

# Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk

**Working Paper****Author(s):**

Ganz, Hans Rudolf; Thürlimann, Bruno

**Publication date:**

1982

**Permanent link:**

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000248407>

**Rights / license:**

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

**Originally published in:**

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 7502(3)

**Versuche über die Festigkeit  
von zweiachsig beanspruchtem  
Mauerwerk**

Hansruedi Ganz  
Bruno Thürlimann

Februar 1982  
Bericht Nr. 7502-3

**CIP-Kurztitelaufnahme der Deutschen Bibliothek**

**Ganz, Hansruedi:**

Versuche über die Festigkeit von zweiachsig  
beanspruchtem Mauerwerk / von Hansruedi Ganz;  
Bruno Thürlimann.- Basel; Boston; Stuttgart:  
Birkhäuser, 1982.

(Bericht/Institut für Baustatik und  
Konstruktion ETH Zürich; Nr. 7502-3)  
ISBN 3-7643-1339-0

NE: Thürlimann, Bruno.; Institut für Baustatik  
und Konstruktion <Zürich>: Bericht

Nachdruck verboten.

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

# **Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk**

von

Dipl. Ing. Hansruedi Ganz  
Prof. Dr. Bruno Thürlimann

Institut für Baustatik und Konstruktion  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich  
Februar 1982

# Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2 Versuchsprogramm	1
2. VERSUCHSKOERPER	2
2.1 Beschreibung	2
2.2 Baustoffe	2
2.2.1 Steine	2
2.2.2 Mörtel	2
2.2.3 Lagerfugenbewehrung	3
3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG	4
3.1 Versuchsanlage	4
3.1.1 Belastungseinrichtung	4
3.1.2 Lasteinleitungszonen	4
3.1.3 Messeinrichtung	5
3.2 Versuchsablauf	5
3.2.1 Einbau des Versuchskörpers	5
3.2.2 Belastung	5
3.3 Messstellenplan	6
4. VERSUCHSRESULTATE	7
4.1 Auswertung der Versuchsergebnisse	7
4.1.1 Knotenverschiebungen auf der Mauerwerksscheibe	7
4.1.2 Verzerrungen	7
4.1.3 Risse	7
4.1.4 Bemerkungen zur Interpretation der Versuchsergebnisse	8
4.2 Trag- und Bruchverhalten	8
4.2.1 Allgemeines	8
4.2.2 Versuche K 1 und K 2	8
4.2.3 Versuch K 3	9
4.2.4 Versuch K 4	9
4.2.5 Versuch K 5	9
4.2.6 Versuch K 6	10
4.2.7 Versuch K 7	10
4.2.8 Versuch K 8	10
4.2.9 Versuch K 9	10
4.2.10 Versuch K 10	11
4.2.11 Versuch K 11	11
4.2.12 Versuch K 12	11
4.3 Knotenverschiebungen	12
4.4 Last-Verzerrungs-Verlauf	12
4.5 Rissverhalten	13

	Seite
ZUSAMMENFASSUNG	15
RESUME	16
SUMMARY	17
VERDANKUNGEN	18
BEZEICHNUNGEN	19
LITERATURVERZEICHNIS	21
TABELLEN	22
BILDER	24
ANHANG	58

## 1. Einleitung

### 1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Die heute üblichen Bemessungsverfahren für schubbeanspruchtes Mauerwerk beruhen auf dem Vergleich von elastisch gerechneten Spannungen mit normierten zulässigen Spannungen. Bei einer derartigen Bemessung wird keine klare Trennung zwischen Gebrauchszustand und Bruchzustand vorgenommen. Im Gebrauchszustand sollen keine unzumutbaren Verformungen oder Risse auftreten. Gegen Bruch soll eine ausreichende Sicherheit vorhanden sein.

Grundlage einer rechnerischen Erfassung des Bruchwiderstandes eines Tragwerkes ist die Fließ- oder Bruchbedingung des verwendeten Materials. Unter dem Begriff 'Bruchbedingung' verstehen wir alle Spannungs-kombinationen, die in einem Element einen Bruch erzeugen. Die Bruchbedingung lässt sich im Spannungsraum als Körper darstellen.

Bis heute ist keine allgemeine Bruchbedingung für zweiachsig belastetes Mauerwerk (Scheibenbeanspruchung) bekannt. Es wurden bisher nur wenige Versuche an Mauerwerk unter konstanten Spannungen durchgeführt.

Ziel des ersten Teiles des Forschungsprojektes "Trag- und Bruchverhalten von Mauerwerks-scheiben" ist die Ermittlung der Bruchbedingung und der Verformungen von Mauerwerk unter einem beliebigen zweiachsigen Spannungszustand am Mauerwerks-Element (Kleinkörper-Versuche).

Im zweiten Teil des Forschungsprojektes soll dann das globale Verhalten von Mauerwerk unter Schubbeanspruchung an Mauerwerkswänden untersucht werden. Ziel ist die Entwicklung eines Bemessungsverfahrens für schubbeanspruchtes Mauerwerk aufgrund des Bruchwiderstandes.

### 1.2 Versuchsprogramm

Das experimentelle Programm zur Ermittlung der Bruchbedingung von Mauerwerk ist in Tabelle 1 zusammengestellt. Die Bilder 8 und 9 zeigen ein Schema der Versuchsanlage.

Die Mauerwerkskörper wurden zweiachsig (horizontal und vertikal) in ihrer Scheibenebene stufenweise bis zum Bruch belastet. Die Lagerfugen der Wände hatten unterschiedliche Neigungen zu den Lastrichtungen.

Der Einfluss der Parameter "Horizontal- zu Vertikallast" und "Lagerfugenneigung" wurde eingehend theoretisch untersucht. Die Parameter wurden anschliessend so festgelegt, dass mit drei Lagerfugenneigungen und vier Lastverhältnissen möglichst gleichmässig in der Bruchbedingung verteilte Versuchsergebnisse erhalten werden konnten. Dadurch war es möglich, bedeutend umfangreichere experimentelle Untersuchungen zu vermeiden.

Es wurden folgende Grössen beobachtet:

- Horizontal- und Vertikallast
- Horizontal- und Vertikalverschiebungen
- Knotenverschiebungen auf dem Mauerwerk
- Rissbild und Rissweiten

In allen Versuchen wurden eine einzige Steinsorte und ein Zementmörtel verwendet.

## 2. Versuchskörper

### 2.1 Beschreibung

Die Kleinkörper wurden von einem Maurer des Prüf- und Forschungsinstitutes des Verbandes der Schweizerischen Ziegel- und Steinfabrikanten in der Bauhalle der ETH-Hönggerberg in Zürich hergestellt und dort bis zum Versuch bei ca. 20°C gelagert.

Die Körper waren quadratisch mit einer Seitenlänge von 1200 mm. Die Wandstärke betrug 150 mm. Die Lagerfugen hatten eine mittlere Stärke von 10 mm. Verliefen die Lagerfugen geneigt zur Horizontalen, so wurden die Randsteine vor dem Mauern zugeschnitten. Während des Mauerns wurden die seitlichen Ränder mit einem stehenden Stahlprofil abgestützt.

Bild 1 zeigt den Aufbau und die Abmessungen der Kleinkörper.

Die Lagerfugen wurden vollflächig vermörtelt. In den Stossfugen wurde der Mörtel nur als verdeckter Spatz in die Steinnuten eingebracht. Dadurch hatten die Aussenschalen der Modulbacksteine keinen Kontakt in den Stossfugen. Im Versuch K 9 wurde in jede Lagerfuge eine Bewehrung eingelegt und ausserhalb der Wand verankert.

### 2.2 Baustoffe

Backstein und Mörtel wurden den Normprüfungen unterzogen. Die Normprüfungen sind ausführlich in der Norm SIA 177 [1] beschrieben.

#### 2.2.1 Steine

Es wurde eine einzige Steinsorte, ein Modulbackstein, verwendet. Bild 2 zeigt das Lochbild dieses Steins. In der Tabelle 2 sind die Resultate der Normprüfungen aufgeführt.

Es wurden zusätzlich zu den Normprüfungen Zugversuche in Längsrichtung der Steine durchgeführt. Für die Lasteinleitung wurden Stahlbleche auf die Steine geklebt. Die Verformungsgeschwindigkeit der Prüfmaschine betrug  $\dot{\delta} = 1 \text{ mm/min}$ . Es wurden dreizehn Steine geprüft. Der Mittelwert der gemessenen Längszugfestigkeiten wurde zu  $0.68 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Die Standardabweichung betrug  $0.14 \text{ N/mm}^2$ .

#### 2.2.2 Mörtel

Es wurde ein Zementmörtel mit einer Dosierung von 350 kg PC pro  $\text{m}^3$  verwendet.

An je sechs Mörtelprismen  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$  wurden die Biegezugfestigkeit und die Würfeldruckfestigkeit bestimmt und gemittelt.

Die Prismen der Versuche K 1 und K 2 erreichten die in der Norm SIA 177 [1] für Zementmörtel geforderte Würfeldruckfestigkeit nicht.

In Tabelle 3 sind die Prüfwerte zusammengestellt. Bild 3 zeigt die Siebkurve des verwendeten Sandes.

An sechs Proben wurde zudem die Haftzugfestigkeit der verwendeten Stein-Mörtel-Kombination festgestellt. Die Probekörper bestanden aus zwei durch eine Lagerfuge verbundenen Steinen. Die Steine wurden in einer Prüfmaschine senkrecht zur Lagerfuge mit einer Be-

lastungsgeschwindigkeit von  $0.01 \text{ N}/(\text{mm}^2\text{s})$  zentrisch auseinandergezogen. Die maximale Zugkraft geteilt durch die Bruttokontaktfläche Stein-Mörtel ergab die Haftzugfestigkeit. Es wurde ein Mittelwert von  $0.17 \text{ N}/\text{mm}^2$  berechnet. Die Standardabweichung betrug  $0.02 \text{ N}/\text{mm}^2$ .

### 2.2.3 Lagerfugenbewehrung

Die verwendete Lagerfugenbewehrung ist in Bild 4 dargestellt. Die Längsstäbe waren gerippt. Ihre Materialkennwerte wurden an einzelnen aus dem Verband herausgetrennten Längsstäben bestimmt und sind in der Tabelle 4 zusammengestellt. Die Festigkeitswerte wurden verformungsgesteuert mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von  $\dot{\epsilon} = 1.2 \cdot 10^{-2} / \text{min}$  bestimmt. Die statischen Festigkeitswerte wurden nach einem zweiminütigen Konstanthalten der Dehnung abgelesen. Bild 5 zeigt das aus einem Zugversuch an einem einzelnen Längsstab gewonnene Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Die gestrichelte Kurve gibt den Verlauf der Dehnungen einer Probe wieder, die bei der Schweissstelle einer Diagonalen abbrach. Die ausgezogene Linie zeigt den Dehnungsverlauf einer Probe, die im ungeschweissten Bereich riss.

Ein Zugversuch am Bewehrungsverband (zwei Längsstäbe plus Diagonale) ergab eine Bruchlast von  $14.4 \text{ kN}$  (dynamischer Wert) bei einer Dehnung von  $\epsilon_s = 7 \cdot 10^{-3}$ .

Der Elastizitätsmodul  $E_s$  wurde aus einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm bestimmt, das mit Hilfe eines  $100 \text{ mm}$  Feindehnungsmessgerätes aufgezeichnet wurde.

### 3. Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden auf dem Aufspannboden der grossen Forschungshalle der ETH-Hönggerberg in Zürich durchgeführt.

#### 3.1 Versuchsanlage

Um die Versuchskörper beliebig zweiachsig belasten zu können, wurde eine spezielle Prüf-anlage aufgebaut. Die Mauerwerksscheiben wurden durch zwei senkrecht zueinander stehende Normalkräfte in ihrer Ebene belastet (in horizontaler und in vertikaler Richtung). Diese Kräfte ergaben die Hauptspannungen im Mauerwerks-Element. Durch die Neigung der Lager-fugen zu den Hauptspannungsrichtungen konnte der Schub entlang der Lagerfugen verändert werden. Durch Variation der Normalkräfte und der Lagerfugenneigung war jede beliebige Kombination von Normal- und Schubspannungen im Mauerwerks-Element möglich. Die Bilder 6 und 7 zeigen je eine Gesamtansicht der Anlage für Druck-Zug-Versuche bzw. zweiachsige Druckversuche. Die Anlage bestand aus drei Hauptelementen:

- Belastungseinrichtung
- Lasteinleitungszone
- Messeinrichtung

##### 3.1.1 Belastungseinrichtung

Die Versuchsanlage ist schematisch in den Bildern 8 und 9 dargestellt.

Die Vertikalbelastung war stets eine Druckkraft. Sie wurde von zwei bis vier gleichmässig verteilten 1'000 kN-Pressen über einen Lastverteilträger auf die Mauerwerkskörper aufge-bracht. Als Abstützung für die Pressen diente ein im Aufspannboden verankerter Stahl-rahmen. Die Pressen waren an ein Pendelmanometer angeschlossen.

In horizontaler Richtung konnten sowohl Druck- als auch Zugbelastungen auf die Wände aus-geübt werden. Die horizontale Zugkraft wurde von je zwei symmetrisch zur Vertikalkraft montierten 135 kN-Zugkolben über einen hängenden Lastverteilträger auf die Kleinkörper aufgebracht. Die Kolben waren an zwei Verankerungsböcken gelenkig gelagert.

Die horizontale Druckkraft wurde von zwei 1'000 kN-Pressen aufgebracht. Die Pressen lagen auf einer Seite des Versuchskörpers zwischen dem Lastverteilträger und je einem Quer-träger. Die Querträger waren über vier Zugstangen mit dem gegenüberliegenden Lastverteil-träger verbunden und übten so den Druck auf den Mauerwerkskörper aus. Die Zugstangen wur-den im Versuch gegen die Mauerwerkswand seitlich abgestützt, um ein Ausweichen der Last-verteilträger senkrecht zur Mauer zu verhindern.

Die Horizontalkraft wurde unabhängig von der Vertikalkraft mit einer Handpumpe gesteuert.

##### 3.1.2 Lasteinleitungszone

Der Lasteinleitung wurde besondere Beachtung geschenkt. Zwei Hauptforderungen waren zu erfüllen:

- Gleichmässige Verteilung der Last.
- Keine Behinderung der Querdehnungen und der Schiebungen der Prüfkörperländer.

Für die Einleitung der Druckkräfte wurden einzelne Neoprenstücke gewählt. Da das Neopren eine kleine Steifigkeit hat, verteilt es die Last gleichmässig. Dank seinem kleinen Schub-modul behindert es die Querdehnung der Mauer kaum. Je nach Höhe der zu erwartenden Druck-

kraft wurden 15 mm bzw. 30 mm dicke Neoprenstücke eingesetzt. Um die Querdehnung des Neoprens nicht auf die Steine wirken zu lassen, wurde unter jedes Neoprenstück eine Stahlplatte gelegt.

Durch das Neopren wurde die Steifigkeit der Versuchsanlage stark reduziert. Dies hatte zur Folge, dass im Versuch nach Erreichen der Höchstlast die Entfestigung des Mauerwerks nur ausnahmsweise verfolgt werden konnte.

Die Zugkraft wurde über einzelne Stahlbleche eingeleitet. Die Bleche waren mittels eines Zweikomponenten-Klebstoffs seitlich an den Mauersteinen befestigt. Um möglichst keine Lagerfugen zu überkleben, wurde die Anzahl Bleche je nach Lagerfugenneigung variiert. Über Stahlstangen waren die Bleche gelenkig an die Lastverteilträger angeschlossen. Die gewählte Anordnung der einzelnen Laschen gewährleistete wieder eine unbehinderte Längsverformung der Mauerwerksränder. Die Lasteinleitungs-Elemente sind im Bild 10 dargestellt.

### 3.1.3 Messeinrichtung

Die Messeinrichtung bestand aus einer elektronischen Mess- und Datenerfassungsanlage und elektronischen Messgeräten. Die Vertikal- und Horizontallasten wurden mit Messdosen gemessen. Die Vertikal- und Horizontaldeformationen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer bestimmt. Die Relativverschiebungen im Messnetz auf der Mauerwerkswand wurden mit Hilfe von induktiven Deformetern verschiedener Basislängen gemessen. Dehnungsmessstreifen (strain gages) dienten zur lokalen Messung von Steinstauchungen und zur Kontrolle der Verteilung der Zugkräfte auf die einzelnen Stahlstangen. Alle Messungen wurden von einem Computer automatisch digitalisiert und in Protokollform aufgenommen.

## 3.2 Versuchsablauf

### 3.2.1 Einbau des Versuchskörpers

Die Versuchskörper wurden frühestens im Alter von drei Wochen in die Versuchsanlage eingebaut. Die Zentrierung von Wand, Pressen, Lasteinleitungszonen und Lastverteilträgern erfolgte mittels eines Lotes. Zuerst wurde die untere Druckkrafteinleitung verlegt. Danach wurde die Wand darauf gestellt, und die obere Druckkrafteinleitung, der Lastverteilträger und die Pressen konnten abgesetzt werden. Anschliessend wurden die seitlichen Lasteinleitungszonen und die Verteilträger in die richtige Lage eingemessen und an die Kolben bzw. Pressen angeschlossen. Zwischen den Glattnuten aus Zementmörtel am Mauerwerksrand und die Druckkrafteinleitung wurde eine Gipsausgleichsschicht eingebracht.

Um die Rissentwicklung möglichst gut verfolgen zu können, wurden die Wände mit einer weissen Gipsschlammsschicht gestrichen.

### 3.2.2 Belastung

Die Kleinkörper wurden im Alter von 27 bis 42 Tagen geprüft.

Bei allen Versuchen wurden Horizontal- und Vertikallast in einem vorgegebenen Verhältnis gesteigert. Während der Messungen wurde die Vertikalverformung konstant gehalten. Die dabei auftretende Relaxation zeigte sich im Abfallen der Vertikal- und Horizontallast vom Anfangswert  $F_A$  auf den Endwert  $F_E$ . Vor jeder Laststufe wurde der maximale Last- bzw. Verformungszuwachs festgelegt. War der Deformationszuwachs massgebend, wurde die Laststufe verformungsgesteuert gefahren, sonst lastgesteuert.

Der zeitliche Ablauf einer Laststufe ist in Bild 11 dargestellt.

### 3.3 Messstellenplan

Folgende Messungen wurden durchgeführt:

#### a) Vertikallast

- Messung der Vertikallast mittels einer 500 bar Flüssigkeitsdruckmessdose
- Lastablesung am Pendelmanometer

Beide Messgeräte wurden vorgängig in der 1'600 kN-Universalpresse geeicht.

#### b) Horizontallast

- Messung der Horizontallast mittels 150 kN bzw. 300 kN Kraftmessdosen an allen Kolben bzw. Zugstangen
- Messung der Belastung mittels einer 200 bar Flüssigkeitsdruckmessdose
- Auswertung der Dehnungsmessstreifen auf allen Zugstangen (nur bei Zugversuchen)

#### c) Vertikal- und Horizontalverformungen

- Messung der Verformungen mit induktiven Wegaufnehmern (Genauigkeit  $1 \cdot 10^{-4}$  mm)

Diese Messungen waren für die Versuchssteuerung erforderlich und werden hier nicht wiedergegeben.

#### d) Steinverformungen

- Messung der Backsteinstauchungen mittels je vier Dehnungsmessstreifen von 60 mm Länge auf einzelnen Steinen
- Messung der Backsteinverformungen in Längsrichtung der Steine mittels induktiver Deformeter der Basislänge 150 mm

#### e) Knotenverschiebungen

Messung der Verschiebungen auf der Mauerwerks-Vorder- und Rückseite in einem Messnetz. Auf der Rückseite der Wand war nur ein Ausschnitt des vollen Netzes der Vorderseite angeordnet.

Die Verschiebungen wurden mit induktiven Deformetern der Basislängen 150, 200 und 250 mm gemessen. Ihre Genauigkeit beträgt  $1 \cdot 10^{-3}$  mm. Die Deformeter wurden auf Bolzen aufgesetzt, die auf die Backsteine geklebt waren.

Für die Messung der Verschiebungen der Lagerfugenbewehrung mussten die Bolzen mit Verlängerungen ausgestattet werden. Pro Lagerfuge wurden je fünf Verschiebungen mit 150 mm Deformetern beidseits der Mauer gemessen.

Die Anordnung der Messstellen geht aus Bild 12 hervor. Das Deformeter-Messnetz hatte immer die gleiche Lage bezüglich der Lager- und Stossfugen und ist im Bild 12 für den Versuch K 12 dargestellt.

In den Zwischenlaststufen wurde auf die Messung der Knotenverschiebungen verzichtet.

#### f) Risse

Nach jeder Laststufe wurden die von Auge sichtbaren Risse mit schwarzem Filzschreiber auf der Wand nachgezeichnet. Die Rissweiten wurden mit einem Rissmikroskop (Abschätzung auf  $1 \cdot 10^{-2}$  mm) bestimmt. Rissbild und Rissweiten wurden in einem Protokoll festgehalten. Anschliessend wurde die Wand fotografiert.

## 4. Versuchsergebnisse

### 4.1 Auswertung der Versuchsergebnisse

#### 4.1.1 Knotenverschiebungen auf der Mauerwerksscheibe

Durch die Ausmessung des Messnetzes (Bild 12) wurden die Knotenverschiebungen überbestimmt. Um den notwendigen Ausgleich der Messungen zu erreichen, wurde das Messnetz auf der Mauerwerksscheibe als Fachwerk aufgefasst. Die aus den Messungen gerechneten Dehnungen wurden als Temperaturdehnungen der Stäbe betrachtet. Mit diesen Zwängungen wurden das statisch unbestimmte Fachwerk belastet und die Verschiebungen der Knotenpunkte berechnet. Die Steifigkeit der Fachwerkstäbe,  $E \cdot A / l$ , wurde konstant angesetzt.

#### 4.1.2 Verzerrungen

Die Dehnungen und Schiebungen wurden aus den Knotenverschiebungen  $u$ ,  $v$  eines Messvierecks in der Mitte der Mauerwerksscheibe berechnet. Als Richtungen des Koordinatensystems wurden die Fugenrichtungen gewählt. Die  $x$ - bzw.  $u$ -Achse verlief senkrecht, die  $y$ - bzw.  $v$ -Achse parallel zu den Lagerfugen. Das Messviereck hatte Kantenlängen von je drei Messlängen. Dadurch sind die gerechneten Dehnungen und Schiebungen je auf einen Stein plus eine Fuge bezogen.

Ohne Terme 2. Ordnung gelten folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\end{aligned}$$

Da die Verschiebungen nur in diskreten Punkten bekannt sind, werden die Ableitungen durch Differenzen ersetzt und es ergeben sich folgende, über den Messbereich gemittelte, Verzerrungen:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\Delta u}{\Delta x} \\ \epsilon_y &= \frac{\Delta v}{\Delta y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\Delta u}{\Delta y} + \frac{\Delta v}{\Delta x}\end{aligned}$$

Die Verzerrungen  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\gamma_{xy}$  wurden für die Wandvorderseite und -rückseite aus den Verschiebungen  $u$ ,  $v$  der Randpunkte des Messvierecks berechnet und anschliessend gemittelt. Die Geometrie des Messvierecks und die verwendeten Formeln sind in Bild 13 dargestellt.

Die Steindehnungen  $\epsilon_x$  entsprachen dem Mittel der Messwerte der vier Dehnungsmessstreifen (strain gages) auf den Steinen. Die Steindehnungen  $\epsilon_y$  wurden dagegen aus den Verschiebungen der Knotenpunkte im Messnetz für die Steine innerhalb des Messvierecks gerechnet und gemittelt. Es wurden keine Schiebungen der Steine allein bestimmt.

Die Dehnungen der Lagerfugenbewehrung wurden für die vier Fugen innerhalb des Messvierecks beidseits der Wand gerechnet und gemittelt.

#### 4.1.3 Risse

Es wurden mindestens sechs gleichmässig auf der Mauerwerkswand verteilte Risse gemessen und ihre Entwicklung während des Versuches verfolgt. Ihre Grösse entsprach mittleren bis

maximalen Rissweiten. Der Mittelwert der gemessenen Werte ergab die mittlere Rissweite. Die maximal aufgetretenen Rissweiten waren stets kleiner als die doppelte mittlere Rissweite.

Die Risse wurden in "Risse in Steinen" und in "Risse in Lagerfugen" unterteilt.

#### 4.1.4 Bemerkungen zur Interpretation der Versuchsergebnisse

Ein Vergleich der hier erhaltenen Bruchspannungen mit den zulässigen Spannungen der Mauerwerksnorm [1] ist wenig sinnvoll. Die in der Norm angegebenen Werte sind nominelle Grössen, welche den in einer Mauer auftretenden Spannungen nur im Mittel entsprechen. Dagegen wurde in diesen Versuchen ein möglichst konstanter Spannungszustand im Versuchskörper angestrebt.

Eine Interpretation und Diskussion der Versuchsergebnisse ist in weiteren Arbeiten vorgesehen.

## 4.2 Trag- und Bruchverhalten

### 4.2.1 Allgemeines

Das generelle Tragverhalten wird in den Bildern 14 bis 25 wiedergegeben. Eine tabellarische Zusammenstellung des zeitlichen Verlaufes der Versuche mit der Bezeichnung der Laststufen ist im Anhang gegeben. In den Abbildungen 26 bis 37 bzw. 42 bis 53 sind die Bruchbilder bzw. die Rissbilder der Versuchskörper festgehalten.

Wie zu erwarten war, hing das Trag- und Bruchverhalten der Mauerwerkswände sowohl vom Verhältnis Horizontallast/Vertikallast als auch von der Lagerfugenneigung ab. Die in den Versuchen gemessenen Vertikalverformungen nahmen mit steigender Lagerfugenneigung stark zu. Diese Zunahme ist auf die kleine Schubsteifigkeit des orthotropen Materials Mauerwerk zurückzuführen. Die Verformungen werden bei einer Berechnung als isotropes Material ( $G = E/2 \cdot (1 + \nu)$ ) deutlich unterschätzt.

Die 'Duktilität' der Mauerwerkswände nahm mit steigender Lagerfugenneigung zu, mit steigendem horizontalen Druck bzw. Zug jedoch wieder ab. Erfolgte der Bruch in den Steinen, so musste das Verhalten als spröde bezeichnet werden. Erfolgte der Bruch jedoch entlang den Fugen, so war das Verhalten bedeutend duktiler.

Im Vergleich zu einachsigen Druckversuchen lag die Bruchlast bei Versuchen mit zweiachsigem Druck zum Teil wesentlich höher.

