in der rechten oberen Ecke eingeleitet. Anders als bei den Versuchen KB15 und KC15 wurde nicht ein eindeutiger Gleitkeil gebildet.

Versuch KC45: Die ersten Risse traten bei 50 % der Bruchlast entlang einer Lagerfuge auf. Die weiteren Risse verliefen vertikal und in Stossfugenrichtung. Ab 85 % der Bruchlast trat 'Gleiten entlang der Lagerfuge' auf. Der Bruch trat durch eine Kombination von 'Gleiten entlang der Lagerfuge' und 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' ein.

Versuch KC60: Der Versuchskörper wies ein ausgeprägt nicht lineares Last - Verformungs - Verhalten auf. Die ersten Risse wurden bei 40 % der Bruchlast entlang von Lagerfugen beobachtet. Bei 70 % der Bruchlast war eine Lagerfuge auf ihrer gesamten Länge gerissen, und die Verformungen konzentrierten sich in dieser Lagerfuge. Der Bruch trat durch 'Gleiten entlang der Lagerfuge' ein, wobei die äusseren Steinlamellen der Steine unterhalb der Gleitebene wegbrachen.

Versuch KC90: Die ersten Risse traten bei 40 % der Bruchlast in den Lagerfugen auf. Danach flachte die Last - Verformungs - Kurve ab und nahm einen nicht linearen Verlauf an. Der Bruch trat durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen ein.

Versuchsserie KCb

Versuch KC15b: Die ersten Risse traten bei 60 % der Bruchlast auf und verliefen vertikal. Wegen der Präsenz der Lagerfugenbewehrung entstand bei weiterer Belastung ein mehr oder weniger homogenes Rissbild mit kleinen Rissbreiten. Der recht duktile Bruch wurde durch Ausknicken der äusseren Steinlamellen eingeleitet. Im Vergleich zum unbewehrten Versuchskörper KC15 ergab sich eine Steigerung der Bruchlast von 12 %.

Versuch KC30b: Die ersten Risse traten bei 50 % der Bruchlast auf. Sie verliefen in vertikaler Richtung durch die Steine und teilweise, in der rechten oberen Ecke, in Lagerfugenrichtung. Bei weiterer Laststeigerung ergaben sich Risse in den Verbindungsstegen zwischen der äussersten und der anschliessenden inneren, durchgehenden Steinlamelle. Der Bruch trat schliesslich durch 'Gleiten entlang der Stossfugenflucht' ein. In der rechten oberen Ecke fielen beim Bruch einzelne Steinlamellen weg. Infolge der Lagerfugenbewehrung waren die Risse im Bruchzustand gleichmässiger verteilt als beim unbewehrten Versuchskörper KC30, und die Bruchlast lag um 9 % höher.

Versuch KC45b: Die ersten Risse traten bei 60 % der Bruchlast in der rechten oberen Ecke auf. Infolge Laststeigerung bildeten sich weitere Risse, welche jeweils durch einen Stein vertikal bis zur nächsten Stossfuge und anschliessend dieser entlang verliefen. Ab 90 % der Bruchlast verliefen die Risse von den Steinen ausgehend vertikal und anschliessend entlang den Lagerfugen. Der Bruch trat durch 'Gleiten entlang der Lagerfugen' ein, und die Bruchlast lag im Vergleich zum unbewehrten Versuchskörper KC45 um 26 % höher.

Versuch KC60b: Bei 40 % der Bruchlast bildeten sich die ersten Risse entlang einer Lagerfuge in der linken oberen Ecke. Bei der weiteren Laststeigerung bildeten sich Risse, welche vertikal durch die Steine und anschliessend in der Lagerfugenrichtung verliefen. Das Rissbild im Bruchzustand war einigermaßen homogen über den gesamten Versuchskörper. Im Bruchzustand wurde der Versuchskörper in der Mitte über die gesamte Höhe aufgespalten. Der Bruch trat durch 'Gleiten entlang der Lagerfugen' ein. Im Vergleich zum unbewehrten Prüfkörper KC60 wurde die Bruchlast um lediglich 4 % erhöht.

$-\sigma_2$ [MPa]

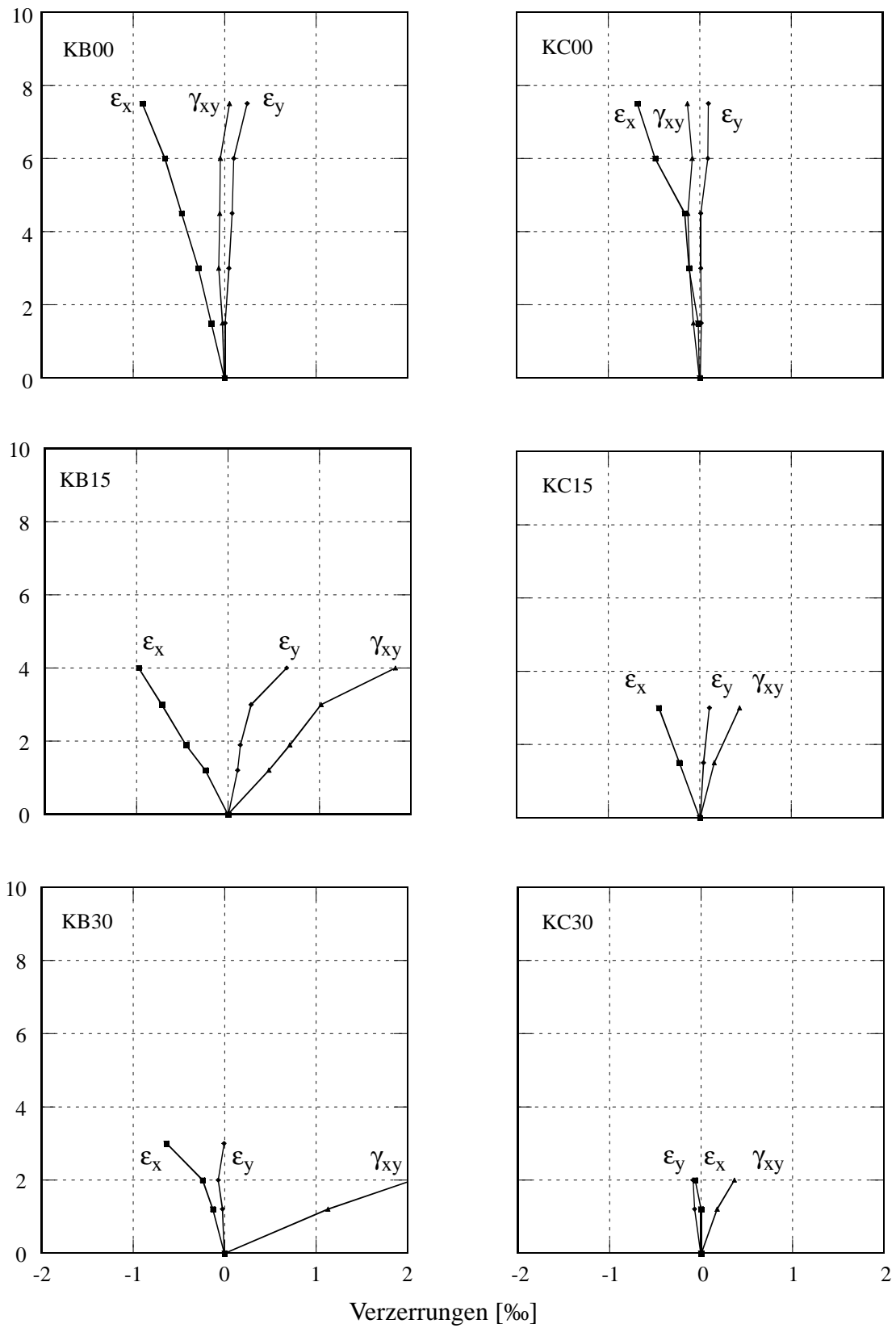


Bild 5.8 – Verzerrungskomponenten: Versuche KB/C00 bis KB/C30.

