

Untersuchungen zum Verhalten  
von Mauerwerksbauten unter  
Erdbebeneinwirkung

**T 2084**

T 2084

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

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

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

**König und Heunisch**  
**Beratende Ingenieure**

in Zusammenarbeit  
mit Prof.Dr.-Ing. W. Mann, Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. Gert König  
Dr.-Ing. Michael Heunisch  
Beratende Ingenieure  
für Bauwesen VBI  
Prüfingenieure für Baustatik

**UNTERSUCHUNGEN ZUM VERHALTEN VON**  
**MAUERWERKSBAUTEN UNTER ERDBEBENEINWIRKUNG**

**ABSCHLUSSBERICHT**

gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin

Az.: IV/1-5-488/86

Frankfurt/M.  
Oktober 1988

**UNTERSUCHUNGEN ZUM VERHALTEN VON  
MAUERWERKSBAUTEN UNTER ERDBEBENEINWIRKUNG**

Prof.Dr.-Ing. Gert König, TH Darmstadt  
Prof.Dr.-Ing. Walther Mann, TH Darmstadt  
Dr.-Ing. Atilla Ötes, König und Heunisch, Frankfurt

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
Kurzfassung	3
Abstract	5
Resume	7
1. Einführung	9
2. Zielsetzung und Vorgehensweise	12
3. Bisherige Untersuchungen	13
4. Orientierungsrechenmodell	14
5. Experimentelle Untersuchungen	19
5.1 Ziel und Umfang der Versuche	19
5.2 Versuchsprogramm	19
5.3 Aufbau und Durchführung der Versuche	21
5.4 Versuchsergebnisse	26
5.4.1 Versuchsserie 0	26
5.4.1.1 Versuch V02 D	26
5.4.1.2 Versuch V03 D	31
5.4.1.3 Versuch V04 D	36
5.4.1.4 Versuch V02 S	40
5.4.1.5 Versuch V04 S	44
5.4.2 Versuchsserie 1	47
5.4.2.1 Versuch V11 D	47
5.4.2.2 Versuch V12 D	51
5.4.3 Versuchsserie 2	54
5.4.3.1 Versuch V21 D	54
5.4.3.2 Versuch V22 D	57
5.5 Erkenntnisse aus Versuchen	60
6. Rechnerische Untersuchungen	63
6.1 Vergleich der Rechenwerte für die Schubtragfähigkeit mit Experiment	63
6.1.1 Nachrechnung durch Grenzfallbetrachtung mit dem Rechenmodell /6/	65
6.1.1.1 Versuch V02 D	65
6.1.1.2 Versuch V03 D	68
6.1.1.3 Versuch V04 D	70

6.1.1.4	Versuch V11 D	71
6.1.1.5	Versuch V21 D	73
6.1.1.6	Zusammenfassende Wertung	76
6.1.2	Nachrechnung über ein erweitertes Rechenmodell	78
6.2	Untersuchungen zum Verhaltensfaktor	79
6.2.1	Der Verhaltensfaktor nach Eurocode 8	79
6.2.2	Verhaltensfaktoren der Testkörper	80
6.2.3	Anmerkungen zum Ansatz des Verhaltensfaktors	86
7.	Zusammenfassung mit Wertung für die praktische Anwendung	89
8.	Ausblick	94
	Literaturverzeichnis	95
Anhang A1:	Nachrechnung von zwei Gebäuden in Albstadt, die bei dem Erdbeben am 3.9.1978 schwer beschädigt wurden (Seiten 1 bis 131)	
Anhang A2:	Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiter- ten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen (Seiten 1 bis 35)	

## Kurzfassung

In der ersten Phase eines mehrstufigen Untersuchungsprogramms, dessen Ziel die Beurteilung des Mauerwerksbaus in deutschen Erdbebengebieten ist, wurden experimentelle und analytische Untersuchungen zur Erfassung des Schubtragverhaltens von Mauerwerkswänden unter Erdbebeneinwirkung durchgeführt.

Die Experimente wurden an Wandelementen aus unbewehrtem Mauerwerk mit den Abmessungen  $l:h:d = 1,24:1,14:0,115$  m (Länge: Höhe: Dicke) durchgeführt. Die Wände wurden auf dem Erdbebensimulator am Institut für Massivbau/TH Darmstadt mit einem im Friaul-Erdbeben, 1976 aufgezeichneten Beschleunigungszeitverlauf angeregt. In einigen Fällen wurden auch quasistatische Versuche durchgeführt. Das Tragverhalten der Wände wurde bis zum Versagen beobachtet. Der untersuchte Parameterbereich umfaßte die Höhe der Normalkraft sowie die Steinsorte und die Steinfestigkeit. Als Steinsorten wurden Kalksandstein mit drei Grifflochern, Kalksand-Vollstein und Porotonziegel mit versetzten Innenstegen verwendet. Die Steindruckfestigkeit variierte zwischen den Festigkeitsklassen 12 und  $28 \text{ N/mm}^2$ . Die Höhe der durch Vorspannung eingeleiteten Normalspannung lag zwischen  $0,6$  und  $1,5 \text{ N/mm}^2$ .

Je nach der Parameterkombination wurden unterschiedliche Rißbilder und Versagensarten beobachtet. Mit der unterschiedlichen Rißbildung waren auch verschieden hohe Tragfähigkeiten und Verformungseigenschaften verbunden. Niedrige Normalspannungen und hohe Steinzugfestigkeiten führten zu einem Reibungsversagen in den Lagerfugen und damit zu abgetrepten Diagonalsrissen in der Wand. Dieses Rißverhalten wurde bei einem Normalspannung/Steindruckfestigkeit-Verhältnis von  $\sigma_n / \beta d_{St} \approx 0,05$  beobachtet. Die Normalspannung entsprach in diesen Fällen ungefähr der Hälfte der zulässigen Spannung nach DIN 1053, Teil 1. Bei hohen Normalspannungen und niedrigen Steinzugfestigkeiten war das Steinzugversagen maßgebend, das zu glatten Steinrissen entlang der Diagonalen führte. Während im Falle der Fugenrisse die Schubtragfähigkeit auch nach Rißbildung infolge des Reibungswiderstandes verfügbar blieb, war bei Steinrissen eine deutliche Entfestigung und bei hohen Normalkräften sogar ein explosionsartiger Spröbruch die Folge.

Stark perforierte Steine mit in Schubrichtung versetzten Innenstegen versagten beim Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze schlagartig. Die kurzen Innenstege erwiesen sich als Schwachstellen.

Die Versuchsergebnisse für die Schubtragfähigkeit der Wände wurden mit den Ergebnissen nach den Schubbruchmodellen von Mann/ Müller verglichen. Die unter Berücksichtigung der speziellen Randbedingungen der Versuchskörper geschätzten Tragfähigkeitsbereiche zeigten eine akzeptable Übereinstimmung mit den Versuchswerten.

In bezug auf das Verformungsverhalten erwies sich das Rißbild ebenfalls als maßgebend. Während Wände mit diagonaler Fugenrißbildung große plastische Verschiebungen bei stabilen Festigkeitsverhältnissen ausführen konnten (zähes Bauteilverhalten), führten Steinrisse zu einem abrupten Bruch ohne wiederholbare plastische Verformbarkeit (sprödes Bauteilverhalten). Entsprechend ist bei der Fugenrißbildung die Ausnutzbarkeit des nichtlinear-plastischen Bauteilverhaltens zwecks einer wirtschaftlichen Bemessung des Bauwerkes theoretisch denkbar (vgl. auch Eurocode 8 - Verhaltensfaktor), während eine solche Möglichkeit bei Spröbruchgefahr der Wände grundsätzlich nicht gegeben ist.

Die Quantifizierung von repräsentativen Verhaltensfaktoren für Mauerwerksbauten bedarf umfangreicher Parameteruntersuchungen, in denen das günstige Bauteilverhalten in Zusammenhang mit dem Aufbau des Bauwerks und den Eigenschaften der Erdbebenanregung zu werten ist. Die gewonnenen Bauteildaten bilden hierzu wichtige Eingangswerte.

Schließlich wurden durch Nachrechnungen von zwei Mauerwerksbauten in Albstadt, die bei dem Erdbeben am 3.9.1978 schwer beschädigt wurden, die aufgetretenen Schubrisse in den Wandpfeilern verifiziert.

## Abstract

Experimental and analytical investigations were carried out with the purpose of capturing the shear resisting behaviour of masonry walls under seismic actions. These investigations constitute the first step of a comprehensive study which aims at the evaluation of the aseismic design of masonry structures in the seismic areas in Federal Republic of Germany.

Series of unreinforced masonry wall elements with  $l:h:t = 1,24:1,14:0,115$  m were tested on the earthquake simulator of Institut für Massivbau/TH Darmstadt. For the base acceleration a real time history recorded in the Friaul Earthquake, 1976 was used. The load carrying behaviour of the walls was investigated until failure. The parameters studies were the axial load, the unit type and unit strength. The units used were calcium silicate units with three holes and no hole, respectively and highly perforated bricks with staggered longitudinal inner webs. The compressive strength of the units varied between 12 and 28  $\text{N/mm}^2$ . The axial load applied by prestressing ranged between the levels of 0,6 and 1,5  $\text{N/mm}^2$ .

With reference to the parametric configuration different types of crack formation and failure were observed. Different crack patterns were associated with different levels of load resisting capability as well as deformability. Low axial loads and high tensile strength of units led to friction failure in the horizontal bed joints resulting in a stepped crack which follows the joints along the diagonal of the wall. The crack pattern was observed for the axial stress/unit strength ratio of approximately 0,05. In these cases the axial stresses were about half of the permissible stresses given by DIN 1053, Part 1. High axial loads and low tensile strength of units led to cracks in the units resulting in strength diagonal cracks in the wall. In the case of joint cracking the post cracking shear resistance remained nearly constant as a result of the friction resistance in the bed joints, whereas the shear capacity of the walls with unit cracking was associated with a significant strength degradation. With increasing axial load the crack initiation resulted in an abrupt failure of the wall.

Walls composed of highly perforated bricks with discontinuous inner webs failed abruptly without any cracking prior to collapse. The staggered inner webs proved to be inadequate for shear.

The shear resistance measured in the experiments was compared with the analytical results obtained by the application of the shear-failure-models of Mann/Müller. Considering the differences between model assumptions and some of the boundary conditions of the specific case the analytical results were given in terms of predicted ranges. They showed an acceptable agreement with the experimental results.

With regard to deformability the crack pattern was decisive. Walls with diagonal joint cracking were able to perform large plastic deformations in a stable manner (ductile behaviour), whereas unit cracking led to abrupt failures without any reversible plastic deformations (brittle behaviour). Consequently, it is theoretically conceivable to exploit the non-linear plastic behaviour of the walls with joint cracking for more economy in design of masonry structures (e.g. in terms of "behaviour factor - Eurocode 8") within a limited range, whereas this is principally not possible for walls with brittle failure mechanisms.

In order to quantify behaviour factors for masonry structures comprehensive parametric studies are needed which further assess the favourable member behaviour in connection with the entire structural concept and the properties of the seismic excitation. The measured member responses yield valuable input data for such investigations.

Finally, investigations were carried out to verify the shear cracks in two masonry buildings, which were heavily damaged in the Albstadt Earthquake 1976.

## Résumé

Dans la première phase d'un programme de recherches dont le but est d'analyser la maçonnerie dans les régions sismiques allemandes, des recherches expérimentales et analytiques étaient menées pour la détermination du comportement tranchant des murs de maçonnerie sous l'action sismique.

Les expériences étaient menées avec les éléments de mur d'une maçonnerie non armée qui avaient les mesures suivantes:  $l:h:e = 1,24:1,14:0,115$  m (longueur:hauteur:épaisseur). Les murs étaient excités sur une table vibrante à l'Institut für Massivbau / TH Darmstadt avec l'accélération qu'on avait enregistrée à Friaul en 1976. Dans quelques cas, aussi des expériences quasi-statiques étaient effectués. Le comportement des murs était observé jusqu'au cas de défaillance. La région paramétrique contenait le degré de la force normale ainsi que la sorte de brique et la résistance de brique. On employait des briques silico-calcaires avec trois trous de poignée, des briques silico-calcaires pleines et des briques de porotone avec âmes intérieures permutées. La résistance à la compression de brique différait entre la classification de résistance de 12 et  $28 \text{ N/mm}^2$ . La valeur de la contrainte normale qui était établie par la précontrainte était entre 0,6 et  $1,5 \text{ N/mm}^2$ .

Selon la combinaison paramétrique, on observait des images différentes de fissures et de défaillances. Les formations différentes de fissures étaient combinées avec les résistances différentes et des caractéristiques de déformation. De basses contraintes normales et des résistances à la traction élevées de brique menaient à une défaillance de friction dans les joints d'assise et par conséquent aux fissures diagonales en forme d'escalier. Ce comportement de fissure était observé quand la relation: contrainte normale/résistance à la compression de brique était  $\sigma_o / \beta d_{st} = 0,05$ . Dans ces cas, la contrainte normale correspondait environ à la moitié de la contrainte admissible selon DIN 1053 section I. Quant aux contraintes normales élevées et aux basses résistances à la traction de la brique, la défaillance à la traction de la brique était décisive ce qui menait aux fissures lisses de briques le long de la diagonale. En cas des fissures de

joints, la résistance tranchante était conservée après la formation des fissures en conséquence de la résistance de friction. En cas des fissures de briques, une perte de la résistance et une rupture fragile explosive en cas de forces élevées normales était observé.

Des briques beaucoup perforées avec âmes intérieures permutées dans la direction de l'effort tranchant montraient la défaillance soudaine en atteignant la limite de charge. Les brèves âmes intérieures étaient les points faibles. Les résultats des expériences pour la résistance tranchante étaient comparés avec les résultats des modèles pour ruptures tranchantes de Mann/Müller. Sous la considération des conditions spéciales, une correspondance acceptable entre les expériences et les calculations était obtenue.

L'image de fissure était aussi rélevante pour le comportement de déformation. Des murs avec fissures entre les joints pouvaient résister aux grandes déformations plastiques avec les cycles d'hystéresie stable (comportement ductile de la structure). En cas de fissures de briques, une défaillance soudaine sans déformabilité entre la région plastique était observée (comportement fragile de la structure). Par conséquent, on peut théoretiquement tirer profit du comportement plastique d'élément pour un dimensionnement économique du bâtiment (Eurocode 8 - facteur de comportement), tandis que cette possibilité n'existe pas en cas de danger d'une rupture fragile.

Le classement des facteurs représentatifs du comportement quant à la maçonnerie demande beaucoup de recherches paramétriques dans lesquelles le comportement favorable de l'élément doit être évalué en relation avec la structure du bâtiment et les caractéristiques de l'excitation sismique. Ici les dates de l'élément fournissent des valeurs d'entrée importantes.

Finalement, on pouvait vérifier les fissures tranchantes avec des calculations pour deux bâtiments de maçonnerie à Albstadt qui étaient détériorés pendant le tremblement de terre du 3 septembre 1978.

## 1. Einführung

Aus den Beobachtungen und Aufzeichnungen von Erdbebenschäden, die auf dem Gebiet der Bundesrepublik Deutschland in einem Beobachtungszeitraum von ungefähr 1000 Jahren eingetreten sind, geht hervor, daß tektonische Beben mit einer Intensität bis zu  $I = 8$  (MSK-Skala) mehrmals stattgefunden haben. Kennzeichnend für diese Intensitätsklasse sind Gebäudeschäden wie

"Spalten im Mauerwerk; Verlust des Zusammenhanges zwischen den einzelnen Bauteilen; Einsturz von Bauteilen, Innenwänden und Wandfüllungen."

Zuletzt führte das Erdbeben vom 3.9.1978 in Albstadt zu zahlreichen Schäden dieser Art verbunden mit einem Gesamtsachschaden von rd. 150 Millionen DM /1/, /2/. 32 Total- und 69 Teilabbrüche von Gebäuden mußten vorgenommen werden, um einen erdbebensichereren Wiederaufbau zu bewerkstelligen. Gebäudeschäden wurden vorwiegend an Mauerwerksbauten und Mauerwerksausfachungen von Stahlbetonskelettbauten beobachtet.

Die an Mauerwerksbauten aufgetretenen Schäden wurden in /3/ zusammengestellt. Häufige Schadensfälle waren Absturz von Giebelwänden, Trennrisse und Ribbildung in Wänden, die je nach Beanspruchungsart und -höhe ihre Gebrauchs- und Tragfähigkeit unterschiedlich stark einbüßten. Untersuchungen über Ursachen von Schäden zeigten, daß in vielen Fällen die anerkannten Konstruktionsregeln zur Sicherung von Mauerwerksbauten gegen Erdbebeneinwirkungen nicht eingehalten wurden. Die Beanspruchung der Wände aus ihrer Ebene heraus führte wegen Fehlens der aussteifenden Wände oder mangelhaften Verbands in den Verbindungsstellen zu lebensbedrohendem Herausfallen oder Abreißen der Wände. Die in Wandrichtung aufgetretenen Beanspruchungen wurden teilweise so groß, daß sich in den Wandpfeilern die für hohe zyklische Schubbeanspruchung typischen Kreuzrisse bildeten. Begünstigt wurde dieser Schadenstyp in den Bauwerken, in denen durch die unsymmetrische Anordnung der aussteifenden Wände erhebliche Torsionsbeanspruchungen entstanden und das verwendete Material nicht den erforderlichen Widerstand aufwies.

Obwohl der Anteil der Mauerwerksbauten am Gesamtbauvolumen sehr groß ist und, wie die Einzelereignisse belegen, das Schadenspotential von Starkbeben nennenswert sein kann, liegen bisher keine systematischen Untersuchungen über die Erdbebengefährdung von Mauerwerksbauten in deutschen Erdbebenzonen vor.

Baubestimmungsmäßig ist die Erdbebensicherung von Hochbauten und damit auch solche aus Mauerwerk durch DIN 4149, Teil 1 - Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Ausgabe August 1981 geregelt. Die Norm enthält Festlegungen, die die Widerstandsfähigkeit von Anlagen des üblichen Hochbaues gegenüber Erdbeben soweit anheben, daß auftretende Schäden nicht zum Versagen der Tragkonstruktion führen. Im einzelnen beziehen sich diese Festlegungen auf allgemeine konstruktive Anforderungen als auch auf die Annahmen und Methoden eines rechnerischen Nachweises der Standsicherheit für den Lastfall Erdbeben. Für Mauerwerksbauten gilt DIN 1053 Teil 1 mit. Der Standsicherheitsnachweis gilt als erbracht, wenn unter kombinierten Schnittgrößen die 1,5-fachen zulässigen Spannungen nach DIN 1053 Teil 1 nicht überschritten sind.