Der bewehrte Versuchskörper K 9 wies nebst einem duktilen Verhalten auch eine bedeutend höhere Bruchlast auf als die entsprechende unbewehrte Mauerwerkswand.

### 4.2.2 Versuche K 1 und K 2 ( $\alpha = 22.5^\circ$ )

Der Last-Verzerrungs-Verlauf von K 1 und K 2 ist in den Bildern 14 und 15 dargestellt. Die beiden Versuche unterschieden sich nur leicht im Verhältnis Horizontallast/Vertikallast. Dementsprechend verhielten sie sich im Versuch gleich. Die Risse gingen jeweils von den Stossfugen aus. Sie verlängerten sich in die Lagerfugen und gingen häufig zwischen zwei Stossfugen in die Steine über. Die Abbildungen 42 und 43 zeigen den Rissverlauf von K 1 und K 2.

Die Verformungen der Steine bildeten einen grossen Teil der Gesamtverformungen des Mauerwerks. Bis kurz vor dem Bruch bestanden die Dehnungen  $\epsilon_y$  fast ausschliesslich aus dem Anteil Steindehnungen.

Beim Bruch fiel die Horizontallast schlagartig auf ca. die Hälfte zusammen. Dagegen konnte die Vertikallast weiter übertragen und gesteigert werden. Der Bruchriss verlief treppenförmig durch Stossfugen, Lagerfugen und Steine hindurch.

Die Bruchbilder von K 1 und K 2 sind in den Bildern 26 und 27 dargestellt.

Die Horizontallast beim Bruch war deutlich kleiner als dies aufgrund der Längszugfestigkeit der Steine zu erwarten gewesen wäre.

#### 4.2.3 Versuch K 3 ( $\alpha = 0^\circ$ )

Bild 16 zeigt den Last-Verzerrungs-Verlauf des Versuches K 3.

Die Vertikalverformungen verhielten sich bis kurz vor dem Bruch elastisch. In diesem Versuch machten die Steinverformungen ca. die Hälfte der Gesamtverformungen aus.

Die ersten Risse gingen wieder von den Stossfugen aus und spalteten die angrenzenden Steine. Sie traten bei 65% der Bruchlast auf. Zwei Rissbilder von K 3 sind in Bild 44 dargestellt.

Der Bruch ereignete sich schlagartig während den Deformeterablesungen in der Laststufe 16. Dabei wurde die äussere Schale der Backsteine abgesprengt.

Das Bruchbild von K 3 ist in Bild 28 festgehalten.

#### 4.2.4 Versuch K 4 ( $\alpha = 90^\circ$ )

In Bild 17 ist der Last-Verzerrungs-Verlauf von K 4 dargestellt.

Da die Stossfugen nicht satt geschlossen waren, übertrug K 4 die Vertikallast in der ersten Versuchsphase über die Lagerfugen von Stein zu Stein. Die auftretenden Schubspannungen bewirkten dann ein Abscheren zwischen Stein und Lagerfugenmörtel. Dieses Abscheren ging so lange weiter, bis einzelne Steinsäulen mit losgelösten Lagerfugen bestanden, und sich die Steine über die Stossfugen direkt abzustützen begannen. In dieser Phase entstanden nebst den Rissen in den Lagerfugen auch Anrisse in den Steinecken. Die Rissbilder von K 4 sind in Bild 45 festgehalten.

In diesem Versuch trugen die Steinverformungen nur wenig an die Gesamtverformungen bei.

Der Bruch ereignete sich schliesslich durch vertikales Aufreissen der Steine senkrecht zur Mauer. Dabei bildeten die äusseren Steinschalen eine Art Gelenkkette von Stossfuge zu Stossfuge.

Das Bruchbild von K 4 ist in Bild 29 dargestellt.

#### 4.2.5 Versuch K 5 ( $\alpha = 45^\circ$ )

Bild 18 zeigt den Last-Verzerrungs-Verlauf von K 5.

Die Verformungen der Steine spielten in diesem Versuch eine untergeordnete Rolle. Der Versuchskörper verhielt sich elastisch bis zum Auftreten der ersten Risse. Es entstanden nur Risse in den Fugen. Sie begannen alle bei den gleichen Ecken der Steine und liefen dann in den Fugen weiter. Diese Rissentwicklung ist auf ein Verdrehen der Steine in Richtung der aufgebrachtten Schubspannungen zurückzuführen. In Bild 46 ist der Rissverlauf von K 5 dargestellt.

Nach anfänglichen Stauchungen senkrecht zu den Lagerfugen öffneten sich diese bei Ein-

setzen des Abgleitens entlang den Fugen und es traten Dehnungen auf. Beim Bruch fiel die Horizontallast auf ca. die Hälfte zusammen. Die Vertikallast konnte weiter voll übertragen werden. Der Bruchriss verlief treppenförmig durch Stoss- und Lagerfugen. Steine wurden keine angerissen.

Das Bruchbild von K 5 ist in Bild 30 festgehalten.

#### 4.2.6 Versuch K 6 ( $\alpha = 45^\circ$ )

Der Last-Verzerrungs-Verlauf von K 6 ist in Bild 19 aufgezeichnet.

Auch hier trugen die Steine nur wenig zu den Gesamtverformungen bei. Die Risse setzten in der gleichen Art wie beim Versuch K 5 ein. Ab Laststufe 9 bildeten sich Trennrisse entlang Stoss- und Lagerfugen aus, die den Versuchskörper in einzelne Säulen spalteten, ähnlich wie bei K 5 der Bruchriss. Die Verformungen und Rissweiten nahmen nun stark zu. Die Last konnte aber weiter gesteigert werden. Die Maximallast war erst erreicht als die Wand bei sehr grossen Deformationen entlang einer Lagerfuge abscherete. Auch hier wechselten die Verformungen senkrecht zu den Lagerfugen von Stauchungen zu Dehnungen. Der Anstieg der Vertikallast bis zur Maximallast ist auf die Verzahnung des Fugenmörtels in der Steinlochung zurückzuführen. Diese Mörtelzähne zerstörten bei fortschreitender Deformation die Querstege der Steine.

Der Rissverlauf von K 6 ist in Bild 47, das Bruchbild in Bild 31 dargestellt.

#### 4.2.7 Versuch K 7 ( $\alpha = 22.5^\circ$ )

Bild 20 zeigt den Last-Verzerrungs-Verlauf von K 7.

Die Verformungen von K 7 waren bis zum Bruch elastisch und bestanden fast ausschliesslich aus dem Anteil Steindehnungen. Auch bei diesem Versuch waren die Steindehnungen  $\epsilon_y$  und die Gesamtdehnungen  $\epsilon_y$  identisch.

Die ersten Risse entstanden erst kurz vor dem Bruch und verliefen fast ausschliesslich in den Steinen. Die Rissbilder sind in Bild 48 dargestellt.

Der Bruch ereignete sich während den Deformationsmessungen in der Laststufe 12. Dabei öffnete sich die Wand seitlich in ihrer Ebene. Die Vertikallast konnte darnach nicht weiter gesteigert werden.

Der Bruch von K 7 ist in Bild 32 dargestellt.

#### 4.2.8 Versuch K 8 ( $\alpha = 67.5^\circ$ )

Der Last-Verzerrungs-Verlauf ist in Bild 21 aufgezeichnet.

Das Verhalten von K 8 war gleich wie dasjenige von K 6. Auch hier wurde die Maximallast nur unter sehr grossen Deformationen erreicht. Dabei scherte die Wand ebenfalls entlang den Lagerfugen ab.

Das Rissbild von K 8 ist in Bild 49, das Bruchbild in Bild 33 festgehalten.

#### 4.2.9 Versuch K 9 (bewehrt, $\alpha = 22.5^\circ$ )

K 9 verhielt sich im Gegensatz zu K 1, K 2 und K 7 duktil. Die Entfestigung des bewehrten Mauerwerks liess sich sehr weit verfolgen.

Der Last-Verzerrungs-Verlauf ist in Bild 22 dargestellt. Nebst den Rissen in den Steinen bildeten sich hier auch zahlreiche Risse in den Lagerfugen. Die Risse waren gleichmässig

über die Mauer verteilt. Das Bild 50 zeigt den Rissverlauf von K 9.

In Bild 22 ist zusätzlich die mittlere Dehnung der Lagerfugenbewehrung eingetragen. Wie aus der Kurve ersichtlich ist, betrug die mittlere Stahldehnung bei der Höchstlast ca. 0.0025. Die Streckgrenze war somit noch nicht erreicht. Der Bruch ereignete sich durch Ablösen von ganzen Steinplatten senkrecht zur Mauer. In etlichen Lagerfugen zeigten sich Abplatzungen im Uebergang Mörtel-Stein.

Das Bruchbild von K 9 ist in Bild 34 dargestellt.

#### 4.2.10 Versuch K 10 ( $\alpha = 0^\circ$ )

Der Last-Verzerrungs-Verlauf ist in Bild 23 festgehalten. Die Wand blieb bis zur Laststufe 14 ungerissen. Erst in der letzten Laststufe zeigten sich einzelne Abplatzungen und Anrisse in zwei Steinen. Bild 51 zeigt K 10 in zwei entsprechenden Laststufen. Die gesamten Verformungen parallel zu den Lagerfugen erfolgten in den Stossfugen. Nach den Ablesungen in der Laststufe 15 wurde die Wand leicht entlastet und eine Pause eingeschaltet. Bei der Wiederbelastung erfolgte schlagartig der Bruch. Dabei lag die Last unterhalb derjenigen der Laststufe 15. Der Bruch trat wie bei K 3 durch vertikales Aufreißen der Steine senkrecht zur Wandebene ein. Die maximale Vertikallast lag unterhalb der Bruchlast von K 3, die maximale Horizontallast jedoch über derjenigen des Versuchs K 4.

Das Bruchbild von K 10 ist in Bild 35 festgehalten.

#### 4.2.11 Versuch K 11 ( $\alpha = 22.5^\circ$ )

Bild 24 zeigt den Last-Verzerrungs-Verlauf von K 11.

Die Verformungen von K 11 wichen nur wenig vom linearen Verlauf ab. Wie bei K 10 erfolgte die gesamte Verformung parallel zu den Lagerfugen in den Stossfugen.

Ab Laststufe 9 bildeten sich kleine Anrisse zwischen Steinen und Lagerfugen bei den Steinecken. Ab Laststufe 13 konnten einige Abplatzungen an Steinen beim Uebergang Stein zu Lagerfuge festgestellt werden, und es zeigten sich die ersten Risse in den Steinen. Zwei entsprechende Darstellungen sind in Bild 52 gegeben.

Der Bruch erfolgte durch vertikales Aufreißen von Steinen senkrecht zur Wandebene. Im Vergleich zur Bruchlast bei den einachsigen Versuchen K 7 und K 8 lagen Vertikallast und Horizontallast im zweiachsigen Druckversuch bedeutend höher. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Ausbilden der beiden einachsigen Bruchmechanismen durch den zweiachsigen Druck verhindert wurde.

Der Bruch von K 11 ist in Bild 36 dargestellt.

#### 4.2.12 Versuch K 12 ( $\alpha = 45^\circ$ )

Der Last-Verzerrungs-Verlauf von K 12 ist in Bild 25 dargestellt.

Bei K 12 zeigten sich bereits in der Laststufe 3 die ersten Anrisse zwischen Steinen und Lagerfugen. Ab Laststufe 7 waren mehrere Risse in Steinen zu beobachten, wobei einzelne wie bei K 4 von den Steinecken ausgingen. Ab Laststufe 11 waren auch Abplatzungen an Steinen entlang den Lagerfugen festzustellen. Die Rissbilder von K 12 sind in Bild 53 dargestellt.

Die Steinverformungen senkrecht zur Lagerfuge machten wiederum einen grossen Teil der Gesamtverformungen in diese Richtung aus.

Auch K 12 erreichte eine bedeutend höhere Bruchlast als der entsprechende einachsige Versuch K 6. Dabei lösten sich die äusseren Steinplatten, und die Wand öffnete sich senkrecht zu ihrer Ebene.

Bild 37 zeigt den Bruch von K 12.

#### 4.3 Knotenverschiebungen

Auf die Wiedergabe sämtlicher Knotenverschiebungen wird verzichtet. Als Beispiel sind vier Verschiebungsbilder dargestellt. Sie sollen einen Eindruck der gemessenen Verschiebungen vermitteln. Es ist zu beachten, dass die Verschiebungen bezüglich eines willkürlich gewählten Fixpunktes aufgezeichnet worden sind.

In Bild 38 sind die Verschiebungen des Versuches K 1 in der Laststufe 5 dargestellt. K 1 war ein zweiachsiger Versuch (Druck-Zug-Belastung) an einer Wand mit geneigten Fugen. In Bild 39 sind die Verschiebungen der Wand K 3 in der Laststufe 6 festgehalten. K 3 war ein einachsiger Druckversuch. Die Lagerfugen verliefen horizontal. Wie aus der Darstellung ersichtlich ist, sind die Verformungen  $v$ , die den Querdehnungen entsprechen, über die gesamte Wandhöhe konstant.

Die Verschiebungen der Wand K 8 in der Laststufe 6 sind in Bild 40 aufgezeichnet. K 8 war ein einachsiger Druckversuch. Deutlich erkennbar sind hier die Rotationen der Steine in Richtung der aufgebrachtten Schubspannungen. Aus diesem Bild ist ebenfalls erkennbar, dass die Verformungen  $v$  fast ausschliesslich in den Stossfugen erfolgten, und die Wand sich senkrecht zu den Lagerfugen öffnete.

In Bild 41 sind die Verschiebungen des Mauerwerkkörpers K 12 für die Laststufe 6 dargestellt. K 12 war ein zweiachsiger Druckversuch an einer Wand mit geneigten Lagerfugen. Aus dieser Darstellung ist ersichtlich, dass die gesamten Verformungen  $v$  in den Stossfugen erzeugt wurden.

Die in allen Versuchen festgestellte Gleichmässigkeit der Verschiebungen deutet auf eine gute Lastverteilung hin. Die Längsverformungen der Mauerwerksränder scheinen durch die gewählte Lasteinleitung ebenfalls nicht behindert worden zu sein. Diese Feststellung geht aus Bild 39 deutlich hervor.

#### 4.4 Last-Verzerrungs-Verlauf

Die Bilder 14 bis 25 zeigen den Verlauf von Vertikallast und Verzerrungen. Die Verzerrungen beziehen sich auf ein Koordinatensystem mit den Achsrichtungen senkrecht ( $x$ ) und parallel ( $y$ ) zu den Lagerfugen. Die Dehnungen  $\epsilon_x$  und  $\epsilon_y$  sowie die Schiebungen  $\gamma_{xy}$  wurden gegen die Vertikallast aufgetragen. Die zugehörige Horizontallast stand in einem festen Verhältnis zur Vertikallast und kann der Tabelle 1 oder dem Anhang entnommen werden. Als massgebendes Lastniveau wurde die Endlast eingesetzt, da sie den statischen Festigkeitswerten entspricht. Ausser den Dehnungen mit Basislänge 1 Stein + 1 Fuge sind auch die Dehnungen  $\epsilon_x$  und  $\epsilon_y$  der Steine allein, und im Versuch K 9 die Dehnungen  $\epsilon_y$  der Lagerfugenbewehrung eingetragen. Zusätzlich sind die mittleren Rissweiten entlang den Kurven  $\gamma_{xy}$  angegeben. Die Rissweiten sind unterteilt in "Risse in Steinen" und in "Risse in Lagerfugen".

In den Versuchen K 3, K 4 und K 10 sind die aus den Knotenverschiebungen gerechneten Schiebungen  $\gamma_{xy}$  ebenfalls eingezeichnet. Wie aus den Bildern 16, 17 und 23 ersichtlich

ist, stimmen die gemessenen Werte mit dem theoretischen Wert  $\gamma_{xy} \approx 0$  gut überein.

Defters war nach Beginn eines Versuches eine Zunahme der Steifigkeit zu beobachten (vgl. Bilder 14 und 25). Danach gehen die Kurven ungefähr in eine Gerade über, in die linear-elastische Phase. Mit einsetzender Rissbildung und/oder in der Nähe der Bruchlast weichen die Kurvenverläufe dann von der Geraden ab. Bei Versuchskörpern mit stark geneigten Lagerfugen war die letzte Phase stärker ausgeprägt als bei Wänden mit kleiner Lagerfugenneigung. Eine Ausnahme bildete der Versuch K 9 ( $\alpha = 22.5^\circ$ ). Er zeigte ein duktileres Verhalten, was auf die bewehrten Lagerfugen zurückzuführen ist.

Bei allen Versuchen mit geneigten Lagerfugen wichen die Schiebungen  $\gamma_{xy}$  stärker von der Geraden ab als die Dehnungen  $\epsilon_x$  und  $\epsilon_y$ . Für eine Versuchssteuerung sind deshalb Verformungsmessungen mit einem grossen "Schiebungsanteil" vorzuziehen.

Wie aus den Last-Verzerrungs-Verläufen ersichtlich ist, entstehen die Verformungen parallel zu den Lagerfugen beim verwendeten Mauerwerk wie folgt:

- Dehnungen treten fast ausschliesslich in den Steinen auf. Die Stossfugen verformen sich bis kurz vor dem Bruch nicht.
- Stauchungen dagegen treten fast nur in den Stossfugen auf.

Bei den Verformungen senkrecht zu den Lagerfugen verhält es sich umgekehrt:

- Dehnungen treten nur in den Lagerfugen auf.
- Stauchungen verteilen sich auf Stein und Lagerfuge.

Die Richtungen der Hauptdehnungen wichen bei Versuchen mit geneigten Lagerfugen von den Richtungen der Hauptspannungen ab.

Wie bereits erwähnt wurde, war die Steifigkeit der Versuchsanlage zu klein, um bei allen Versuchen die Entfestigung des Mauerwerks zu verfolgen. Deshalb enden viele Last-Verzerrungs-Kurven bereits unterhalb der Bruchlast.

Beim Versuch K 3 erfolgte der Bruch während den Deformermessungen in der Laststufe 16. Die gemessenen Dehnungen wurden mit einer geschätzten Endlast gestrichelt in das Diagramm eingezeichnet.

Eine tabellarische Zusammenstellung der einzelnen Versuchsabläufe ist im Anhang zu finden. Die Tabellen enthalten nebst Laststufenbezeichnung und Vertikallast auch die zugehörigen Horizontallasten und den zeitlichen Verlauf der Versuche. Sofern die Entfestigung des Mauerwerks nicht verfolgt werden konnte, ist die erreichte Höchstlast als  $F_A$  in den Tabellen enthalten.

#### 4.5 Rissverhalten

Das Rissbild hängt in erster Linie von der Neigung der Lagerfugen ab. Das Verhältnis Horizontallast/Vertikallast beeinflusst dagegen vor allem den Rissbeginn. Bei horizontalen Lagerfugen bildeten sich nur Risse in den Steinen. Bei um  $22.5^\circ$  geneigten Lagerfugen waren nebst den Rissen in den Steinen auch Risse in den Fugen vorhanden. Bei den Versuchen mit  $45^\circ$  und mehr geneigten Lagerfugen waren fast ausschliesslich Risse in den Fugen zu beobachten.

Bei Versuchen mit Druck-Zug-Belastung lag der Rissbeginn sehr nahe beim Bruch. Dagegen konnte die Last bei einachsigen Druckversuchen nach dem Rissbeginn zum Teil noch erheblich gesteigert werden. Eine zweiachsige Druckbeanspruchung verhindert bzw. verzögert

die Rissentwicklung je nach Lagerfugenneigung. Der Mauerwerkskörper mit horizontalen Lagerfugen, K 10, blieb bis zum Bruch ungerissen. Beim Versuch K 11 traten erst in der Nähe des Bruches einige Risse auf. Dagegen stellten sich die Risse beim Versuch K 12 schon sehr früh ein.

Der Mauerwerkskörper K 9 mit bewehrten Lagerfugen wies bei gleicher Last deutlich kleinere Rissweiten auf als der entsprechende unbewehrte Versuchskörper. Dies ist auf die gute Rissverteilung der Bewehrung zurückzuführen. Die mittleren Rissweiten sind in den Last-Verzerrungs-Bildern entlang der Schiebungen  $\gamma_{xy}$  eingetragen. Dabei wurde zwischen "Risse in Steinen" und "Risse in Lagerfugen" unterschieden.

In den Bildern 42 bis 53 sind die Rissbilder der Versuche K 1 bis K 12 dargestellt. Die Darstellung links zeigt die Mauerwerkswände bei ca. 75% der Bruchlast. In der Abbildung rechts ist die Wand in der Laststufe vor der Höchstlast dargestellt.

Eine zusammenfassende Darstellung der mittleren Rissweiten für alle Versuche ist in Bild 54 gezeigt. Auch hier wurden die Risse in zwei Rissarten unterteilt. Bei einem Vergleich der Rissweiten der verschiedenen Versuche ist zu beachten, dass die Geometrie und die Belastung der Mauerwerkskörper variiert wurden.

Es ist zu bemerken, dass keine "Risse in Stossfugen" beobachtet werden konnten, da das Mauerwerk dort bereits eine physikalische Trennung aufweist. An diesen Stellen könnten bei verputztem Mauerwerk möglicherweise Risse sichtbar werden.

## Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Trag- und Bruchverhalten von Mauerwerksscheiben" wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion Versuche an zwölf Mauerwerkskörpern durchgeführt. Ziel dieser Versuche war die Ermittlung der Bruchbedingung für ein zweiachsig beanspruchtes Mauerwerks-Element. Die Parameter waren das Verhältnis aufgebrauchte Horizontallasten/Vertikallasten und die Neigung der Lagerfugen zu den Lastrichtungen (vgl. Tabelle 1). Es wurden eine einzige Steinsorte und nur ein Zementmörtel verwendet. Ein Versuchskörper hatte bewehrte Lagerfugen. Die Mauerwerkskörper wurden durch eine Vertikal- und eine Horizontallast in konstantem Verhältnis belastet. Es wurden die Lasten und die Verformungen in der Scheibenebene gemessen und das Rissverhalten beobachtet. Die Versuchsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Bruchspannungen sind stark abhängig vom Verhältnis Horizontallasten/Vertikallasten sowie von der Neigung der Lagerfugen zu den Lastrichtungen.
- Zweiachsiger Druck schief zu den Lagerfugen kann bedeutend höhere Bruchspannungen ergeben als einachsiger Druck (Erhöhung um bis zu 200% gemessen).
- Die Zugfestigkeit des verwendeten Mauerwerks ist im Vergleich zur Druckfestigkeit sehr gering.
- Das Tragverhalten des verwendeten Mauerwerks ist im allgemeinen spröd.
- Die Verformungen des Mauerwerks wachsen mit zunehmender Neigung der Lagerfugen zur Horizontallast stark an. Eine Berechnung mit der Annahme von isotropem Material unterschätzt die Verformungen deutlich.
- Das Rissverhalten hängt ebenfalls von beiden Parametern ab. Das Rissbild wird in erster Linie von der Neigung der Lagerfugen bestimmt. Dagegen beeinflusst das Lastverhältnis vor allem den Rissbeginn.
- Durch die verwendete Lagerfugenbewehrung konnte ein Zugbruch im Versuch K 9 verhindert werden. Bei gleichzeitigem horizontalem Zug konnte die gleiche Vertikallast wie beim einachsigen Druckversuch K 7 erreicht werden. Die Rissverteilung war sehr gleichmässig.

Die Versuchsergebnisse werden in späteren Arbeiten interpretiert und diskutiert.

## Résumé

Dans le cadre d'un projet de recherche sur le comportement des parois en maçonnerie, on a procédé, à l'institut de statique et de construction de l'EPF à Zürich, à des investigations expérimentales sur douze parois en briques de terre cuite. Le but de ces essais était de déterminer le critère d'écoulement d'un élément de parois sollicité par un état plan de contraintes. Comme paramètres, on a choisi le rapport entre la charge horizontale et verticale ainsi que l'orientation des lits de pose par rapport à la direction de la charge verticale (voir tableau 1). Les briques utilisées sont du même type, proviennent de la même fournée et ont été hourdées au mortier de ciment. Les lits de pose d'une parois sont armés. Pendant la durée du chargement, le rapport de la charge horizontale et verticale a été maintenu constant. Durant les essais on a mesuré les charges et les déplacements, observé les fissures et estimé leur largeur.

Les résultats des essais peuvent être résumés de la façon suivante:

- Les contraintes de rupture dépendent fortement du rapport de la charge horizontale et verticale ainsi que de l'orientation des lits de pose.
- Dans le cas d'une sollicitation biaxiale, la résistance à la compression d'un élément de parois avec lits de pose inclinés augmente fortement (augmentation de 200% par rapport à la résistance à la compression uniaxiale).
- Par rapport à la résistance à la compression, la résistance à la traction est négligeable.
- Généralement, la maçonnerie de terre cuite est cassante.
- Les déformations augmentent avec l'inclinaison des lits de pose. Si, pour le calcul, on admet que le matériau est isotrope, on sous-estime les déformations.
- La fissuration dépend des deux paramètres utilisés. Le type des fissures - fissure dans les lits de pose ou fissure de la brique - est fonction de l'inclinaison des lits de pose tandis que le rapport de la charge horizontale et verticale influence surtout le début de la fissuration.
- Avec l'utilisation de l'armature dans les lits de pose de l'essai K 9 on a pu éviter une rupture par traction. Dans le cas de sollicitations traction / compression on a mesuré une force de compression identique à celle de l'essai uniaxial K 7. La répartition des fissures était uniforme.

Dans un prochain travail il est prévu d'analyser et d'interpréter les résultats d'essais.

## Summary

As part of a research project on the behaviour of masonry shear walls, carried out at the Swiss Federal Institute of Technology Zurich, experiments on twelve brick specimens were performed. The objective of these tests was to establish a failure criterion for biaxially loaded masonry. The test parameters were the ratio of applied horizontal load to vertical load and the orientation of the bed joints to the loading direction (see table 1). Only one type of brick and a cement mortar were used. One specimen had reinforced bed joints. The specimens were loaded by a vertical and a horizontal load in a constant ratio. The loads, the deformations and the cracking behaviour were noted.