$-\sigma_2$ [MPa]

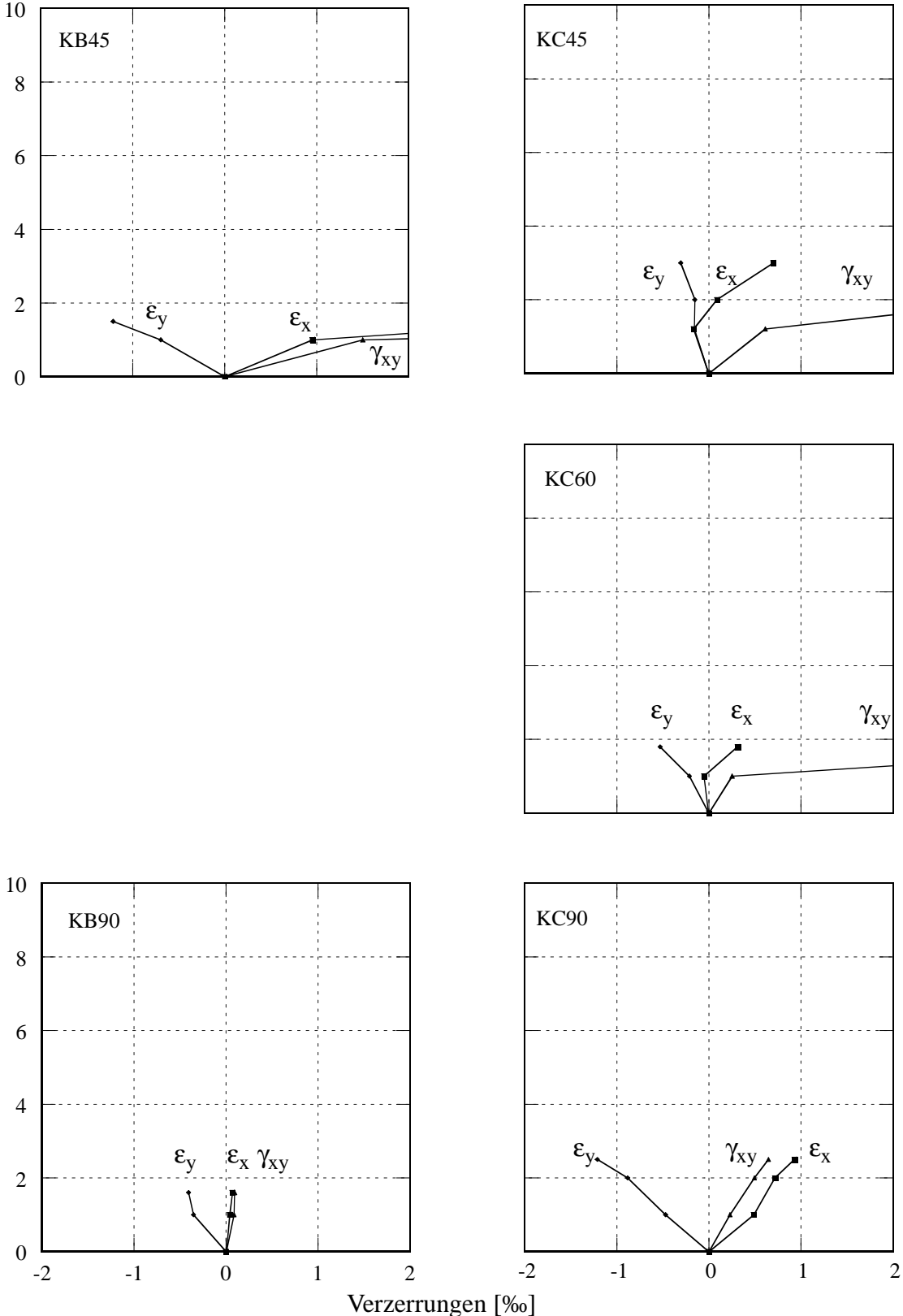


Bild 5.9 – Verzerrungskomponenten: Versuche KB/C45 bis KB/C90.

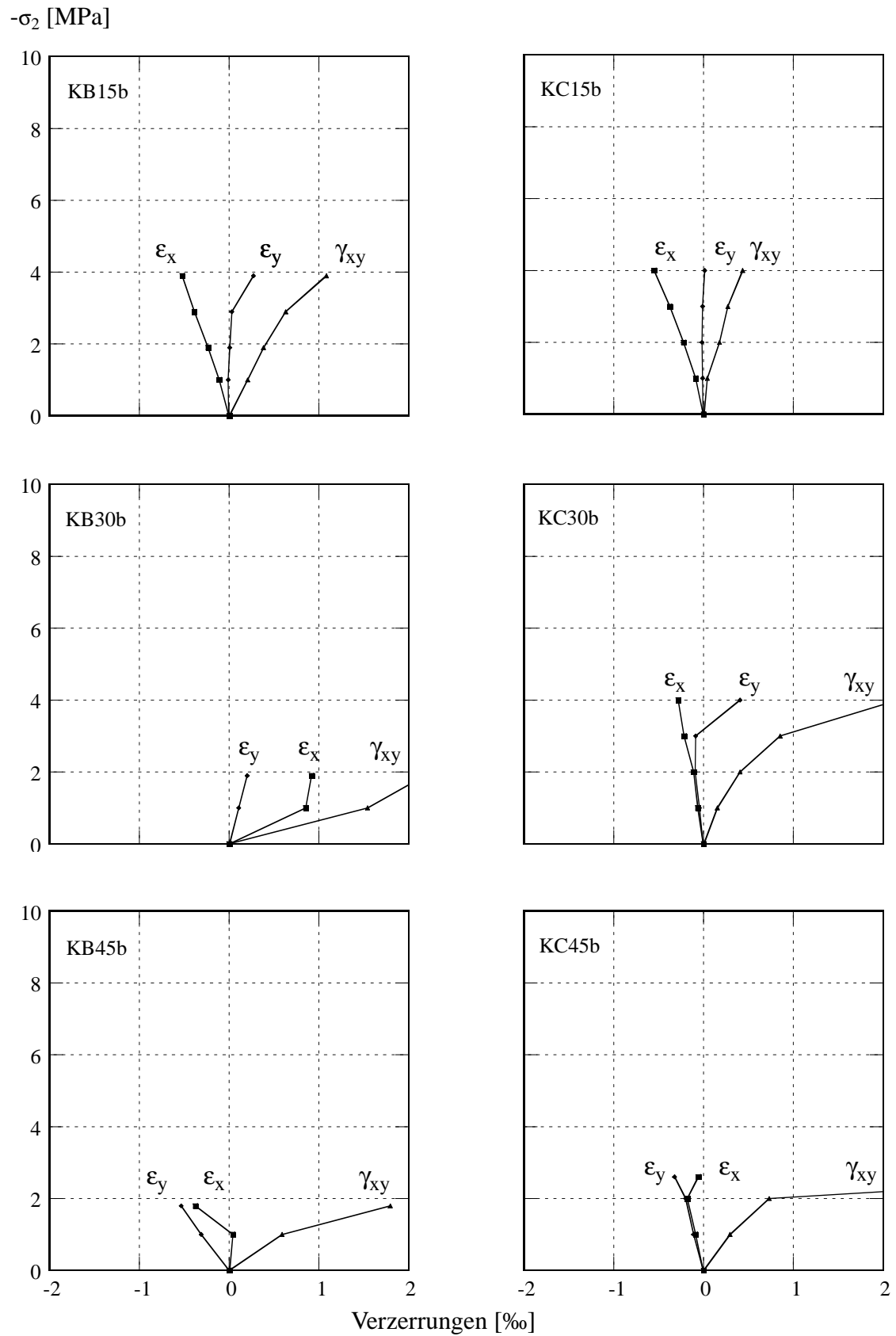


Bild 5.10 – Verzerrungskomponenten: Versuche KB/C15b bis KB/C45b.