Die EUROCODES, die zwecks Harmonisierung und späterer Vereinheitlichung der technischen Baubestimmungen in den Mitgliedstaaten der Europäischen Gemeinschaft zur Zeit entwickelt werden, stellen ein umfangreiches Regelwerk dar, in dem u.a. auch "Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung" baubestimmungsmäßig festgehalten werden (Eurocode 8, Teil 1, 2 und 3.6) /4/. Bedenkt man jedoch die Unterschiede in der Seismizität der einzelnen Länder und die sich daraus ergebenden Differenzen in der baupraktischen Umsetzung der jeweils notwendigen Maßnahmen, so wird erkennbar, daß ein vereinheitlichtes Regelwerk auf die einzelnen realen Bedürfnisse sinnvoll abgestimmt sein muß. Im Zusammenhang mit Mauerwerksbauten wird in Anlehnung an Eurocode 6 /5/ eine Klassifizierung in drei Bauarten vorgenommen: unbewehrtes Mauerwerk, eingefaßtes Mauerwerk und bewehrtes Mauerwerk. Während das unbewehrte Mauerwerk für die Bundesrepublik die einzig übliche Bauweise darstellt, sind die anderen Bauweisen solche, die in den südeuropäischen Erdbebenzonen höherer Seismizität zwecks besseren Erdbebenschutzes zunehmend propagiert und angewandt werden. In dem z.Zt. vorliegenden Entwurf für Teil 3.6 werden die Anforderungen an die

Bauwerksgestaltung höher und die Begrenzungen strenger, wenn statt des bewehrten Mauerwerks das eingefaßte oder gar das unbewehrte Mauerwerk verwendet wird. Parallel hierzu steigen auch, gesteuert durch den Verhaltensfaktor  $q$ , die aufzunehmenden Ersatzlasten aus Erdbeben. Es stellt sich die Frage, welche praktischen Folgen und Auflagen für das unbewehrte Mauerwerk in den deutschen Erdbebenzonen daraus resultieren können.

Um nicht nur diese Frage zu beantworten, sondern auch zweckmäßige Vorschläge für die Berechnung und Bemessung von unbewehrten Mauerwerksbauten für Lastfall Erdbeben ausarbeiten zu können, ist eine Reihe von gezielten Untersuchungen notwendig. Den ersten Schritt dabei bildet die Ermittlung von Grundlagen zur modellhaften Erfassung der bisher beobachteten Erdbebenschäden an Mauerwerksbauten. Dazu gehören gezielte experimentelle Untersuchungen an Bauteilen, an denen die elementaren Tragfähigkeits- und Verformungseigenschaften der Mauerwerkswände unter simulierten Bedingungen studiert werden können. Aus dem beobachteten Verhalten abgeleitete Erkenntnisse als auch experimentell abgesicherte Rechenmodelle können dann als Grundlage für die weiteren Schritte benutzt werden.

## 2. Zielsetzung und Vorgehensweise

**Ziel:** Das Ziel der Untersuchungen ist die Beschreibung des Tragverhaltens von Schubwänden aus unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung.

### **Vorgehensweise:**

- Anhand der bisher für den statischen Beanspruchungszustand durchgeführten Studien werden die wesentlichen Parameter für die Schubtragfähigkeit identifiziert.
- Mit Hilfe von Erdbebensimulationsversuchen werden die Auswirkungen dieser Einflußgrößen auf die Trag- und Verformungseigenschaften der Schubwände systematisch untersucht.
- Durch Vergleichsrechnungen werden die Meßergebnisse für die Tragfähigkeit den Ergebnissen eines Rechenmodells gegenübergestellt.
- Die Verformungseigenschaften der Versuchswände werden im Zusammenhang mit dem in Eurocode 8 angegebenen Verhaltensfaktor  $q$  gewertet.
- Durch Nachrechnung von zwei Schadensfällen wird eine Verifikation der in Mauerwerksbauten in der Bundesrepublik Deutschland aufgetretenen Erdbebenschäden an Schubwänden vorgenommen.

### 3. Bisherige Untersuchungen

In den letzten zwei Jahrzehnten wurden zahlreiche Untersuchungen über die Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden und -bauten veröffentlicht /6/, /7/, /8/, /9/, /10/, /11/, /12/. Der überwiegende Teil dieser Untersuchungen war auf die Frage nach den Versagenskriterien für die auf Schub- und Normalkraft beanspruchten Wände ausgerichtet. Der Größtteil der Versuche wurde unter statisch monoton aufgebrachten Lasten durchgeführt. Die aufgenommene größte Schubkraft war die einzig relevante Meßgröße, die dann durch Rechenmodell mit unterschiedlichem Erfolg angenähert wurde. Die Rechenmodelle reichen von Wandmodellen mit homogenem und isotropem Werkstoffansatz bis zu detaillierten FE-Modellen mit Berücksichtigung der Inhomogenität und Anisotropie des Mauerwerks.

Versuche unter zyklisch aufgebrachten Schubkräften sind seltener /11/, /12/. Versuche unter erdbebenähnlichen Bedingungen, d.h. nicht nur unter zyklischen sondern auch dynamischen Einwirkungen sind vereinzelt und lediglich für Modell-Mauerwerksbauten durchgeführt worden. Die abgeleiteten Erkenntnisse stehen naturgemäß im unmittelbaren Zusammenhang mit dem Bauwerkssystem, der Herstellungsart und den verwendeten Erdbebenzeitverläufen. Experimentelle Erdbebenstudien über Bauwerke und Bauteile aus Mauerwerk unter Verwendung der für die Bundesrepublik Deutschland üblichen Materialien, Bauweisen und Erdbeben liegen nicht vor.

#### 4. Orientierungsrechenmodell

Mann und Müller /6/ testeten ca. 300 Wandanschlüsse im Maßstab 1:2 und stellten die Ergebnisse für die Schubtragfähigkeit unter statisch-monotoner Belastung einer Schubbruchtheorie für unbewehrtes Mauerwerk gegenüber. Das Rechenmodell zur Bestimmung der Bruchkriterien des Mauerwerks unter Berücksichtigung der Auflast, der Materialfestigkeitseigenschaften und des Mauerverbandes zeigte eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen /6/, /7/.

Grundlage der Theorie ist die begründete Annahme, daß in den Stoßfugen nahe dem Bruchzustand keine Schubkräfte übertragen werden können. Diese Fugen sind nämlich nicht überdrückt, dem Schwinden des Mörtels ausgesetzt, stoßen oft auf glatte Steinflächen und sind häufig schlecht ausgeführt.

In den horizontalen Lagerfugen hingegen wirken Schubspannungen  $\tau$  (Bild 4.1). Um Gleichgewicht gegen Verdrehen des einzelnen Steines zu erhalten, muß dem Moment aus horizontalen Spannungen ein Moment aus den vertikalen Druckspannungen  $\sigma_x$  entgegenwirken und zwar derart, daß eine Steinhälfte größere Spannungen  $\sigma_1$ , die andere Steinhälfte kleinere Spannungen  $\sigma_2$  erhält.

$$\sigma_{1,2} = \sigma_x \pm \tau \cdot 2\Delta x / \Delta y$$

Hieraus ergeben sich drei mögliche Versagensarten gemäß Bild 4.2:

##### a) Versagen der horizontalen Lagerfuge

Unter der kleineren Spannung  $\sigma_2$  ist die wirksame Reibung am geringsten, so daß die Steinhälfte unter  $\sigma_2$  früher versagen wird als unter  $\sigma_1$ , und zwar bei der Schubspannung

$$\tau = k + \mu \cdot \sigma_2$$

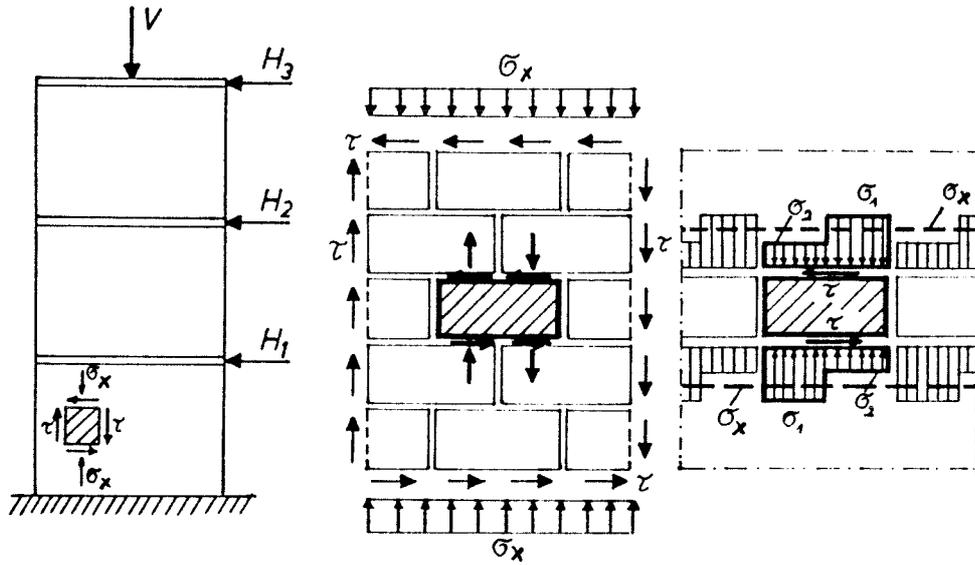


Bild 4.1 Grundlagen der Schubbruchtheorie nach /6/

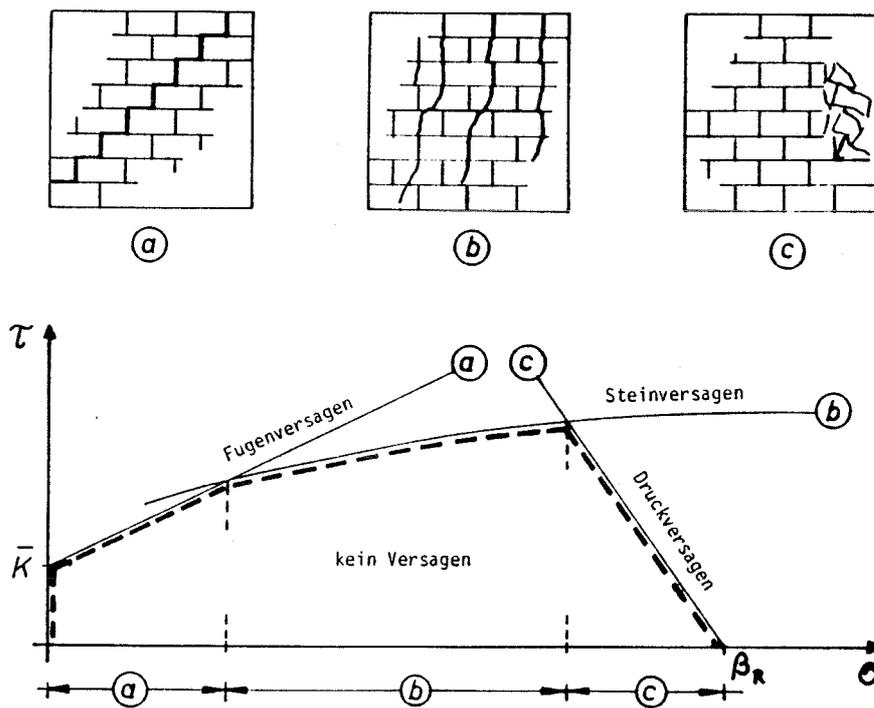


Bild 4.2 Möglichkeit der Ribbildung und Hüllkurvenzug nach der Schubbruchtheorie /6/

Mit  $\sigma_x$  statt  $\sigma_2$  läßt sich das Bruchkriterium wie folgt formulieren:

$$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \sigma_x$$

mit

$$\bar{k} = k / (1 + \mu (2\Delta x / \Delta y)) \quad \text{"abgeminderte Kohäsion"}$$

und

$$\bar{\mu} = \mu / (1 + \mu (2\Delta x / \Delta y)) \quad \text{"abgeminderter Reibungsbeiwert"}$$

Die Reibungsgerade ist im Bild 4.3 als Gerade (a) eingetragen.

Da  $\sigma_2$  am Stein diagonal angreift, entsteht eine abgetreppte Riblinie in den Fugen (Bild 4.2a).

#### b. Versagen durch Zerreißen der Steine

Bei größerer Auflast  $\sigma_x$  tritt kein Versagen der Fugen nach a) ein, da die vorhandene Reibung zur Aufnahme der Schubspannungen genügt. Hingegen kann der Stein infolge der Querkraft, also infolge der schiefen Hauptzugspannung  $\sigma_I$ , reißen, und zwar dann, wenn  $\sigma_I$  die Zugfestigkeit des Steines  $\beta_{z,st}$  überschreitet:

$$\sigma_I = \sigma_x / 2 - \sqrt{(\sigma_x / 2)^2 + (2,3 * \tau)^2} = -\beta_{z,st}$$

\* nach Elastizitätstheorie

Daraus folgt das Bruchkriterium:

$$\tau = \beta_{z,st} / 2,3 \sqrt{1 + (\sigma_x / \beta_{z,st})^2}$$

Das Kriterium ist in Bild 4.3 als Kurve (b) dargestellt. Die Risse gegen stets von den Stoßfugen aus und sind entsprechend der Richtung der schiefen Hauptspannungen im Stein geneigt (Bild 4.2b).

c. Versagen auf Druck

Unter großer Spannung  $\sigma_x$  entsteht in Verbindung mit  $\tau$  eine schiefe Hauptdruckspannung, die zum Versagen führt, wenn sie die Druckfestigkeit des Mauerwerks  $\beta_M$  erreicht. Das Bruchkriterium lautet:

$$\tau = (\beta_M - \sigma_x) \Delta y / 2 \Delta x$$

In Bild 4.3 ist das Versagen durch die Gerade c dargestellt. Bild 4.2.c zeigt das Bruchbild.

Die gestrichelte Linie im  $\sigma_x$ - $\tau$ -Diagramm ergibt einen Hüllkurvenzug. Alle innerhalb des Kurvenzuges liegenden  $\sigma_x$ - $\tau$ -Werte sind sicher, alle außerhalb liegenden  $\sigma_x$ - $\tau$ -Werte werden versagen. Das Versagen geschieht je nach Größe von  $\sigma_x$  nach dem zugehörigen Kriterium a, b oder c: bei kleinem  $\sigma_x$  durch Reibungsversagen in der Lagerfuge, bei größerem  $\sigma_x$  durch Zerreißen der Steine und bei sehr großem  $\sigma_x$  durch Druckversagen.

Die Güte der rechnerischen Vorhersage hängt davon ab, inwieweit die Modellannahmen auf den jeweiligen realen Fall zutreffen. Neben der Annahme "nichtmitwirkender" Stoßfugen ist hier auch eine "nicht durch Randelemente gestörte" Zone vorausgesetzt. Für große Biegebeanspruchungen sind ebenfalls zusätzliche Überlegungen erforderlich. Die Genauigkeit hängt weiter davon ab, wie genau die Materialwerte sowie Kohäsion, Reibungswiderstand, Steinzug- und Steindruckfestigkeiten bekannt sind.

Die wesentlichste Erkenntnis, die in diesem Modell rechnerisch verarbeitet ist, ist die Unterschiedlichkeit der Bruchbilder, die sich in Abhängigkeit der Materialfestigkeiten und der Normalspannung einstellen. Diese Differenzierung ist für die Untersuchung des Tragverhaltens unter Erdbebeneinwirkung besonders wichtig, weil sich hier nicht nur die Frage nach der aufnehmbaren Schubkraft sondern auch die Frage nach dem Tragvermögen nach Ribbildung stellt. Für die zuletzt genannte Frage ist die Unterscheidung zwischen Ribbildung und Versagen von größter Bedeutung. Da das primäre Ziel des erdbebensicheren Bauens die Gewährleistung

der Standsicherheit, d.h. die Vermeidung des Einsturzes unter Starkbeben ist, ist die entscheidende Frage nicht die, ob die Wand aufreißt, sondern wie sie aufreißt und ob damit ein nennenswerter Verlust der Tragfähigkeit verbunden ist. Während eine nach Erreichen der Festigkeitsgrenze trotz Verformungszunahme nahezu gleichbleibende Tragfähigkeit (stabiles Verhalten) eine Gewähr fürs Überstehen des Erdbebens bietet, ist bei einer mit Ribbildung verbundenen Abnahme der Tragfähigkeit (instabiles Verhalten) das Versagen möglich.

Die experimentellen Untersuchungen sollen den o.g. Aspekt durchleuchten. Bei der Wahl der Parameter zur gezielten Untersuchung der einzelnen Ribbilder wird auf das oben beschriebene Rechenmodell und die aus statischen Versuchen bekannten Erfahrungswerte zurückgegriffen.

## **5. Experimentelle Untersuchungen**

### **5.1 Ziel und Umfang der Versuche**

Ziel der Versuche ist die Untersuchung des Tragverhaltens von Schubwänden aus unbewehrtem Mauerwerk unter erdbebeninduzierten Lasten bis zum Verlust ihrer Tragfähigkeit. Der Umfang der Versuche ist so dimensioniert, daß alle im Kapitel 4 vorgestellten unterschiedlichen Rißbilder im Hinblick auf deren Einfluß auf die Trag- und Verformungseigenschaften untersucht werden können.