The results of these tests may be summarized as follows:

- The ultimate strength depends strongly on the ratio of horizontal load to vertical load and on the inclination of the bed joints to the loading direction.
- Biaxial compression inclined to the bed joints can significantly increase the ultimate strength in comparison with uniaxial compression (an increase of up to 200% was observed).
- The tensile strength of the brick masonry is negligible to its compressive strength.
- Generally, the behaviour of the brick masonry is brittle.
- The deformations of the brick masonry increase rapidly with increased inclination of the bed joints. The deformations are grossly underestimated when calculated assuming an isotropic material.
- The cracking behaviour also depends on both test parameters. The cracking pattern is primarily determined by the inclination of the bed joints. On the other hand the ratio of the applied loads has an effect on the commencement of cracking.
- The bed joint reinforcement prevented tensile failure in specimen K 9. With simultaneous horizontal tension the same vertical load as in the uniaxial test K 7 was reached. The crack pattern was uniform.

The test results will be analysed in a future report.

## Verdankungen

Der vorliegende Bericht wurde im Rahmen des Forschungsprojektes "Trag- und Bruchverhalten von Mauerwerksscheiben" am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich ausgearbeitet. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung möchten die Verfasser dem

Verband Schweizerischer Ziegel- und Steinfabrikanten

aufrichtig danken.

Das Forschungsprojekt wird von einer Beratenden Kommission begleitet, die aus den folgenden Mitgliedern besteht: Herren H. Gubler, W. Nydegger, R. Porubsky, E. Reinle, W. Santi, E. Setz und Dr. J. Sigg. Allen Mitwirkenden sei an dieser Stelle für ihre Mitarbeit bestens gedankt.

Ein weiterer Dank gilt der

Proceq AG, Zürich,

für die kostenlose Lieferung der Neoprenstücke. Die Neoprene wurden für die Druckkraft-einleitung verwendet und haben sich bestens bewährt.

Die Herstellung der Versuchskörper sowie die Normprüfungen an Stein und Mörtel oblag dem Prüf- und Forschungsinstitut des VSZS in Sursee. Die Verfasser möchten Herrn R. Porubsky, Leiter des P+F, sowie den übrigen beteiligten Mitarbeitern des P+F für ihr Entgegenkommen und ihre Mitarbeit bestens danken.

Bei der Versuchsdurchführung haben die Herren K. Bucher und J.J. Pyros mitgearbeitet. Herr M. Baumann hat die messtechnischen Probleme bearbeitet. Herrn G. Göseli oblag die Gestaltung des Versuchsberichtes und Frl. S. Burki schrieb die Druckbogen. Für ihre Mitarbeit sei den Genannten bestens gedankt.

Herrn R. Caflisch, dipl. Ing., möchten wir speziell für die administrative Betreuung des Forschungsprojektes danken.

## Bezeichnungen

### Geometrische Grössen

x	Koordinatenachse senkrecht zur Lagerfuge
y	Koordinatenachse parallel zur Lagerfuge
v	Koordinatenachse in Richtung der Vertikallast
h	Koordinatenachse in Richtung der Horizontallast
$\alpha$	Winkel zwischen der x- und v-Achse im Gegenuhrzeigersinn
u	Verschiebung in x-Richtung
v	Verschiebung in y-Richtung
$\bar{R}$	Mittlere Rissweite
A	Querschnittsfläche
l	Stablänge

### Kraftgrössen

$F_v$	Vertikallast
$F_h$	Horizontallast
$F_A$	Last zu Beginn einer Laststufe
$F_E$	Last am Ende einer Laststufe

### Materialwerte, Spannungen

$\sigma$	Normalspannung
E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
$\nu$	Querdehnungszahl
$E_s$	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahles
$f_{y,s}$	statischer Wert der Streckgrenze des Bewehrungsstahles
$f_{y,d}$	dynamischer Wert der Streckgrenze des Bewehrungsstahles
$f_{st,s}$	statischer Wert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles
$f_{st,d}$	dynamischer Wert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles

### Verformungen

$\delta$	Verschiebung
$\dot{\delta}$	Verschiebungsgeschwindigkeit
$\epsilon$	Dehnung
$\dot{\epsilon}$	Dehnungsgeschwindigkeit
$\epsilon_x$	Dehnung in x-Richtung
$\epsilon_y$	Dehnung in y-Richtung
$\gamma_{xy}$	Schiebung im xy-Koordinatensystem

### Allgemeine Bezeichnungen

PC	Portland Zement
K	Versuch im Programm "Kleinkörper"
LS	Laststufe
t	Zeitachse
$t_A$	Zeit am Anfang einer Laststufe
$t_E$	Zeit am Ende einer Laststufe

### Indices

v	vertikal
h	horizontal
A	Anfang

E     Ende  
d     dynamisch  
s     statisch, Stahl

## Literaturverzeichnis

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): Norm SIA 177 "Mauerwerk", Ausgabe 1980, Zürich.
  
- [2] R. Furler, B. Thürlimann: "Versuche über die Rotationsfähigkeit von Backsteinmauerwerk", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-1, September 1977, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.
  
- [3] R. Furler, B. Thürlimann: "Versuche über die Rotationsfähigkeit von Kalksandsteinmauerwerk", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7502-2, September 1980, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.
  
- [4] K. Kovari, A. Trisa, E. Hasler: "Die Prüfung der mechanischen Eigenschaften von Gesteinen im dreiachsigen Spannungszustand", Institut für Strassen- und Untertagebau, ETH Zürich, Mitteilungen Nr. 22, November 1970.
  
- [5] H. Hilsdorf: "Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 173.

Versuch	Verhältnis Horizontallast zu Vertikallast	Lagerfugen- neigung $\alpha$ [in Grad]	Lagerfugenbewehrung	Prüfalter [in Tagen]
K 1	1/-10.9	22.5	-	27
K 2	1/-20.0	22.5	-	34
K 3	0	0.0	-	33
K 4	0	90.0	-	40
K 5	1/-19.2	45.0	-	28
K 6	0	45.0	-	35
K 7	0	22.5	-	42
K 8	0	67.5	-	28
K 9	1/-10.0	22.5	Ø 4 mm	35
K 10	-1/-3.2	0.0	-	28
K 11	-1/-3.1	22.5	-	35
K 12	-1/-3.2	45.0	-	42

Tabelle 1: Versuchsprogramm

1. Format	Tiefe/Länge/Höhe in mm	150/300/190
2. Lochung	Lochfläche in mm <sup>2</sup>	20'240
	Lochfläche in % der Bruttofläche	46.1
3. Steinmasse	Mittelwert in kg	7.01
4. Dichte	Mittelwert in kg/m <sup>3</sup>	842
5. Saugfähigkeit	Mittelwert der spez. Saugfähigkeit in g/dm <sup>3</sup>	24.3
6. Steindruckfestigkeit	Mittelwert in N/mm <sup>2</sup>	31.1
7. Querkzugfestigkeit	Mittelwert in N/mm <sup>2</sup>	8.3

Tabelle 2: Resultate der Normprüfungen des Backsteins

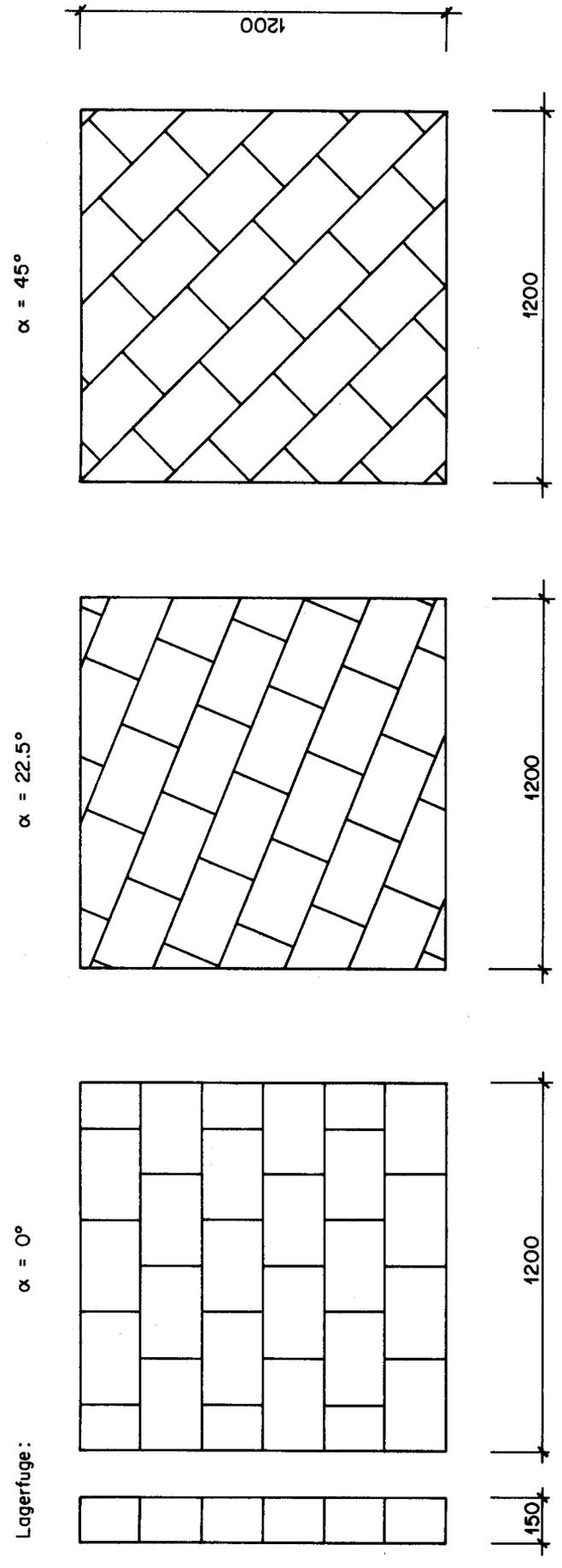
Mörtel zu Versuch	Alter bei Prüfung [Tage]	Dosierung PC [kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des frischen Mörtels [kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des erhärteten Mörtels [kg/m <sup>3</sup> ]	Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
K 1	36	355	2120	2051	4.2	17.2
K 2	36	355	2120	2051	4.2	17.1
K 3	34	355	-	2087	6.5	30.0
K 4	40	355	-	2091	7.0	30.0
K 5	28	360	2171	2130	5.9	27.9
K 6	28	360	2171	2130	5.9	27.9
K 7	28	360	2171	2130	5.9	27.9
K 8	29	349	2079	2003	7.2	26.1
K 9	29	349	2079	2003	7.2	26.1
K 10	46	375	2170	2113	8.9	37.4
K 11	46	375	2170	2113	8.9	37.4
K 12	46	375	2170	2113	8.9	37.4
Haftzugversuche	32	340	2093	2082	4.2	19.4

Tabelle 3: Resultate der Prüfung von Mörtelprismen

W/Z  $\approx$  0.81, Wasserzusatz  $\approx$  13.5%; Mittelwerte aus je 6 Prismen

Nenn-durchmesser [mm]	Verwendung	Anzahl Proben	A <sub>eff</sub> [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y,s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>st,s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>st,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [kN/mm <sup>2</sup> ]
4	K 9	3	12.37	557.8	578.8	565.1	590.1	206.3

Tabelle 4: Festigkeitswerte eines Längsdrahtes der Lagerfugenbewehrung



**Bild 1: Aufbau und Abmessungen der Versuchskörper**

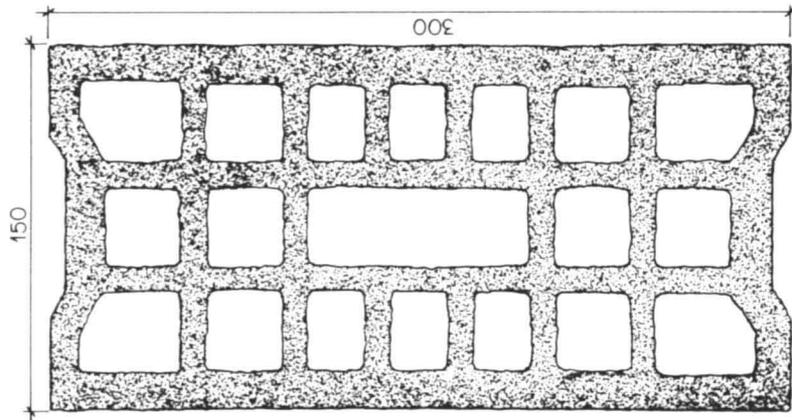
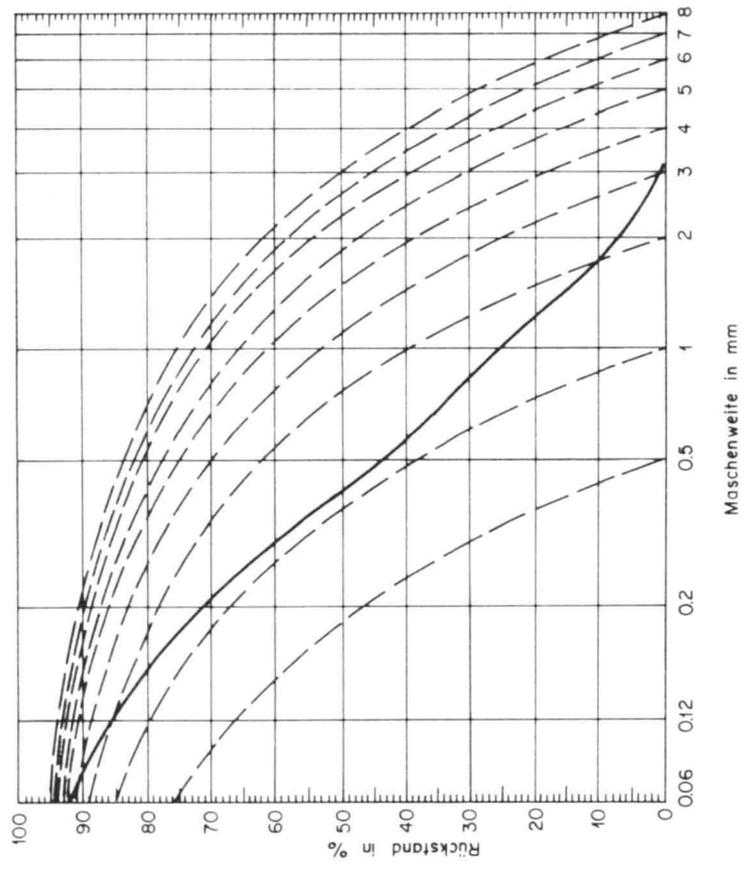


Bild 2: Lochbild des Backsteines  
Format: 150/300/190



--- EMPA KURVEN  
— GEPRÜFTES MATERIAL  
(MITTEL AUS 2 PROBEN)

Dichte: 1830 kg/m<sup>3</sup>  
Herkunft: Weibach

KORNGRÖSSE in mm	SIEBRÜCKSTAND IN %	
	Anteil	Total
3.00	0.6	0.6
2.00	7.2	7.8
1.00	17.9	25.7
0.50	18.0	43.7
0.20	28.3	72.0
0.12	14.1	86.1
0.06	6.0	92.1
<0.06	7.9	100.0

EMPA - KURVENGLEICHUNG

$$p = 50 \left( \frac{d}{D} + \sqrt{\frac{d}{D}} \right)$$

D = grösster Durchmesser  
d = Korn n  
p = Siebdurchgang in %

Bild 3: Siebcurve des Sandes

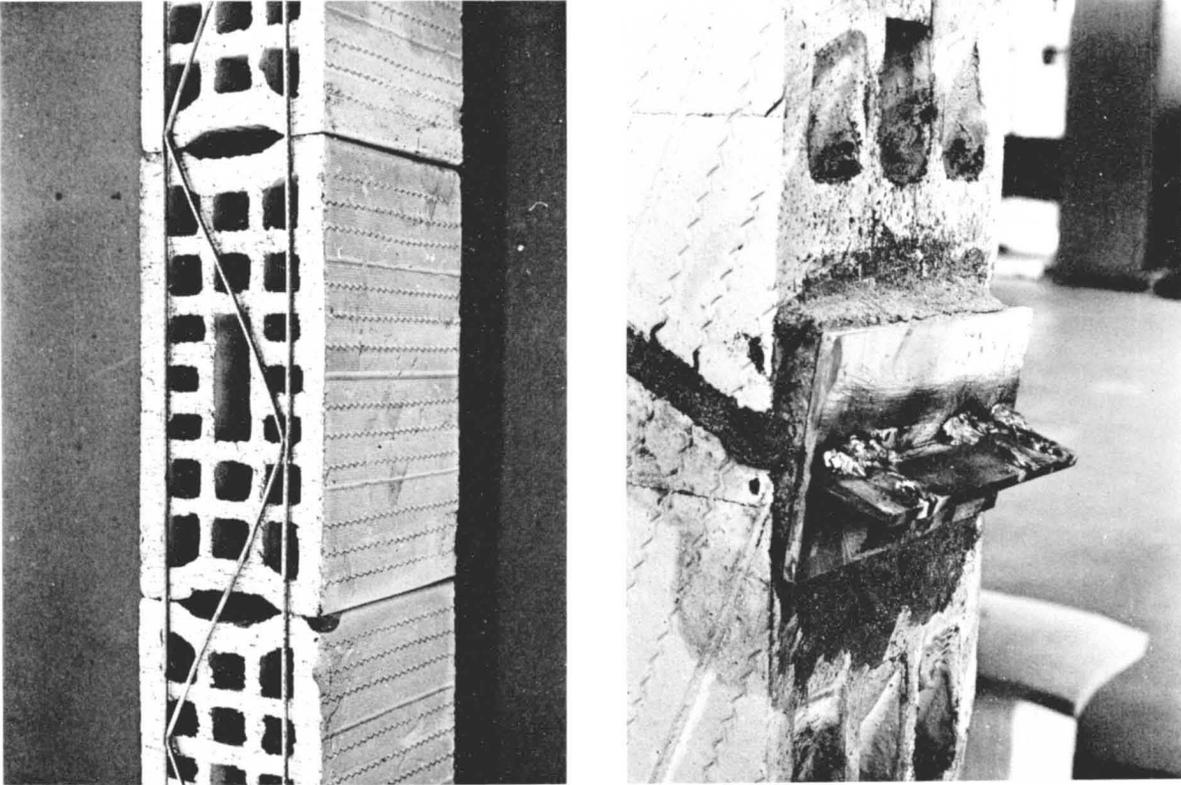


Bild 4 : Lagerfugenbewehrung und Verankerung

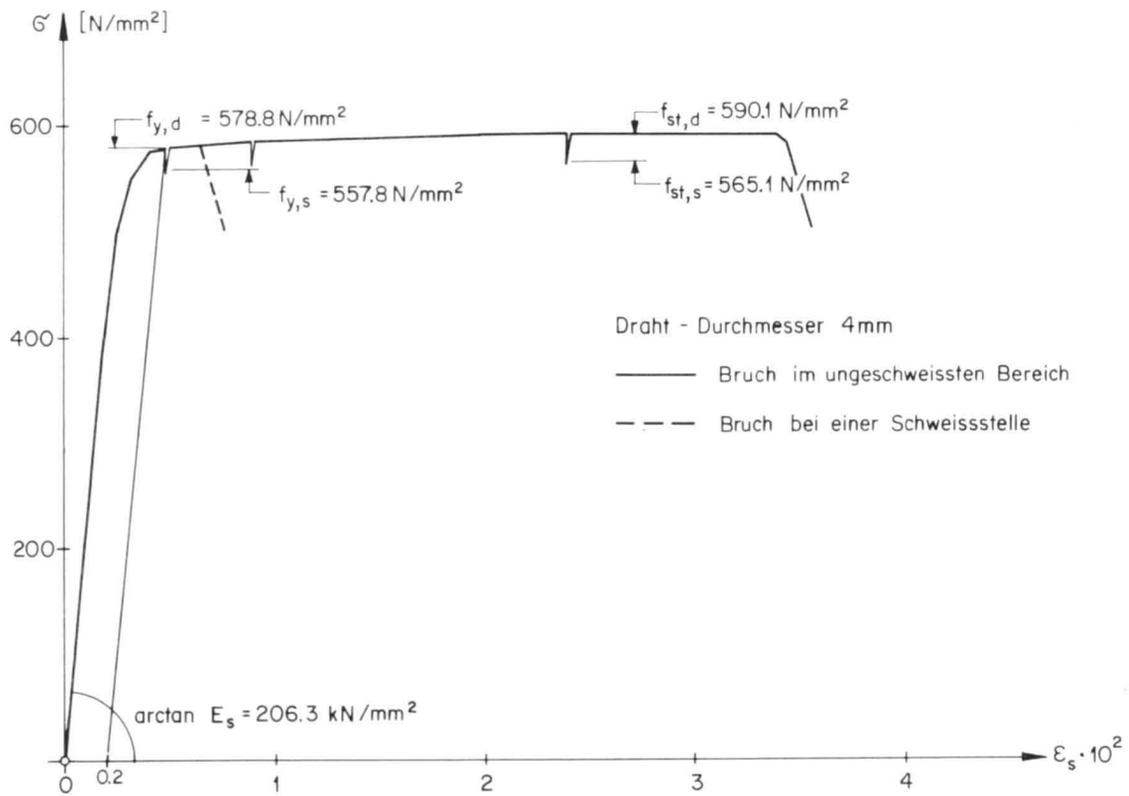


Bild 5 : Spannungs - Dehnungs - Diagramm der Lagerfugenbewehrung

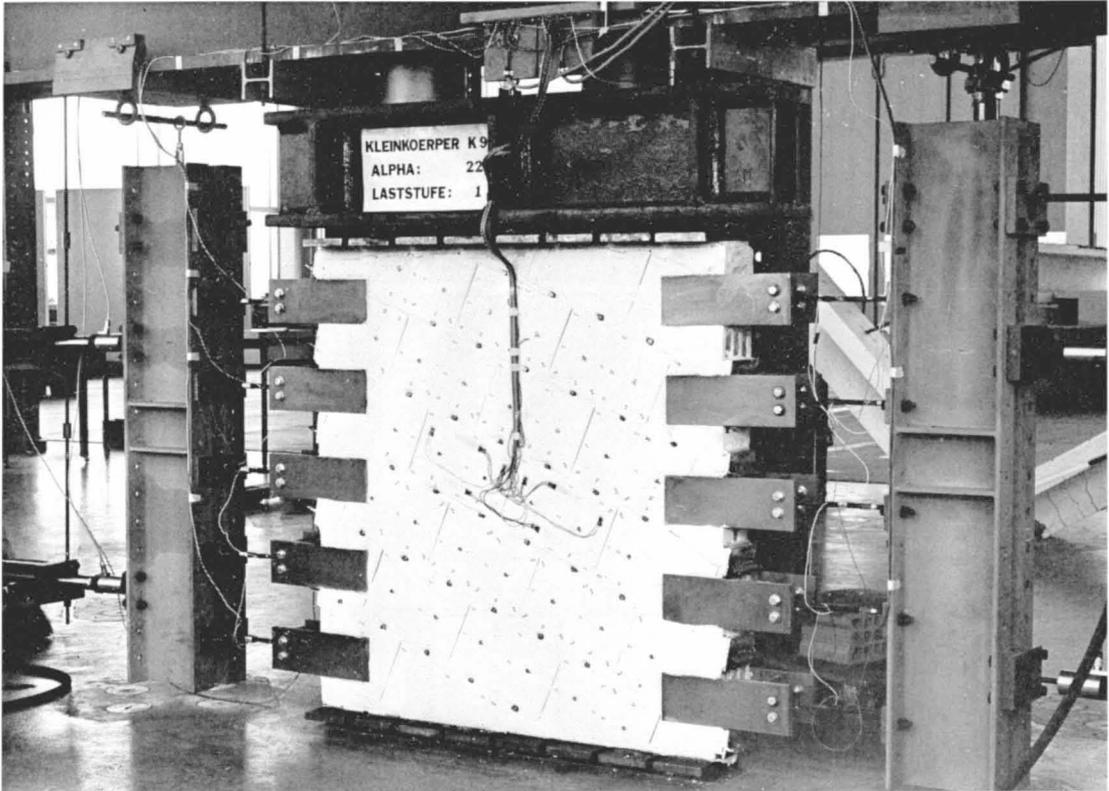
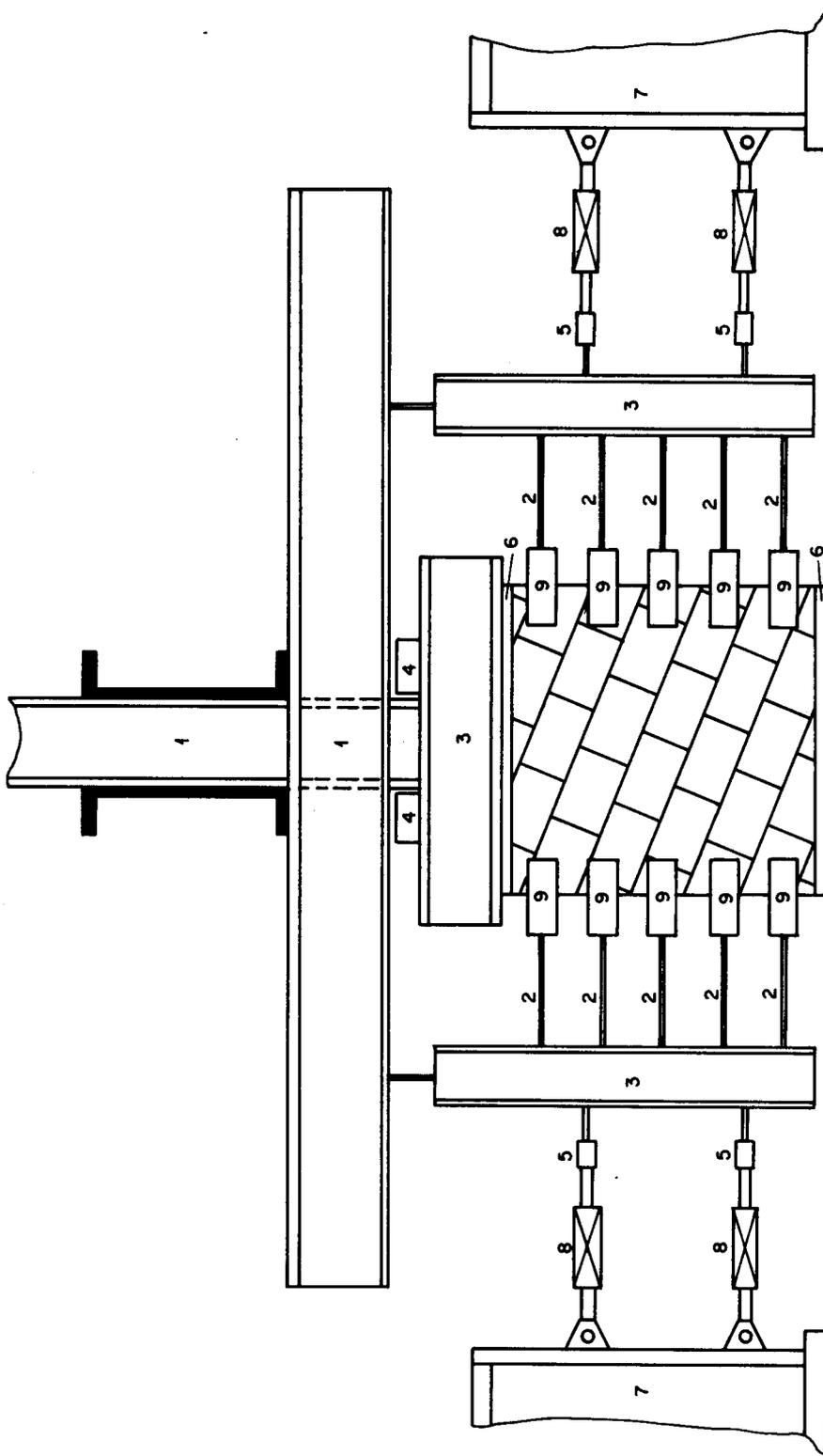