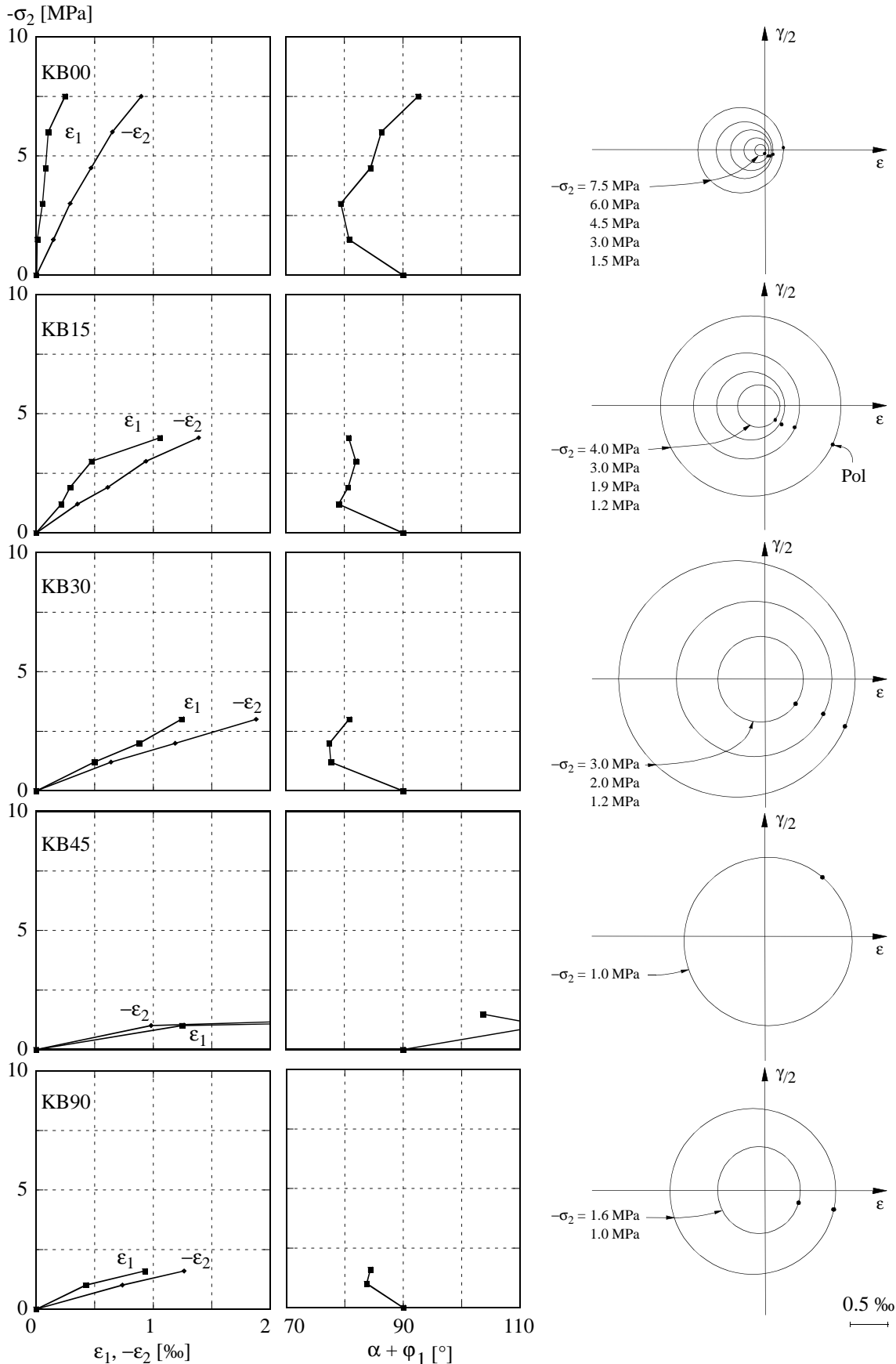


Bild 5.11 – Hauptdehnungen und zugehörige Hauptrichtung sowie Entwicklung der Mohrschen Verzerrungskreise: Versuche KB00 bis KB90.