### **5.2 Versuchsprogramm**

Da aus den bisherigen Studien bekannt ist, daß der Riß- und damit der weitere Verformungsmechanismus des Mauerwerks unter Schub hauptsächlich von der Höhe der Auflast und von der Steinart abhängt, wurde das in Tabelle 5.1 angegebene Versuchsprogramm aufgestellt:

Versuchsserie Versuchskörper	Steinart	Steindruckfestigk. / Mörtelgruppe	Eingeleitete Vertikalspannung (N/mm <sup>2</sup> )
Versuchsserie 0	KSV 2 DF mit 3 Griff- löchern	12 N/mm <sup>2</sup> /IIa	
V01 D	Rohdichte:		-0,3
V02 D	1,8 kg/dm <sup>3</sup>		-0,6
V03 D			-1,0
V04 D			-1,5
V02 S			-0,6
V04 S	KSV 12		-1,5
Versuchsserie 1	KSV 2 DF ohne Griffloch	28 N/mm <sup>2</sup> /IIa	
V11 D	Rohdichte:		-1,0
V12 D	1,8 kg/dm <sup>3</sup>		-0,8
			
	KSV 20		
Versuchsserie 2	Poroton-Ziegel	12 N/mm <sup>2</sup> /IIa	
V21 D	Rohdichte:		-1,0
V22 D	0,9 kg/dm <sup>3</sup>		-0,6
			
	HLZ 12		

D: Dynamischer Versuch    S: Statischer Versuch

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm

### 5.3 Aufbau und Durchführung der Versuche

Bild 5.1 zeigt den Aufbau der Erdbebensimulationsversuche mit Mauerwerkswänden:

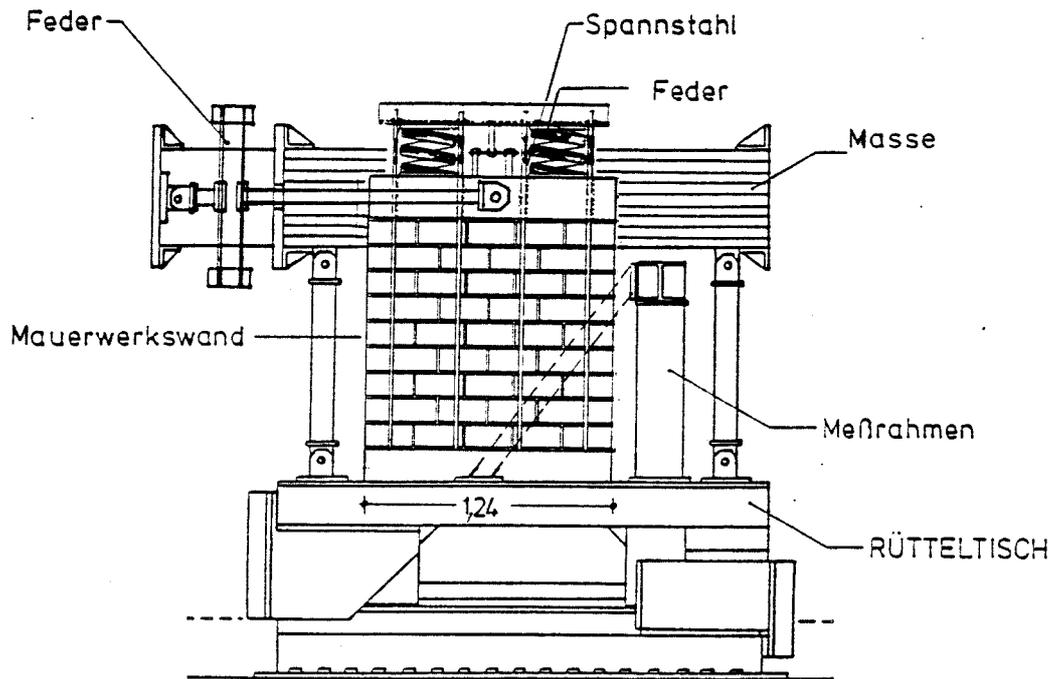


Bild 5.1 Aufbau der Rütteltischversuche

**Mauerwerkswand:** Die Maße sind  $l:h:d = 1,24:1,14:0,115$  m. Für die Abmessungen der Wand war in erster Linie die Größe der Erdbebensimulationsanlage maßgebend.

Die Mauerwerkswand hat einen Läuferverband. Die Wand schließt unten und oben mit 20 cm hohen Stahlbetonbalken ab, die den Fundament- und Ringbalken simulieren. Der Fundamentbalken ist mit dem Rütteltisch fest verbunden. Der Kopfbalken ist durch zwei horizontal geführte Stangen an eine rd. 7 Tonnen schwere Masse angeschlossen, deren Gewicht von vier Pendelstützen auf dem Rütteltisch getragen wird. Die Masse stellt somit für die Wand lediglich eine Trägheitsmasse für beschleunigte Bewegungen in der horizontalen Richtung dar, bei der die Trägheitskräfte mittels Lasteinleitungsstangen auf die Wand abgegeben

werden. Damit die Eigenfrequenz dieses Systems in Richtung des horizontalen Freiheitsgrades in einem Frequenzbereich liegt, der einerseits für Gebäude repräsentativ ist und andererseits innerhalb des für Erdbeben charakteristischen Frequenzbandes (rd. 2 - 8 Hz) liegt, wurde zwischen Wand und Masse eine Stahlfeder angeordnet. Die Steifigkeit dieser Feder ist so bestimmt, daß die Grundfrequenz des Gesamtsystems ungefähr 5 Hz beträgt.

Die Vertikalkraft wurde durch Vorspannung der Spannglieder zwischen dem Kopf- und Fundamentbalken aufgebracht. Damit die so eingeleitete Vertikalkraft auch bei Verformungen der Wand in vertikaler Richtung nahezu unverändert bleibt, sind Stahlfedern zwischengeschaltet, die eine kleine Federrate ( $k_i = 2,05 \text{ kN/mm}$ ) besitzen.

**Erdbebenanregung:** Als seismische Anregung wurde ein natürlicher Beschleunigungszeitverlauf verwendet, der während des Friaul-Erdbebens, 1976 in Tolmezzo aufgezeichnet worden war (Bild 5.2). Die Mauerwerkswände wurden mit sukzessive gesteigertem Erdbebensignal bis zum Verlust ihrer Tragfähigkeit bzw. bis zur Ausschöpfung ihrer Verformbarkeit beansprucht.

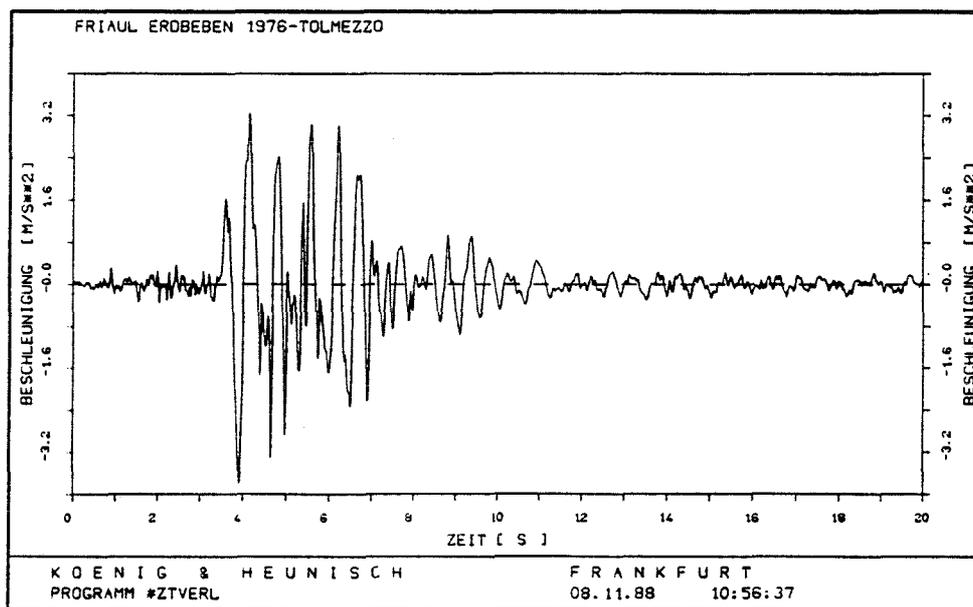


Bild 5.2 Anregungs-Zeitverlauf (Friaul Erdbeben, 1976 Standort: Tolmezzo)

**Quasistatische Versuche:** In zwei Fällen, nämlich V02 und V04, wurden auch verformungsgesteuerte quasistatische Tests durchgeführt. Dabei wurde der bei dem jeweiligen Erdbebenversuch gemessene Verformungs-Zeitverlauf der Wand als Steuersignal für die Belastung verwendet. Ziele der quasistatischen Versuche waren die zeitlupenhafte Beobachtung des Verformungsverhaltens der Wand als auch eine Kontrolle darüber, inwieweit sich die dynamischen und statischen Versuche voneinander unterscheiden.

**Meßwertaufnahme:** Sowohl die Anregung als auch Antwortsignale (Beschleunigungen, Verformungen - siehe Bild 5.3) wurden gemessen. In der Tabelle 5.2 sind die einzelnen Testläufe, Versuchskörperfestigkeiten und Meßstellen zusammengestellt.

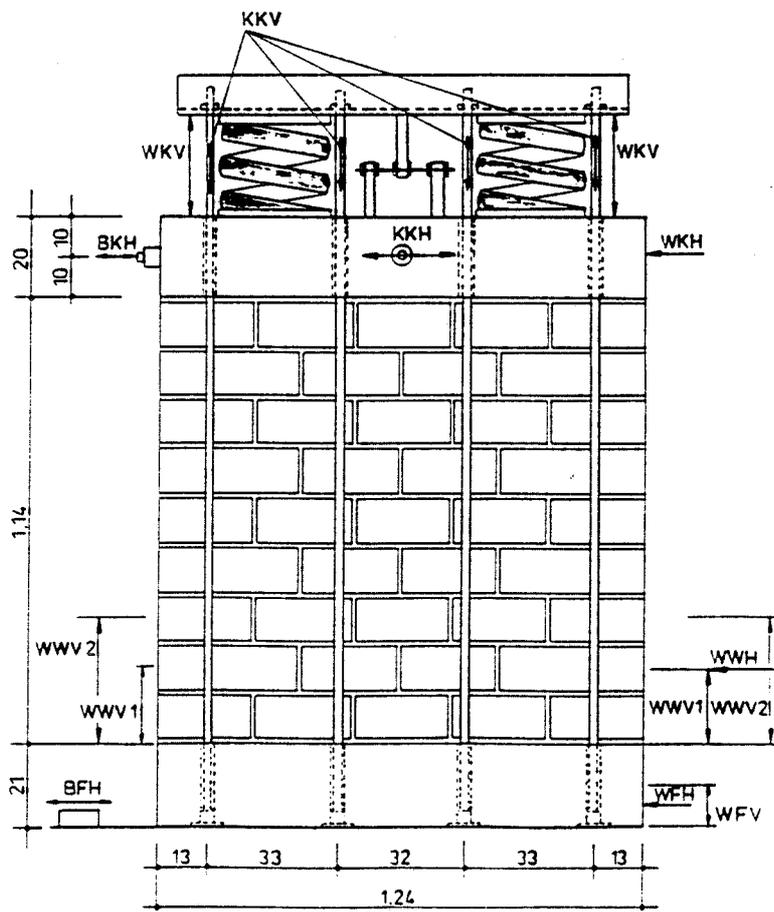


Bild 5.3 Meßstellenübersicht

Versuchskörper	Laststufe	Anregung	Stein-/Mörtel- festigkeit *) (N/mm <sup>2</sup> )	Meßstellen (s. Bild 5.3)	
Bezeichnung	Alter beim Versuch				
V01 D	Vorversuch zur Erprobung des Versuchsaufbaus				
V02 D	1	0,2 x E-Tolmezzo	14,7/4,1	BFH, BKH	
	2	0,4	21 Tage	KKH, KKV	
	3	0,6			
	4	0,8			
	5	0,8 "			WKH, WKV, WWH
	6	0,8			
	7	1,0			
	8	1,0			
	9	1,0			
V03 D	1	0,2 x E-Tolmezzo			14,7/7,7
	2	0,4	29 Tage	KKH, KKV	
	3	0,6			
	4	0,8 "			
	5	1,0			WKH, WKV, WWV1, WFH, WFV
	6	1,0			
	7	1,0			
V04 D	1	0,2 x E-Tolmezzo			14,7/7,7
	2	0,4	35 Tage	KKH, KKV	
	3	0,6			
	4	0,8			
	5	1,0 "			WKH, WKV, WWH, WWV1, WWV2, WFH, WFV
	6	1,0			
	7	1,2			
	8	1,4			
	9	1,4			
V02 S	1	aus V02 D1			14,7/9,2
	2	V02 D3	61 Tage	WKH, WKV, WWV1, WWH WFH, WFV	
	3	V02 D4			
	4	V02 D5			
	5	V02 D7			
	6	V02 D9			

V04 S	1	aus V04 D3	12,8/6,9	KKH, KKV
	2	V04 D6		
	3	V04 D8	55 Tage	WKH, WKV, WWV1, WWV2, WFH
	4	V04 D5		
V11 D	1	0,2 x E-Tolmezzo		
	2	0,4	26,1/6,1	BFH, BKH
	3	0,6		
	4	0,8	29 Tage	KKH, KKV
	5	1,0 "		
	6	1,0		WKH, WKV, WWV1, WWV2, WFH
	7	1,2		WFH
	8	1,2		
	9	-1,4		
	10	-0,6		
	11	-1,0		
	12	-1,2		
V12 D	1	0,4 x E-Tolmezzo	26,1/6,4	BFH, BKH
	2	0,8		
	3	1,0	34 Tage	KKH, KKV
	4	1,1		
	5	1,2 "		WKH, WKV, WWV1
	6	-1,2		
V21 D	1	0,4 x E-Tolmezzo	10,9/7,0	wie bei V11 D
	2	0,8	29 Tage	
	3	1,0		
	4	1,2		
V22 D	1	0,4 x E-Tolmezzo	10,9/7,9	wie bei V11 D
	2	0,6		
	3	0,8	34 Tage	
	4	1,0		

\*) am Versuchstag an Mörtelprismen bestimmt

Tabelle 5.2: Laststufen, Versuchskörperfestigkeiten, Meßstellen

## 5.4 Versuchsergebnisse

In diesem Abschnitt werden für jeden Versuchskörper die während der gesamten Belastungsgeschichte aufgezeichneten

- Reißbilder  
und

- max/min-Werte der relevanten Meßgrößen

zusammengestellt. Weiter wird anhand der Kraft-Verformungsbeziehungen das Tragverhalten der Versuchskörper erläutert.

### 5.4.1 Versuchsserie 0

Versuche mit KS-Steinen mit 3 Grifflöchern

#### 5.4.1.1 Versuch V02 D

Normalkraft:  $N_o = 87 \text{ kN}$

Normalspannung:  $\sigma_o = 0,61 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung (m/s <sup>2</sup> )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)		Rotation am Wandkopf (mrad)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
1	0,7	-0,9	17,3	-17,6	0,28	-0,35	87,2	86,6	0,13	-0,17
2	1,4	-1,8	34,9	-32,2	0,77	-1,12	87,3	86,1	0,38	-0,65
3	1,9	-2,6	53	-43	3,1	-4,9	91,7	85,7	1,80	-3,30
4	2,2	-3,3	53	-45	9,1	-4,7	95,4	85,0	4,10	-3,20
5	2,1	-2,8	41	-42	12	0,2	92,0	83,6	5,60	-9,70
6	2,2	-2,2	35	-39	13	1,7	88,3	83,3	---	---
7	2,7	-2,3	34	-42	14	0,9	89,0	82,7	---	---
8	2,7	-2,5	33	-41	13	-0,3	89,9	82,3	---	---
9	2,8	-2,6	33	-41	15	-1,1	89,9	79,6	---	---

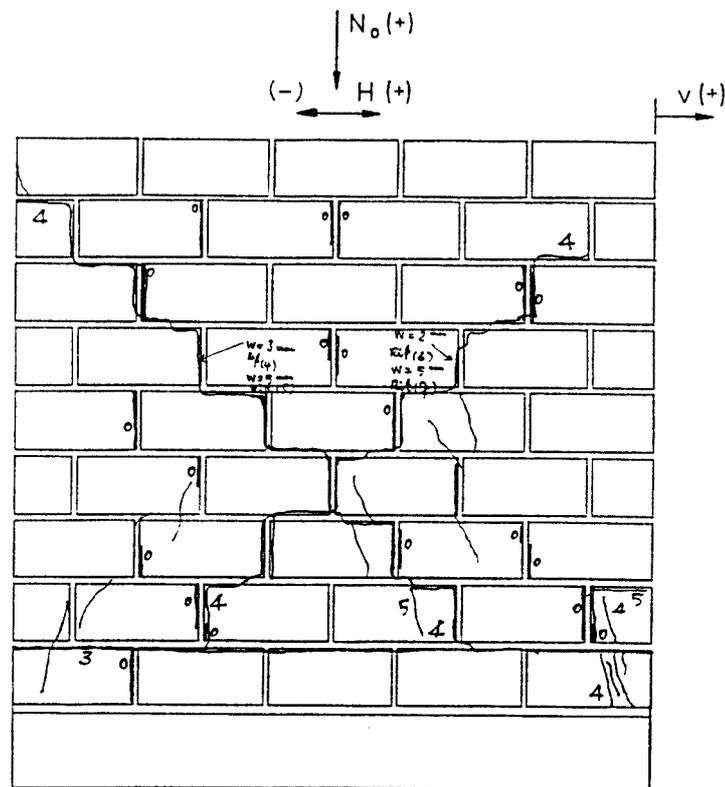


Bild 5.4 Rißbild V02 D \*)

\*) Die nicht nummerierten Risse sind in den Laststufen 6 bis 9 aufgetreten.

- Zur Rißbildung:

Der erste optisch erkennbare Riß war der Horizontalriß, der sich in der 3. Laststufe in der Lagerfuge über der untersten Steinschicht einstellte.

In der 4. Laststufe bildete sich ein durch die Fugen verlaufender Diagonalriß, der in Bild 5.4 von links oben nach rechts unten gerichtet ist. Entlang der anderen Diagonalen deutete sich in dieser Laststufe ebenfalls ein Fugenriß, der weniger stark ausgeprägt war als der zuvor genannte. In der Ecke rechts unten stellten sich Steinrisse ein.

In den Laststufen 5 bis 8 vergrößerten sich die Rißweiten in den Fugenrissen. In der unteren Hälfte der Wand stellten sich vereinzelt Steinrisse ein, während das Eckstück rechts unten in der 8. Laststufe entlang der Steinrisse abglitt.

In der 9. Laststufe löste sich das Wandstück über dem zuvor ausgefallenen Eckstück von der restlichen Wand ab und fiel heraus (siehe schraffierte Fläche in Bild 5.4).

- Zum Tragverhalten:

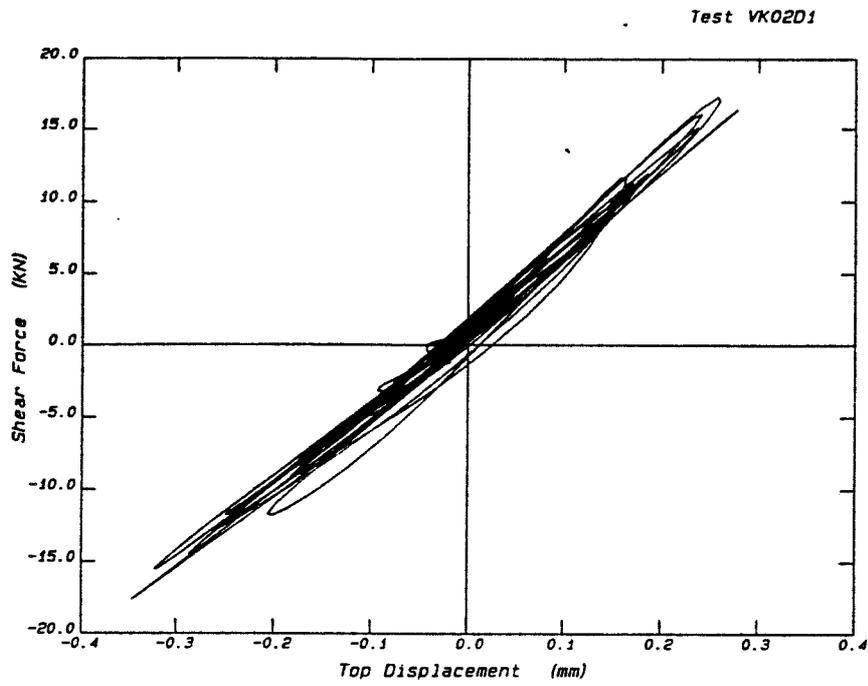
In den ersten zwei Laststufen weist die Kraft-Verformungs-Beziehung im Prinzip ein linear-elastisches Verhalten auf (Bild 5.5a).