Bild 6 : Versuchsanlage für Druck - Zug - Belastung

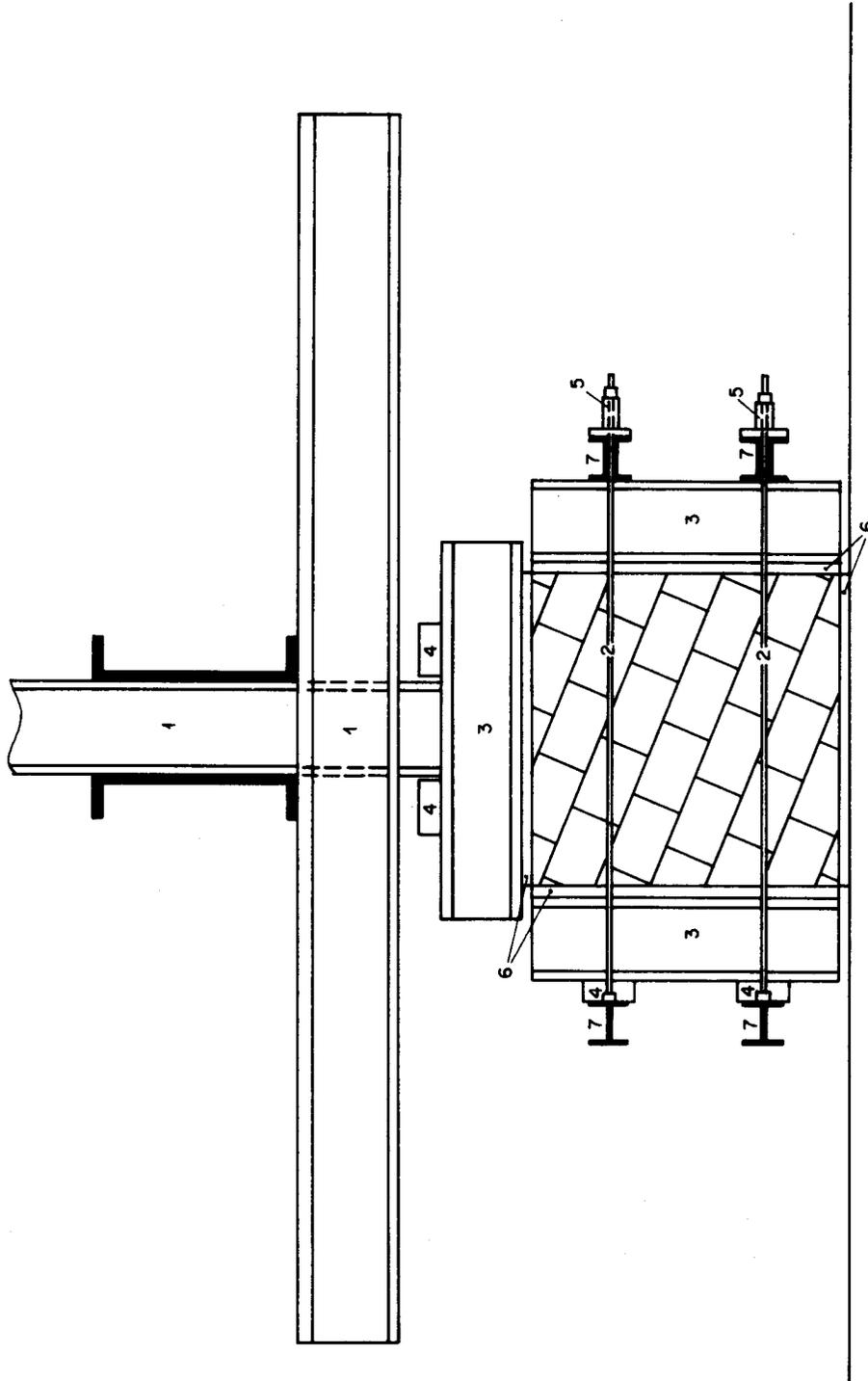


Bild 7 : Versuchsanlage für zweiachsige Druck - Belastung



- |   |                   |   |                  |
|---|-------------------|---|------------------|
| 1 | Stahlrahmen       | 6 | Neopren - Stahl  |
| 2 | Zugstangen        | 7 | Verankerungsbock |
| 3 | Lastverteilträger | 8 | 135 kN Zugkolben |
| 4 | 1000 kN Presse    | 9 | Stahlbleche      |
| 5 | Kraftmessdose     |   |                  |

Bild 8: Versuchsanlage für Druck - Zug - Belastung



- 1 Stahrahmen
- 2 Zugstangen
- 3 Lastverteilrager
- 4 1000 kN Presse
- 5 Kraftmessdose
- 6 Neopren - Stahl
- 7 Quertrager

Bild 9: Versuchsanlage fur zweiachsige Druck - Belastung

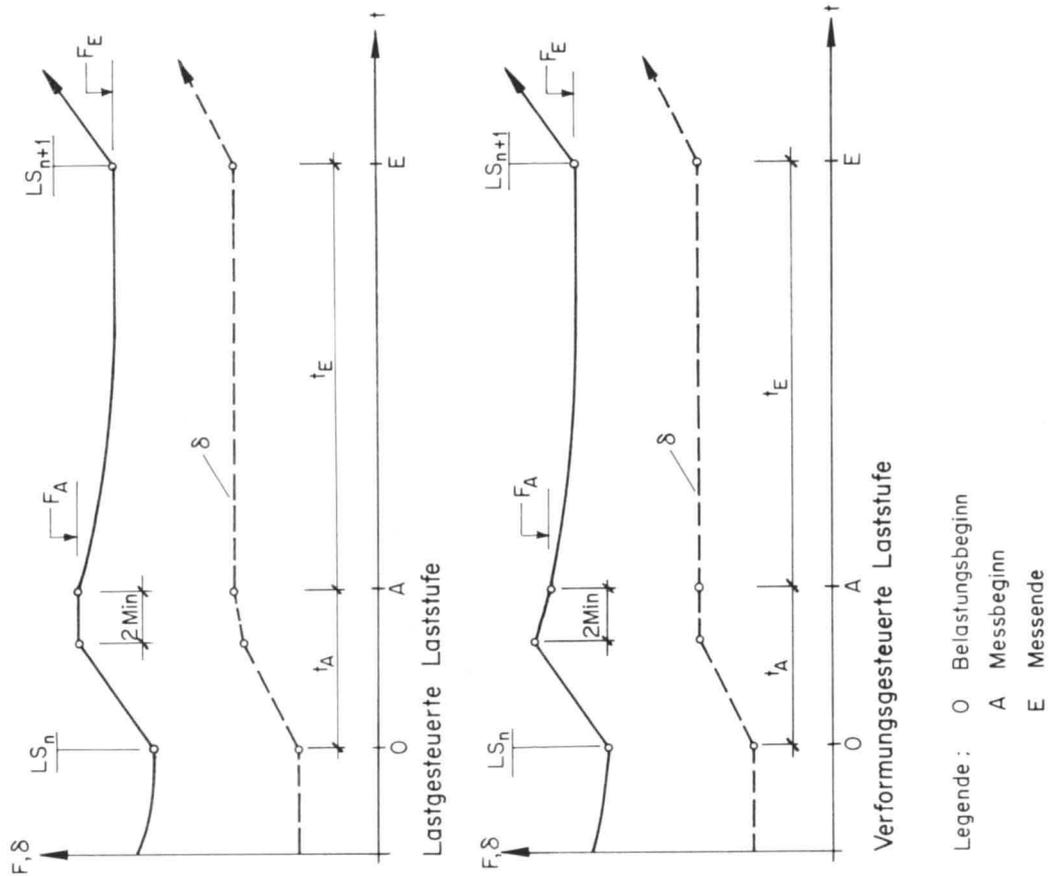


Bild 11: Schema einer Laststufe

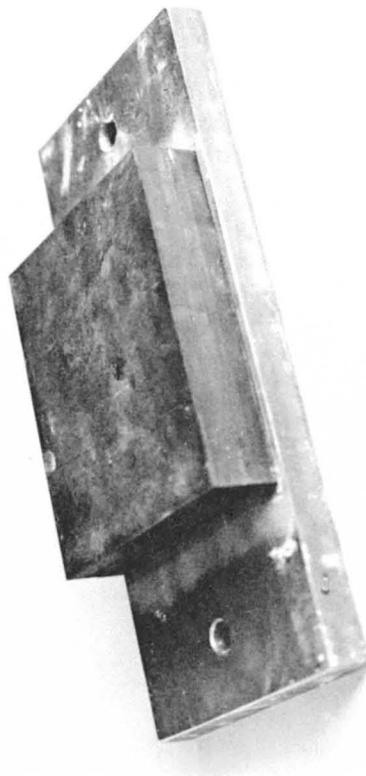
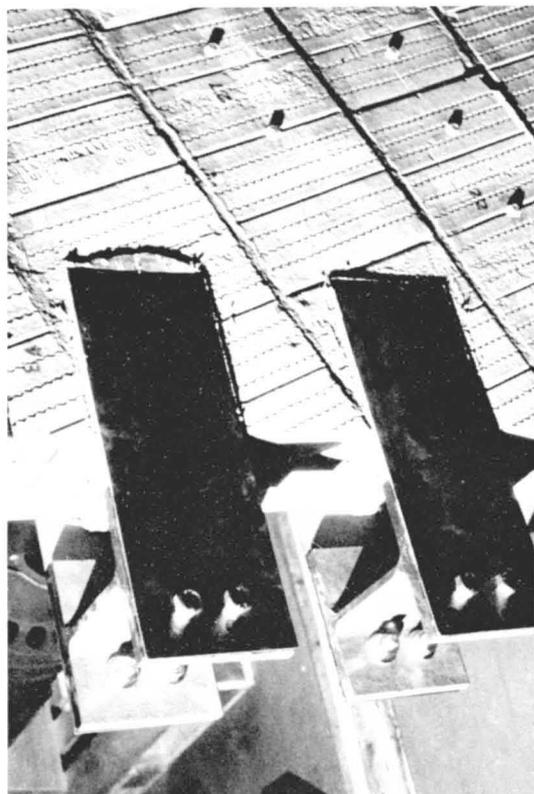
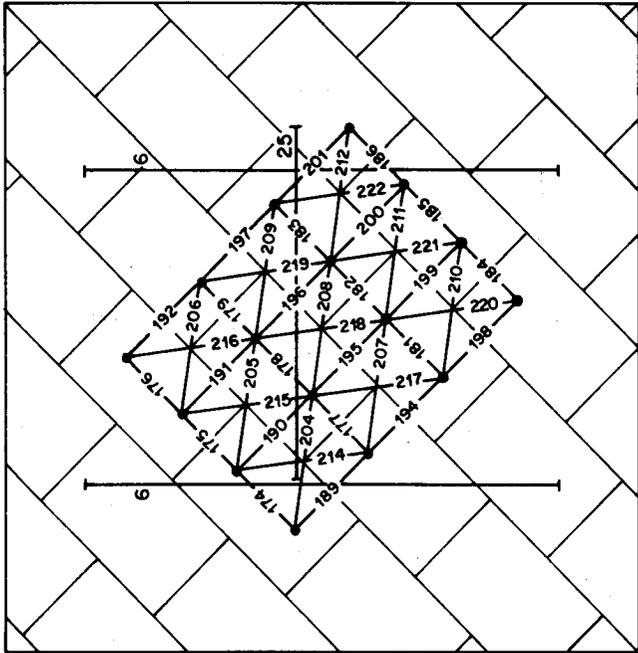
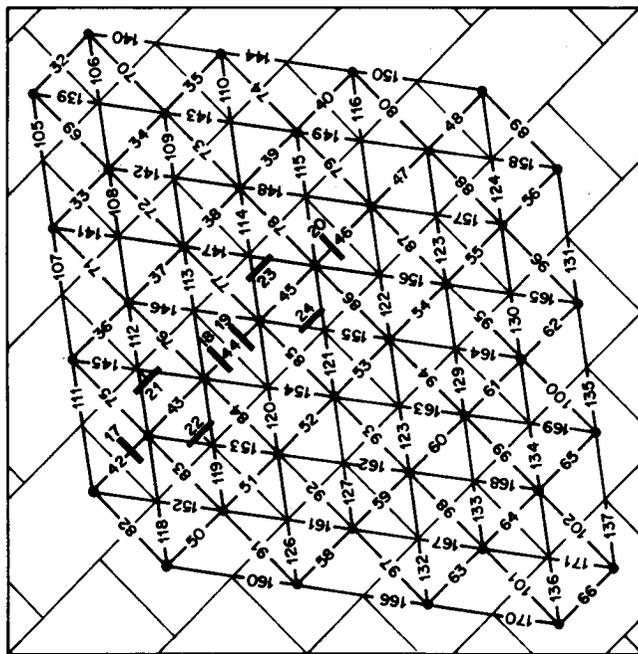


Bild 10: Lasteinleitungs - Elemente



Seite B

- Vertikalkraft :  
 1 : Messdose  
 Horizontalkraft :  
 2 ÷ 5 : Messdosen  
 7 ÷ 16 : Zugstangen  
 Backsteinstauchungen :  
 — 17 ÷ 24 Dehnungsmessstreifen
- Verschiebungen  
 6, 25 : Wegaufnehmer  
 (173) 174 ÷ 179 (180) 150 mm  
 (180) 181 ÷ 186 (187) 150 mm  
 (188) 189 ÷ 192 (193) 200 mm  
 (193) 194 ÷ 201 (202) 200 mm  
 (203) 204 ÷ 212 (213) 250 mm  
 (213) 214 ÷ 222 (223)

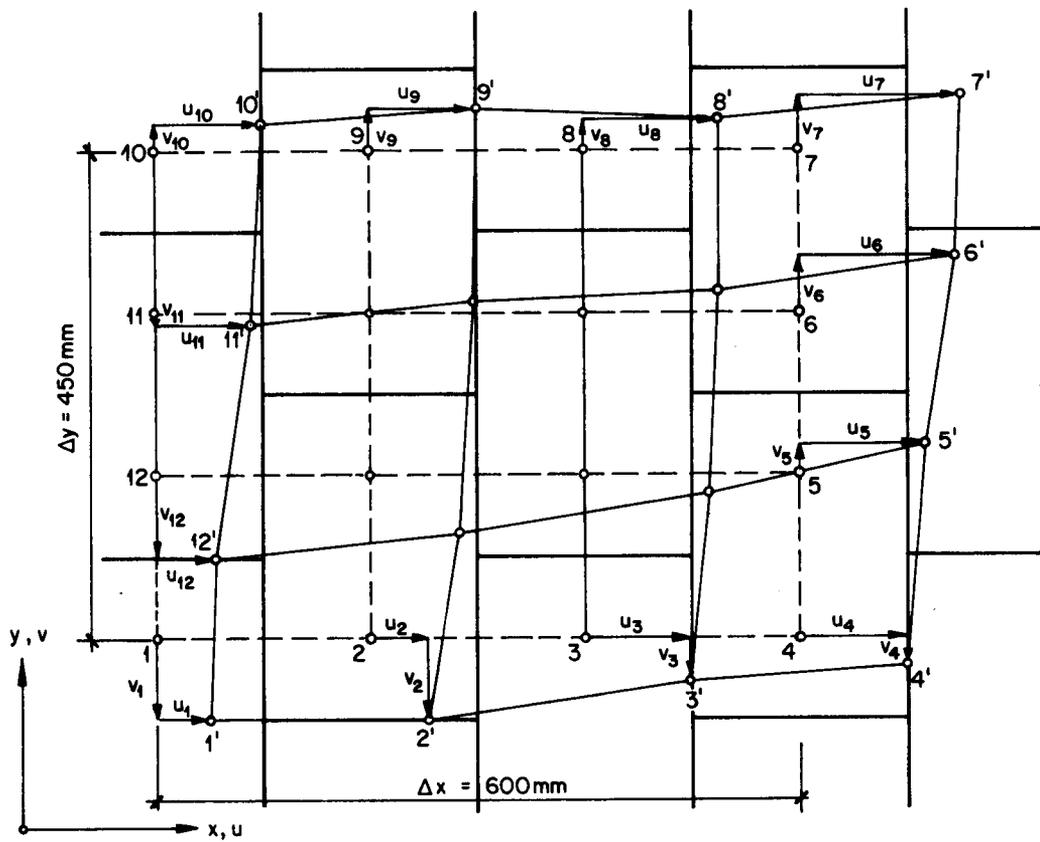


Seite A

- Verschiebungen :  
 (31) 32 ÷ 40 (41) 250 mm  
 (41) 42 ÷ 48 (49) 150 mm  
 (49) 50 ÷ 56 (57) 150 mm  
 (57) 58 ÷ 66 (67) 200 mm  
 (68) 69 ÷ 80 (81) 200 mm  
 (81) 82 ÷ 89 (90) 200 mm  
 (90) 91 ÷ 102 (103)
- (104) 105 ÷ 116 (117) 250 mm  
 (117) 118 ÷ 124 (125) 250 mm  
 (125) 126 ÷ 137 (138) 250 mm  
 (138) 139 ÷ 150 (151) 250 mm  
 (151) 152 ÷ 158 (159) 250 mm  
 (159) 160 ÷ 171 (172) 250 mm

Bild 12 : Messnetzplan , K12

( ) Zahlen in Klammern Eichmessstellen  
 1 ÷ 16 : Messstellen hier nicht eingezeichnet



Mittlere Dehnungen und Schiebung im Messviereck :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{4} \left\{ (u_4 - u_1) + (u_5 - u_{12}) + (u_6 - u_{11}) + (u_7 - u_{12}) \right\} \cdot \frac{1}{\Delta x}$$

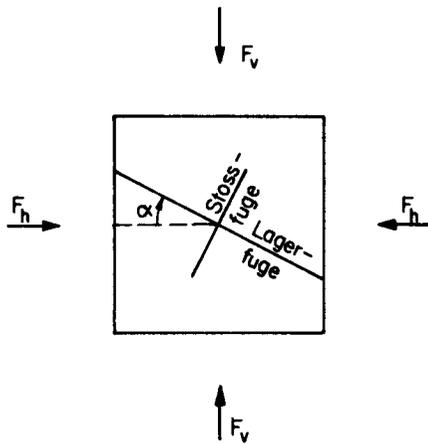
$$\varepsilon_y = \frac{1}{4} \left\{ (v_7 - v_4) + (v_8 - v_3) + (v_9 - v_2) + (v_{10} - v_1) \right\} \cdot \frac{1}{\Delta y}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xy} = & \frac{1}{4} \left\{ (u_7 - u_4) + (u_8 - u_3) + (u_9 - u_2) + (u_{10} - u_1) \right\} \cdot \frac{1}{\Delta y} \\ & + \frac{1}{4} \left\{ (v_7 - v_{10}) + (v_6 - v_{11}) + (v_5 - v_{12}) + (v_4 - v_1) \right\} \cdot \frac{1}{\Delta x} \end{aligned}$$

Bild 13: Verzerrungsberechnung

# Erläuterung zu den Last - Verzerrungs - Kurven $F_{V,E} - \epsilon, \gamma$

## 1. Belastung und Wandgeometrie



$F_V$  : Vertikallast

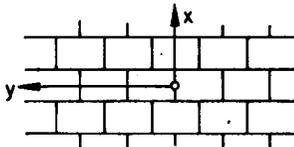
$F_h$  : Horizontallast

$\alpha$  : Lagerfugenneigung

Zugkraft

Druckkraft

## 2. Koordinatensystem



$x$  : Senkrecht zur Lagerfuge

$y$  : Parallel zur Lagerfuge

## 3. Kurvenbezeichnungen

	$\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$	:	Messbasis	1 Stein + 1 Fuge
	$\epsilon_x, \epsilon_y$	:	Messbasis	1 Stein
	$\epsilon_y$	:	Lagerfugenbewehrung	
6 / 9	mittlere Rissweite	:	im Stein	0.06mm
		:	in der Lagerfuge	0.09mm