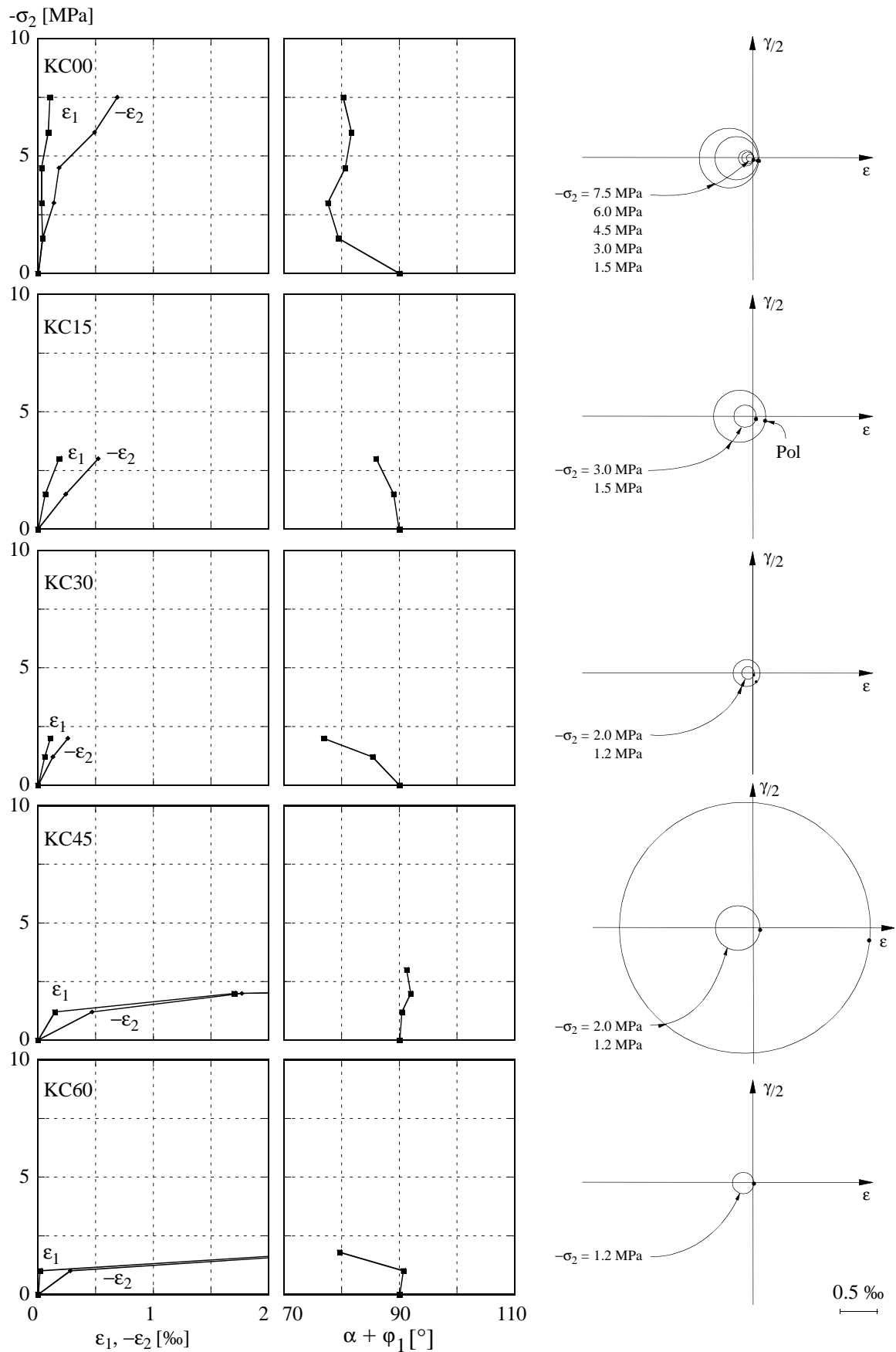


Bild 5.12 – Hauptdehnungen und zugehörige Hauptrichtung sowie Entwicklung der Mohrschen Verzerrungskreise: Versuche KC00 bis KC60.

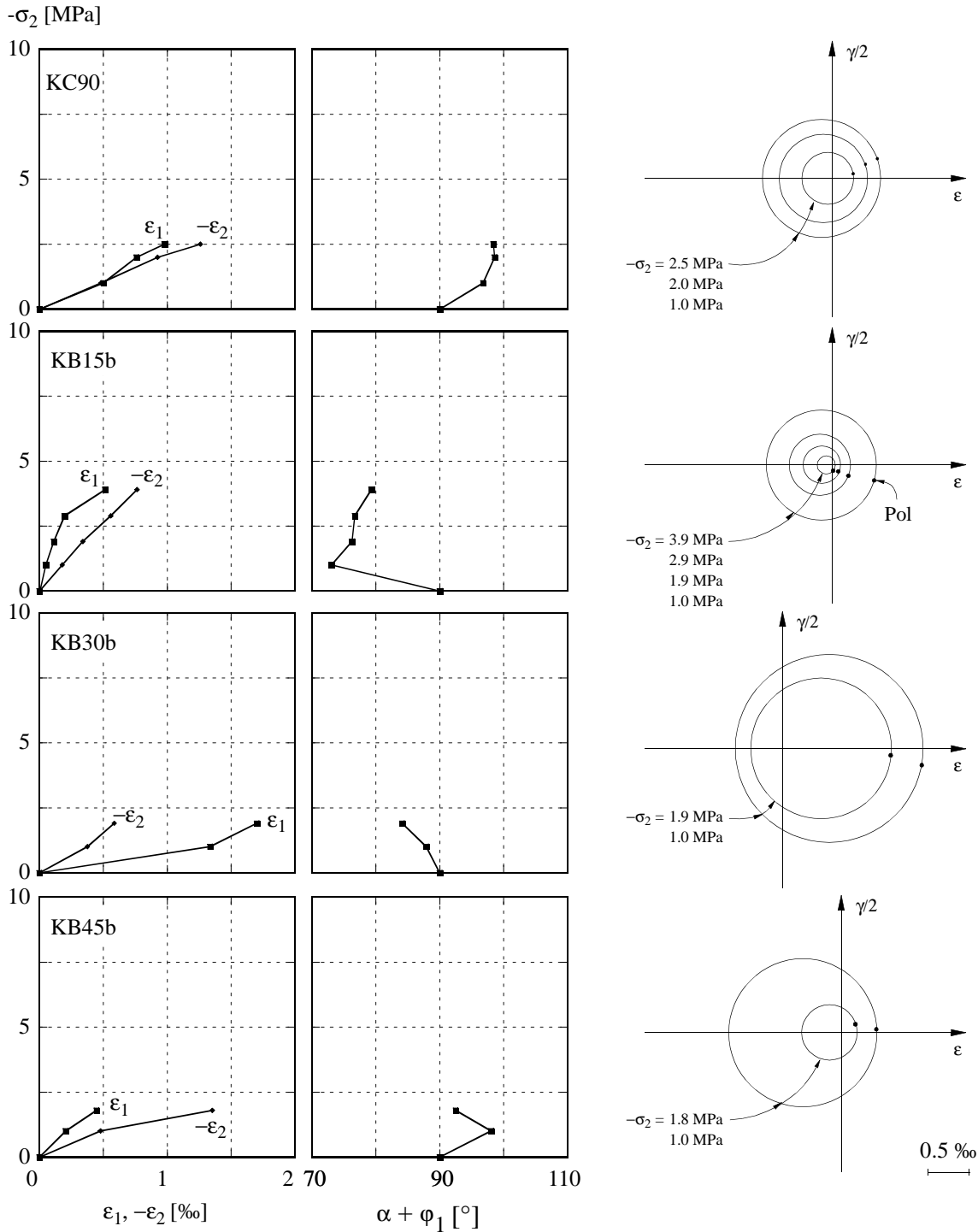


Bild 5.13 – Hauptdehnungen und zugehörige Haupttrichtung sowie Entwicklung der Mohrschen Verzerrungskreise: Versuche KC90, KB15b bis KB45b.