In der 3. Laststufe kommt es zu einer Biegerißbildung in der Lagerfuge, weil die aus Biegung resultierenden Zugspannungen die Druckspannungen aus Normalkraft übersteigen. Immer wenn es in der Lagerfuge zu einem Klaffen infolge Biegung kommt, wird die Steifigkeit für die weitere Belastung sehr klein (nichtlineares Verhalten). Führt die Belastungsumkehr zu einem Schließen des Risses, so liegt wieder eine große Steifigkeit vor (Bild 5.5b).

In der 4. Laststufe wird der Schubriß einerseits in dem Versatz der horizontalen Kopfverschiebung und den völliger werdenden Belastungszyklen deutlich; andererseits ist er durch die große horizontale Verschiebung in den unteren Steinschichten eindeutig zu identifizieren (Bild 5.5c).

Bei Wiederholung der Erdbebenanregung werden die Verformungen größer ( $v = 14 \text{ mm}$ ), und die aufnehmbare Schubkraft nimmt sukzessive ab. Wenn schließlich der lastbringende, obere keilförmige Abschnitt der Wand eine der abstützenden Seiten wegdrückt, äußert sich das in einem deutlichen Abfall der Festigkeit. Siehe hierzu den Entfestigungsbereich in der vollständigen Kraft-Verschiebungs-Beziehung auf Bild 5.5d.

(a)



(b)

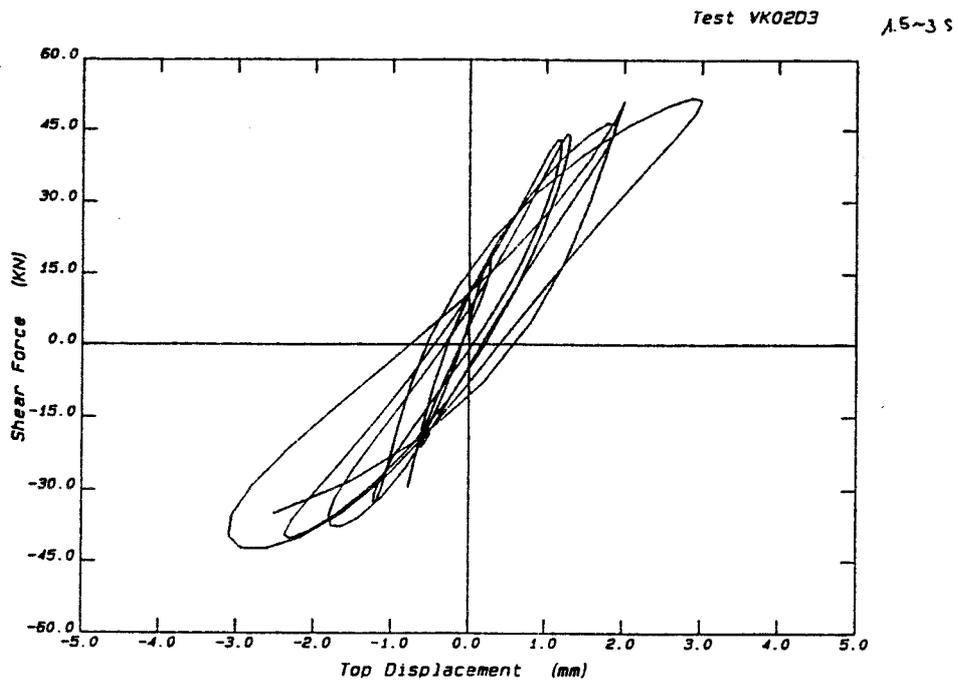
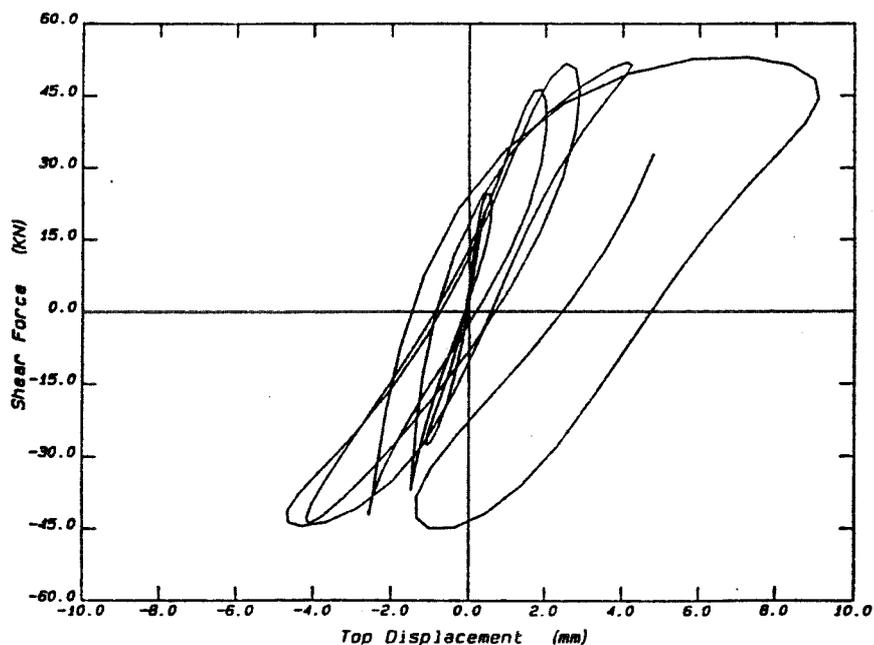


Bild 5.5 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V02 D

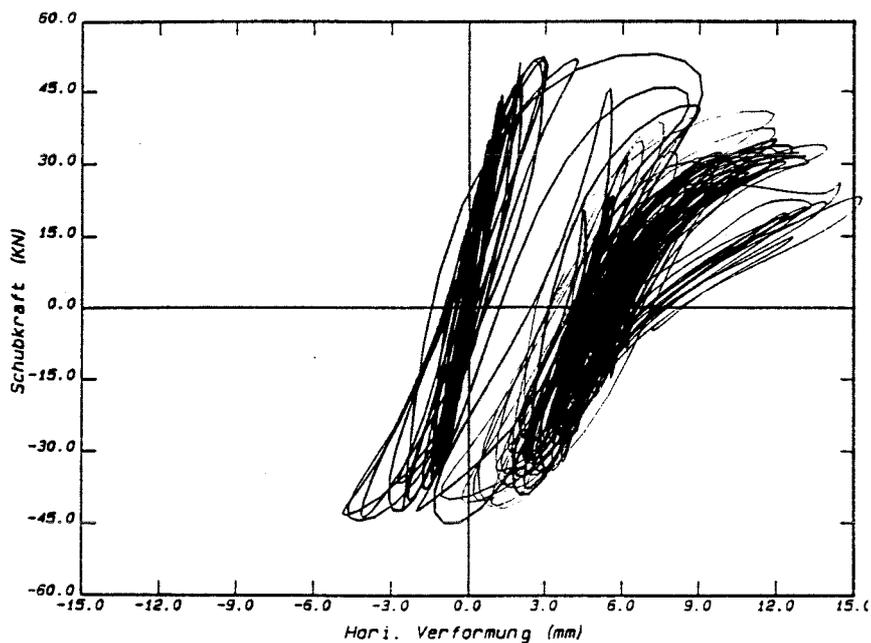
Test VK0204 (1.5 - 3 s)

(c)



Hysterese der Schubkraft und H-Verformung im Versuch: VK020

(d)



Forts. Bild 5.5 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V02 D

5.4.1.2 Versuch V03 D

Normalkraft:  $N_o = 135,5 \text{ kN}$   
 Normalspannung:  $\sigma_o = 0,95 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)		Rotation (mrad)			
	max	min	max	min	max	min	max	min	am Wandfuß		am Wandkopf	
1	0,7	-0,9	13,3	-12,9	0,21	-0,21	135,6	135,0	~0	~0	~0	~0
2	1,2	-1,7	28,6	-28,0	0,54	-0,50	135,6	135,1	~0	~0	~0	~0
3	1,7	-2,5	42,1	-43,1	1,2	-1,1	135,8	135,0	0,3	-0,3	0,6	-0,4
4	2,4	-3,2	55,6	-55,1	2,3	-2,1	136,7	135,0	0,9	-0,9	1,0	-1,0
5	2,8	-3,8	70,8	-64,0	5,0	-5,4	139,9	134,4	2,0	-2,0	3,1	-2,2
6	2,9	-3,8	71,7	-59,4	5,4	-8,9	138,7	-134,1	1,0	-0,3	2,9	-1,2
7*)	3,7	-3,8	71,2	-50,8	-2,3	-15,0	137,5	-135,0	—	—	—	—

\*) Verlust der Tragfähigkeit

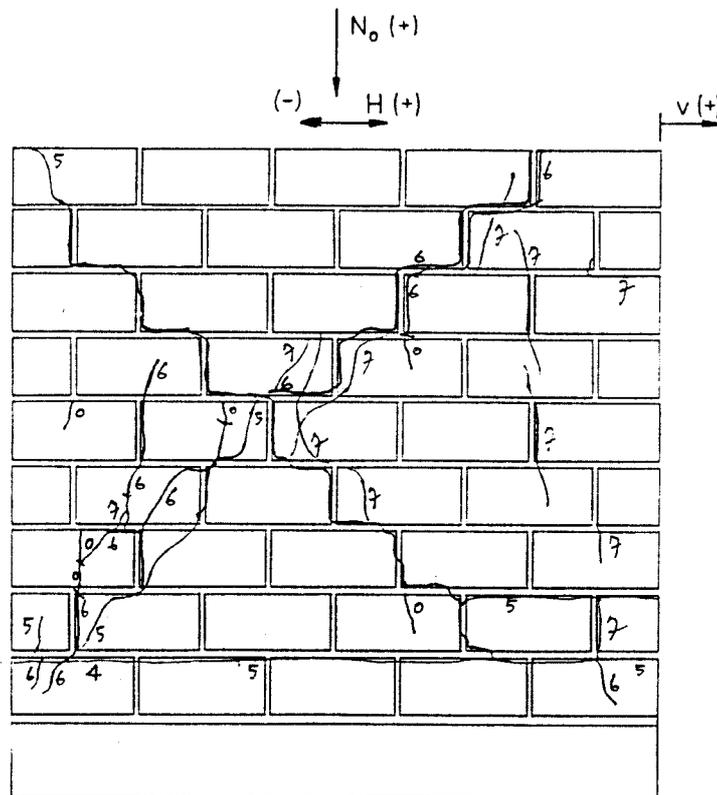


Bild 5.6 Rißbild V03 D

- Zur Rißbildung:

In der 4. Laststufe stellte sich in der Lagerfuge über der untersten Steinschicht ein Biegeriß ein.

In der 5. Laststufe kam es zunächst zu einem Diagonalriß, der in Bild 5.6 von der linken oberen Ecke nach rechts unten durch die Fugen verlief. Unmittelbar danach stellte sich ein Diagonalriß in der entgegengesetzten Richtung ein, der nur auf die untere Wandhälfte beschränkt blieb und durch die Steine verlief.

In den Laststufen 6 und 7 baute sich der zweite Diagonalriß aus, erfaßte die ganze Wandhöhe, verlief in der oberen Wandhälfte jedoch durch die Fugen. In dem unteren Bereich stellten sich weitere Steinrisse ein, entlang deren schließlich ein Wandkeil abglitt.

- Zum Tragverhalten:

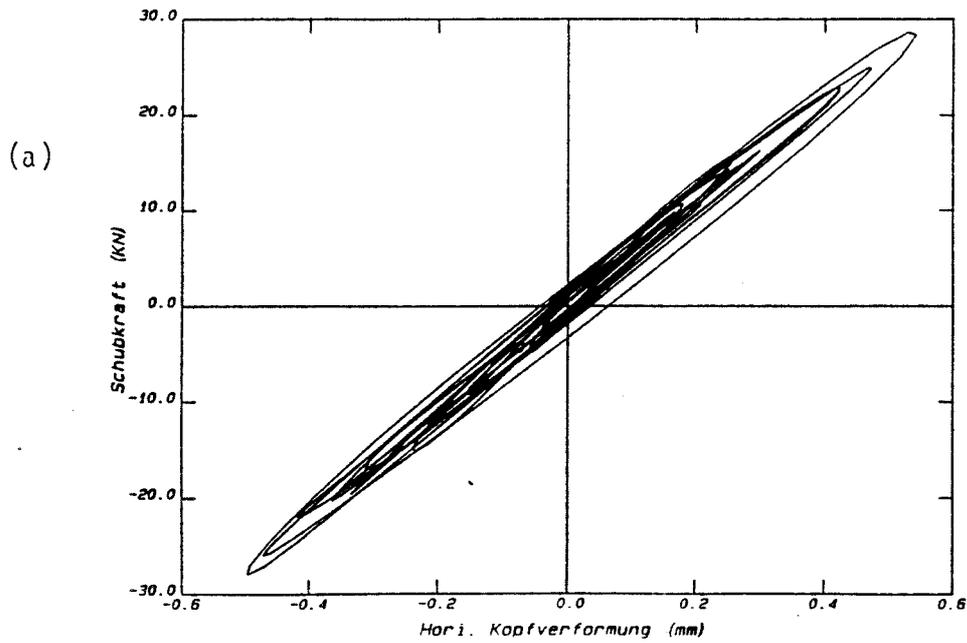
In den ersten drei Laststufen kann die die Kraft-Verformungs-Beziehung näherungsweise als linear-elastisch bezeichnet werden (Bild 5.7a).

In der 4. Laststufe stellt sich ein Biegeriß ein, der eine Nichtlinearität in den Kraft-Verformungs-Schleifen zur Folge hat (Bild 5.7b).

In der 5. Laststufe stellen sich in beiden Richtungen diagonale Schubrisse ein, die zu einem deutlichen Zuwachs der plastischen Horizontalverformungen führen (Bild 5.7c).

Bei wiederholter Belastung verhält sich die Wand in Richtung mit Fugenrißbildung recht stabil. Bei erneuter Belastung entlang der Diagonalen mit Steinrissen jedoch kommt es zu einer schnellen Zunahme der Verformungen, die mit einer sukzessiven Abnahme der Tragfähigkeit verbunden ist. Die Wand verliert ihre Tragfähigkeit, indem ein Wandteil entlang der Steinrisse förmlich abgleitet.

Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung im Versuch: VK03D2 (2.5-3.5 sec.)



Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung im Versuch: VK03D4 (3-4 Sec.)

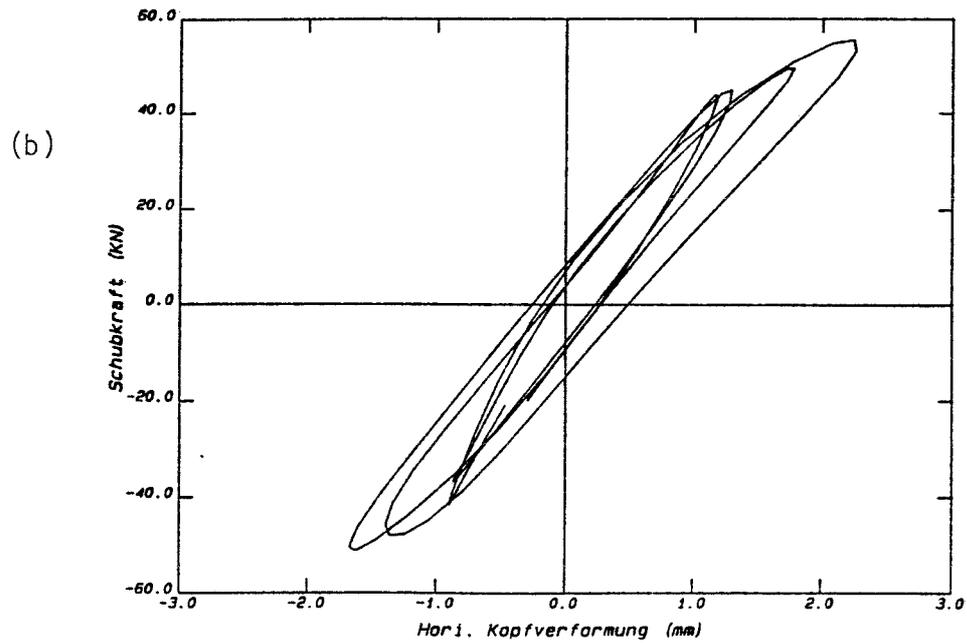
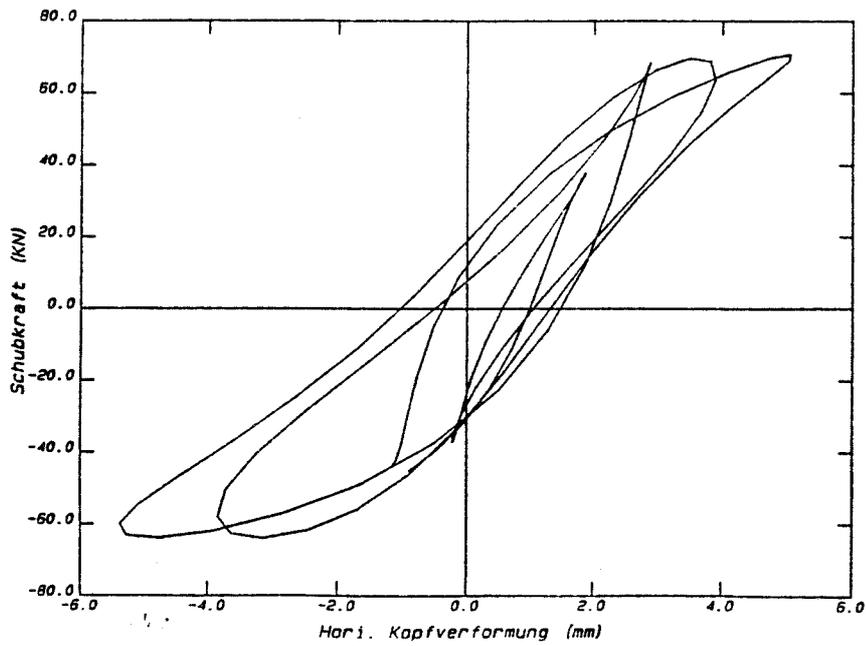


Bild 5.7 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V03 D

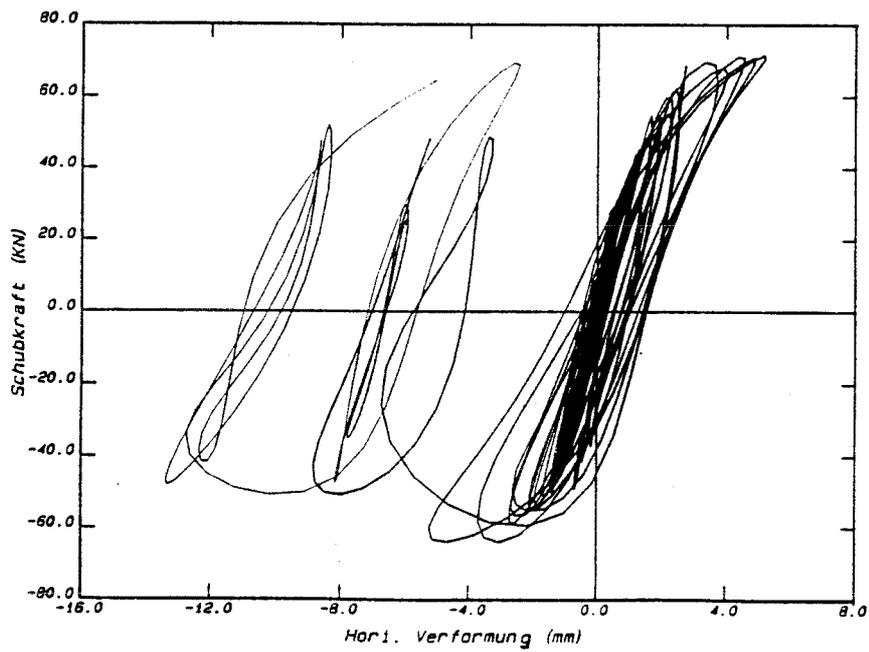
Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung im Versuch: VK03D5 (5-6 Sec.)