## 4. Vorzeichen

+	:	Zugkraft
	:	Dehnung
-	:	Druckkraft
	:	Stauchung

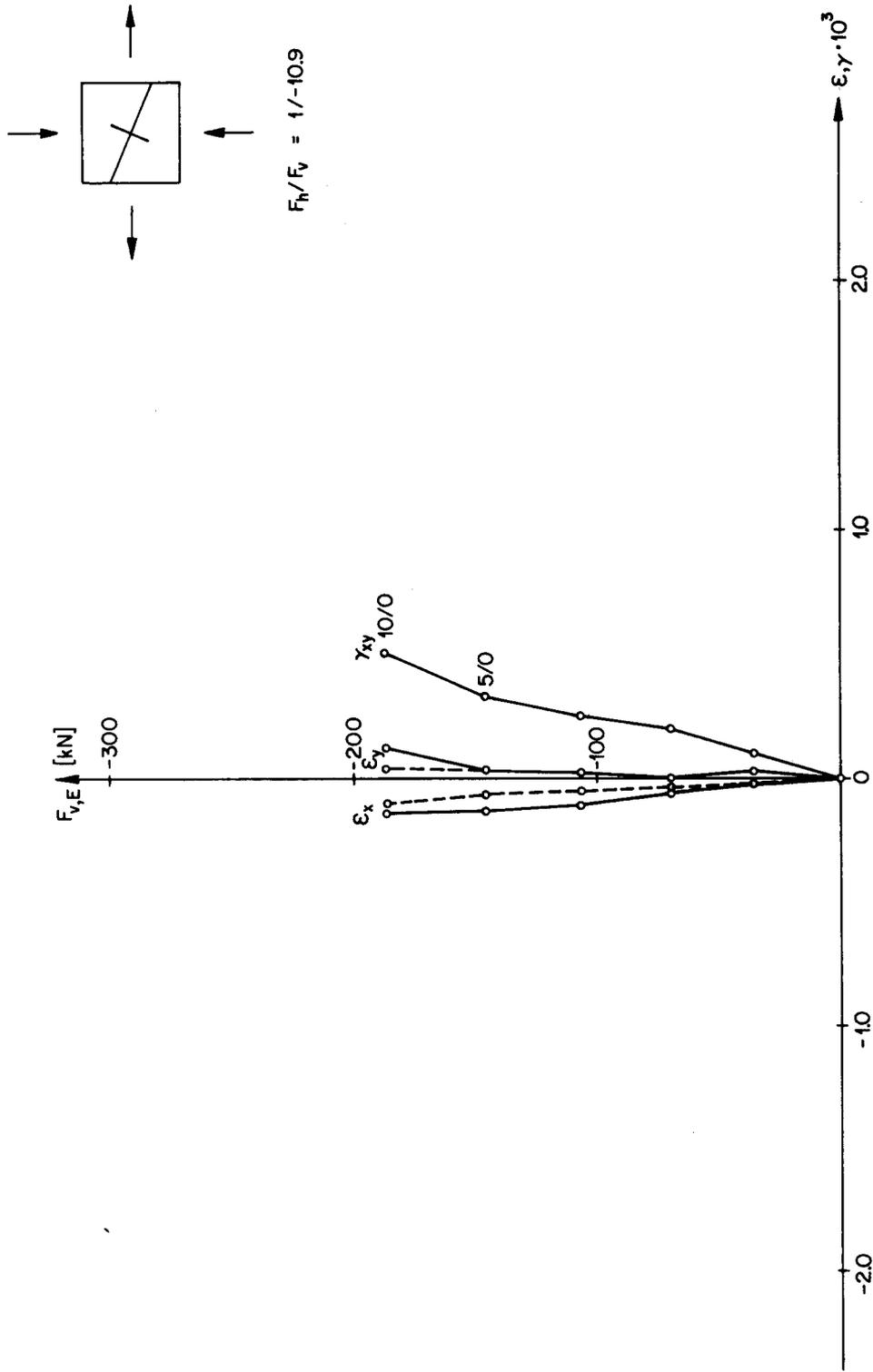


Bild 14: Last - Verzerrungen K1

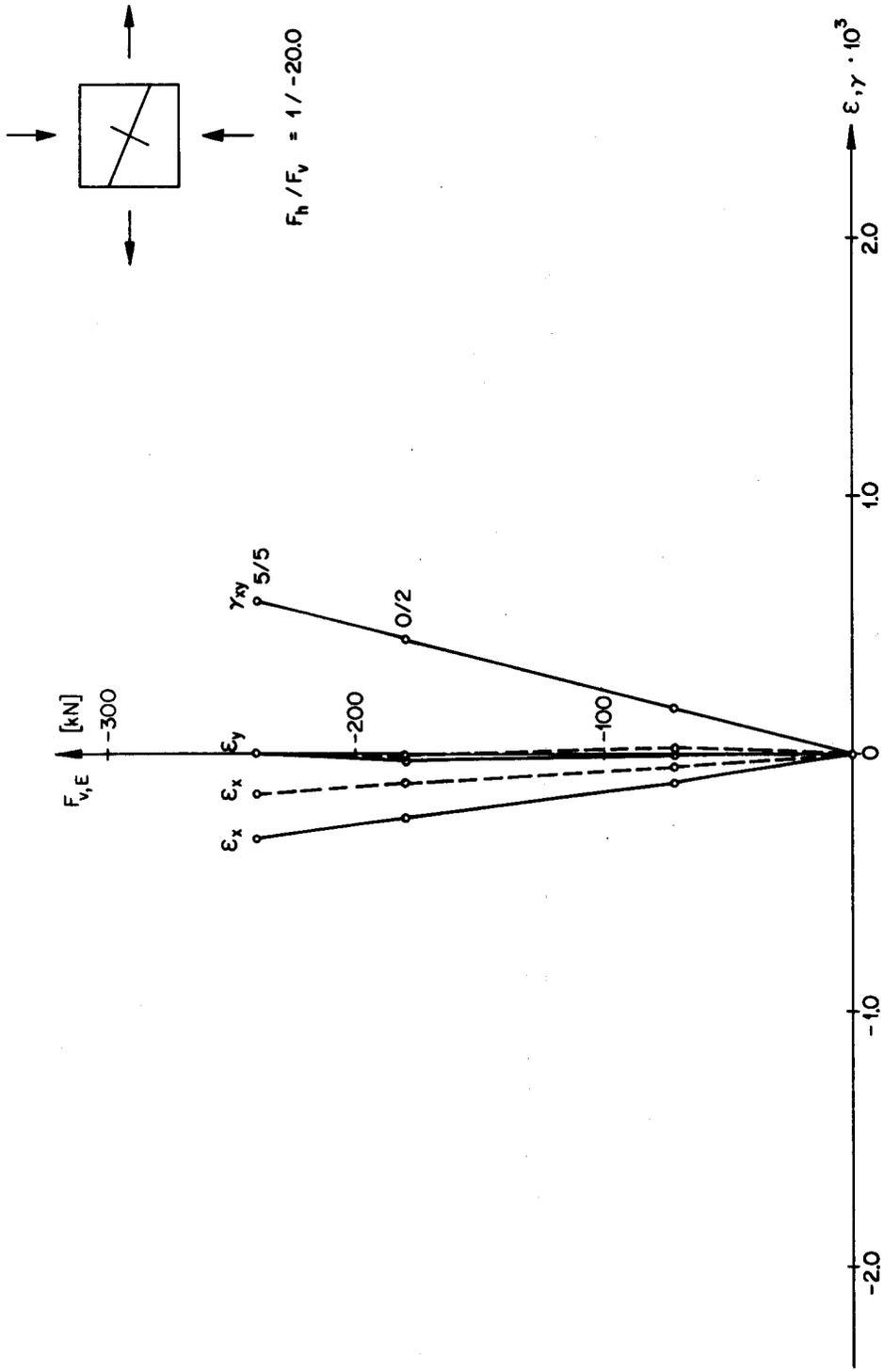


Bild 15 : Last - Verzerrungen K2

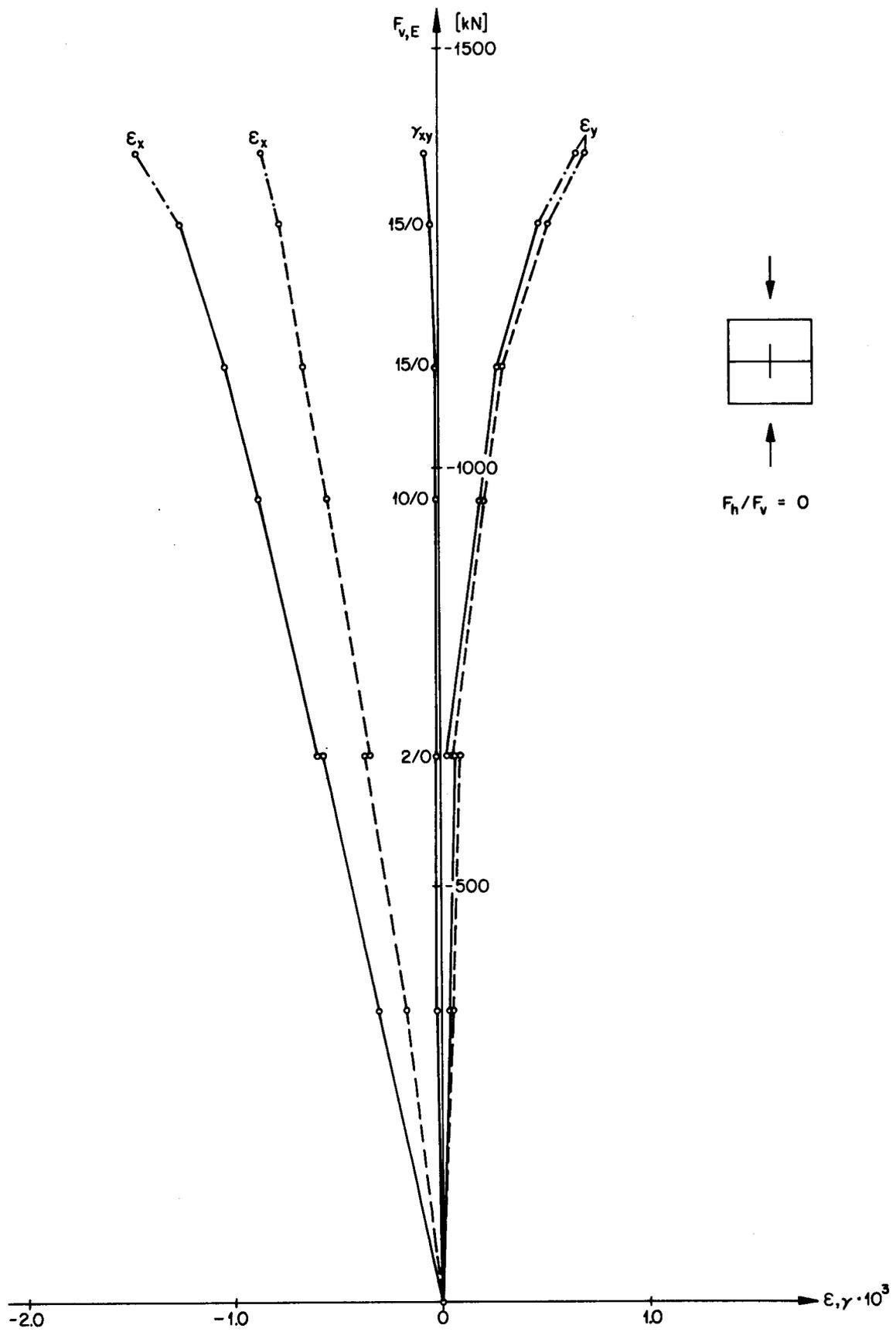


Bild 16 : Last - Verzerrungen K3

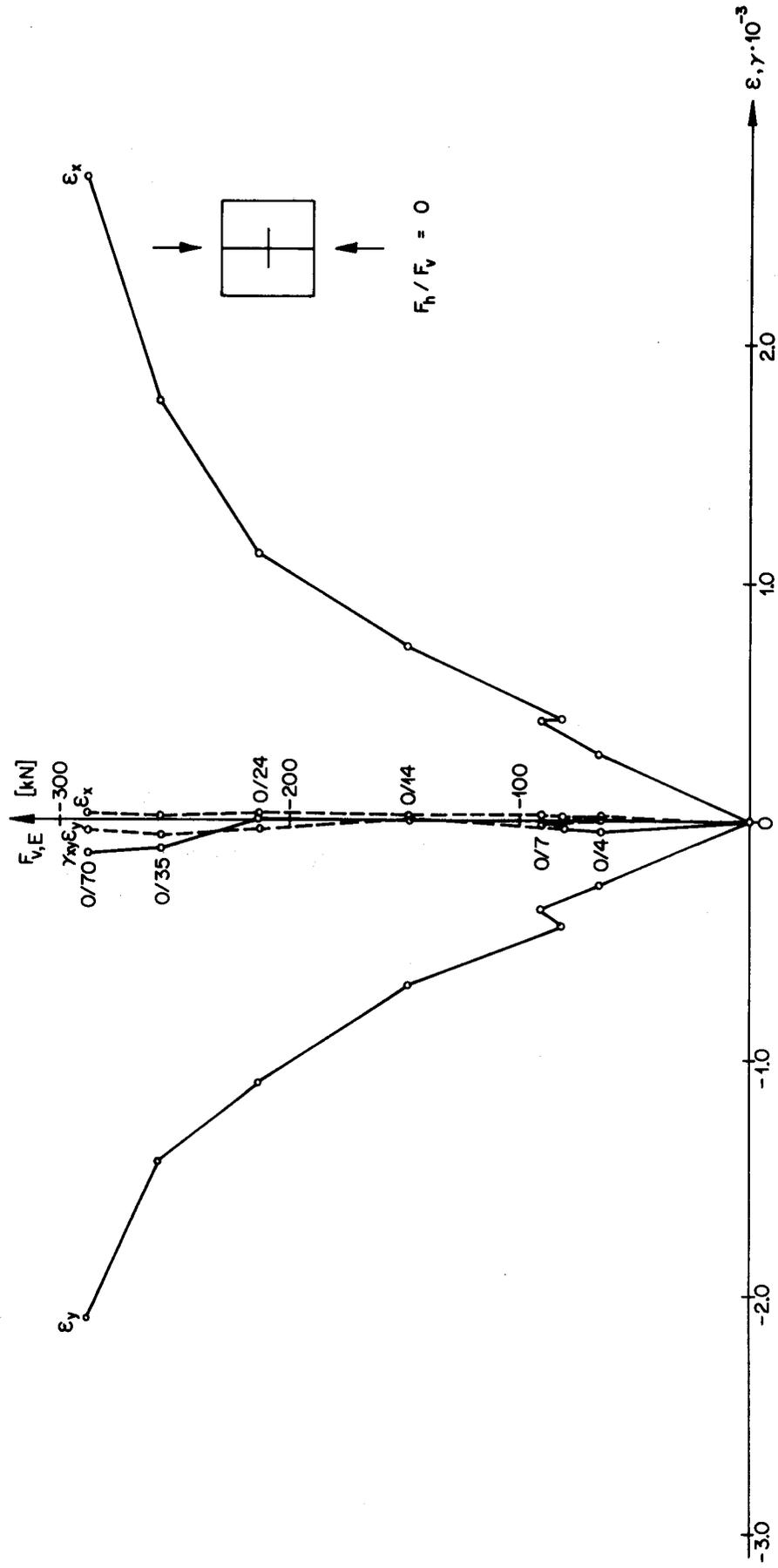


Bild 17: Last - Verzerrungen K4

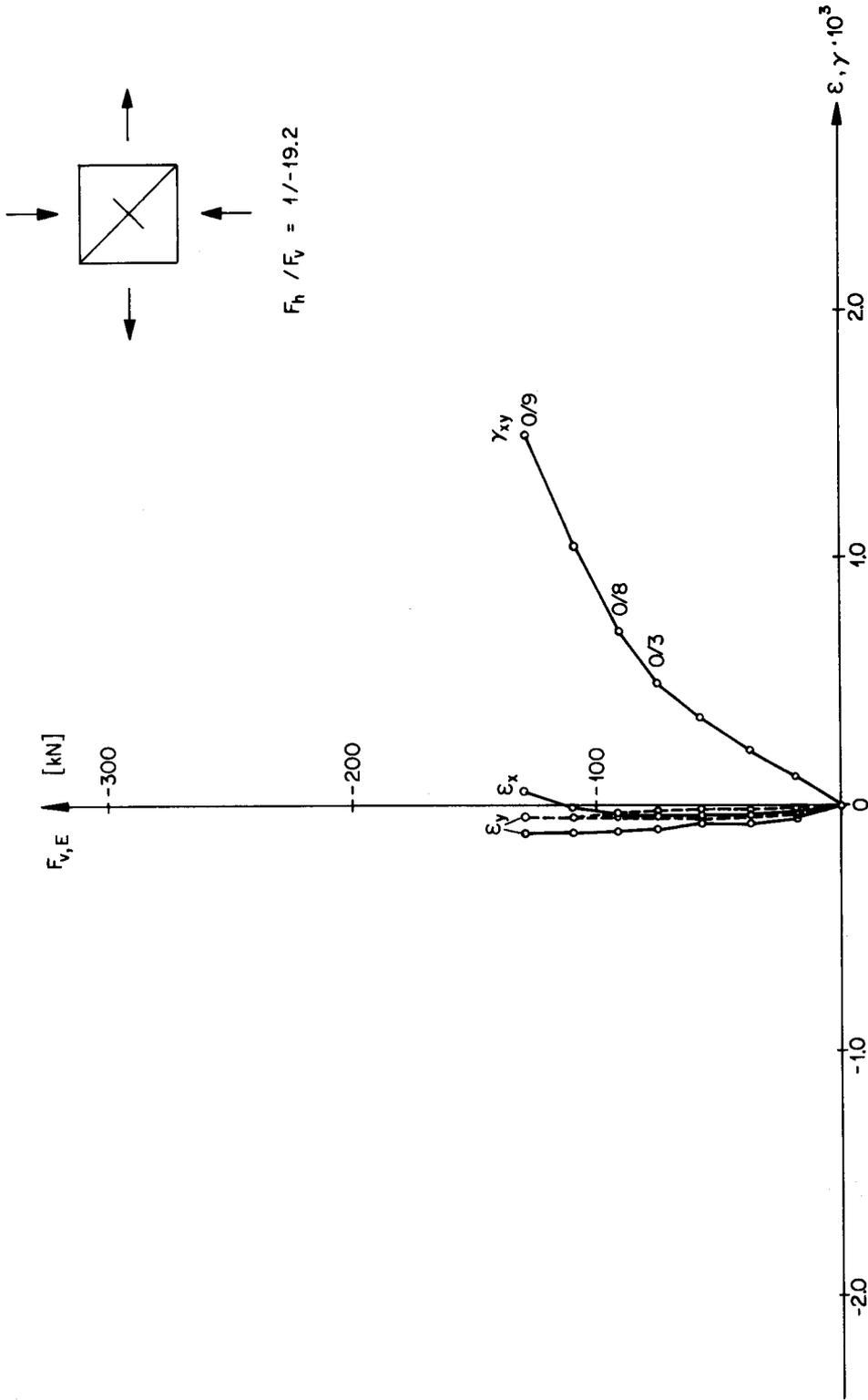


Bild 18 : Last - Verzerrungen K5

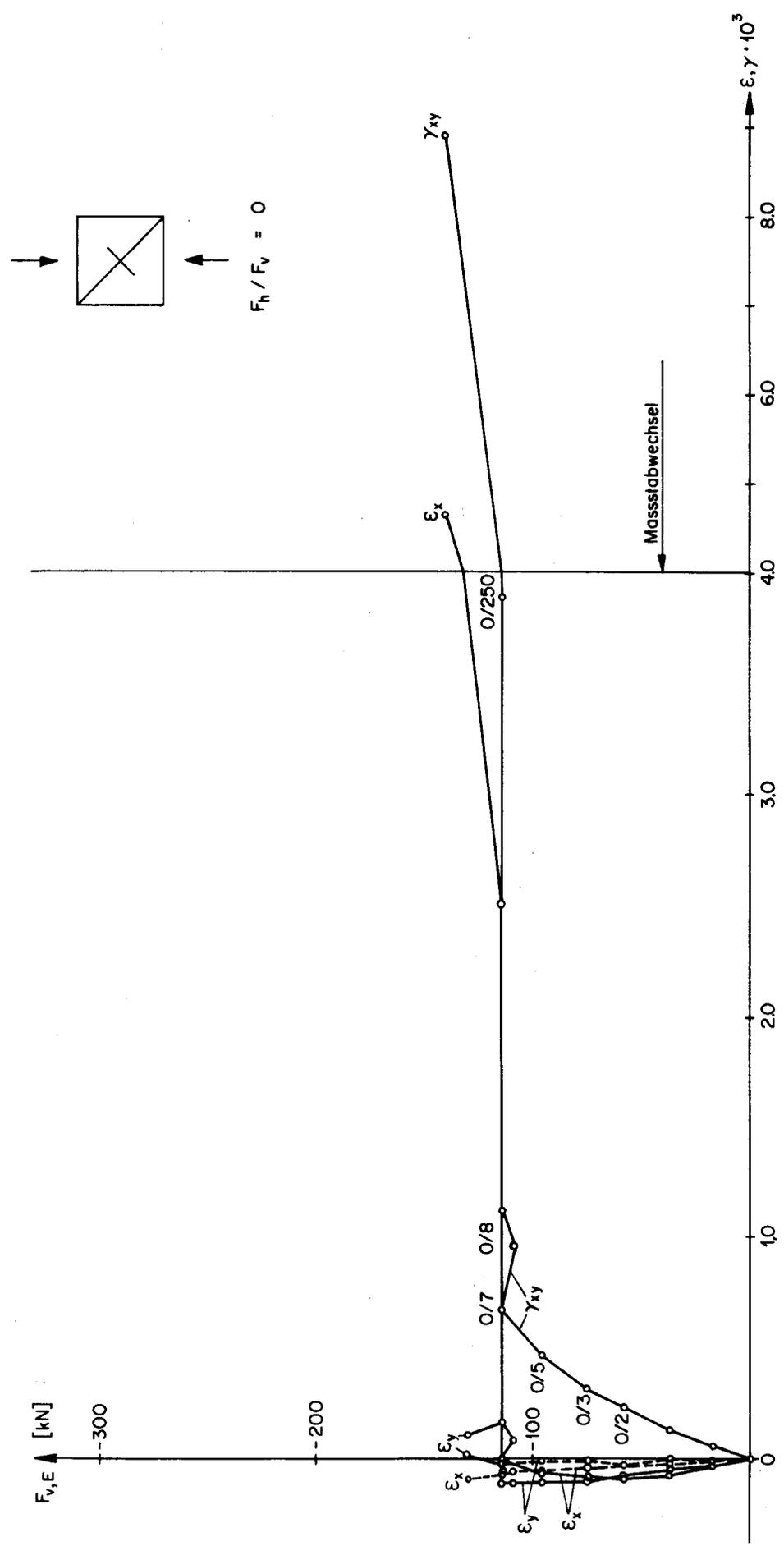


Bild 19: Last - Verzerrungen K6

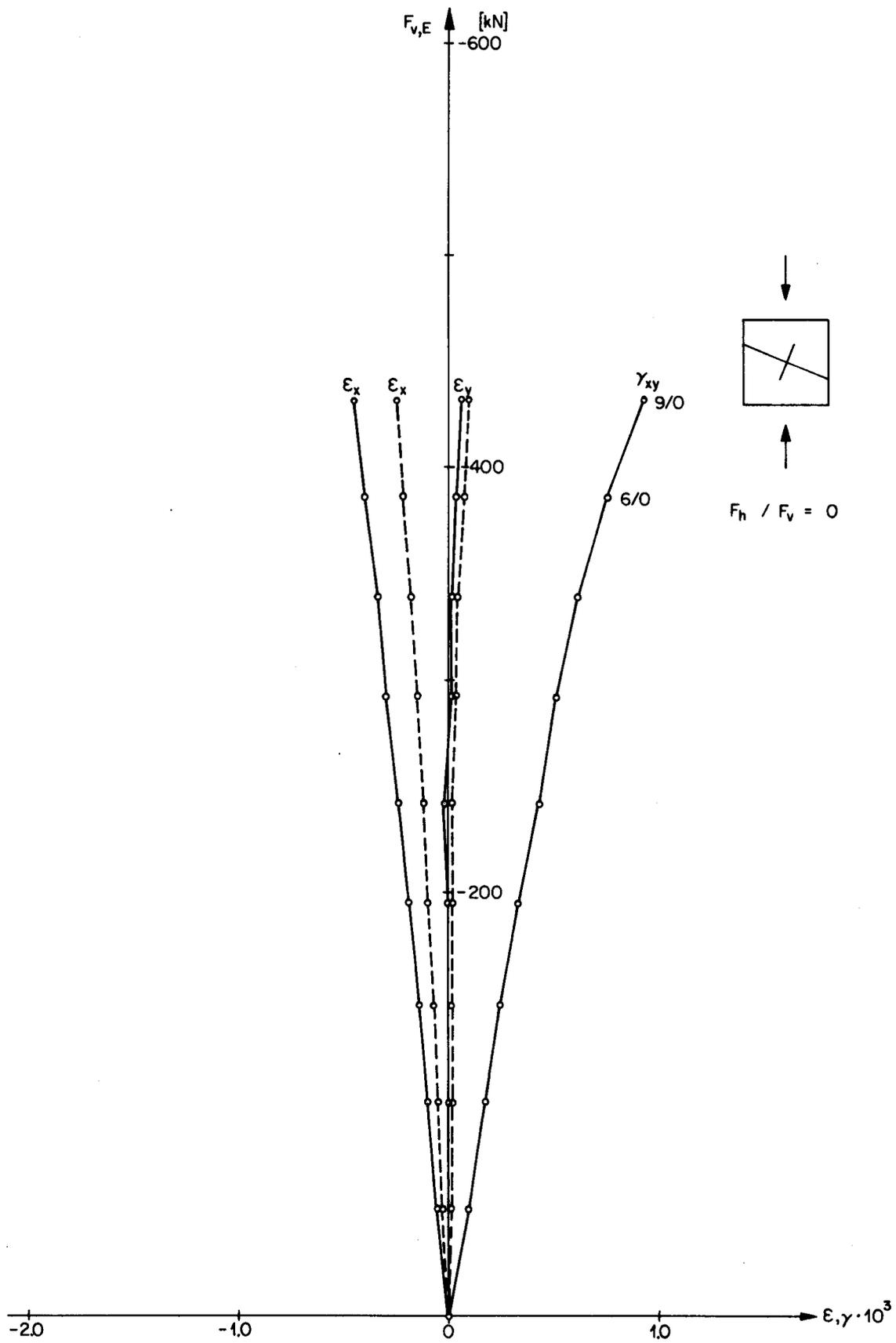


Bild 20 : Last - Verzerrungen K7

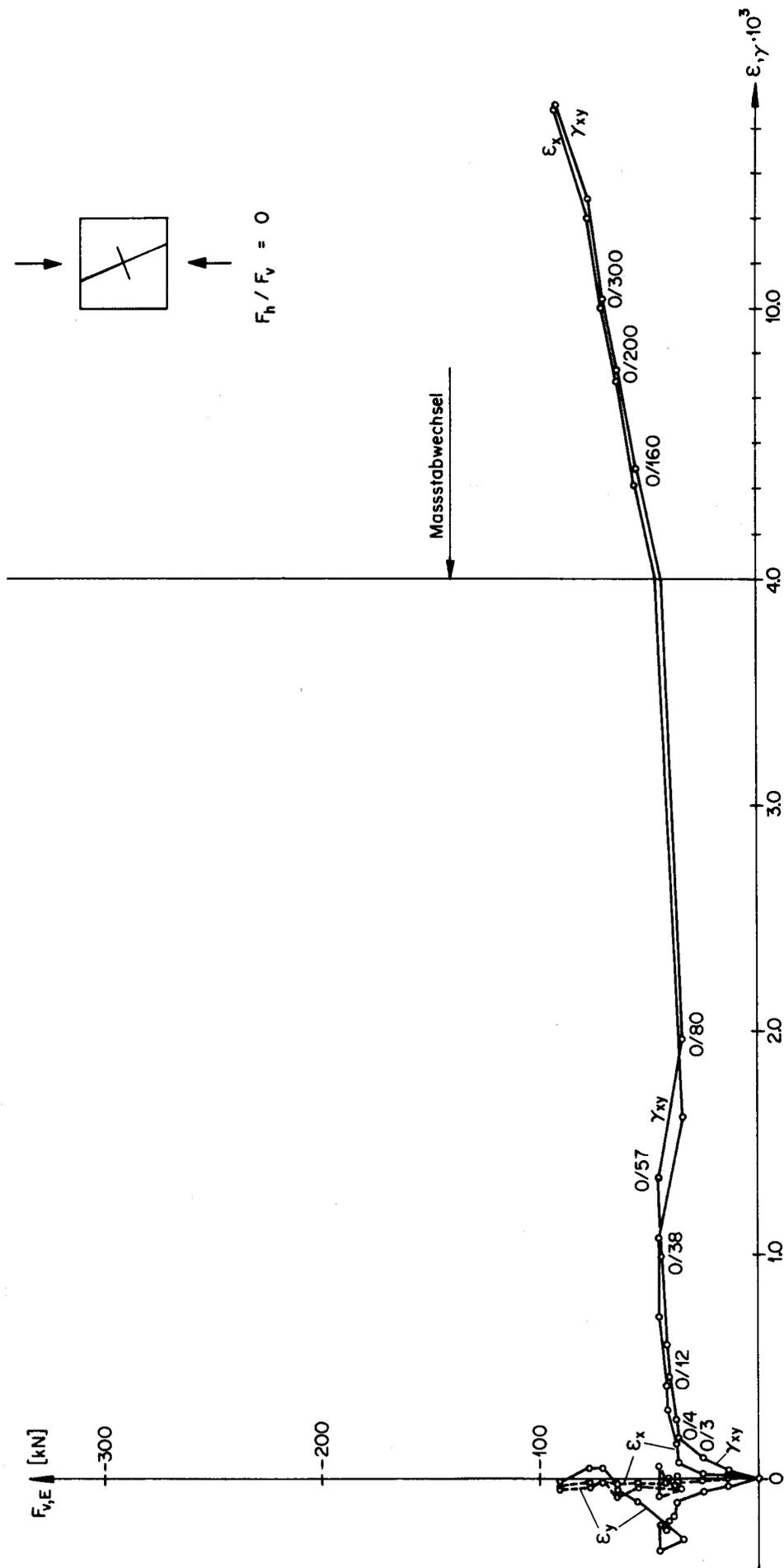


Bild 21: Last - Verzerrungen K8

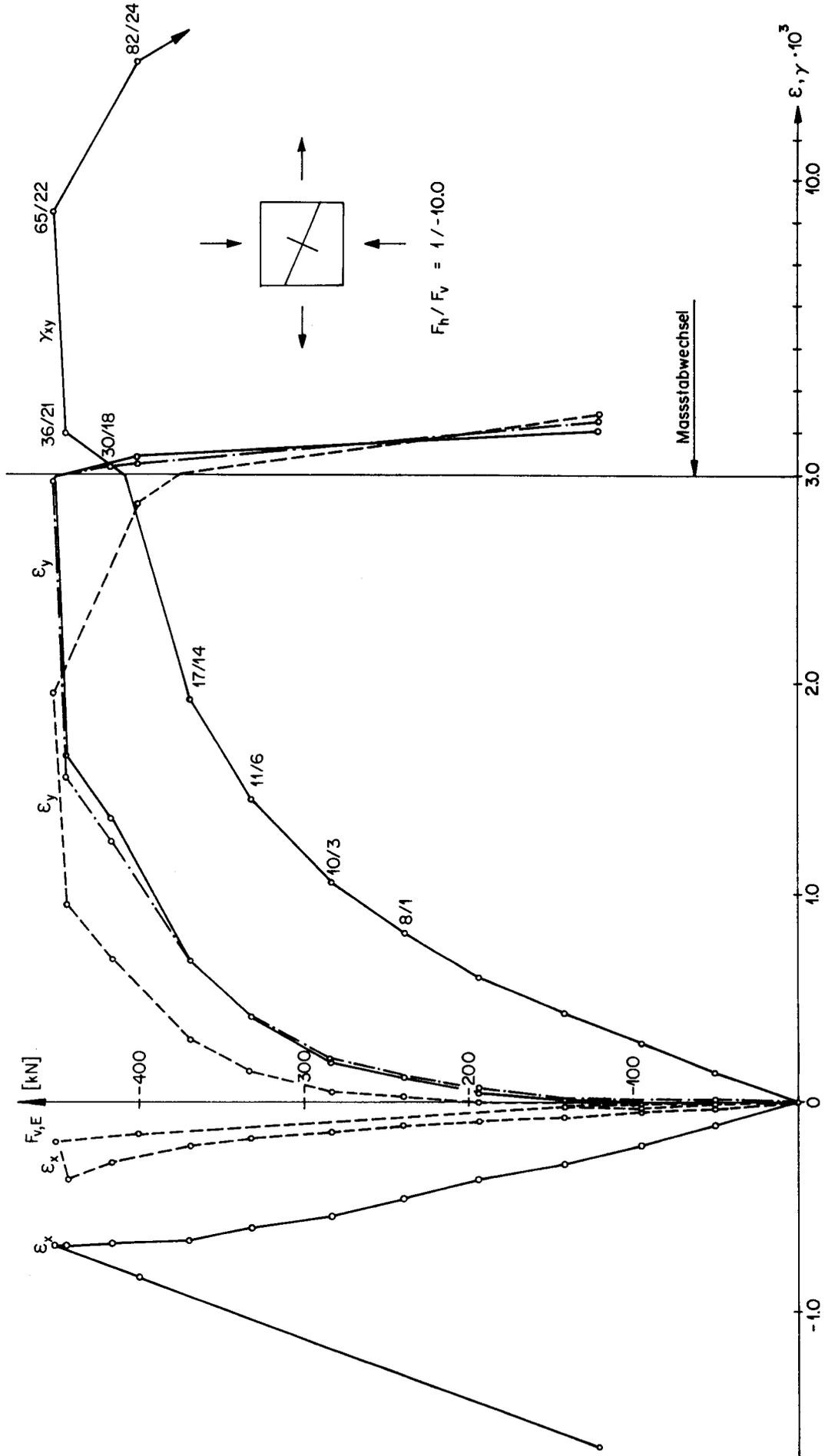


Bild 22 : Last - Verzerrungen K9

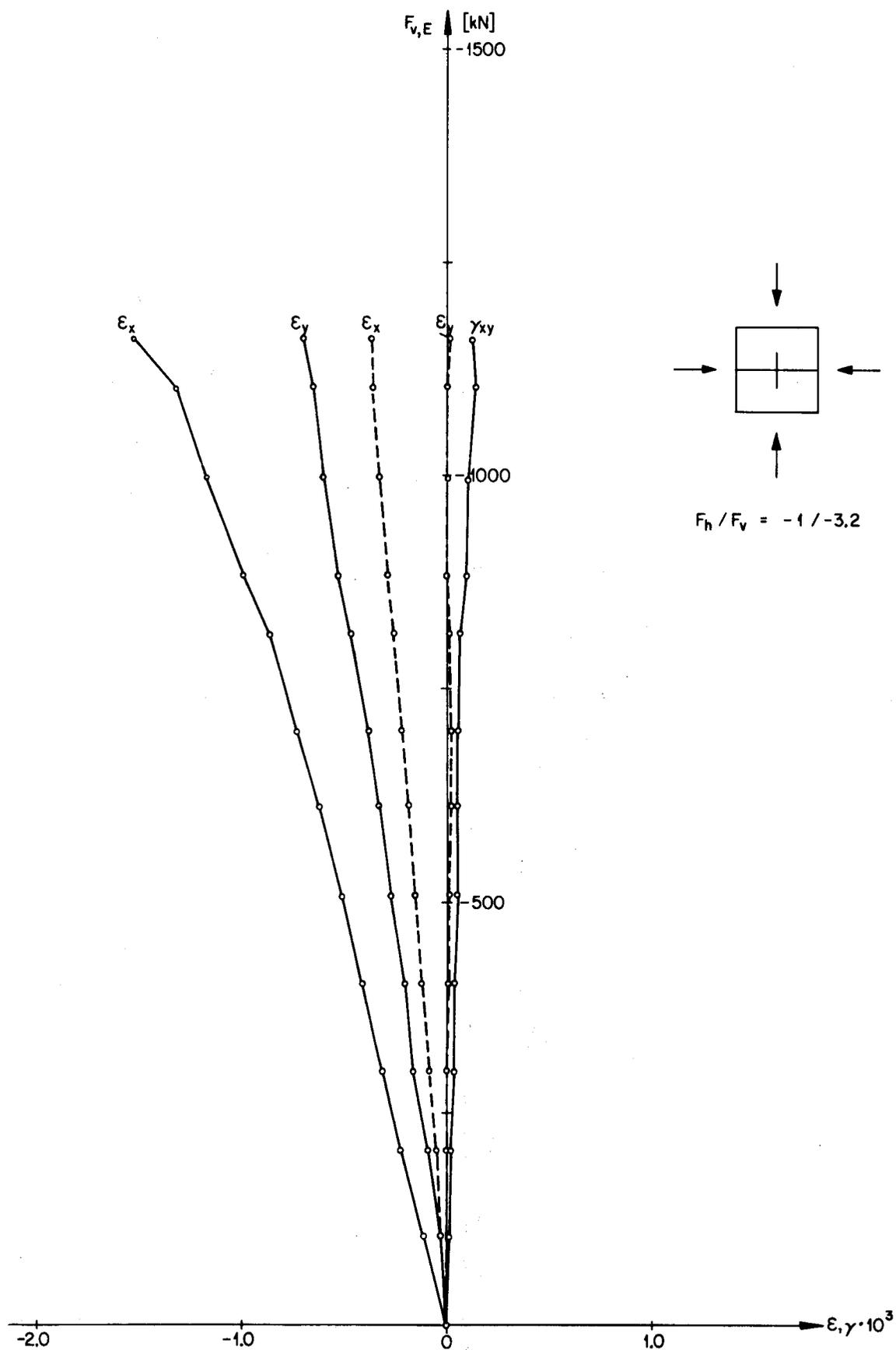


Bild 23 : Last - Verzerrungen K10

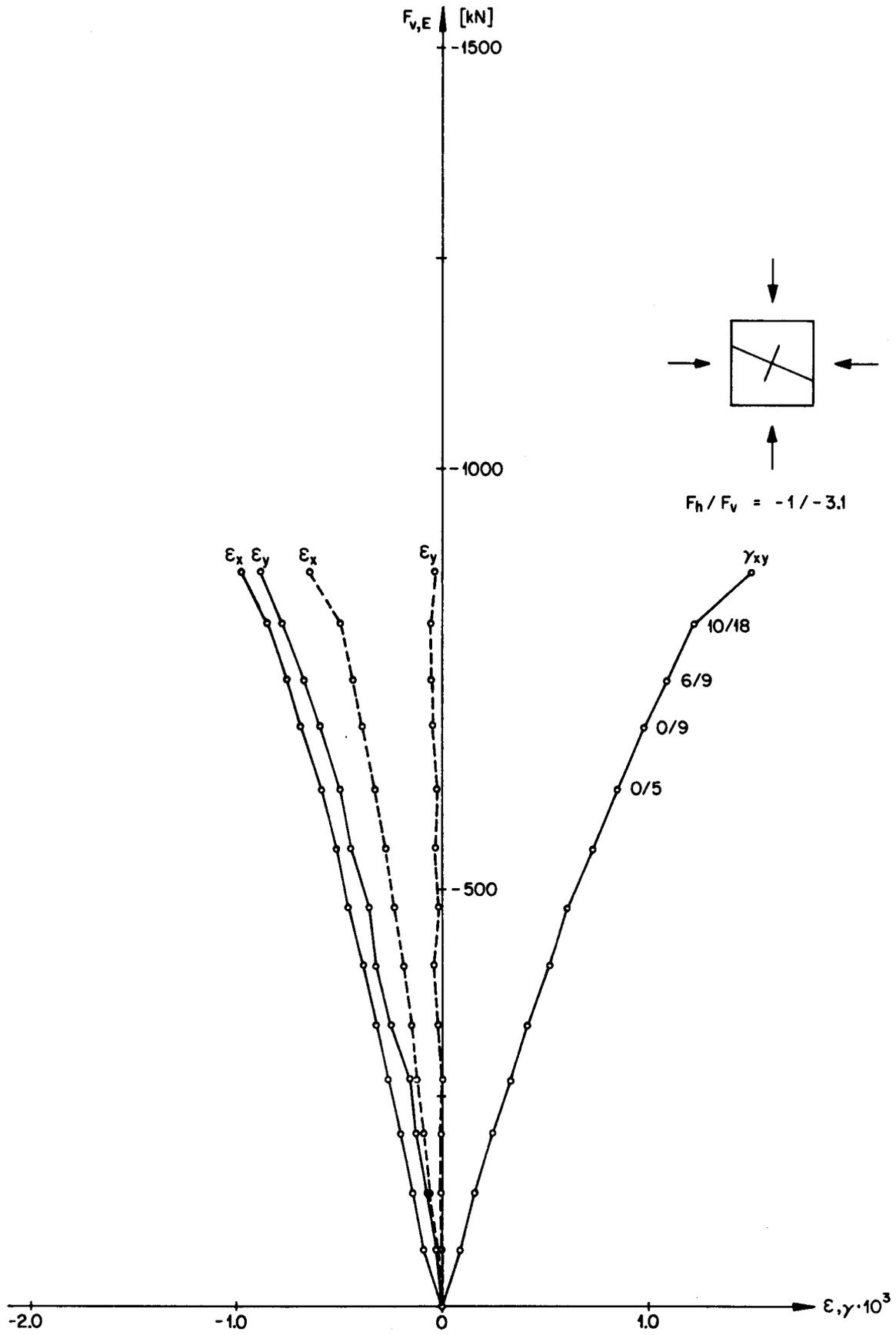