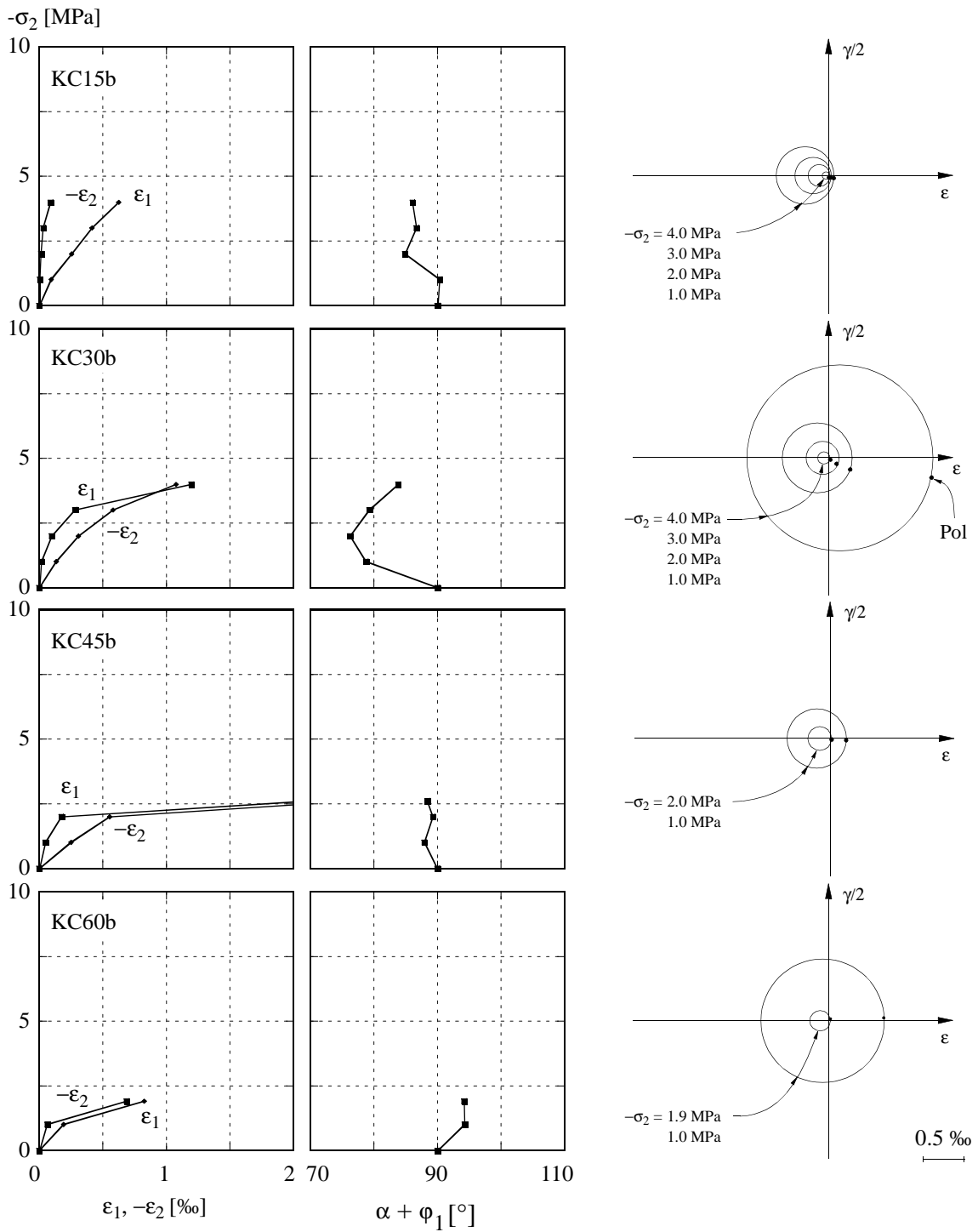


Bild 5.14 – Hauptdehnungen und zugehörige Hauptrichtung sowie Entwicklung der Mohrschen Verzerrungskreise: Versuche KC15b bis KC60b.

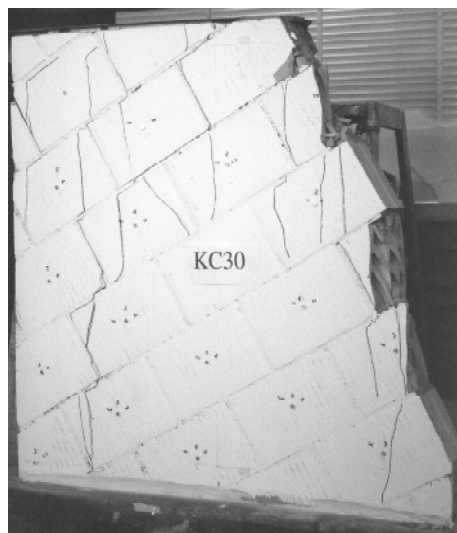
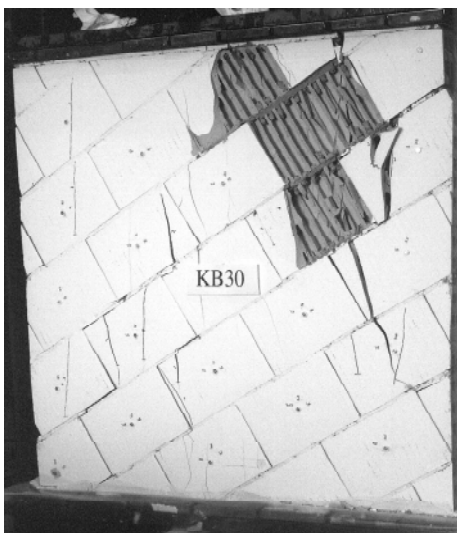
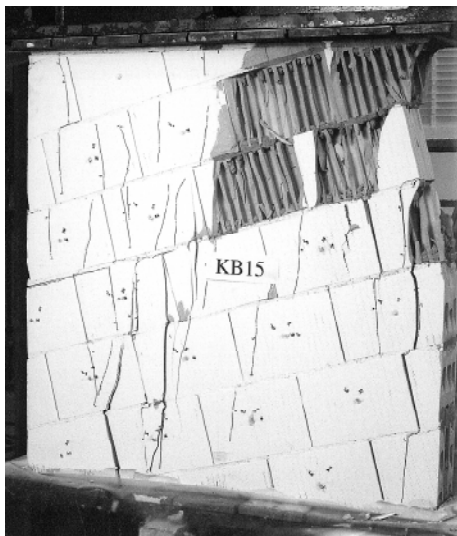


Bild 5.15 – Bruchbilder der Versuche KB/C00 bis KB/C30.

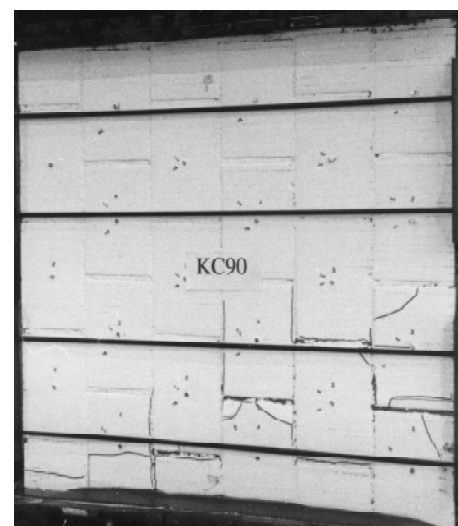
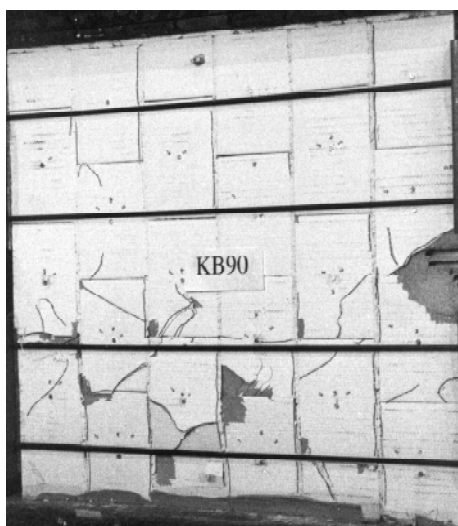
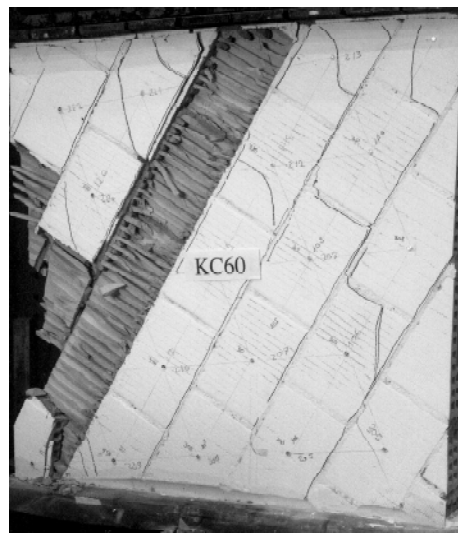
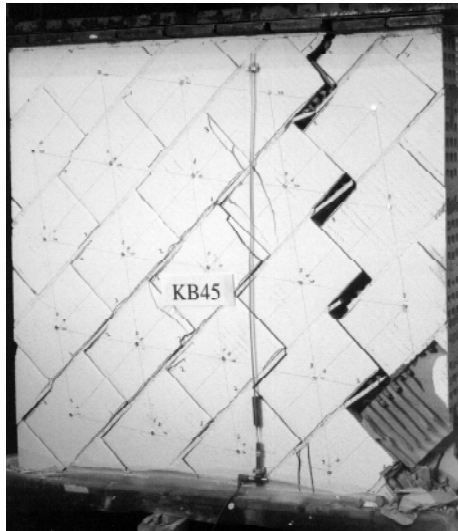


Bild 5.16 – Bruchbilder der Versuche KB/C45 bis KB/C90.