(c)



Hysterese der Schubkraft und H-Verformung im Versuch: VK03D

(d)



Forts. Bild 5.7 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V03 D

5.4.1.3 Versuch V04 D

Normalkraft:  $N_o = 222 \text{ kN}$   
 Normalspannung:  $\sigma_o = 1,56 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	0,4	-0,5	7,7	-8,0	0,12	-0,11	223	222
2	1,2	-1,7	32,0	-27,0	0,52	-0,46	223	221
3	1,7	-2,5	48,8	-44,5	0,94	-0,78	223	221
4	2,2	-3,3	63,5	-62,4	1,71	-1,18	223	222
5	4,3	-4,2	76,0	-78,0	2,92	-1,73	224	222
6	3,2	-4,3	76,0	-80,0	3,3	-1,8	225	222
7	5,3	-5,7	90,0	-94,0	5,7	-2,5	227	222
8	4,5	-5,7	96,0	-88,0	6,4	-1,8	227	221
9	5,3	-5,9	90,0	-89,0	13,0	Bruch	231	-

Laststufe	Rotation (mrad)					
	am Wandkopf		am Wandfuß/1		Wandfuß/2 - Wandfuß/1	
	max	min	max	min	max	min
1	0,04	-0,04	0,01	-0,02	0,02	-0,03
2	0,19	-0,18	0,05	-0,06	0,08	-0,09
3	0,32	-0,36	0,10	-0,14	0,17	-0,19
4	0,60	-0,59	0,20	-0,40	0,26	-0,45
5	1,00	-0,83	0,47	-1,04	0,64	-1,16
6	1,23	-0,84	0,56	-1,16	0,76	-1,29
7	2,37	-1,52	1,32	-2,33	1,62	-2,52
8	2,46	-1,35	1,10	-2,47	1,41	-2,68
9	3,48	-	-	-3,94	-	-

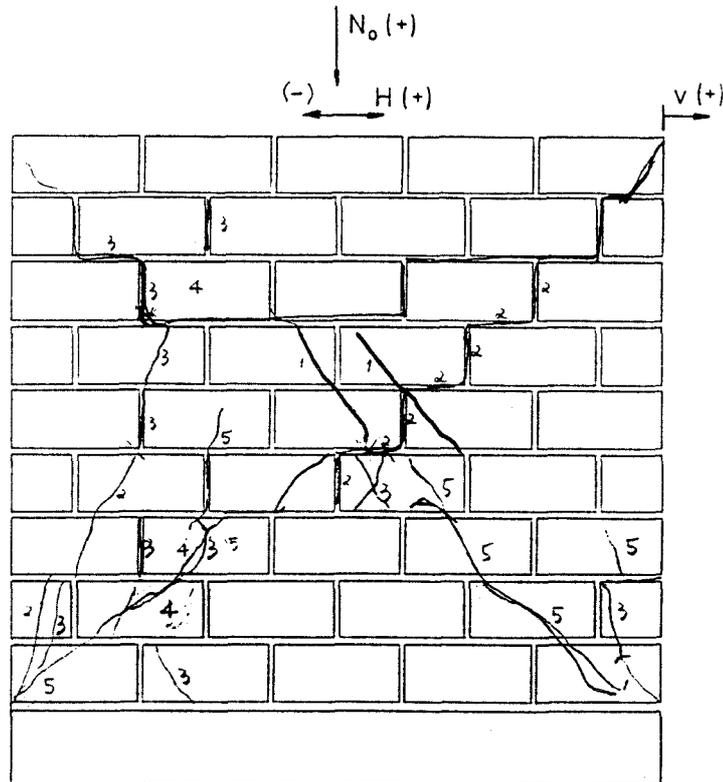


Bild 5.8 Rißbild V04 D \*)

\*) die angegebenen Nummern geben die Reihenfolge der Rißbildung in der 9. Laststufe wieder

- Zur Rißbildung:

Der erste Riß stellte sich in der 5. Laststufe am linken Rand der Lagerfuge über der untersten Steinschicht ein.

Bis zur 9. Laststufe wurde keine weitere Rißbildung beobachtet. In der 9. Laststufe kam es zu einer explosionsartigen Rißbildung, deren Entstehungsgeschichte in Bild 5.8 dargestellt ist. Die ersten Risse bildeten sich in der Mitte der Wand und verliefen schräg durch die Steine. Bei Lastwechsel bildete sich ein diagonaler Fugenriß in der oberen Wandhälfte; gleichzeitig stellten sich im unteren Eckbereich schräge Steinrisse ein. Im weiteren Verlauf bildeten sich im wesentlichen Diagonalrisse in dem unteren Wandbereich, die durch die Steine verliefen. Schließlich versagte die Wand durch das Abgleiten der seitlichen Wandkeile entlang der Schrägrisse. Zwei der neun Steinschichten wurden im mittleren Teil der Wand förmlich weggedrückt.

- Zum Tragverhalten:

In den ersten vier Laststufen verhält sich die Wand nahezu linear-elastisch (Bild 5.9a).

Der sich ab der 5. Laststufe in der Lagerfuge einstellende Biegeriß führt zu einem nichtlinearen Verlauf der Kraft-Verformungs-Schleifen im Bereich der großen Verformungen (Bild 5.9b). Mit steigender Anregungsintensität steigt jedoch auch die maximale Schubkraft in der Wand weiter an.

In der 9. Laststufe kommt es zu einem plötzlichen Verlust der Tragfähigkeit durch einen explosionsartigen Bruch in der Wand.

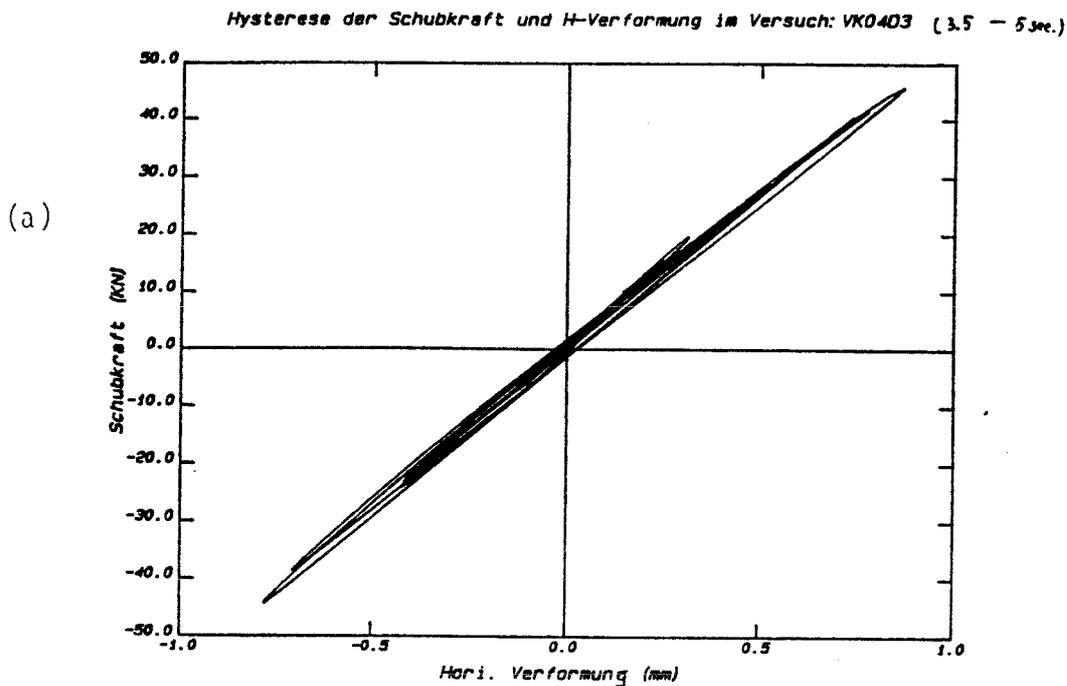
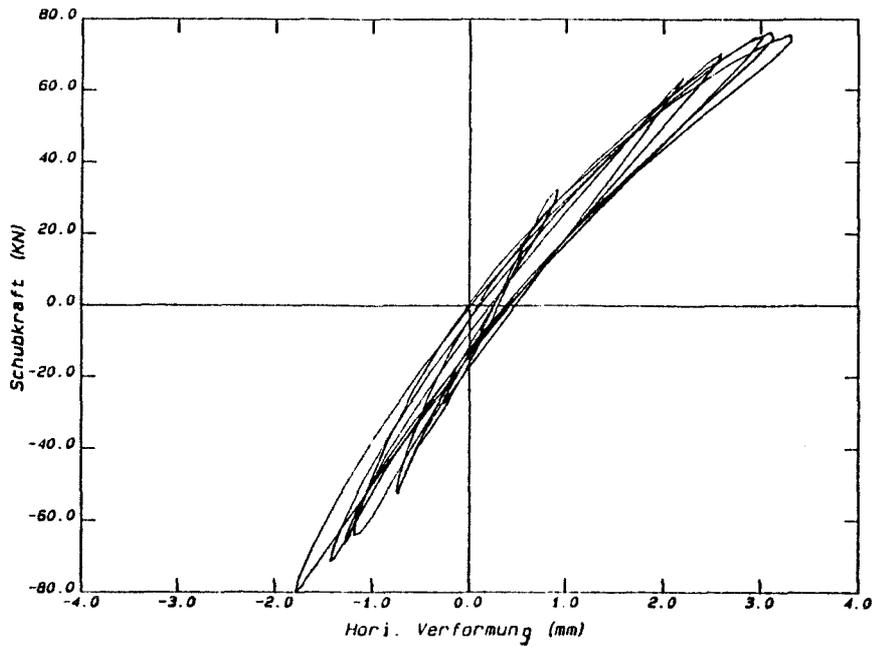


Bild 5.9 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V04D

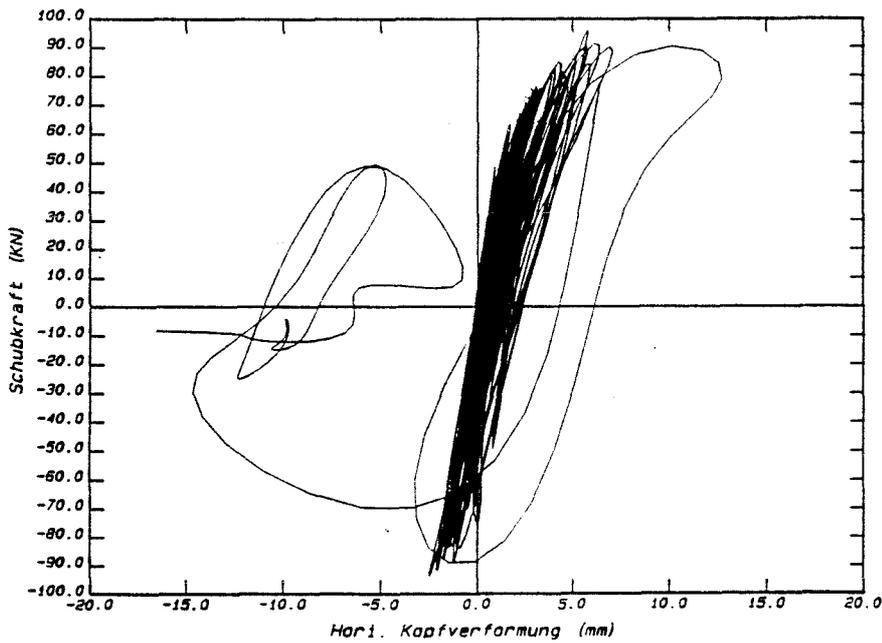
Hysterese der Schubkraft und H-Verformung im Versuch: VK04D6 (1.5 - 3 Sec.)

(b)



Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung im Versuch: VK04D

(c)



Forts. Bild 5.9 Kraft-Verformungs-Beziehung in Versuch V04 D

5.4.1.4 Versuch V02 S

Normalkraft:  $N_o = 83,7 \text{ kN}$   
 Normalspannung:  $\sigma_o = 0,59 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe V02S/V02D	Hor. Kopfver- schiebung (mm)		Hor. Schubkraft (kN)		Normalkraft (kN)		Rotation (mrad)			
	max	min	max	min	max	min	am Wandfuß		am Wandkopf	
							max	min	max	min
1/1	0,30	-0,36	17	-18	84,6	82,9	0,04	-0,04	0,09	-0,06
2/3	5,2	-2,5	56	-48	92,1	83,7	3,02	-1,45	1,66	-1,95
3/4	5,5	-7,9	56	-52	93,8	83,3	3,30	-2,56	4,18	-1,69
4/5	0,9	-10,7	43	-49	94,8	84,0	1,16	-1,04	4,00	-1,01
5/7	-0,4	-13,2	31	-48	94,2	82,5	-	-	4,07	-3,72
6/9	1,5	-13,8	26	-47	85,9	72,9	-	-	4,05	-4,45

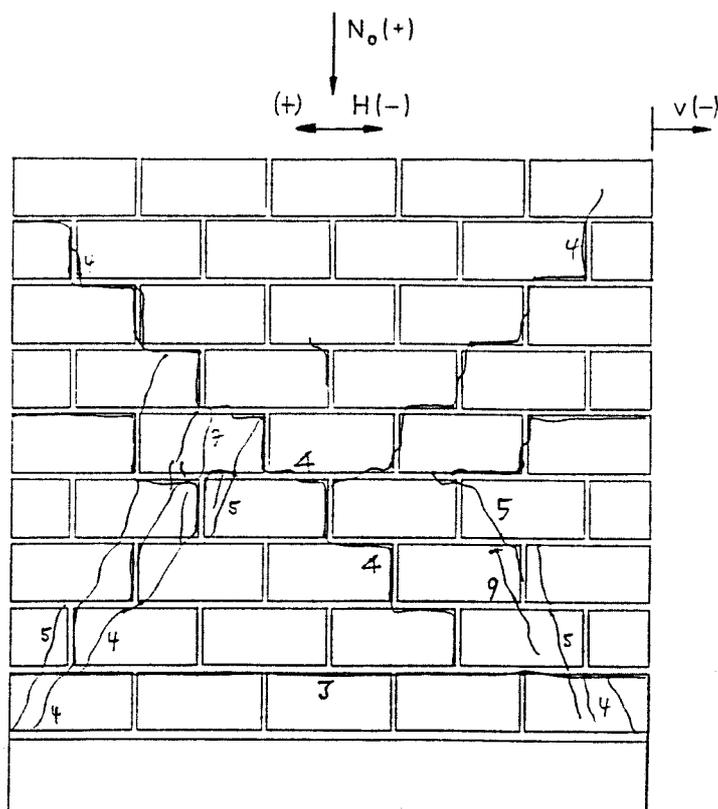


Bild 5.10 Rißbildung V02 S \*)

\*) die angegebenen Nummern beziehen sich auf die Laststufen bei V02 D, die hier quasistatisch nachgefahren wurden

- Zur Rißbildung:

Wie bei V02 D stellte sich auch hier zunächst ein durchgehender Lagerfugenriß über der untersten Steinreihe ein (Bild 5.10).

Auch die Fugenrißbildung erfolgte in der gleichen Laststufe wie bei V02 D. Das Rißbild war jedoch etwas unterschiedlich: einer der diagonalen Fugenrisse setzte sich in der unteren Hälfte über Steinrisse fort. Im weiteren Verlauf des Versuchs bildeten sich entlang der Diagonalen mehrere parallel verlaufende Steinrisse, und die früher aufgetretenen vereinzelt Risse entwickelten sich zu durchlaufenden Rissen.

Zum Schluß rutschte ein seitlicher Wandkeil entlang der Steinrisse ab.

- Zum Tragverhalten:

Wie in Bild 5.11 dargestellt, weist die Wand in den Phasen  
- des ungerissenen Zustandes (Bild 5.11a)  
und  
- der Biegerißbildung (Bild 5.11b)  
ein ähnliches Trag- und Verformungsverhalten wie bei V02 D  
auf.

Die Schubrißbildung erfolgt bei einer ungefähr gleich großen  
Horizontalkraft wie bei V02 D (Bild 5.11c). Auf die stärker  
ausgeprägte Steinrißbildung in dem unteren Wandteil kann die  
hier im Vergleich zu V02 D höhere Mörtelfestigkeit  
( $9,2 \text{ N/mm}^2 > 4,1 \text{ N/mm}^2$  (V02 D)) einen Einfluß gehabt haben.

Anders als bei V02 D ist die vermehrte Rißbildung. Eine der  
Ursachen für die stärkere Rißbildung mag darin liegen, daß  
die langsame Belastung (100 mal langsamer als in dem dynami-  
schen Versuch) eine Umverteilung der inneren Kräfte gestat-  
tet und damit eine sukzessive Rißbildung begünstigt.