Bild 24: Last - Verzerrungen K11

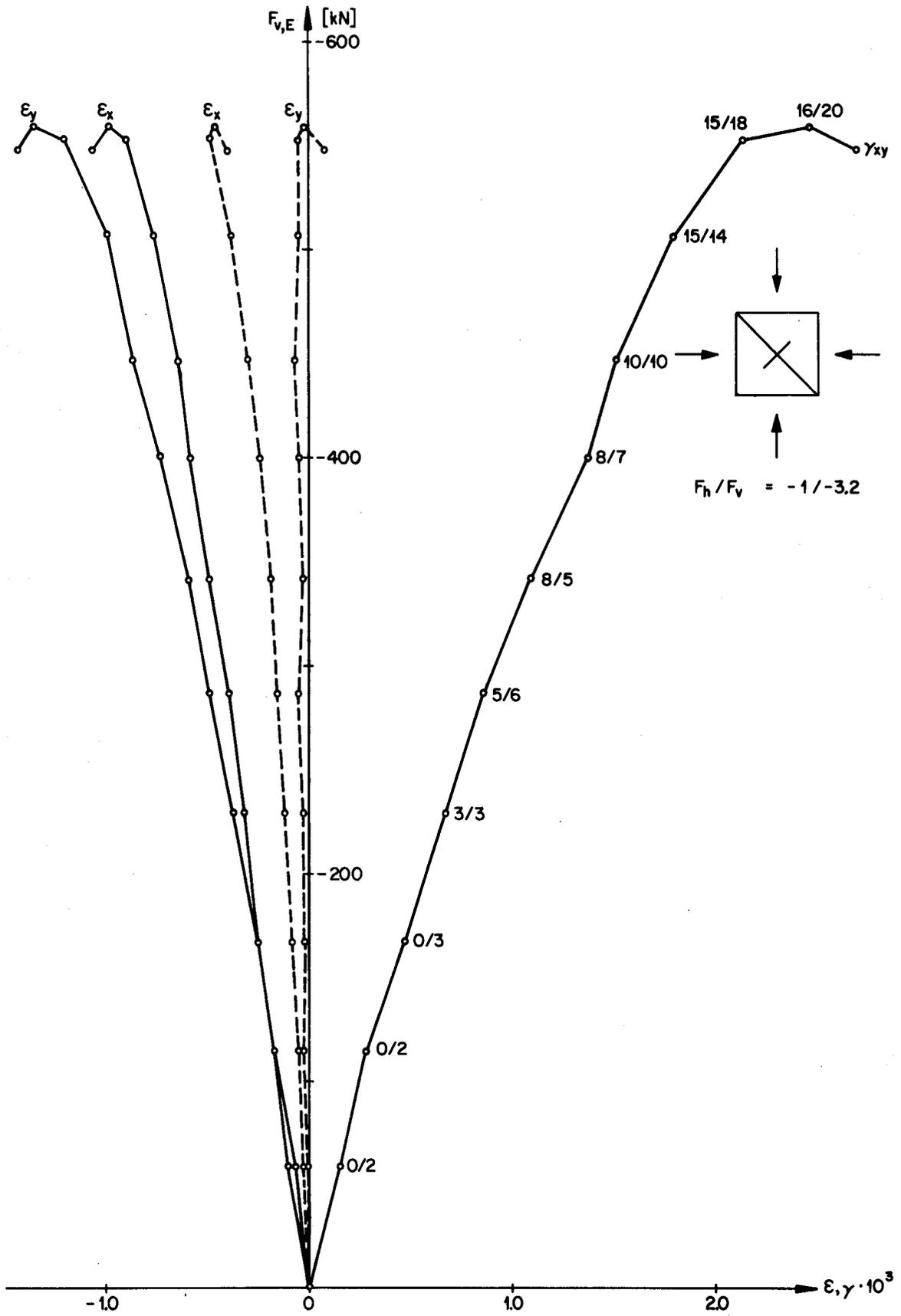


Bild 25 : Last - Verzerrungen K12

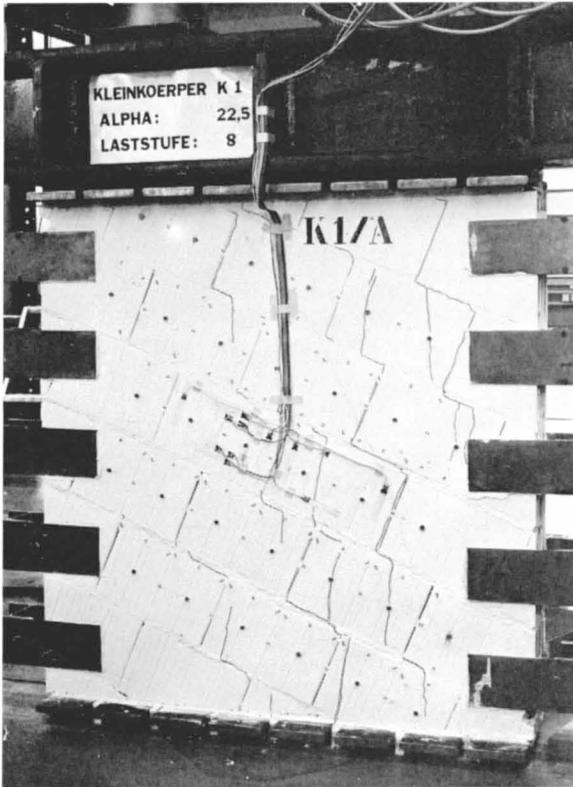


Bild 26 : Bruchbild von K1

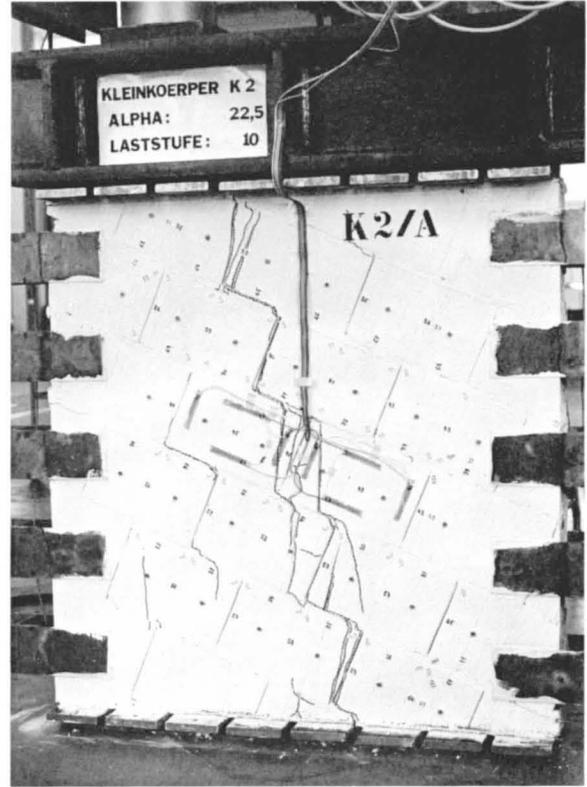


Bild 27 : Bruchbild von K2

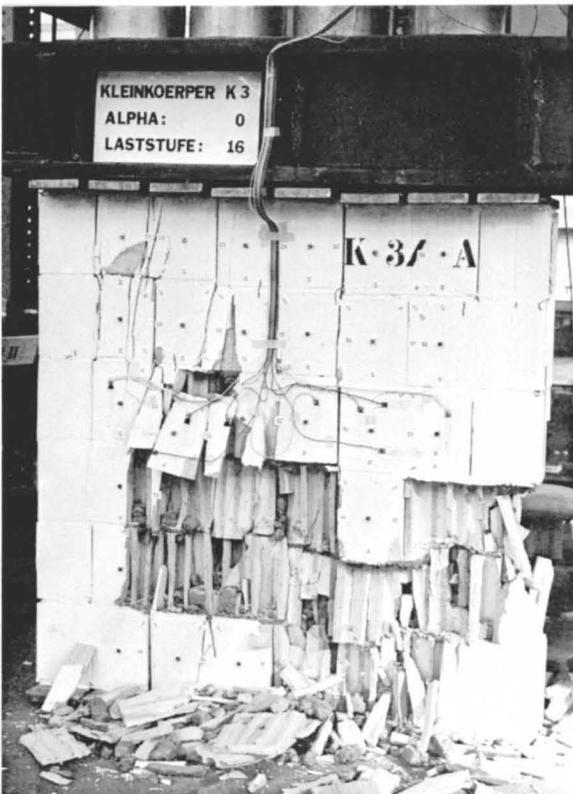


Bild 28 : Bruchbild von K3



Bild 29 : Bruchbild von K4

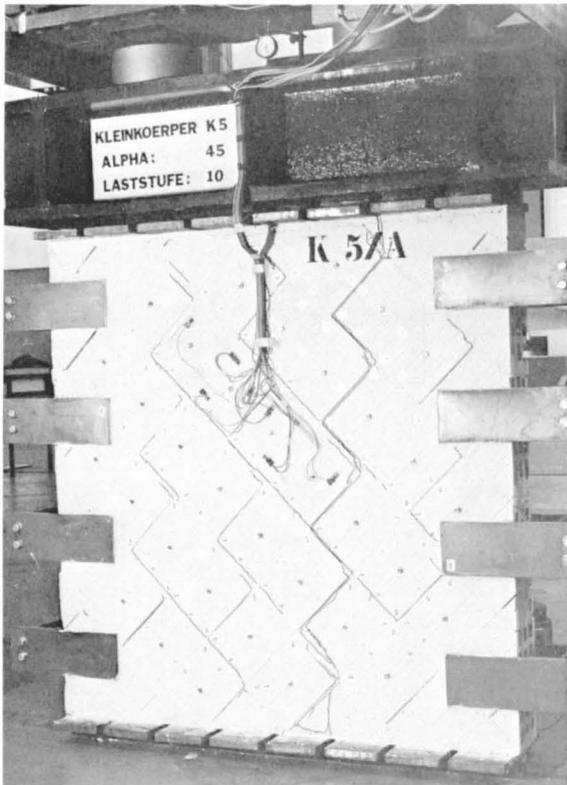


Bild 30: Bruchbild von K5

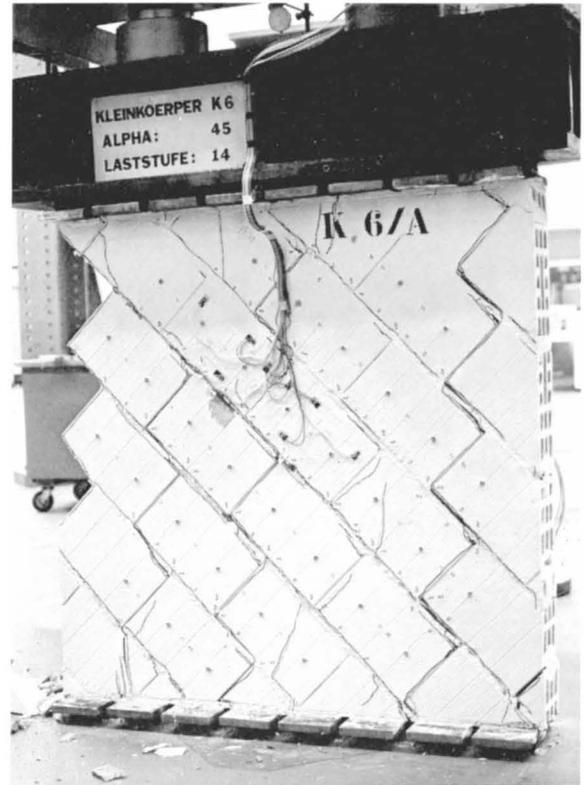


Bild 31: Bruchbild von K6

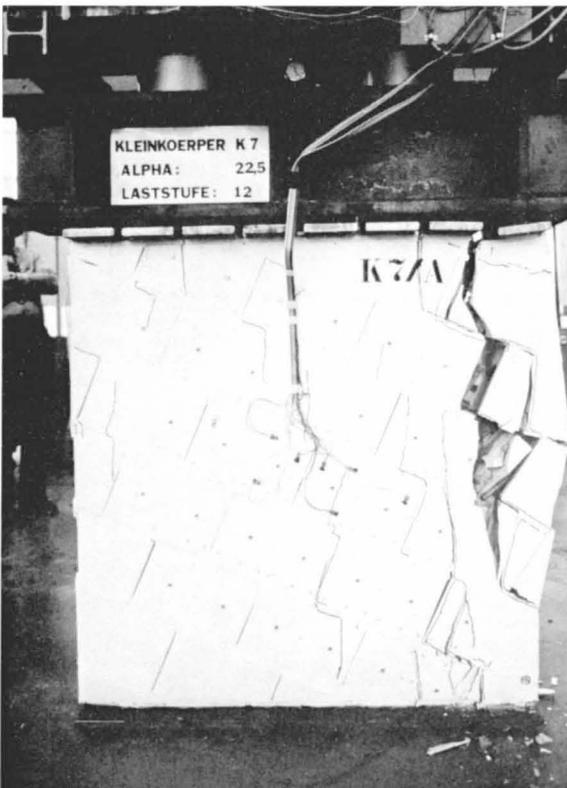


Bild 32: Bruchbild von K7

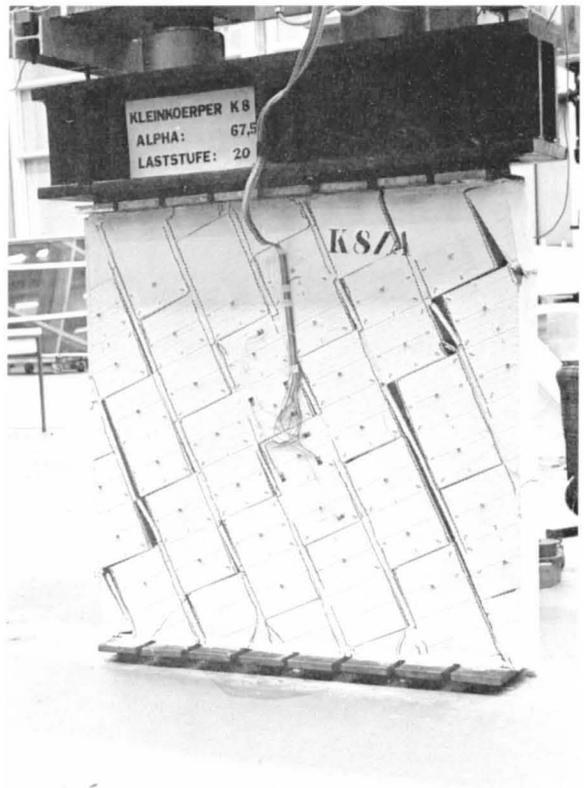


Bild 33: Bruchbild von K8

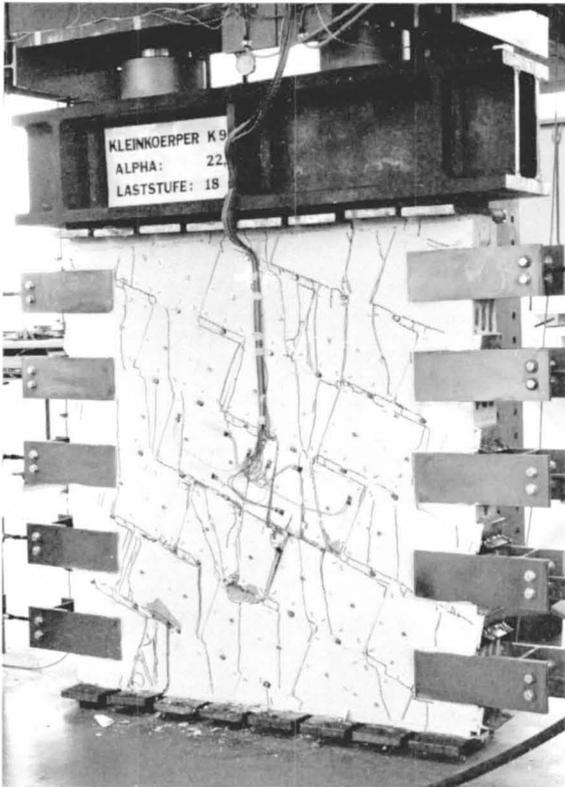


Bild 34 : Bruchbild von K9

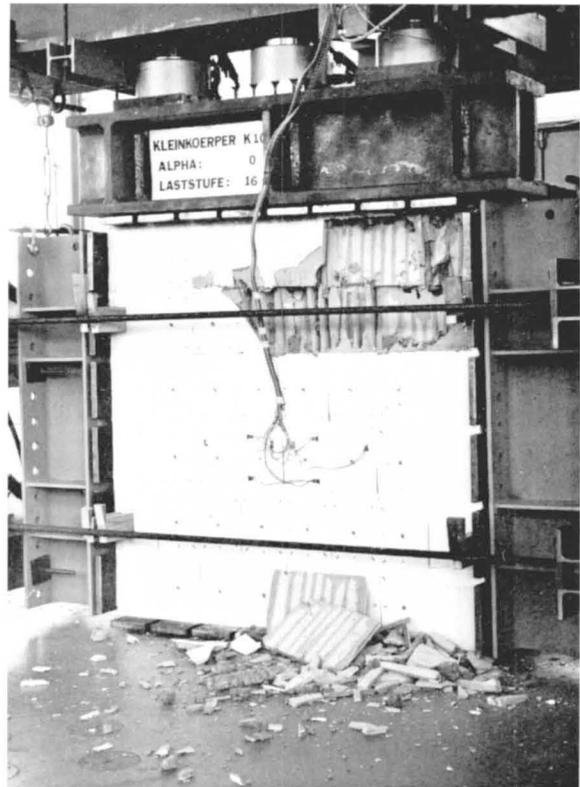


Bild 35 : Bruchbild von K10



Bild 36 : Bruchbild von K11

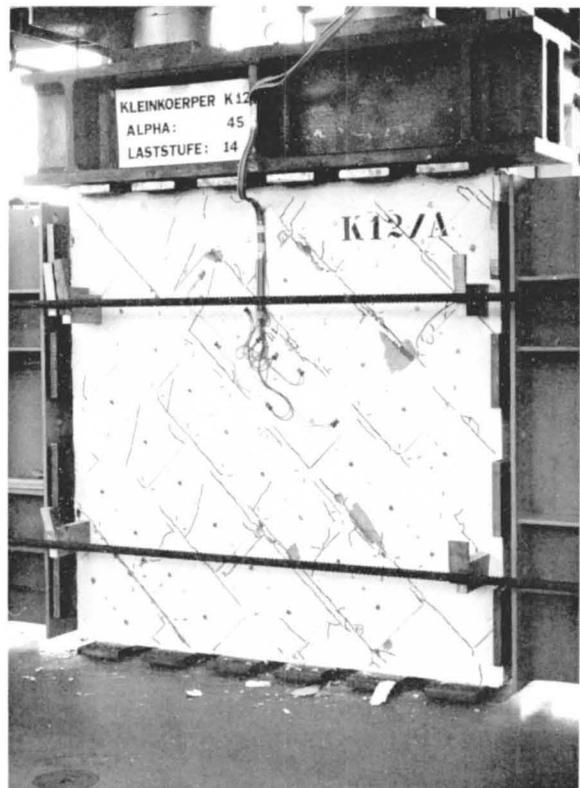


Bild 37 : Bruchbild von K12