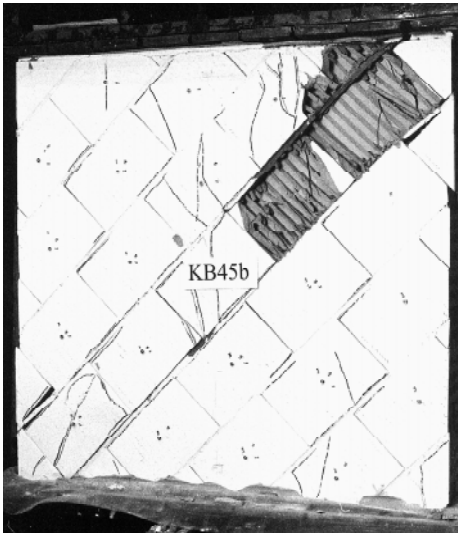
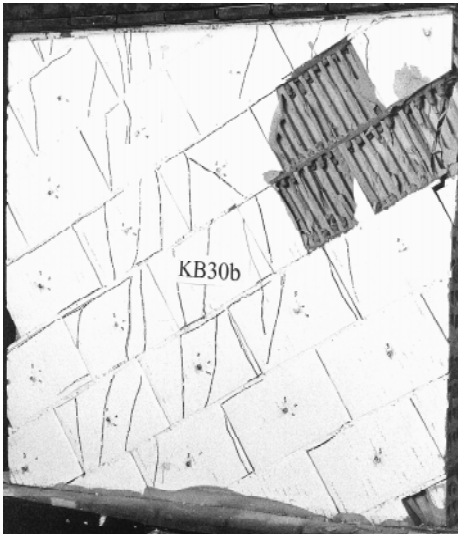
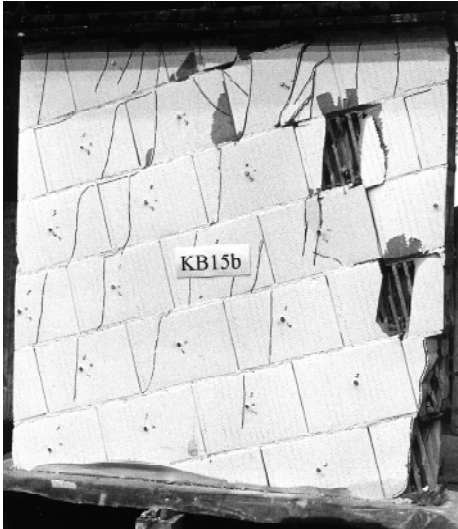
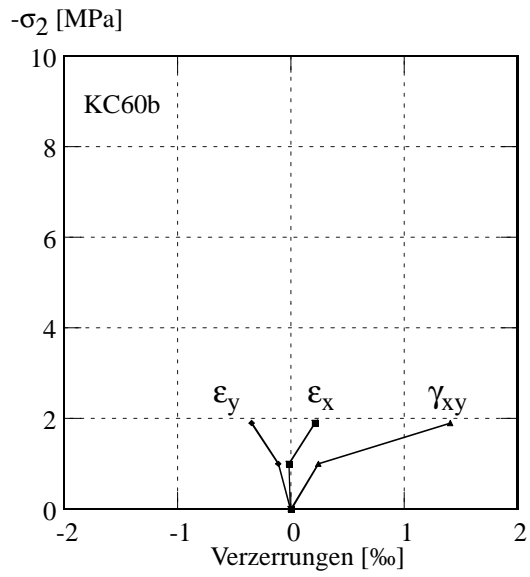


Bild 5.17 – Bruchbilder der Versuche KB/C15b bis KB/C45b

a)



b)

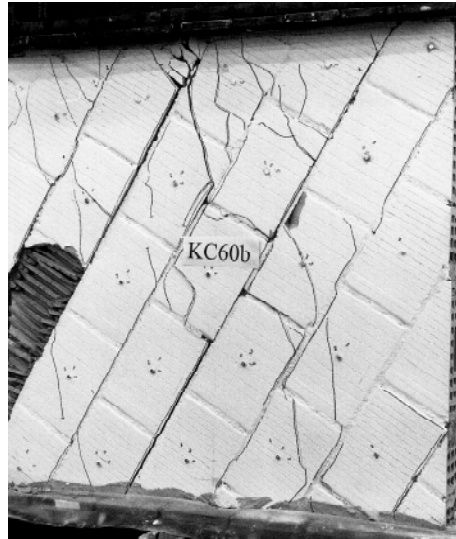


Bild 5.18 – Versuch KC60b: (a) Verzerrungskomponenten; (b) Bruchbild.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes “Mauerwerk unter kombinierter Beanspruchung” wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich einachsige Druckversuche an 21 Normprüfkörpern und 19 Kleinkörpern aus Backsteinmauerwerk durchgeführt.

Ziel der Versuche war die Ermittlung des Einflusses der knirschen Vermauerung auf das Schubtragverhalten von Backsteinwänden. Als Versuchsparameter wurden die Vermauerungsarten der Stossfugen, die Anordnung einer Lagerfugenbewehrung und die Neigung der Lagerfugen gewählt. Zusätzlich wurde bei den Normversuchen zur Ermittlung von f_y der Einfluss einer variablen Quervorspannung in x - Richtung untersucht.

Die Ergebnisse der **Normversuche** können folgendermassen zusammengefasst werden:

- Bei Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen ($\alpha = 0^\circ$) hatte die Vermauerungsart praktisch keinen Einfluss auf Steifigkeit (E_x) und Festigkeit (f_x). Der Bruch trat durch Reißen der Verbindungsstege zwischen äusseren und inneren Steinlamellen und Ausknicken der äusseren Steinlamellen über zwei Steinhöhen ein.
- Bei Beanspruchung senkrecht zu den Stossfugen ($\alpha = 90^\circ$) ergaben sich bei den knirsch vermauerten Prüfkörpern im Vergleich zu den vollfugig vermörtelten Prüfkörpern wesentlich reduzierte Festigkeiten (f_y) und drastisch erhöhte Verformungen. Der Bruch trat unabhängig von der Vermauerungsart durch Reißen der Verbindungsstege zwischen inneren und äusseren Steinlamellen und Ausknicken der äusseren Steinlamellen ein.
- Die grossen Verformungen der knirsch vermauerten Wände bei Beanspruchungen senkrecht zu den Stossfugen ($\alpha = 90^\circ$) lassen sich durch den zum Kraftschluss zwischen den Steinen nötigen Schlupf in den Lagerfugen erklären. Wegen der durch den Herstellungsprozess bedingten, über ihre Höhe leicht konkaven Form der Stossfugenfläche ergaben sich zudem Spannungskonzentrationen an den Steinecken, die beim Zusammenschieben der Steine zum Absplittern dieser Ecken und damit zu einer Schädigung des Mauerwerks vor dem eigentlichen Bruch führten.
- Die Grösse der Quervorspannung hatte bei knirscher Vermauerung der Stossfugen praktisch keinen Einfluss auf f_y , und auch bei vollfugiger Vermörtelung blieb dieser Einfluss relativ gering.

Die Ergebnisse der **Kleinkörperversuche** lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Im Vergleich zu den vollfugig vermörtelten Kleinkörpern ergab sich bei knirscher Vermauerung der Stossfugen für Lagerfugenneigungen ab 30° eine markante Reduktion der Mauerwerksfestigkeiten f_α . Am ausgeprägtesten war der Abfall bei $\alpha = 60^\circ$, wo sich ein Zugversagen statt eines Gleitversagens einer Lagerfuge einstellte.
- Die vollfugig vermörtelten Kleinkörper verhielten sich wesentlich steifer als die Vergleichskörper mit knirsch vermauerten Stossfugen.
- Die Lagerfugengewehrung bewirkte eine feinere Rissverteilung und eine leichte Verbesserung der Steifigkeit der Prüfkörper, vor allem bei knirsch vermauerten Stossfugen. Zudem konnten für Lagerfugenneigungen zwischen 15° und 45° bei knirscher Vermauerung praktisch dieselben Festigkeitswerte f_α erreicht werden, wie bei vollfugig vermörtelten Stossfugen.