Die Wand versagt im Gegensatz zu V02 D nicht auf der in den  
höheren Laststufen stärker beanspruchten Seite, sondern sie  
verliert ihre Tragfähigkeit durch ein Abrutschen entlang der  
zahlreichen Steinrisse auf der anderen Seite.

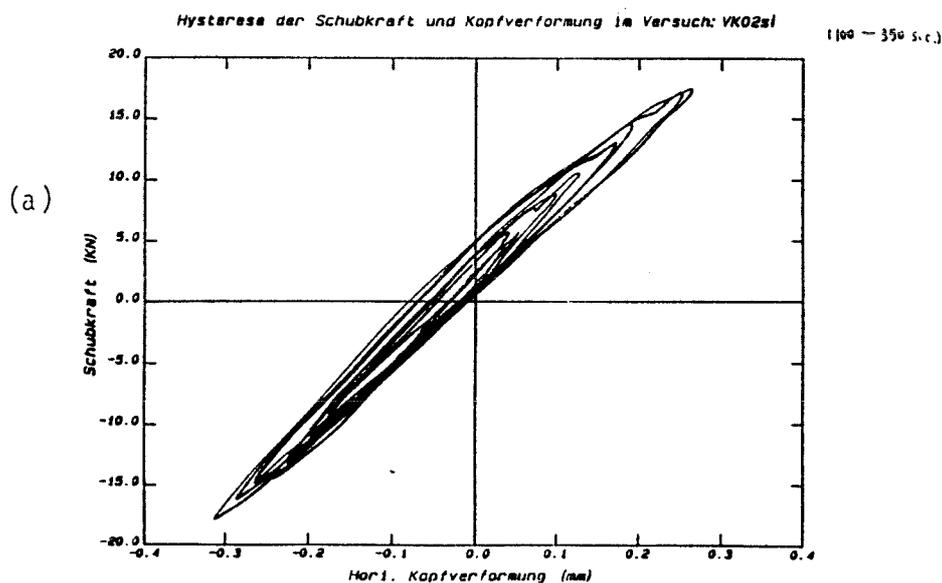
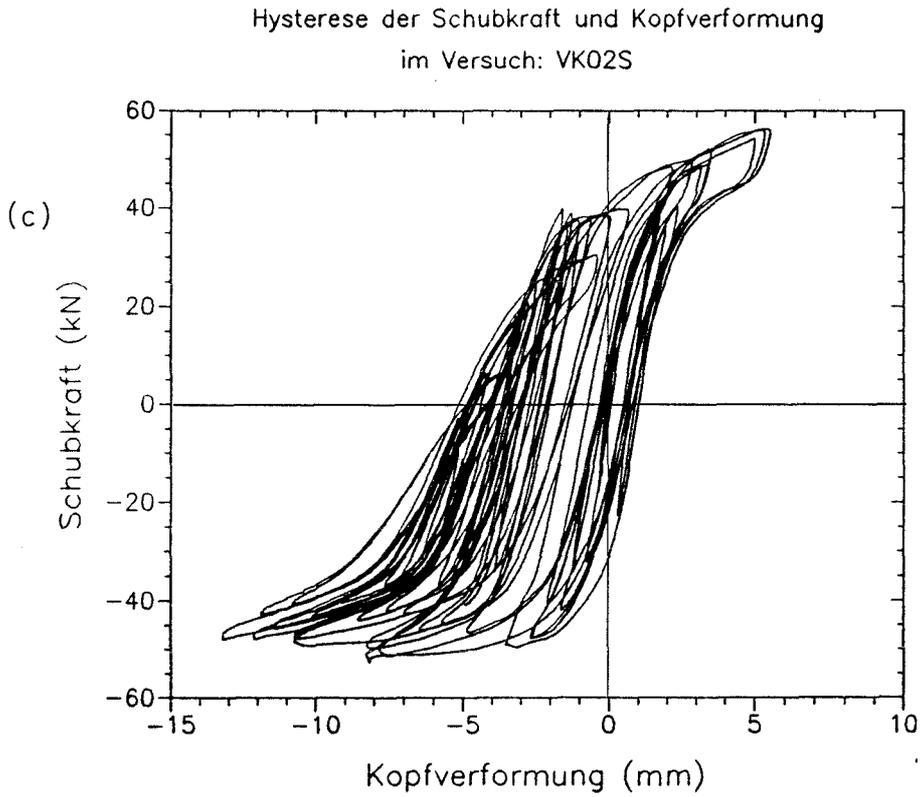
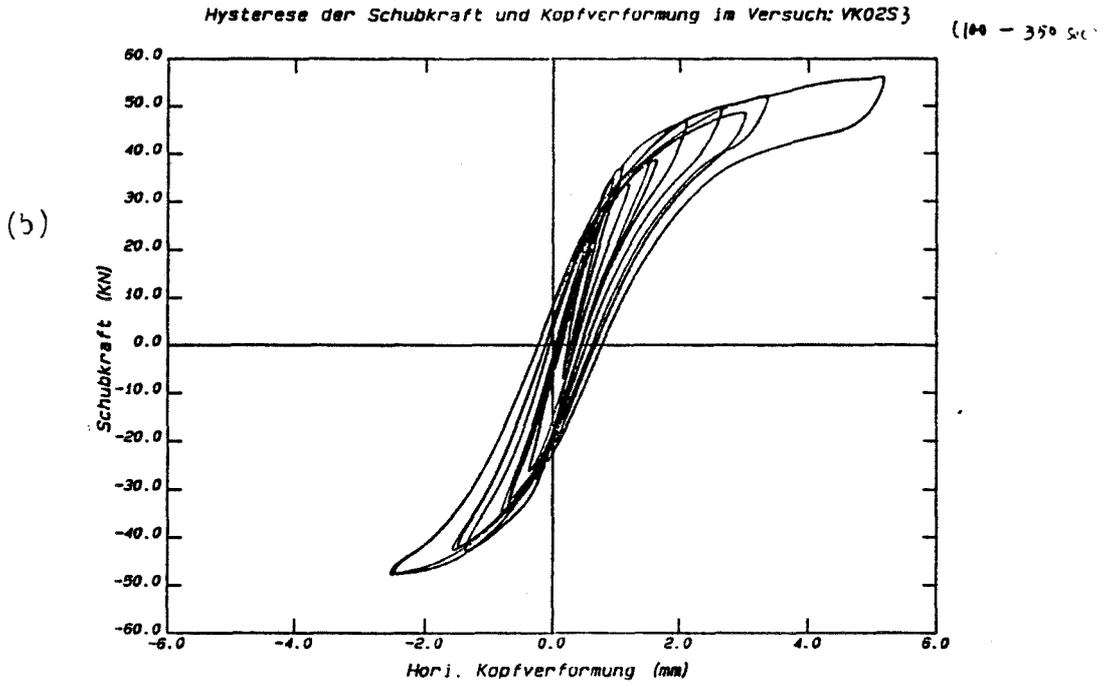


Bild 5.11 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V02 S



5.4.1.5 Versuch V04 S

Normalkraft:  $N_o = 235 \text{ kN}$   
Normalspannung:  $\sigma_o = 1,65 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe V02S/V02D	Hor. Kopfver- schiebung (mm)		Hor. Schubkraft (kN)		Normalkraft (kN)		Rotation (mrad)			
	max	min	max	min	max	min	am Wandfuß		am Wandkopf	
							max	min	max	min
1/3	0,77	-1,01	30,3	-49,2	236	234	0,10	-0,13	0,31	-0,20
2/6	1,58	-3,60	49,8	-71,2	236	233	0,37	-1,05	1,33	-0,52
3/8	1,11	-8,52	46,0	-116,0	241	232	0,88	-2,34	1,65	-0,91
4/9	5,09	-14,00	34,9	-107,0	234	232	—		1,34	-2,32

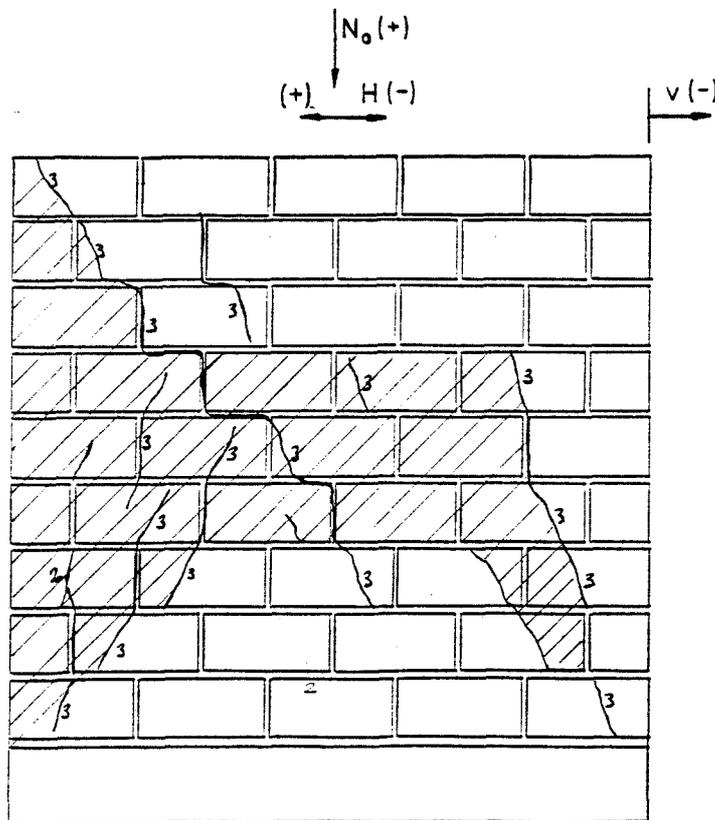


Bild 5.12 Rißbild V04 S

- Zur Rißbildung:

Der erste Riß stellte sich in der 2. Laststufe in der unteren Lagerfuge ein.

In der 3. Laststufe bildeten sich über die ganze Höhe zahlreiche schräg verlaufende Risse, die sowohl in der oberen als auch unteren Wandhälfte vorwiegend durch die Steine verliefen.

In der 4. Laststufe kam es zu einem plötzlichen Bruch, der durch den totalen Ausfall eines dreieckförmigen seitlichen Wandabschnitts gekennzeichnet war. Auch in der entgegengesetzten Richtung stellte sich ein durch die Steine verlaufender Schrägriß ein. In der Mitte der Wand wurden mehrere Steine in Längsrichtung nahezu halbiert.

- Zum Tragverhalten:

Der Versuch bestätigt im wesentlichen das im Versuch V04 D beobachtete Tragverhalten. Die Tragfähigkeit als auch das Bruchbild stimmen gut überein. Der "Zeitlupeneffekt" ist durch die langsame Ribbildung in der dritten Laststufe gegeben.

Weil nur einige Laststufen des Versuchs V04 D nachgefahren wurden, unterscheidet sich die Beanspruchungsgeschichte wegen der fehlenden zwischenzeitlichen Steifigkeitsänderungen von der bei Versuch V04 D. Dieser Tatbestand erklärt die Unterschiede in der Widerstandskraft, die auf der weniger beanspruchten Seite besonders deutlich sind (Bild 5.13).

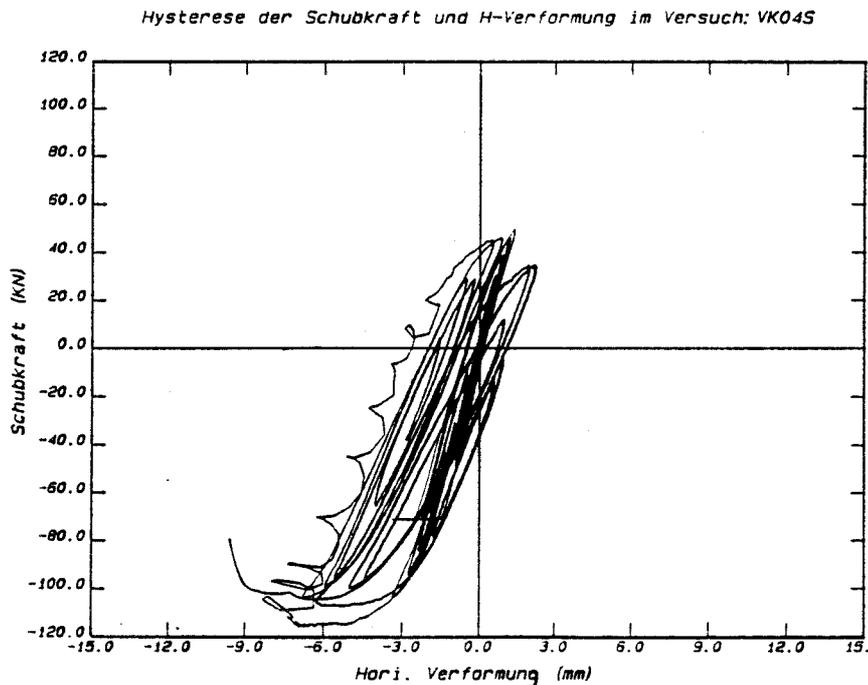


Bild 5.13 Kraft-Verschiebungs-Beziehung in Versuch V04 S

5.4.2 Versuchsserie 1

Versuche mit KS-Vollsteinen hoher Festigkeit

5.4.2.1 Versuch V11 D

Normalkraft:  $N_o = 146 \text{ kN}$

Normalspannung:  $\sigma_o = 1,0 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	0,97	-1,5	10,8	-11,0	0,16	-0,11	147	146
2	2,1	-2,8	21,6	-23,3	0,35	-0,36	148	146
3	3,1	-3,9	32,2	-36,0	0,58	-0,68	148	145
4	4,2	-5,0	43,2	-46,3	1,00	-1,19	148	145
5	5,3	-6,2	53,2	-56,8	1,97	-2,21	148	144
6	5,2	-6,0	54,3	-57,1	1,76	-2,36	147	144
7	6,4	-7,4	61,5	-62,9	3,72	-2,96	148	142
8	6,7	-7,4	61,3	-63,5	4,07	-4,33	145	141
9	8,6	-3,8	62,4	-63,3	9,92	-10,4	175	141
10	3,8	-3,4	40,9	-33,3	7,53	5,3	142	140
11	6,1	-5,5	56,4	-54,0	10,03	3,2	144	139
12	7,3	-7,1	53,7	-59,7	15,9	0,6	144	136

Laststufe	Rotation (mrad)					
	am Wandkopf		am Wandfuß/1		Wandfuß/2 - Wandfuß/1	
	max	min	max	min	max	min
1	0,02	-0,042	0,003	-0,01	0,02	-0,01
2	0,09	-0,10	0,03	-0,02	0,03	-0,03
3	0,20	-0,23	0,07	-0,08	0,11	-0,10
4	0,45	-0,55	0,09	-0,29	0,36	-0,13
5	1,03	-1,07	0,17	-0,83	0,81	-0,20
6	0,95	-1,09	0,19	-0,74	0,79	-0,16
7	1,70	-1,73	0,43	-1,27	1,37	-0,22
8	1,83	-1,88	0,92	-0,59	1,04	-0,45
9	1,55	-2,83	2,97	-0,26	1,64	-2,65
10	0,38	-0,91		--		--
11	1,58	-2,20		--		--
12	2,34	-3,12		--		--

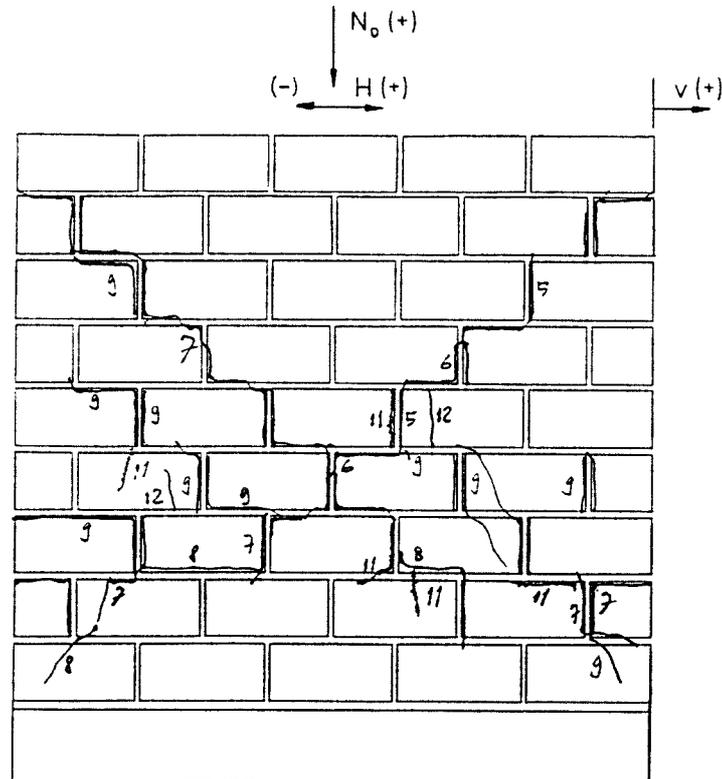


Bild 5.14 Rißbild V11 D

- Zur Rißbildung:

Die erste deutlich feststellbare Rißbildung fand während der 4. Laststufe in den Lagerfugen statt. Während sich der Horizontalriß links oberhalb des ersten Steinrisses einstellte, erfolgte die Rißbildung rechts in der Lagerfuge über der zweiten Schicht.

In der 5. Laststufe bildeten sich vereinzelt vertikale Fugenrisse, die sich in der darauffolgenden Laststufe zu einem diagonal verlaufenden abgetreppten Fugenriß über mehrere Steinschichten entwickelten (siehe Bild 5.14). In der 7. Laststufe wurde dieser Riß im unteren Wandbereich durch Fugenrisse und einen Steinriß ausgebaut, während sich in Richtung der anderen Diagonalen ein nahezu vollständig durchgehender Fugenriß einstellte.

In allen folgenden Laststufen wurden die Fugenrißbilder deutlicher ausgebaut, entlang deren die seitlichen dreieckförmigen Wandelemente sukzessive nach außen verschoben wurden. Es wurden nur wenige Steinrisse beobachtet. Sie ergaben kein zusammenhängendes Bild.

- Zum Tragverhalten:

Die anfänglich nahezu linear-elastische Kraft-Verschiebungs-Beziehung wird nach Rißbildung bereichsweise nichtlinear (Bild 5.15a).

Die Schubrisse (5.-9. Laststufe) führen zu immer deutlicher werdenden plastischen Verschiebungen in beiden Richtungen. Die Schubtragfähigkeit ist trotz starker Rißtätigkeit und verhältnismäßig großer Verformungen ( $v \approx 10$  mm) fast unverändert (Bild 5.15b). Sogar Verschiebungen von rd. 16 mm (12. Laststufe) werden noch auf einem Kraftniveau aufgenommen, das sich von dem bei Erstrißbildung nur wenig unterscheidet (nahezu ideal elasto-plastisches Verhalten).