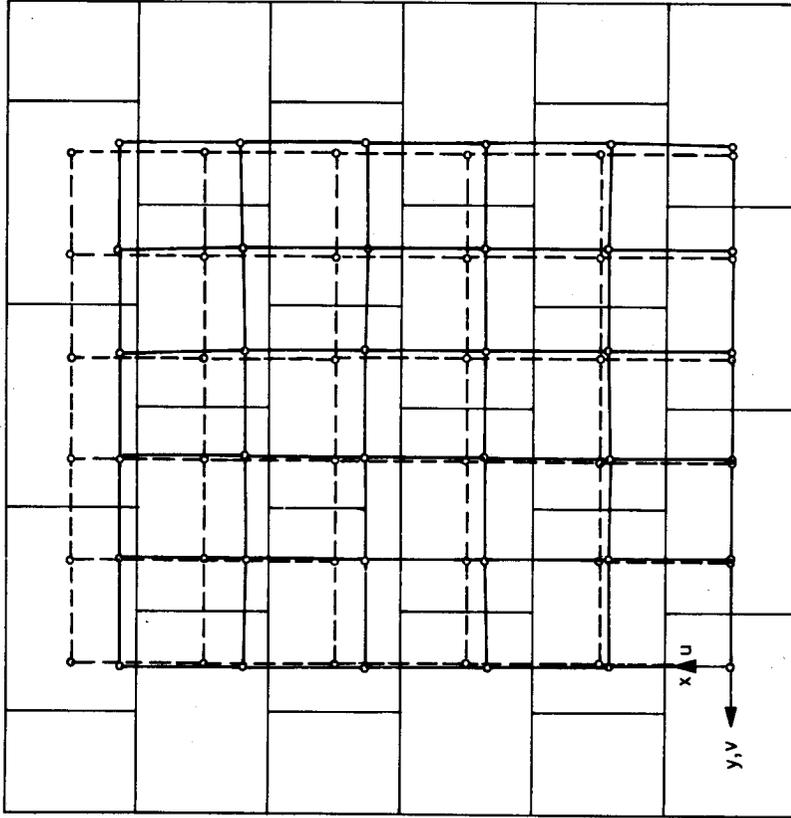


Bild 39 : Verschiebungen K3, LS 6

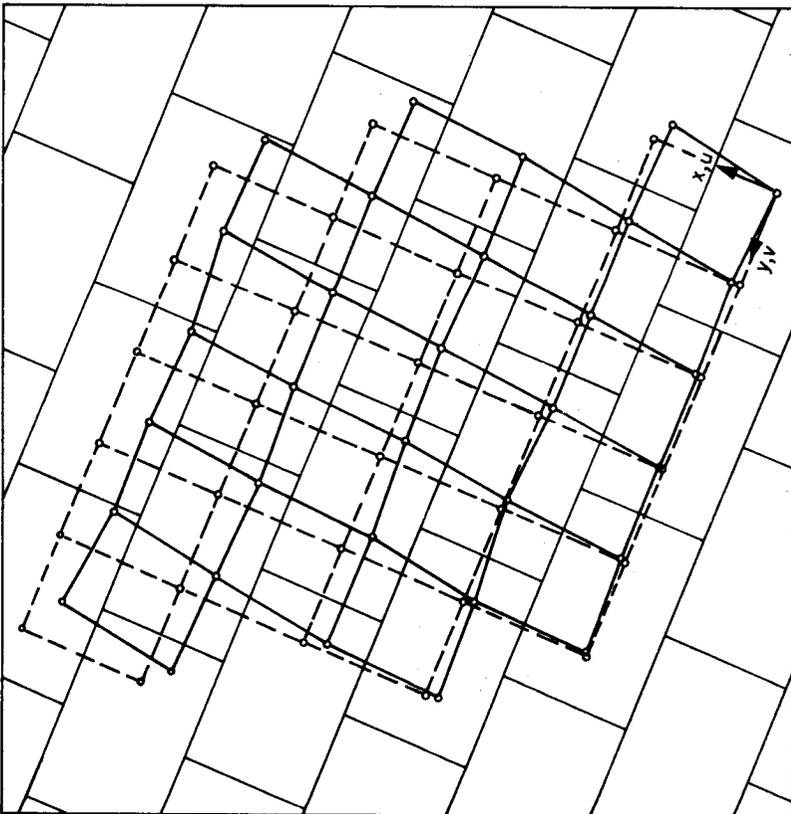


Bild 38 : Verschiebungen K1, LS 5

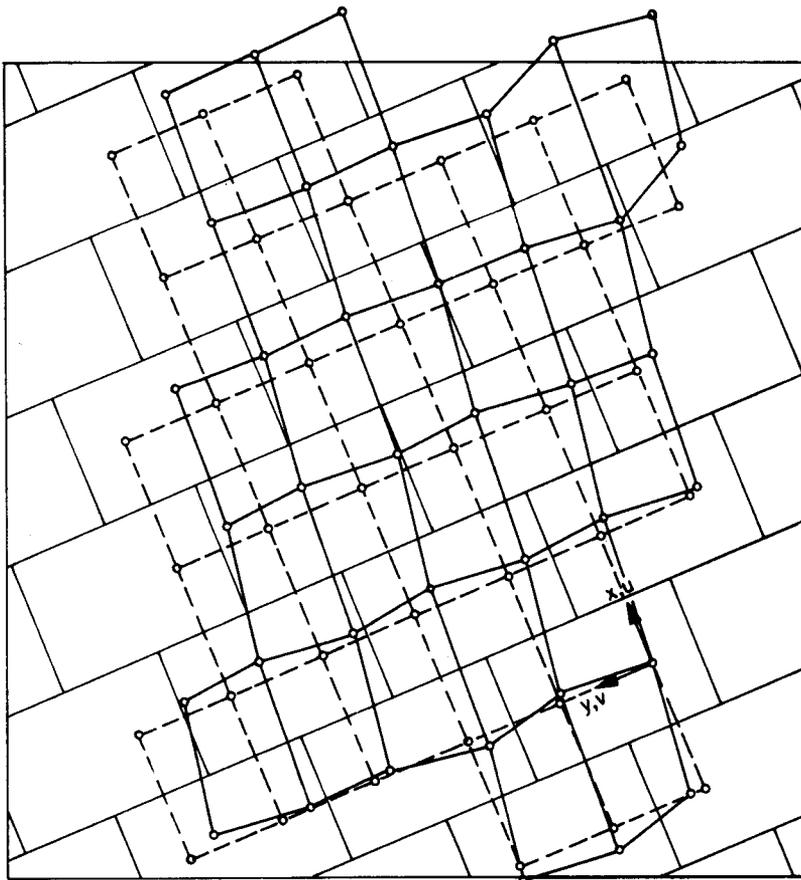
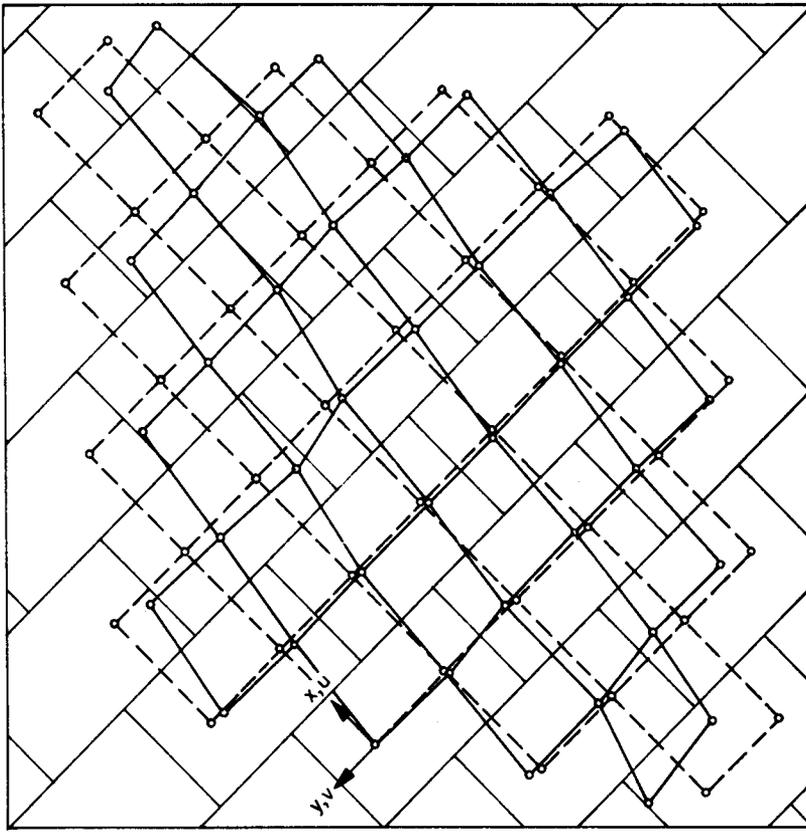


Bild 41 : Verschiebungen K12 , LS 6

Bild 40 : Verschiebungen K8 , LS 6

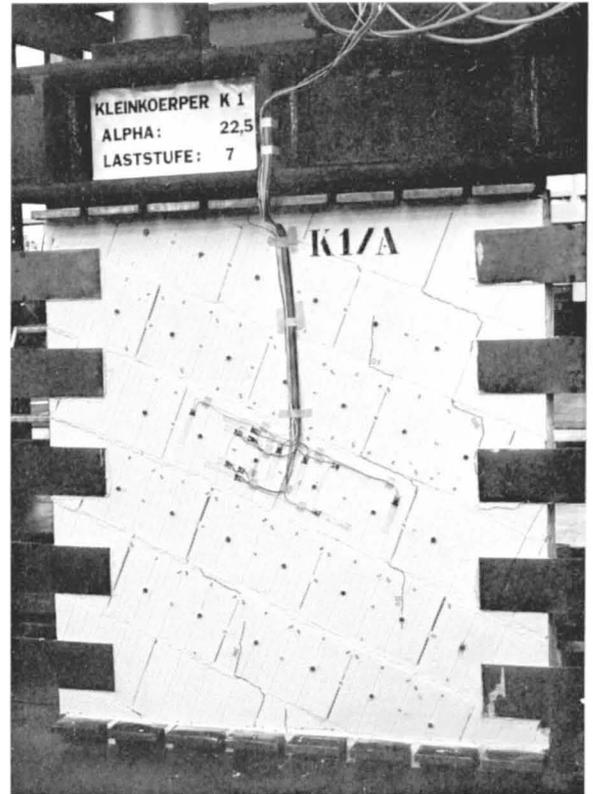
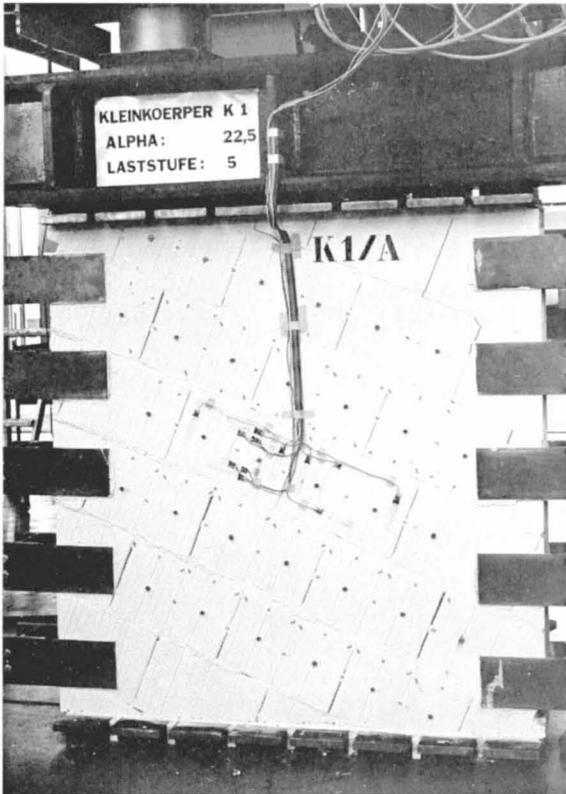


Bild 42 : Rissbilder von K1

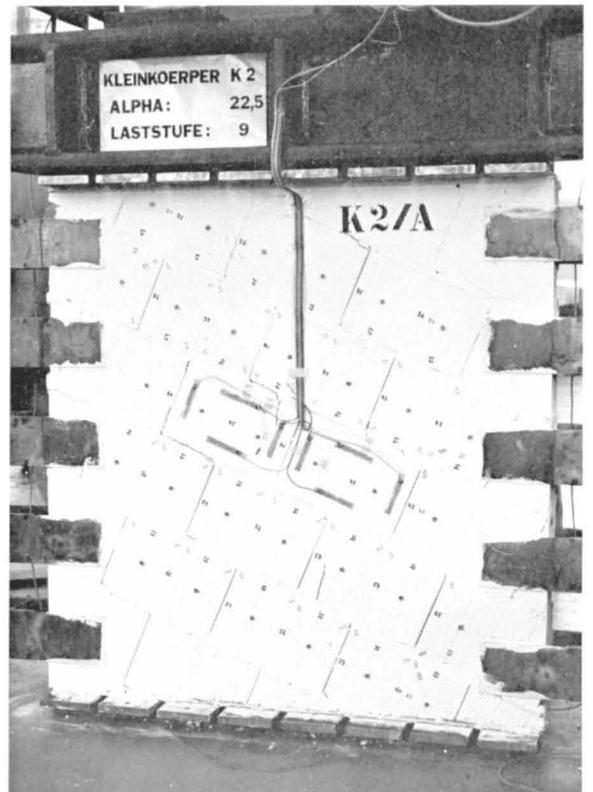
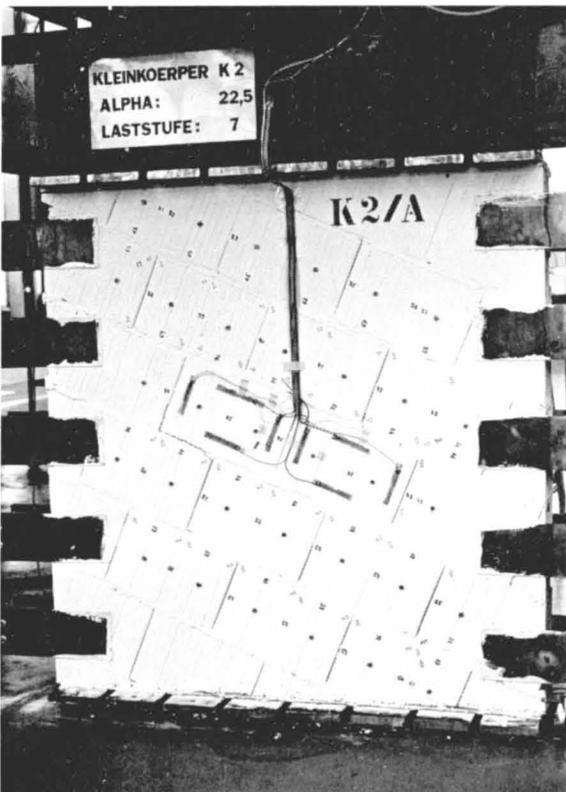


Bild 43 : Rissbilder von K2

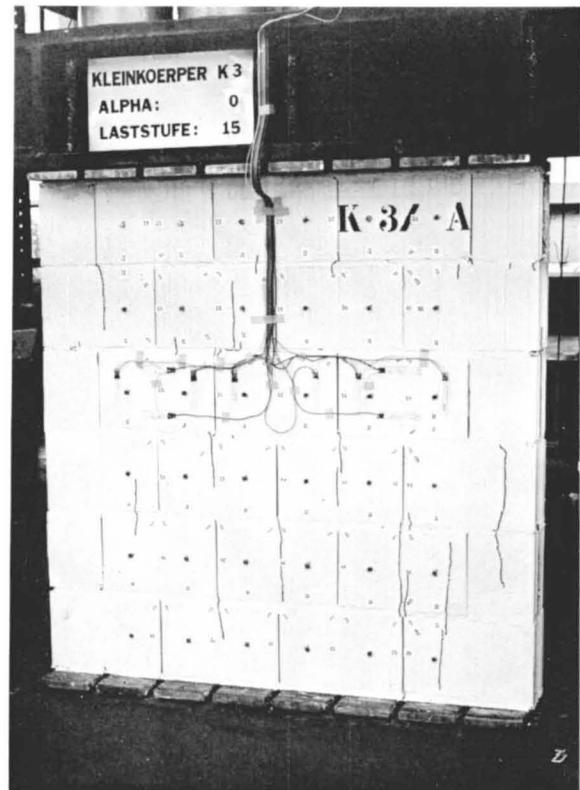
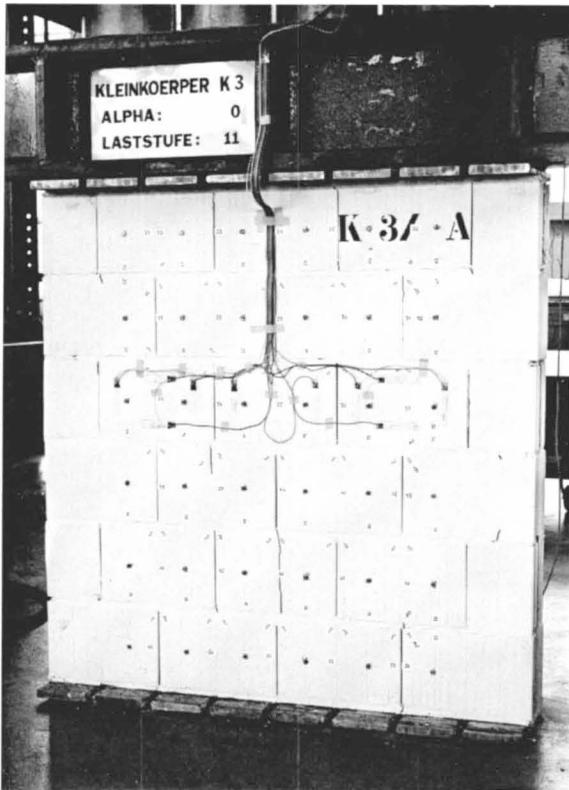


Bild 44 : Rissbilder von K3

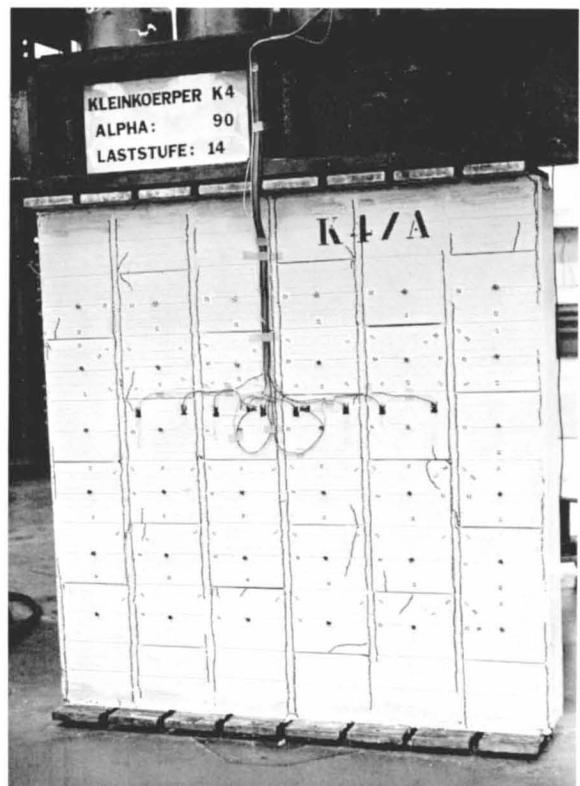


Bild 45 : Rissbilder von K4

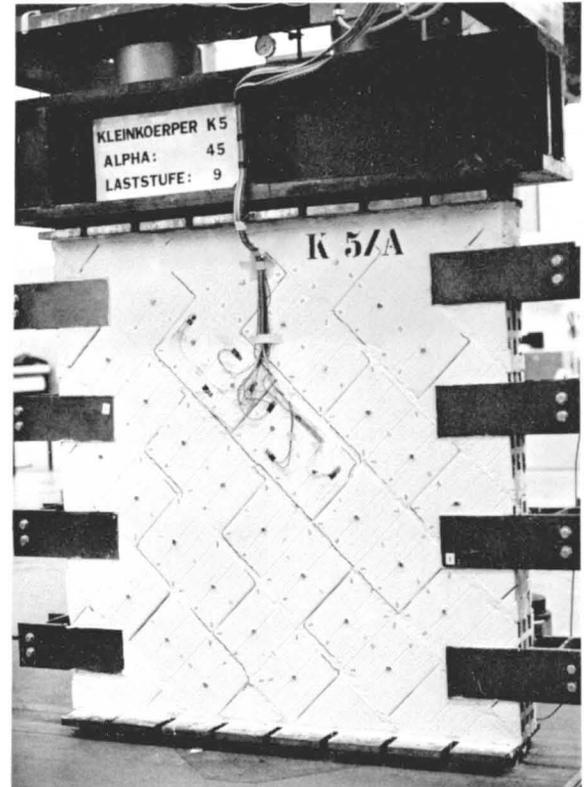


Bild 46 : Rissbilder von K5

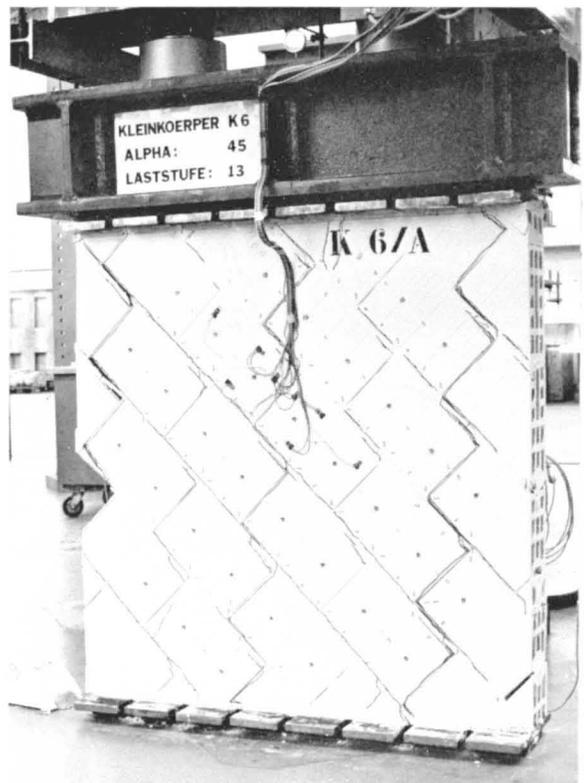
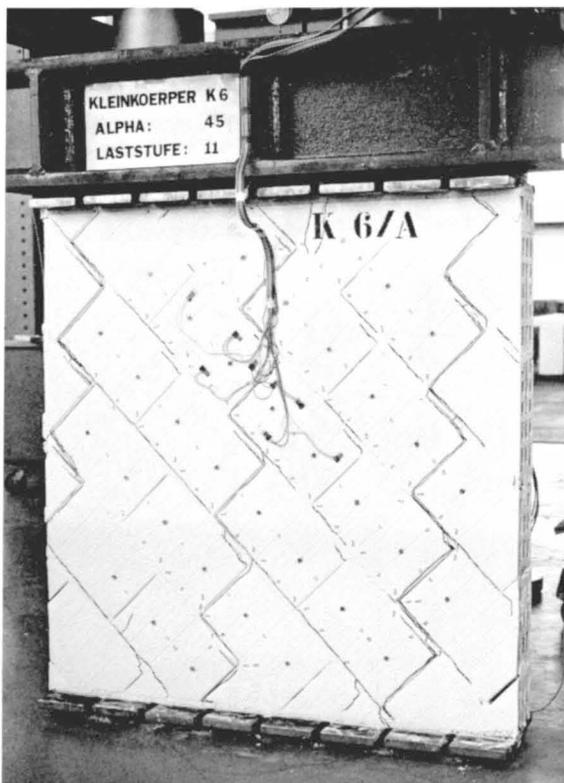