Aus den vorliegenden Versuchen können folgende **Schlussfolgerungen** gezogen werden:

- Je nach dem von der Beanspruchungsrichtung und der Stossfugenrichtung eingeschlossenen Winkel α ergibt sich bei knirscher Vermauerung der Stossfugen im Vergleich zu vollfugig vermörtelten Stossfugen eine beträchtliche Reduktion der Mauerwerksfestigkeit f_α . Noch ausgeprägter als der Festigkeitsabfall ist der Steifigkeitsabfall.
- Durch Anordnung einer Lagerfugengewehrung kann der Festigkeitsabfall knirsch vermauerter Wände wettgemacht werden, die Verformungen sind jedoch im Vergleich zu vollfugig vermörtelten Wänden immer noch grösser.
- Wände, die zur Schubabtragung herangezogen werden, sollten im allgemeinen vollfugig vermörtelt ausgebildet werden.

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche “Maçonnerie sous sollicitation combinée”, des essais sur 21 éprouvettes normées et 19 échantillons en briques de terre cuite ont été effectués à l’Institut de Statique et Construction de l’Ecole Polytechnique Fédérale de Zürich.

Le but de ces essais était d’étudier l’influence du hourdage à joints verticaux non remplis sur le comportement au cisaillement des murs en briques de terre cuite. Les paramètres choisis comprenaient: le mode de hourdage à joints verticaux, l’inclinaison des lits de pose ainsi que le renforcement des murs par de l’armature passive dans les joints. En plus, l’influence d’une précontrainte transversale variable pour la détermination expérimentale de la résistance à la compression f_y a été examiné.

Les **résultats des essais normés** peuvent être résumés comme suit:

- Le mode de hourdage des joints n’avait pas beaucoup d’influence sur la résistance à la compression (f_x , $\alpha = 0^\circ$) et sur le module d’élasticité (E_x). Les essais ont mis en évidence des ruptures par fissuration des âmes de liaison entre les lamelles internes et externes et flambage des lamelles externes sur deux hauteurs de brique.
- Pour les sollicitations verticales sur les joints verticaux ($\alpha = 90^\circ$) les résistances à la compression (f_y) des éprouvettes avec des joints verticaux non remplis ont été beaucoup plus faibles que celles avec des joints verticaux pleins et les déformations ont été notablement plus grandes. Toutes les éprouvettes, indépendamment du mode de l’hourdage des joints verticaux, ont mis en évidence une rupture par fissuration des âmes de liaison entre les lamelles internes et externes et flambage des lamelles externes.
- Les déformations importantes des éprouvettes soumises à une sollicitation verticale sur les joints verticaux non remplis ($\alpha = 90^\circ$) peuvent être expliquées par le glissement nécessaire dans les joints d’assises pour la transmission des forces. La légère forme concave des joints verticaux non remplis, imposée par le processus de fabrication des briques, induit des concentrations de contraintes aux coins des briques. Lors du rapprochement des briques, ces concentrations de contraintes font éclater les coins ce qui entraîne une dégradation du mur avant la ruine effective.
- Le niveau de la précontrainte transversale n’a presque pas d’influence sur la résistance à la compression f_y , ni des éprouvettes avec les joints verticaux pleins ni des éprouvettes avec des joints verticaux non remplis.

Les **résultats des essais avec des échantillons** peuvent être résumés comme suit:

- La résistance à la compression f_{α} des échantillons avec des joints verticaux pleins est beaucoup réduite par rapport à celle des échantillons avec des joints verticaux non remplis à partir de 30° . La réduction la plus grande est à $\alpha = 60^{\circ}$ où on a observé une rupture à la traction à la place d'une rupture par glissement des joints.
- Les échantillons avec des joints verticaux pleins se comportaient plus rigidement que les échantillons avec des joints verticaux non remplis.
- L'armature des joints d'assise causait une fissuration plus fine et une faible amélioration de la rigidité des échantillons avant tout pour les échantillons avec des joints non remplis. Les valeurs de la résistance à la compression pour $\alpha = 15^{\circ}$ et 45° des échantillons armés avec des joints verticaux non remplis ont été les mêmes que celles des échantillons avec des joints verticaux pleins sans renforcement.

Sur la base des connaissances obtenues avec ces essais les **conclusions** peuvent être résumées comme suit:

- Une réduction de la résistance à la compression f_{α} des échantillons avec des joints verticaux non remplis par rapport aux échantillons avec des joints verticaux pleins est fonction de l'angle α entre la direction de la sollicitation et la direction des joints verticaux. La réduction de la rigidité est encore plus prononcée que la réduction de la résistance à la compression.
- Avec une disposition adéquate de l'armature on peut éliminer la réduction de la résistance à la compression des murs avec des joints non remplis, les déformations de ces murs sont tout de même plus grandes que celles des murs avec des joints remplis.
- Les murs en maçonnerie résistant aux efforts tranchants doivent être construits avec des joints verticaux pleins.

Summary

Within the framework of the research project “Masonry Subjected to Combined Actions” uniaxial compression tests on 21 standard specimens and 19 small wall specimens were carried out at the Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, Switzerland.

The tests aimed at investigating the shear behaviour of clay brick walls with dry head joints, i.e. head joints containing no mortar. Test parameters included the type of head joint, the presence of bed joint reinforcement and the bed joint inclination. In addition, the influence of the transverse prestress (in x-direction) was investigated in the standard tests to determine the compressive strength parallel to the bed joints (f_y).

The results of the **standard tests** can be summarized as follows:

- For a compression perpendicular to the bed joints ($\alpha = 0^\circ$) the type of head joint had practically no influence on stiffness (E_x) and strength (f_x). Failure occurred by cracking of the diaphragms connecting the interior and exterior webs of the bricks and by buckling of the exterior webs over a height of two bricks.
- For a compression parallel to the bed joints ($\alpha = 90^\circ$) the strength (f_y) of the specimens with dry head joints was considerably reduced and the deformations were drastically increased when compared with the specimens with mortar-filled head joints. Independently of the type of head joint, failure occurred by cracking of the diaphragms connecting interior and exterior webs of the bricks and by buckling of the exterior webs.
- The large deformations of the specimens with dry head joints stressed parallel to the bed joints ($\alpha = 90^\circ$) can be explained by the slip in the bed joints necessary for contact and force transfer between the bricks. In addition, the production process of the bricks resulted in a slightly concave shape over the height of the head joint and hence, stress concentrations occurred at the brick corners, leading to local crushing and damage of the masonry prior to ultimate failure.
- The magnitude of the transverse prestress had practically no influence on f_y for the specimens with dry head joints. Similarly, only a modest influence was observed for the specimens with mortar-filled head joints.

The results of the **tests on small wall specimens** can be summarized as follows:

- Compared to the specimens with mortar-filled head joints the specimens with dry head joints exhibited significantly lower strengths f_{α} for $\alpha \geq 30^{\circ}$. The reduction was most pronounced for $\alpha = 60^{\circ}$; in that case, a tension failure rather than a slipping failure of a bed joint occurred.
- The specimens with mortar-filled head joints exhibited a much stiffer response than the specimens with dry head joints.
- The bed joint reinforcement resulted in a better crack distribution and a slight increase of the stiffness of the specimens, particularly in combination with dry head joints. In addition, for bed joint inclinations ranging from 15 to 45° the specimens with dry head joints reached about the same strengths f_{α} as the companion specimens with mortar-filled head joints.