Das Erscheinungsbild nach insgesamt zwölf Laststufen mit größtenteils hohen Intensitäten läßt keine akute Versagensgefahr erkennen. Es besteht Anlaß zu der Vermutung, daß das Versagen im Grenzfall erst dann eintreten würde, wenn sich die seitlichen Wandabschnitte über ihren Sockel horizontal um eine halbe Steinlänge verschieben und damit praktisch aus der Wand herausfallen würden. Im praktischen Fall jedoch könnten die in den unteren Eckbereichen vorhandenen schrägen Steinrisse zu einem früheren Versagen führen, indem sie abrutschen.

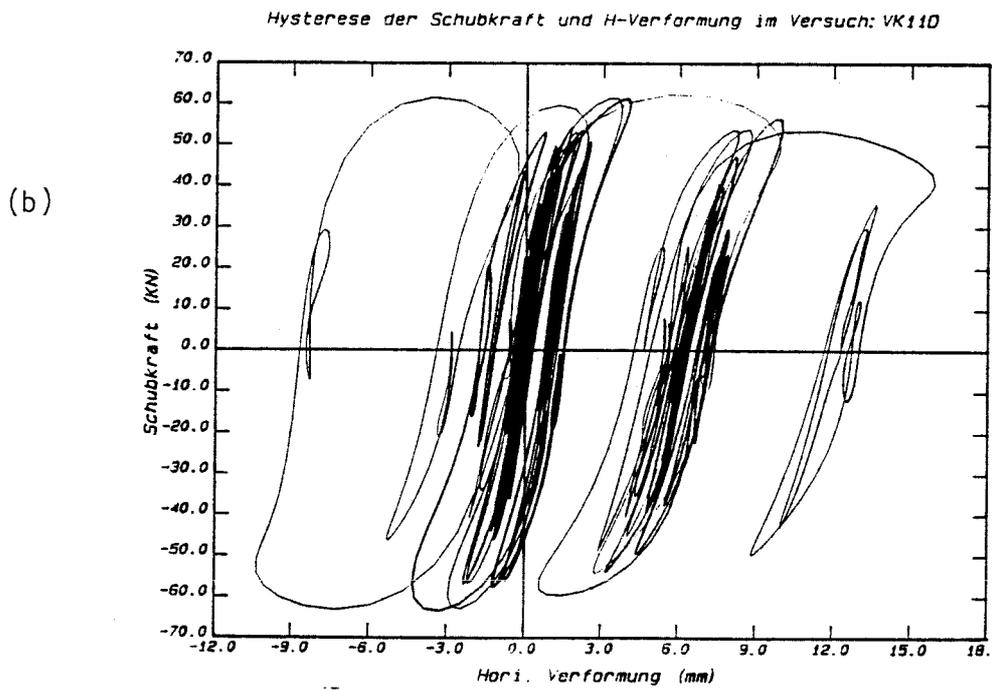
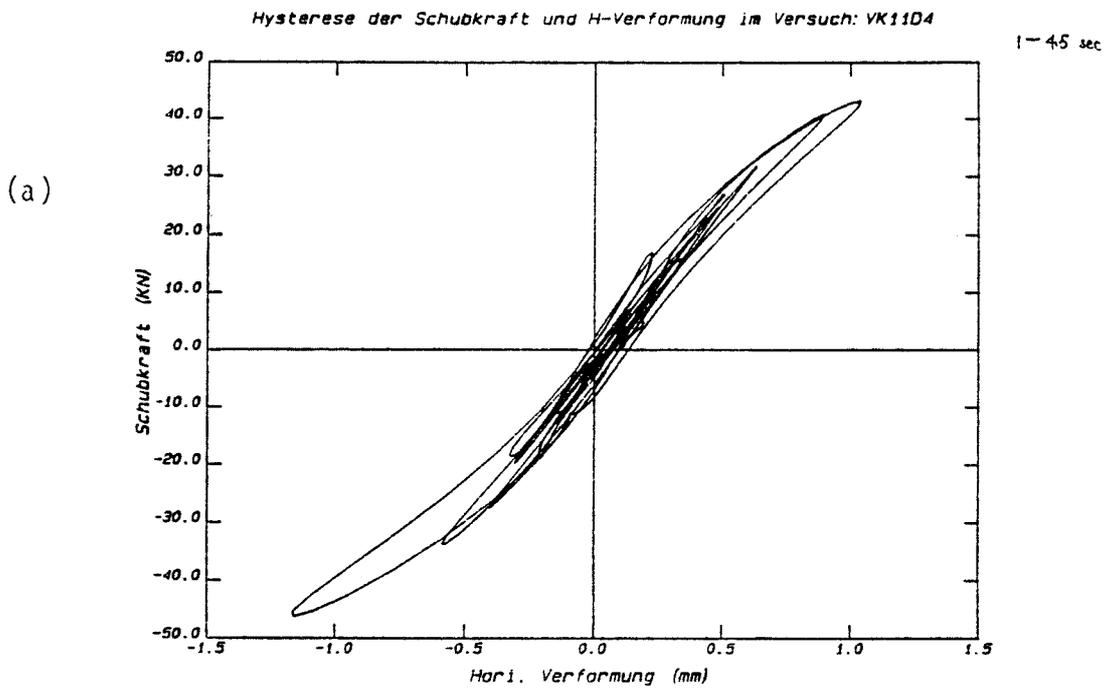


Bild 5.15 Kraft-Verschiebungs-Beziehung in Versuch V11 D

5.4.2.2 Versuch V12 D

Normalkraft:  $N_o = 116 \text{ kN}$   
 Normalspannung:  $\sigma_o = 0,81 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	2,1	-2,5	20,6	-22,3	0,3	-0,55	117	114
2	4,1	-4,9	42,5	-43,8	1,88	-1,58	124	115
3	5,2	-6,1	47,2	-55,7	3,91	-2,42	125	115
4	5,8	-6,8	53,9	-55,6	5,5	-3,4	128	115
5	6,7	-7,4	55,3	-53,0	8,0	-6,1	131	115
6	7,5	-7,1	45,7	-51,6	4,1	-13,4	132	116

Laststufe	Rotation (mrad)			
	am Wandkopf max	am Wandkopf min	am Wandfuß max	am Wandfuß min
1	0,22	-0,16	0,12	-0,07
2	0,84	-1,12	0,58	-0,19
3	1,48	-2,35	0,72	-0,35
4	1,99	-3,18	0,84	-0,30
5	0,60	-3,90	1,38	-0,82
6	2,00	-3,10	1,99	0,74

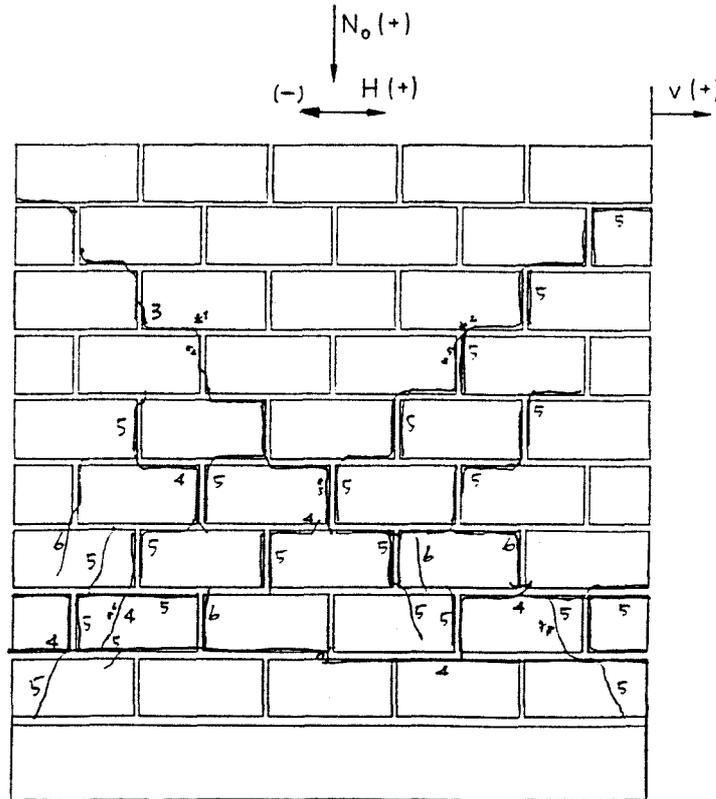


Bild 5.16 Rißbild V12 D

- Zur Rißbildung:

Der erste Riß war ein horizontal verlaufender Riß am rechten Ende der Lagerfuge über der untersten Steinschicht.

In der 3. Laststufe trat ein abgetreppter Fugenriß in der einen Diagonale auf. Der Riß erstreckte sich von der oberen Ecke bis zur Mitte der Wand.

In der 4. Laststufe bildeten sich einzelne Fugenrisse und ein Steinriß.

Während der 5. Laststufe stellten sich mehrere diagonal verlaufende Fugen- und vereinzelt Steinrisse ein. Bei der Wiederholung der Anregung in der 6. Laststufe wurde nur eine geringe Weiterentwicklung der Rißtätigkeit beobachtet. Entlang der diagonalen Fugenrisse wurden zwischen zwei benachbarten Steinen Rißweiten bis zu 30 mm gemessen.

- Zum Tragverhalten:

Das Tragverhalten entspricht im wesentlichen dem beim Versuch V11 D beobachteten Tragverhalten. Trotz großer Verformungsamplituden bleibt die Schubtragfähigkeit über sehr viele Zyklen nahezu konstant (Bild 5.17). Das stark vorherrschende Fugenrißbild gestattet dem lastbringenden oberen Wandabschnitt eine horizontale Verschieblichkeit über den restlichen Wandabschnitten entlang der Lagerfugen. Die horizontale Tragfähigkeit wird durch die Reibungskraft gewährleistet, die ihre Größe bei der konstanten Vertikalkraft nahezu beibehält.

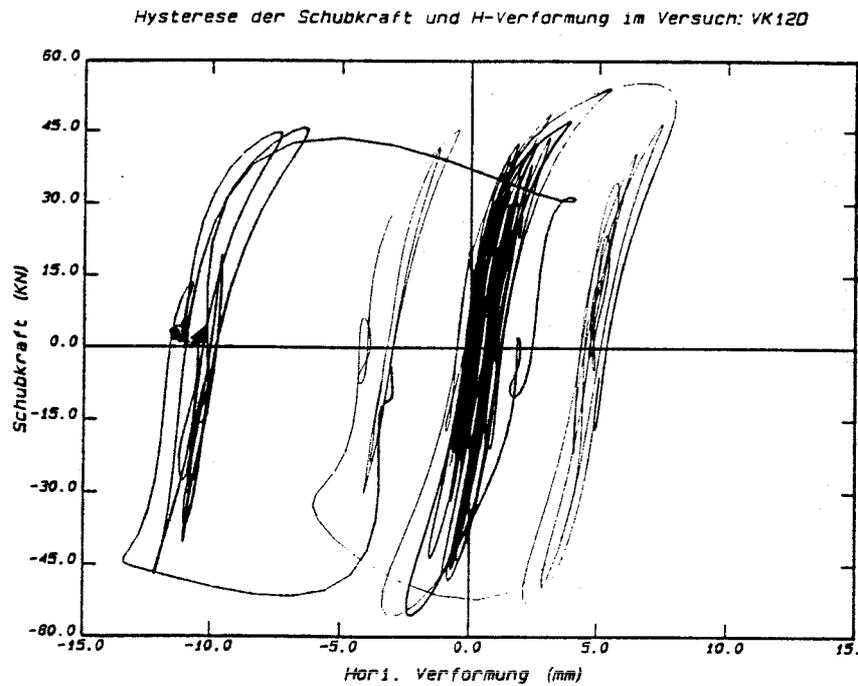


Bild 5.17 Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Versuch V12 D

5.4.3 Versuchsserie 2

Versuche mit Poroton-Ziegeln

5.4.3.1 Versuch V21 D

Normalkraft:  $N_o = 141 \text{ kN}$   
 Normalspannung:  $\sigma_o = 0,99 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	2,47	-3,05	21,9	-27,9	0,54	-0,63	142	140
2	4,95	-5,19	45,0	-53,5	1,42	-2,36	142	139
3	6,27	-6,32	53,9	-64,0	2,30	-4,09	143	139
4*)	8,26	-7,62	64,1	-64,5	4,3	-4,2	143	142

Laststufe	Rotation (mrad)					
	am Wandkopf		am Wandfuß/1		Wandfuß/2 - Wandfuß/1	
	max	min	max	min	max	min
1	0,20	-0,23	0,10	-0,07	0,06	-0,07
2	1,04	-0,37	0,86	-0,35	0,13	-0,13
3	1,15	-2,08	1,82	-0,80	0,16	-0,18
4 *)	2,11	-1,93	1,81	-1,85	0,28	-0,09

\*) noch vor dem Versagen

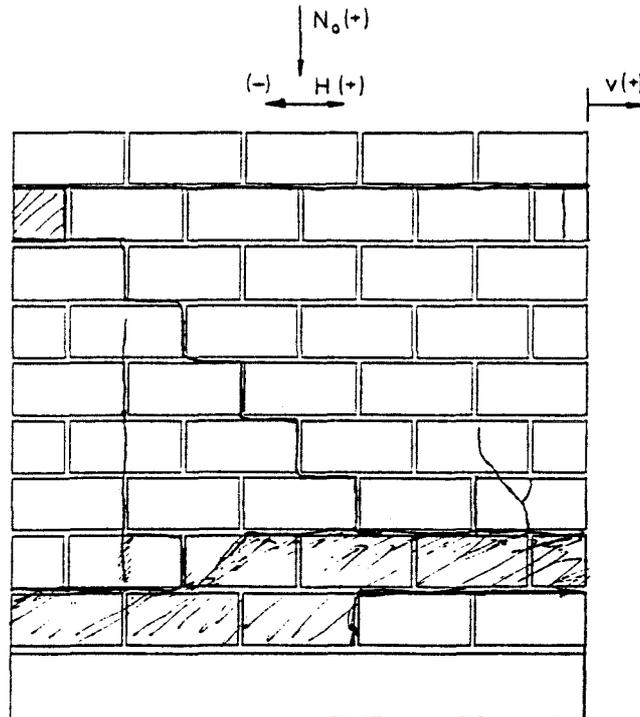


Bild 5.18 Rißbild V 21 D \*)

\*) Das dargestellte Rißbild gibt den Zustand nach Versagen in der 4. Laststufe wieder. Die schraffierten Flächen stellen ausgefallene Wandteile dar.

- Zum Rißbild:

Der erste Riß war ein Horizontalriß, der während der 2. Laststufe am rechten Ende der Lagerfuge über der untersten Steinschicht auftrat.

In der 4. Laststufe kam es zu einem plötzlichen Bruch der Wand, bei dem die untersten zwei Steinschichten größtenteils weggesprengt wurden. Der Ausgangspunkt des Versagens war der Ausfall der unteren linken Ecke, dem ein Abscheren der ganzen Wand entlang der Lagerfuge über der 1. Steinschicht folgte. In der unteren zerstörten Zone fielen die zahlreichen ungeschädigten Außenschalen der Ziegel auf, die sich von den Innenstegen gelöst hatten und nach außen geklappt waren. Der innere Bereich der Ziegel war praktisch aufgelöst.

Die weitere Rißbildung (Bild 5.18) war eine Folgeerscheinung.

- Zum Tragverhalten:

Die Wand weist bis zum plötzlich auftretenden Versagen eine Kraft-Verformungs-Beziehung auf, die im Prinzip als linear-elastisch bis nichtlinear-elastisch bezeichnet werden kann (Bild 5.19). Der nichtlineare Verlauf hängt wie bei den anderen Wänden auch mit dem unter Biegung zeitweise klaffenden Fußquerschnitt zusammen.

Die Tragfähigkeit erreicht eine mit den in den anderen Versuchsserien unter gleichgroßer Normalkraft gemessenen Schubkräften vergleichbare Größenordnung. Das Versagen tritt schlagartig ein, ohne daß eine Änderung des Tragverhaltens angekündigt wird. Die teilweise zerstörte Wand weist keine restliche Tragfähigkeit mehr auf.