Bild 47 : Rissbilder von K6



Bild 48: Rissbilder von K7

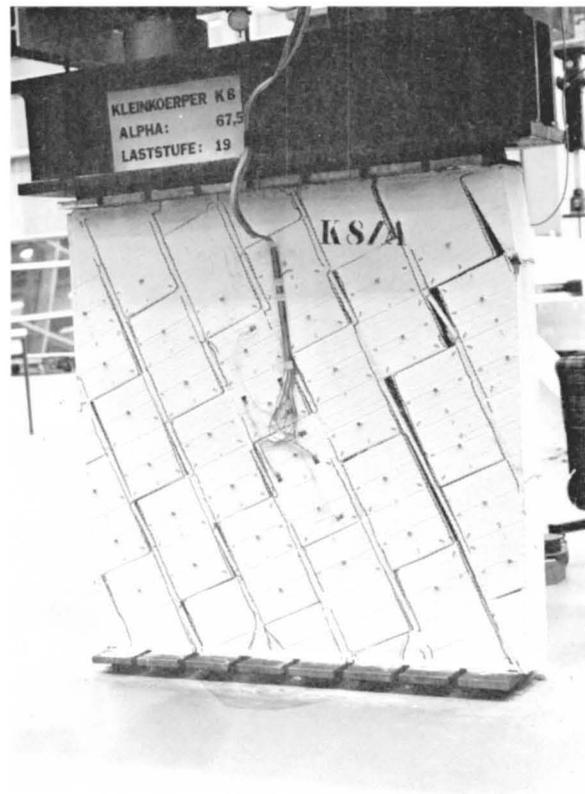
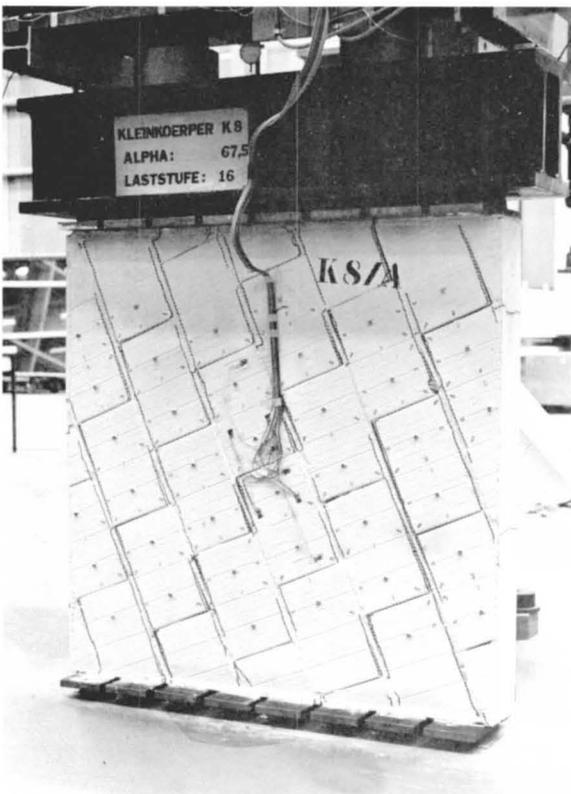


Bild 49 : Rissbilder von K8

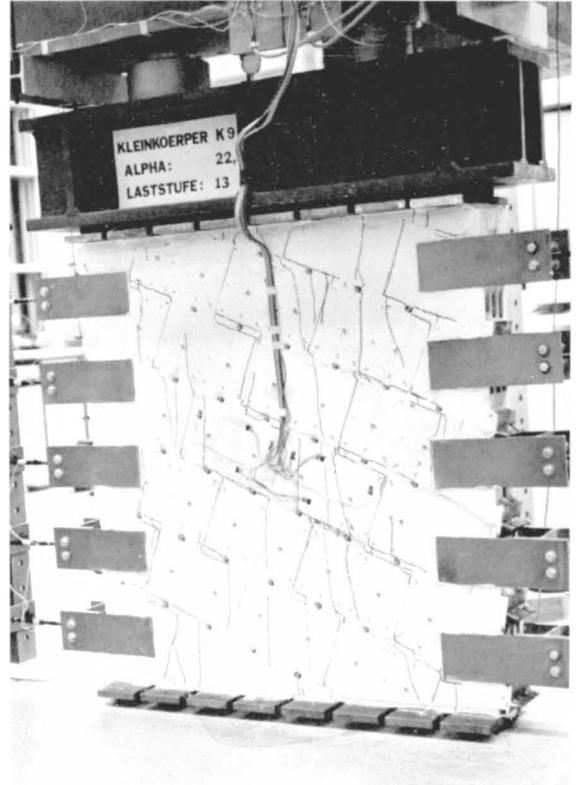
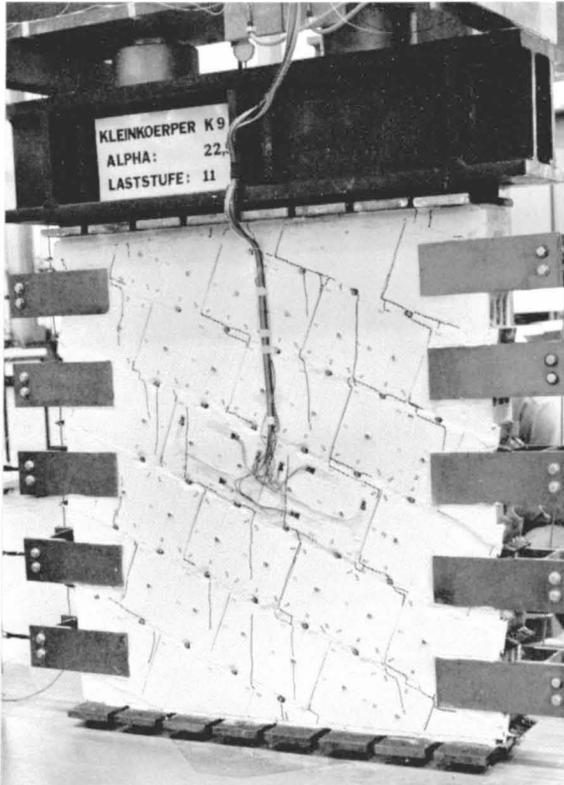


Bild 50: Rissbilder von K9

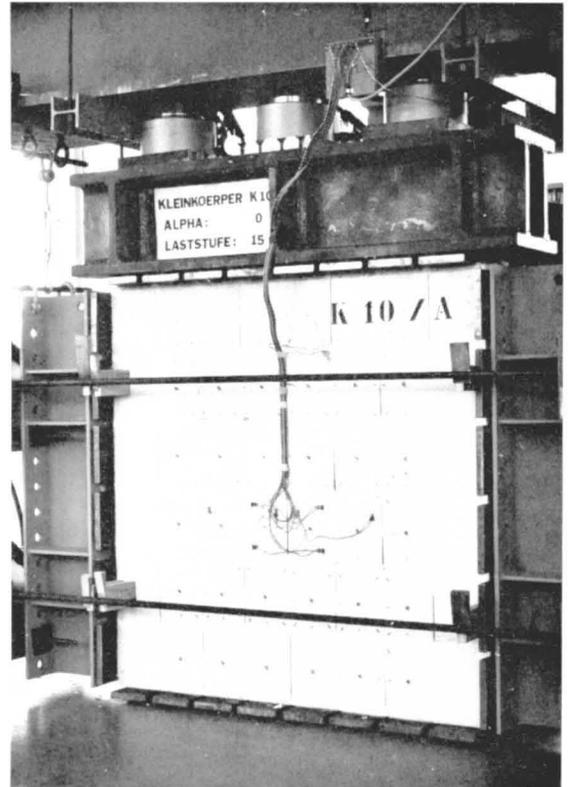
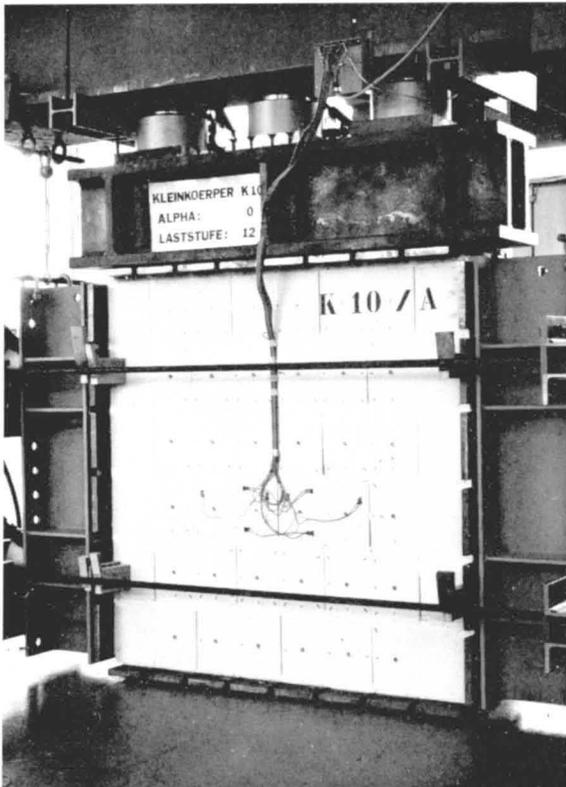


Bild 51: Rissbilder von K10



Bild 52 : Rissbilder von K11

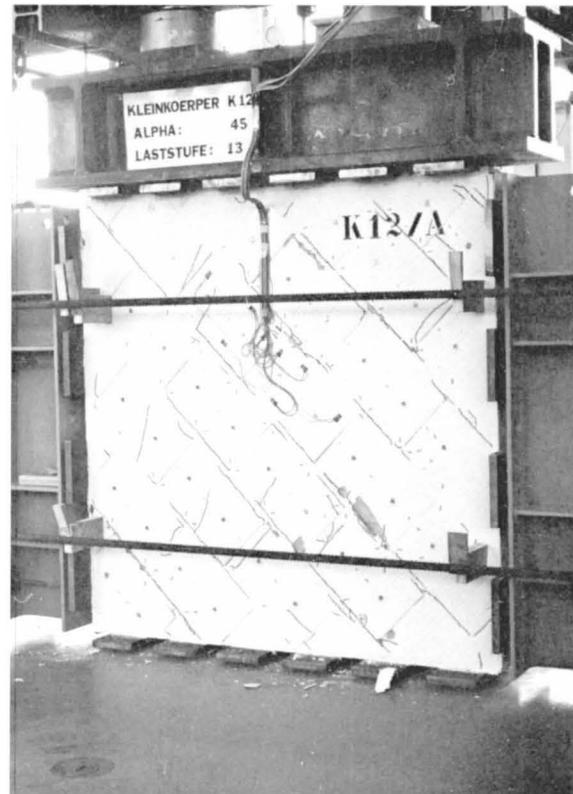


Bild 53 : Rissbilder von K12

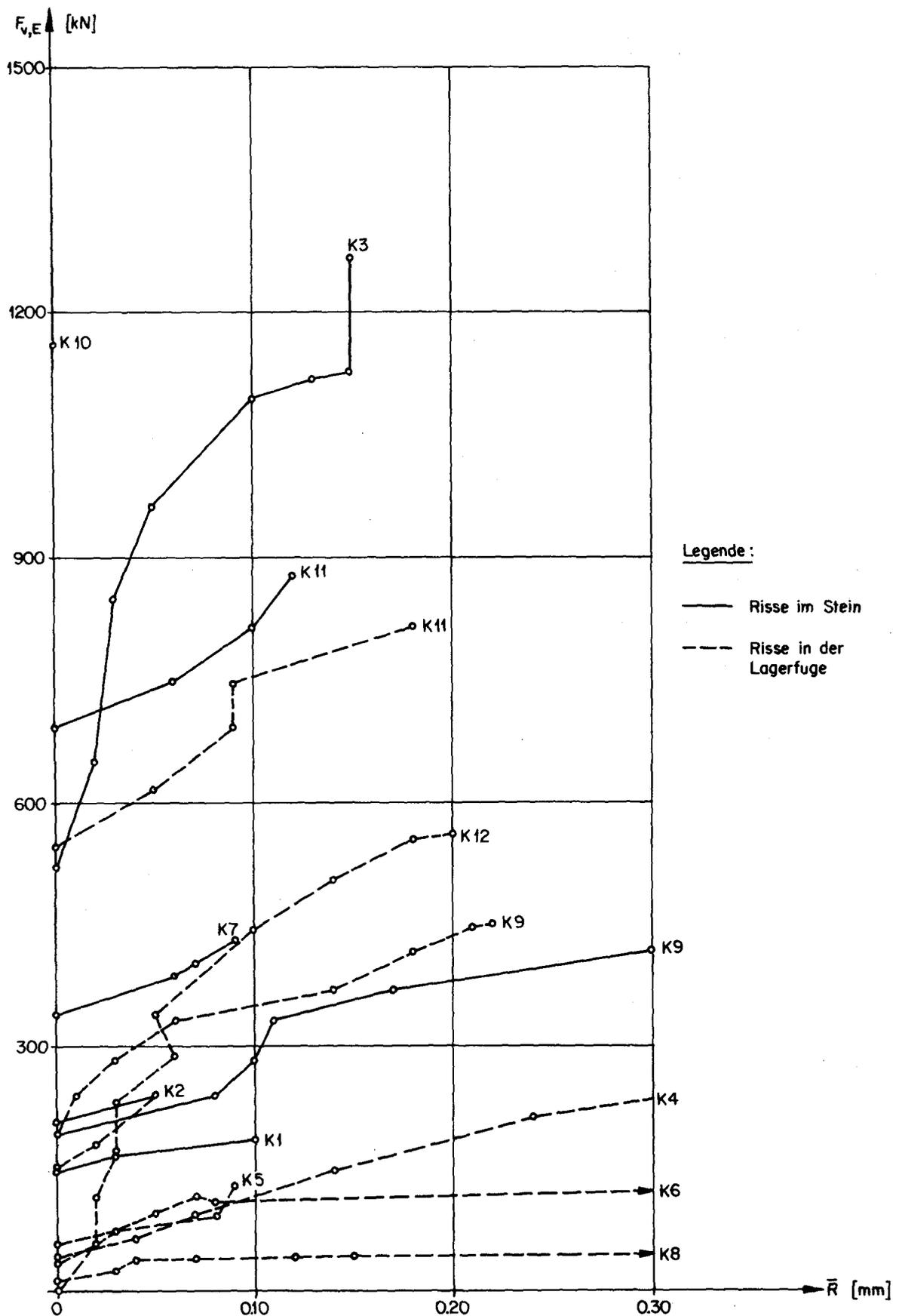


Bild 54 : Mittlere Rissweite

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	57
2	- 39.1	- 35.6	9	3.2	3.2	0	7	33
3	- 80.2	- 70.8	12	7.0	7.0	0	7	28
4	-120.2	-107.4	11	10.7	10.8	-1	6	30
5	-160.3	-146.0	9	14.5	14.6	0	7	29
6*	-179.6	-	-	16.4	-	-	6	-
7	-199.9	-186.5	7	18.3	17.6	4	5	57
8*	-206.8	-	-	18.2	-	-	3	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A1: Belastungsablauf K 1

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	55
2*	- 41.1	-	-	2.0	-	-	3	-
3	- 80.7	- 72.2	10	4.1	3.9	5	7	34
4*	-120.7	-	-	6.1	-	-	6	-
5*	-160.8	-152.9	5	3.0	7.9	1	9	10
6	-191.0	-179.6	6	9.4	9.0	4	6	39
7*	-221.2	-	-	10.9	-	-	5	-
8	-250.9	-239.5	5	12.5	11.7	6	7	42
9*	-280.1	-271.1	3	13.9	13.4	4	7	17
10*	-310.7	-	-	15.5	-	-	9	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A2: Belastungsablauf K 2

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	-	-	-	-	36
2	0.0	0.0	-	-	-	-	-	39
3*	- 180.1	-	-	-	-	-	4	-
4	- 359.1	- 349.9	3	-	-	-	4	27
5*	- 539.2	-	-	-	-	-	5	-
6	- 716.6	- 654.5	9	-	-	-	6	53
7	- 655.5	- 655.5	0	-	-	-	893	29
8*	- 714.6	- 705.7	1	-	-	-	4	18
9*	- 890.0	- 852.6	4	-	-	-	7	15
10	-1025.1	- 963.0	6	-	-	-	8	43
11*	-1113.8	-1095.1	2	-	-	-	13	30
12	-1192.6	-1120.7	6	-	-	-	7	46
13*	-1196.6	-	-	-	-	-	6	-
14*	-1276.4	-1231.1	4	-	-	-	6	23
15	-1351.3	-1289.2	5	-	-	-	5	44
16*	-1437.8	-	-	-	-	-	12	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A3: Belastungsablauf K 3

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	-	-	-	-	35
2	0.0	0.0	-	-	-	-	-	40
3*	- 40.4	-	-	-	-	-	6	-
4	- 79.8	- 65.1	18	-	-	-	5	54
5	- 109.4	- 89.7	18	-	-	-	7	52
6	- 85.8	- 80.8	6	-	-	-	991	45
7*	- 116.3	-108.4	7	-	-	-	6	24
8	- 175.4	-147.8	16	-	-	-	7	47
9*	- 208.0	-	-	-	-	-	7	-
10	- 259.2	-212.9	18	-	-	-	7	52
11	- 297.7	-256.3	14	-	-	-	7	44
12*	- 299.6	-295.7	1	-	-	-	5	9
13	- 323.3	-287.8	11	-	-	-	7	53
14*	- 360.7	-310.5	14	-	-	-	6	14
15*	- 387.4	-	-	-	-	-	6	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A4: Belastungsablauf K 4

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	35
2	0.5	0.5	-	0.1	0.1	-	-	30
3	- 20.8	- 18.3	12	0.9	0.9	0	7	31
4	- 40.6	- 36.6	10	2.0	1.8	10	6	35
5	- 60.4	- 57.4	5	3.2	2.8	10	5	86
6	- 80.7	- 74.7	7	4.1	3.8	7	5	44
7	- 100.4	- 91.5	9	5.1	4.7	8	7	52
8	- 119.2	-109.4	8	6.0	5.7	5	6	37
9	- 139.0	-129.6	7	7.1	6.7	6	6	34
10*	- 157.4	-	-	7.9	-	-	7	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A5: Belastungsablauf K 5

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	-	-	-	-	28
2	1.0	0.5	-	-	-	-	-	27
3	- 19.8	- 17.8	10	-	-	-	6	24
4	- 40.1	- 37.1	7	-	-	-	3	33
5	- 59.9	- 58.4	2	-	-	-	5	34
6	- 79.2	- 75.2	5	-	-	-	8	34
7	- 100.0	- 96.0	4	-	-	-	4	34
8	- 120.7	-115.3	5	-	-	-	8	38
9	- 115.8	-108.9	6	-	-	-	7	42
10	- 119.2	-114.3	4	-	-	-	5	38
11	- 120.7	-114.3	5	-	-	-	5	37
12*	- 138.0	-136.1	1	-	-	-	7	5
13	- 147.0	-140.0	5	-	-	-	7	28
14	- 171.7	-136.6	20	-	-	-	20	21

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A6: Belastungsablauf K 6

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	-	-	-	-	22
2	0.0	0.0	-	-	-	-	-	27
3	- 50.0	- 49.5	1	-	-	-	4	27
4	- 99.5	- 98.0	2	-	-	-	9	29
5	-149.4	-146.0	2	-	-	-	4	27
6	-199.4	-194.5	2	-	-	-	6	29
7	-248.9	-242.0	3	-	-	-	6	31
8	-299.4	-292.4	2	-	-	-	4	30
9	-349.8	-338.9	3	-	-	-	6	30
10	-398.8	-385.9	3	-	-	-	3	34
11	-441.9	-431.5	2	-	-	-	4	42
12*	-472.5	-	-	-	-	-	10	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A7: Belastungsablauf K 7

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	-	-	-	-	29
2	0.0	0.0	-	-	-	-	-	23
3	- 14.8	- 13.4	10	-	-	-	4	32
4	- 28.7	- 25.2	12	-	-	-	5	35
5	- 42.6	- 36.6	14	-	-	-	4	33
6	- 42.1	- 38.1	9	-	-	-	5	34
7	- 49.0	- 41.1	16	-	-	-	5	36
8	- 47.0	- 41.6	12	-	-	-	5	36
9	- 50.5	- 45.0	11	-	-	-	4	40
10	- 51.0	- 45.0	12	-	-	-	3	34
11	- 37.6	- 34.6	8	-	-	-	5	31
12	- 62.8	- 55.9	11	-	-	-	9	33
13	- 69.3	- 63.8	8	-	-	-	10	33
14	- 77.7	- 70.8	9	-	-	-	6	40
15	- 84.1	- 77.2	8	-	-	-	7	36
16*	- 92.0	- 91.0	1	-	-	-	6	5
17	- 99.5	- 92.5	7	-	-	-	5	28
18*	-105.4	-102.9	2	-	-	-	5	3
19*	-121.2	-114.8	5	-	-	-	10	9

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A8: Belastungsablauf K 8

LS	$F_{v,A}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$\frac{F_{v,A} - F_{v,E}}{F_{v,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	53
2	0.0	0.0	-	0.2	0.1	-	-	34
3	- 50.5	- 49.0	3	4.5	4.2	7	6	31
4	-100.4	- 95.0	5	9.3	8.2	12	8	36
5	-150.4	-142.0	6	14.0	12.7	9	8	34
6	-200.4	-193.5	3	18.6	14.6	21	8	34
7*	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-250.9	-239.0	5	23.5	19.2	18	7	37
9	-300.8	-283.0	6	28.4	25.3	11	8	42
10	-350.3	-332.5	5	33.3	27.1	19	8	48
11	-400.8	-369.1	8	38.2	29.0	24	7	41
12	-450.8	-417.6	7	43.0	40.4	6	8	39
13	-480.0	-444.3	7	46.4	41.1	12	8	39
14	-478.0	-451.8	5	49.1	45.2	8	7	41
15	-431.0	-399.3	7	46.2	41.1	11	11	72
16*	-397.3	-378.0	5	44.4	44.1	1	9	7
17	-404.7	-121.7	70	42.1	40.0	5	15	40

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A9: Belastungsablauf K 9

LS	$F_{V,A}$ [kN]	$F_{V,E}$ [kN]	$\frac{F_{V,A} - F_{V,E}}{F_{V,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	61
2	0.0	0.0	-	- 0.2	0.0	-	-	42
3	- 104.8	- 104.8	0	- 29.9	- 36.6	-22	10	48
4	- 209.7	- 206.7	1	- 71.4	- 68.7	4	10	32
5	- 314.5	- 301.7	4	-104.6	-100.7	4	10	30
6	- 419.4	- 405.9	3	-137.3	-132.6	3	10	31
7	- 524.2	- 508.3	3	-170.9	-163.7	4	11	33
8*	-	-	-	-	-	-	-	-
9	- 629.1	- 613.5	2	-202.4	-196.7	3	9	27
10	- 733.9	- 700.7	5	-232.3	-223.4	4	10	57
11	- 838.7	- 814.8	3	-268.1	-260.0	3	9	29
12	- 943.6	- 882.2	7	-301.6	-286.6	5	12	30
13	-1048.4	- 996.6	5	-336.5	-322.5	4	7	38
14	-1153.3	- 1103.8	4	-364.3	-354.6	3	10	29
15	-1258.1	- 1159.9	8	-401.9	-379.8	5	10	35

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A10: Belastungsablauf K 10

LS	$F_{V,A}$ [kN]	$F_{V,E}$ [kN]	$\frac{F_{V,A} - F_{V,E}}{F_{V,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	30
2	0.0	0.0	-	- 0.2	- 0.2	-	-	34
3	- 69.9	- 67.9	3	- 12.4	- 10.8	13	11	33
4	- 139.8	- 134.6	4	- 32.5	- 30.2	7	15	33
5	- 209.7	- 204.5	2	- 53.7	- 51.7	4	9	32
6	- 279.6	- 271.4	3	- 75.3	- 72.9	3	10	34
7	- 349.5	- 335.5	4	- 97.4	- 94.5	3	13	31
8	- 419.4	- 407.2	3	-120.4	-116.3	3	11	35
9	- 489.3	- 476.7	3	-142.5	-136.5	4	10	32
10	- 559.2	- 547.2	2	-162.3	-158.1	3	10	35
11	- 629.1	- 617.5	2	-189.3	-181.9	4	9	42
12	- 699.0	- 693.0	1	-209.3	-208.0	1	11	40
13	- 768.9	- 748.3	3	-231.4	-227.4	2	11	44
14	- 838.7	- 816.4	3	-254.0	-247.8	2	15	34
15	- 908.6	- 878.5	3	-277.5	-267.0	4	12	39
16*	- 958.5	-	-	-292.3	-	-	8	-

\* = Zwischenlaststufe

Tabelle A11: Belastungsablauf K 11

LS	$F_{V,A}$ [kN]	$F_{V,E}$ [kN]	$\frac{F_{V,A} - F_{V,E}}{F_{V,A}}$ [%]	$F_{h,A}$ [kN]	$F_{h,E}$ [kN]	$\frac{F_{h,A} - F_{h,E}}{F_{h,A}}$ [%]	$t_A$ [Min]	$t_E$ [Min]
1	0.0	0.0	-	0.0	0.0	-	-	40
2	- 0.2	0.0	-	- 1.8	- 1.6	-	-	28
3	- 59.9	- 58.7	2	- 13.5	- 13.0	4	8	36
4	- 119.8	- 114.8	4	- 31.6	- 30.3	4	10	35
5	- 179.7	- 167.8	7	- 50.9	- 48.6	5	10	43
6	- 239.6	- 230.1	4	- 69.4	- 66.7	4	12	38
7	- 299.6	- 287.0	4	- 88.1	- 83.8	5	11	38
8	- 359.5	- 341.7	5	-105.1	-100.5	4	13	41
9	- 419.4	- 400.2	5	-124.3	-118.2	5	10	38
10	- 472.5	- 446.7	5	-142.7	-135.2	5	10	37
11	- 524.8	- 506.8	3	-160.9	-152.3	5	14	39
12	- 577.1	- 553.2	4	-177.1	-168.4	5	17	40
13	- 598.7	- 559.2	7	-185.0	-170.5	8	11	44
14	- 589.9	- 548.0	7	-185.9	-167.7	10	12	38

Tabelle A12: Belastungsablauf K 12