Based on the present tests the following **conclusions** can be drawn:

- Depending on the bed joint inclination α the strength f_{α} of masonry with dry head joints is considerably reduced in comparison with masonry with mortar-filled head joints. The reduction of stiffness is even more pronounced than the reduction of strength.
- The strength reduction of masonry with dry head joints may be eliminated by placing bed joint reinforcement. However, compared to masonry with mortar-filled head joints the deformations are still much larger.
- In general, masonry walls that are used for shear transfer should be made with mortar-filled head joints.

Verdankungen

Der vorliegende Versuchsbericht wurde im Rahmen des Forschungsprojektes “Mauerwerk unter kombinierter Beanspruchung” am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich erarbeitet. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung des Projektes möchten die Verfasser der Kommission für Technologie und Innovation (KTI), dem Verband der Schweizerischen Ziegelindustrie (VSZ), der Hunziker Kalksandstein AG (KS) und dem Schweizerischen Verband der Betonwaren-Fabrikanten (SVBF) aufrichtig danken.

Das Forschungsprojekt wird von einer Beratenden Kommission begleitet, die aus folgenden Mitgliedern besteht: Dr. G. Marchand, H. Gubler, W. Nydegger, F. Emrich, P. Capeder, U. Winiger und E. Zwahlen. Für die wertvolle Unterstützung sei hiermit bestens gedankt.

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte am Prüf- und Forschungsinstitut der Schweizerischen Ziegelindustrie in Sursee. Sowohl die Steinnormprüfungen als auch ein Teil der Mörtelnormprüfungen wurden in Sursee durchgeführt. Die Verfasser möchten allen an diesen Arbeiten Beteiligten für die angenehme Zusammenarbeit und ihr Engagement bestens danken, vor allem den Herren F. Emrich und W. Korner.

Bei der Versuchsdurchführung wirkten die Herren K. Bucher, C. Casal, S. Trümpi, R. Martens und D. Salzmann mit. Die messtechnischen Probleme wurden von Herrn M. Baumann bearbeitet. Allen Genannten sei an dieser Stelle für ihre Unterstützung bestens gedankt.

Literatur

- [1] Furler, R., und Thürlimann, B., “Versuche über die Rotationsfähigkeit von Backsteinmauerwerk,” *Bericht* Nr. 7502-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1977, 95 pp.
- [2] Furler, R., und Thürlimann, B., “Versuche über die Rotationsfähigkeit von Kalksandsteinmauerwerk,” *Bericht* Nr. 7502-2, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1980, 44 pp.
- [3] Furler, R., “Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung,” *Bericht* Nr. 109, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Feb. 1981, 142 pp.
- [4] Schwartz, J., und Thürlimann, B., “Versuche über die Rotationsfähigkeit von Zementsteinmauerwerk,” *Bericht* Nr. 8401-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1986, 114 pp.
- [5] Thürlimann, B., and Schwartz, J., “Design of Masonry Walls and Reinforced Concrete Columns with Column-Deflection-Curves,” *IABSE Proceedings P 108/87*, IABSE Periodica 1/1987, Zürich, 1987, pp. 17-24.
- [6] Schwartz, J., and Thürlimann, B., “Masonry Walls Under Centric and Eccentric Normal Force,” *Proceedings*, 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, Sept. 1988, pp. 420-434.
- [7] Schwartz, J., “Bemessung von Mauerwerkswänden und Stahlbetonstützen unter Normalkraft,” *Bericht* Nr. 174, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Okt. 1989, 141 pp.
- [8] Ganz, H.R., und Thürlimann, B., “Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk,” *Bericht* No. 7502-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Feb. 1982, 61 pp.
- [9] Ganz, H.R., und Thürlimann, B., “Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft,” *Bericht* Nr. 7502-4, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Mai 1984, 102 pp.
- [10] Ganz, H.R., and Thürlimann, B., “Strength of Brick Walls Under Normal Force and Shear,” *Proceedings*, 8th International Loadbearing Symposium, London, (Dec. 1983), British Masonry Society, No. 1, Nov. 1986, pp. 27-29.
- [11] Ganz, H.R., “Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub,” *Bericht* Nr. 148, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1985, 133 pp.
- [12] Guggisberg, R., und Thürlimann, B., “Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten,” *Bericht* Nr. 7502-5, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dez. 1987, 96 pp.

- [13] Ganz, H.R., and Thürlimann, B., "Design of Masonry Walls Under Normal Force and Shear," *Proceedings*, 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, Sept. 1988, pp. 1447-1457.
- [14] Lurati, F., Graf, H., und Thürlimann, B., "Versuche zur Festlegung der Festigkeitswerte von Zementsteinmauerwerk," *Bericht* Nr. 8401-2, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Jan. 1990, 85 pp.
- [15] Lurati, F., and Thürlimann, B., "Versuche an Mauerwerkswänden aus Zementstein," *Bericht* Nr. 8401-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1990, 51 pp.
- [16] Thürlimann, B., and Guggisberg, R., "Failure Criterion for Laterally Loaded Masonry Walls: Experimental Investigations," *Proceedings*, 8th International Brick/Block Conference, Dublin, Ireland, Sept. 1988, pp. 699-706.
- [17] Thürlimann, B., and Guggisberg, R., "Failure Criterion for Laterally Loaded Masonry Walls," *Proceedings*, 5th North American Masonry Conference, Urbana-Champaign, Illinois, June 1990, pp. 949-958.
- [18] Mojsilović, N., und Marti, P., "Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden," *Bericht* Nr. 203, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1994, 91 pp.
- [19] Gerber-Balmelli, C., und Marti, P., "Versuche an Porenbeton-Mauerwerk," *Bericht* Nr. 206, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Nov. 1994, 34 pp.
- [20] Mojsilović, N., "Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk," *Bericht* Nr. 216, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dez. 1995, 136 pp.
- [21] Mojsilović, N., and Marti, P., "Load Tests on Post-tensioned Masonry Walls," *Proceedings*, 7th North American Masonry Conference, University of Notre Dame, South Bend, Indiana, June 1996, pp. 327-335.
- [22] Mojsilović, N., and Marti, P., "Strength of Masonry Subjected to Combined Actions," *ACI Structural Journal*, (in press).
- [23] Salzmann, D., Mojsilović, N., and Marti, P., "Load Tests on Reinforced Masonry Walls," *Proceedings*, 11th International Brick/Block Masonry Conference, Tongji University, Shanghai, 14 - 16 Oct. 1997, 10 pp.
- [24] "Norm SIA V177: Mauerwerk," Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, Nov. 1995, 52 pp.

Bezeichnungen

E_x	Prüfwert des Elastizitätsmoduls in x-Richtung
f_α	Prüfwert der Druckfestigkeit von Mauerwerk in ξ -Richtung
f_x	Prüfwert der Druckfestigkeit von Mauerwerk in x-Richtung
f_y	Prüfwert der Druckfestigkeit von Mauerwerk in y-Richtung
x	Koordinate senkrecht zu den Lagerfugen
y	Koordinate parallel zu den Lagerfugen
z	Koordinate senkrecht zur Wandebene
α	Lagerfugenneigung
γ	Schiebung
ε	Dehnung
η	Koordinate in horizontaler Richtung
ξ	Koordinate in vertikaler Richtung
σ	Normalspannung
φ_1	Winkel zwischen Achsen x und 1
\varnothing	Durchmesser
1	Hauptdehnungsrichtung
2	Hauptstauchungsrichtung