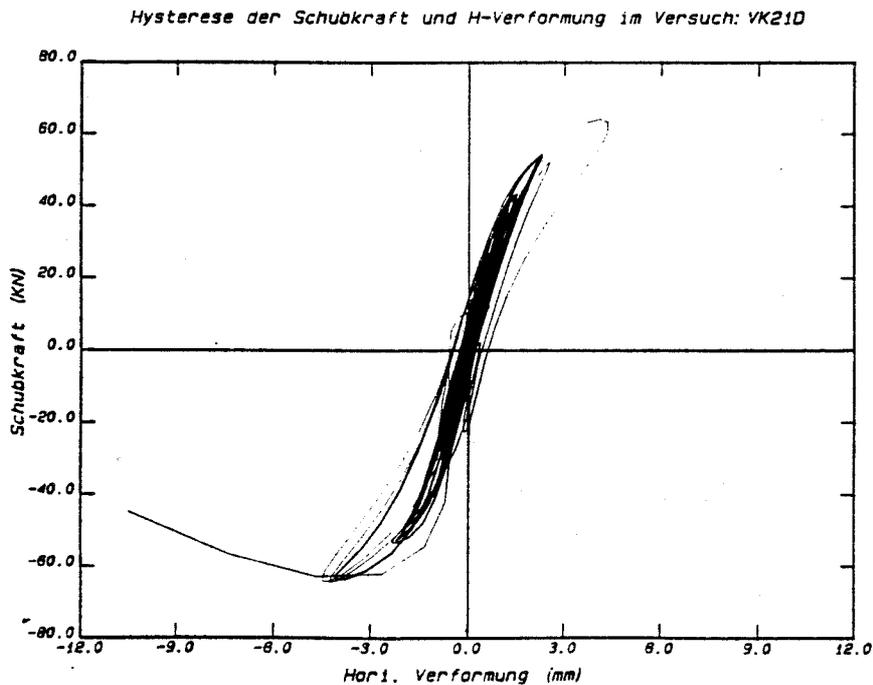


Bild 5.19 Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Versuch V21 D

5.4.3.2 Versuch V22 D

Normalkraft:  $N_o = 89,2 \text{ kN}$

Normalspannung:  $\sigma_o = 0,63 \text{ N/mm}^2$

- Ergebnisse für Maximalwerte:

Laststufe	Basisbeschleunigung ( $\text{m/s}^2$ )		Hor. Schubkraft (kN)		Hor. Kopfverschiebung (mm)		Normalkraft (kN)	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	2,43	-2,97	23,2	-24,2	0,66	-0,73	89,6	88,6
2	3,66	-4,05	35,9	-36,2	1,31	-1,96	90,3	88,1
3	5,00	-5,09	43,9	-44,2	2,48	-4,94	94,8	87,4
4	6,97	-6,31	49,3	Bruch	6,0	--	92,8	--

Laststufe	Rotation (mrad)					
	am Wandkopf		am Wandfuß/1		Wandfuß/2 - Wandfuß/1	
	max	min	max	min	max	min
1	0,26	-0,33	0,19	-0,16	0,06	-0,07
2	0,63	-1,10	0,82	-0,47	0,14	-0,12
3	1,30	-2,62	1,14	-1,04	0,92	-0,33
4	2,79	--	--	-1,96	--	--

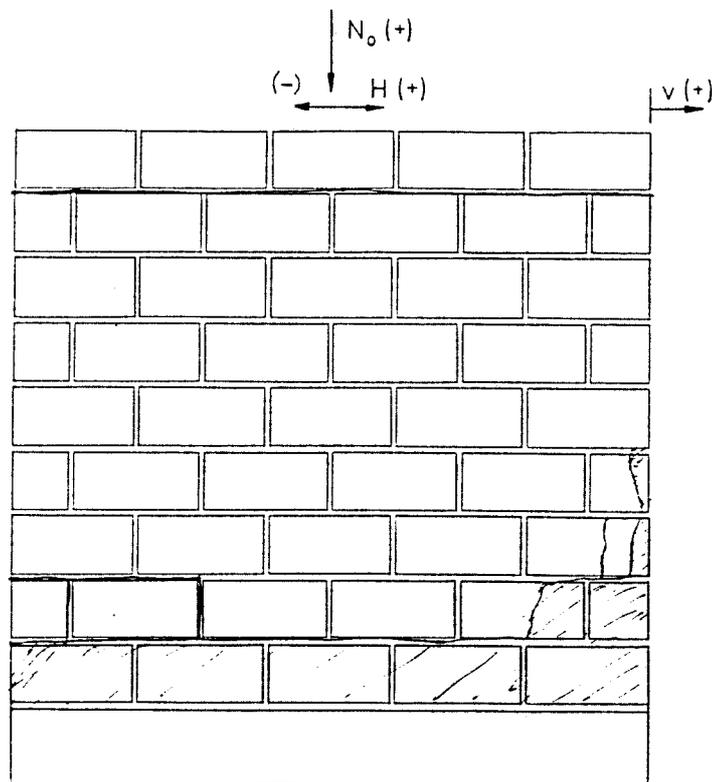


Bild 5.20 Rißbild V 22 D \*)

\*) Das dargestellte Rißbild gibt den Zustand nach Versagen in der 4. Laststufe wieder. Die schraffierten Flächen stellen ausgefallene Wandteile dar.

- Zum Rißbild:

Der erste Riß war ein Horizontalriß, der während der 1. Laststufe in den Endbereichen der Lagerfuge über der untersten Steinschicht auftrat.

Bis zu dem plötzlichen Bruch in der 4. Laststufe trat sonst kein sichtbarer Riß auf. Wie in Bild 5.20 dargestellt, wurden beim Bruch die eine untere Ecke und die vollständige erste Steinschicht aufgelöst. Wie bei V21 D wurden auch hier zahlreiche, komplett herausgefallene Ziegelaußenschalen beobachtet.

- Zum Tragverhalten:

Die Wand weist bis zum plötzlichen Versagen in der 4. Laststufe ein nichtlinear-elastisches Verhalten auf (Bild 5.21). Der nichtlineare Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Beziehung geht auch hier auf die Steifigkeitsabnahme zurück, die sich beim Klaffen der unteren Horizontalfuge bei größerer Biegebeanspruchung einstellt.

Die Tragfähigkeit ist mit der bei dem Versuch V02 D ( $\sigma_0 = 0,6 \text{ N/mm}^2$ ) gemessenen Maximalkraft vergleichbar.

Wie bei V21 D versagt auch V22 D schlagartig. Dabei wird die Wand in solch einem Maße zerstört, daß keine restliche Tragfähigkeit mehr zur Verfügung steht.

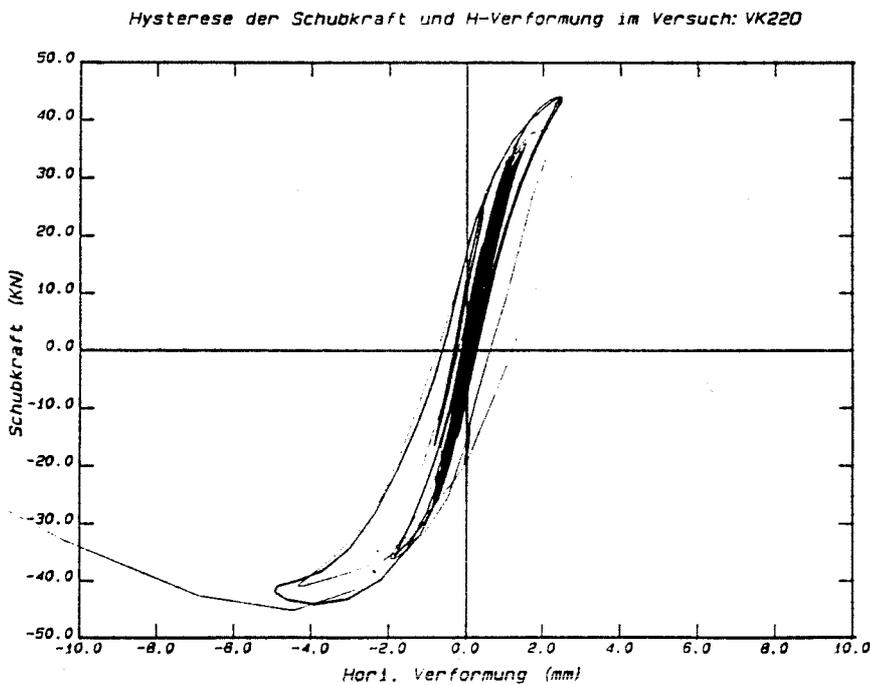


Bild 5.21 Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Versuch V22 D

### 5.5 Erkenntnisse aus Versuchen

Aus den in Abs. 5.4 berichteten Versuchen können für den Zusammenhang zwischen Ribbild, Tragfähigkeit und Verformbarkeit folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Die Schubtragfähigkeit steigt mit zunehmender Auflast an:

In Bild 5.22 sind die jeweils größten aufgenommenen Schubkräfte über den zugehörigen Normalkräften aufgetragen. Aus den Werten der Versuchsserie 0 kann grob auf einen näherungsweise linearen Anstieg der Schubtragfähigkeit bei zunehmender Normalkraft geschlossen werden.

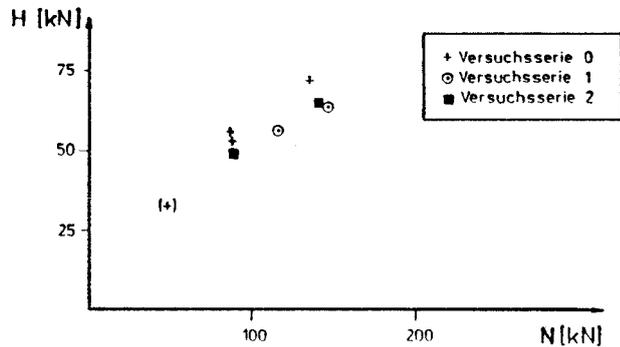


Bild 5.22  
Schubtragfähigkeit  
im Versuch

- Die Auflast hat Einfluß auf das Ribbild (vgl. Versuchsserie 0):

Bei niedriger Auflast in bezug auf die Steinzugfestigkeit (V01, V02, V11, V12) verliefen die Diagonallrisse im wesentlichen durch die Fugen (abgetreppter Fugenriß) (Bild 5.23a). Bei höherer Auflast (V03, V04) dagegen verliefen die Diagonallrisse im wesentlichen durch die Steine (glatter Steinriß) (Bild 5.23b).

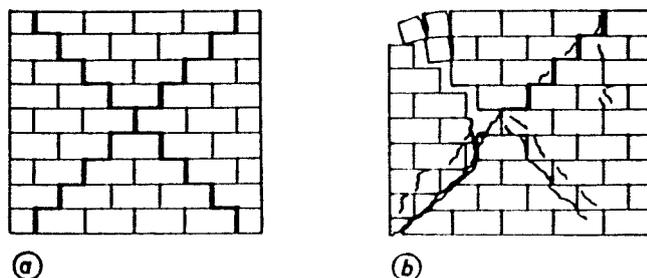


Bild 5.23  
a) abgetreppter Fugenriß  
b) glatter Steinriß

- Die plastische Verformbarkeit der Wand hängt vom Ribbild ab:

Beim abgetreppten Fugenriß zeigte die Wand eine beträchtliche plastische Verformbarkeit (V02, V11 und V12). Die durch die Fugenrisse getrennten Wandabschnitte glitten in den Lagerfugen horizontal und konnten sich relativ zueinander um mehrere mm verschieben. Die übertragbare Schubkraft, die von der Reibungskraft in der Lagerfuge bestimmt wurde, zeigte trotz großer zyklischer Verformungen einen nur geringfügigen Verlust an (Bild 5.24).

Beim glatten Steinriß spaltete sich die Wand in einzelne "keilförmige" Abschnitte, die bei Lastwiederholung dazu neigten, entlang der diagonalen Gleitflächen abzurutschen. Mit dieser Instabilität war eine deutliche Entfestigungerscheinung verbunden. Bei hohen Auflasten trat sogar ein schlagartiger Bruch mit einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit ein, ohne daß wiederholbare plastische Verformungen beobachtet werden konnten (V04) (Bild 5.25).

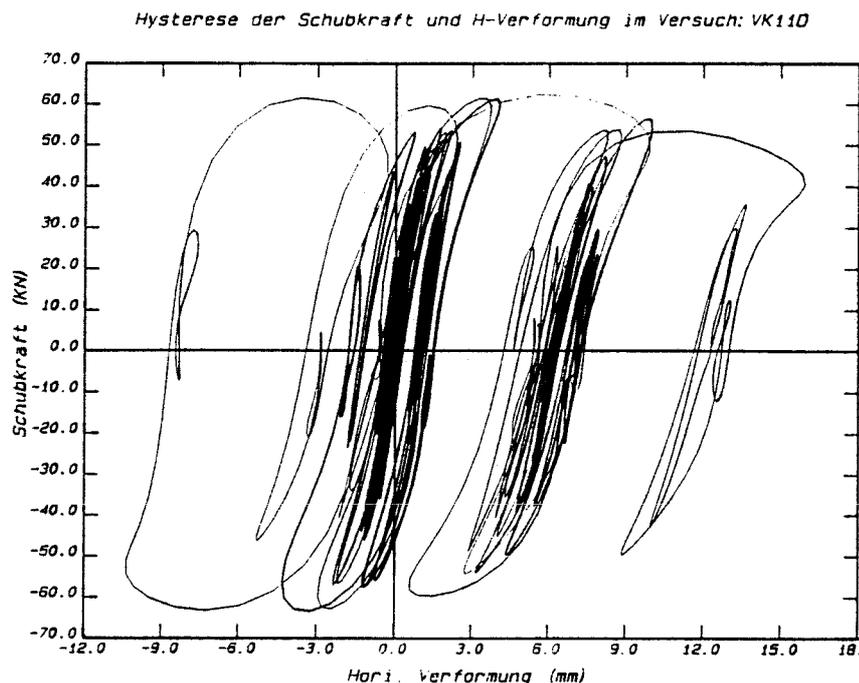


Bild 5.24 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V11 D

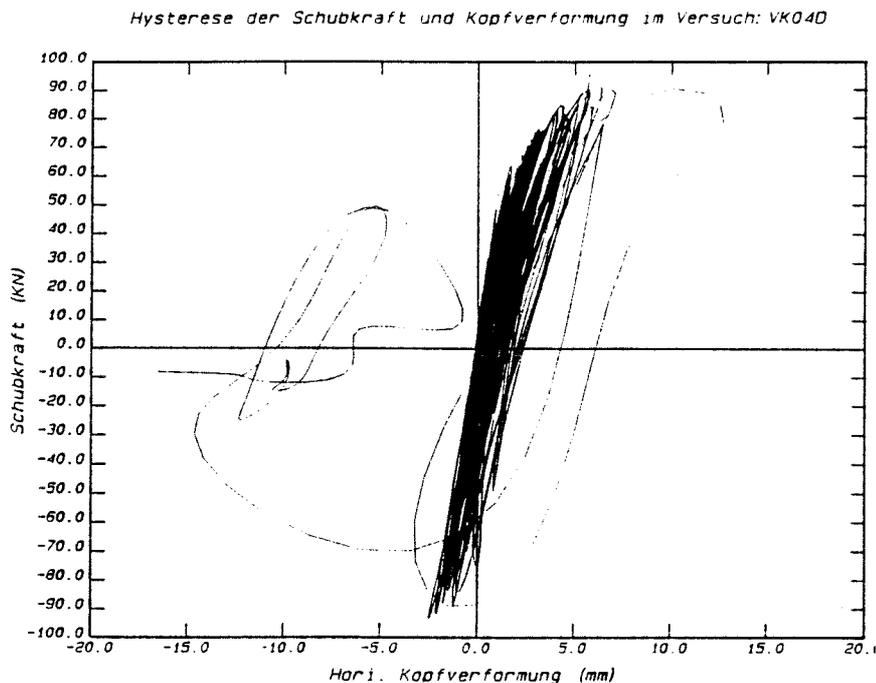


Bild 5.25 Kraft-Verformungs-Beziehung im Versuch V04 D

- Mit dem Verhältnis Steinzugfestigkeit/Mörtelzugfestigkeit kann das Rißbild und damit auch die plastische Verformbarkeit beeinflusst werden (vgl. Versuchsserie 0/Versuchsserie 1):

Bei Verwendung von Steinen mit höherer Zugfestigkeit (Versuchsserie 1) wurde der Steinrißmechanismus hinausgezögert, so daß sich die Risse fast ausschließlich in den Fugen einstellen (V11, V12). Damit wurde die plastische Verformbarkeit gesteigert, ohne daß ein nennenswerter Festigkeitsverlust eintrat (gutmütiges Verhalten).

- Stark perforierte Steine mit in Längsrichtung versetzten Innenstegen versagen schlagartig (vgl. Versuchsserie 2):

In beiden untersuchten Fällen, V21 und V22, wurde ein schlagartiger Bruch beobachtet, dem praktisch keine Rißeinscheinung voranging. Beim Bruch lösten sich die inneren Stege der Steine regelrecht auf, während die größtenteils fast ungeschädigten Außenstege seitlich herausfielen.

## 6. Rechnerische Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die rechnerischen Untersuchungen präsentiert, die zur Beantwortung folgender Fragen durchgeführt wurden:

- Können die beobachteten Rißbilder und die gemessenen Tragfähigkeiten rechnerisch bestimmt werden?
- Welche Größenordnung hat der Verhaltensfaktor  $q$  bei den untersuchten Wandelementen?

### 6.1 Vergleich der Rechenwerte für die Schubtragfähigkeit mit Experiment

Bereits im Kapitel 4 wurde ein Rechenmodell besprochen, das die Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden in Abhängigkeit von wenigen Materialparametern und der Höhe der Auflast angibt. In diesem Abschnitt soll untersucht werden, inwieweit mit diesem Rechenmodell die in den Experimenten beobachteten Rißbilder und gemessenen Traglasten vorhergesagt werden könnten. Hierzu ist zunächst zu prüfen, ob die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit erfüllt sind:

- Dem Rechenmodell liegen die Spannungs- und Festigkeitsverhältnisse eines von Randzonen genügend entfernten Wandabschnitts zugrunde. Dagegen unterliegt die Versuchswand mit ihren verhältnismäßig kleinen Abmessungen dem Einfluß der Randbereiche; insbesondere der oben und unten angeordneten Stahlbetonbalken, die eine viel höhere Steifigkeit besitzen.
- In dem Rechenmodell wird von einem Wandabschnitt unter konstanter Normalspannung ausgegangen. Dagegen hat die Versuchswand unter dem starken Einfluß der aus der Horizontalkraft am Kopf resultierenden Biegebeanspruchung eine über die Querschnittshöhe stark veränderliche Normalspannung. In allen untersuchten Fällen ist der Einfluß der Biegung so groß, daß der Wandfuß zeitweise nicht über die ganze Querschnittshöhe überdrückt ist.

- Im Rechenmodell wird davon ausgegangen, daß in den Stoßfugen keine Schubkräfte übertragen werden. Die Stoßfugen in den Versuchswänden sind dagegen ordentlich vermörtelt, so daß sie sich an der Schubübertragung wahrscheinlich beteiligen.

Die oben genannten Unterschiede in den Randbedingungen lassen erkennen, daß die Voraussetzung für die Anwendung des Rechenmodells in der üblichen Form hier nicht ohne weiteres gegeben ist. Vielmehr müssen die tatsächlichen Spannungsverhältnisse in der Wand unter der Berücksichtigung der besonderen Randbedingungen und der starken Biegebeanspruchung genauer ermittelt werden, als dies in der Praxis üblich ist. Außerdem ist zu prüfen, welchen Einfluß Stoßfugen auf das Rißverhalten haben können, die sehr sorgfältig ausgeführt sind und deshalb zumindest bereichsweise Schubspannungen übertragen können.

Um diesen Gegebenheiten zu entsprechen, wird im folgenden versucht, sich den tatsächlichen Verhältnissen im Rißzustand auf zwei Wegen zu nähern: Vorerst werden die Spannungen in der Wand über die technische Biegelehre ermittelt und die Rißbildung anhand des Rechenmodells durch Grenzbetrachtungen nachvollzogen. Dabei ist die untere Grenze beim Reibungsversagen durch Vernachlässigung der Kohäsion, die obere Grenze durch Berücksichtigung der Kohäsion gegeben. Entsprechend wird beim Steinversagen einmal unter Ausschluß der Stoßfuge, zum anderen unter voller Mitwirkung der Stoßfuge gerechnet. Diese Berechnung wird für fünf Versuche durchgeführt. Anschließend werden die rechnerischen Rißspannungen mit den aus den Versuchswerten ermittelten Spannungen verglichen.

Danach wird in einem erweiterten Rechenmodell mit Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen versucht, die tatsächlichen Verhältnisse genauer zu erfassen. Diese Berechnung ist im Anhang A2 beigefügt.

6.1.1 Nachrechnung durch Grenzfallbetrachtung mit dem  
Rechenmodell /6/

6.1.1.1 Versuch V02 D

Erstschubrißbildung (abgetreppter Fugenriß) in der 4. Laststufe bei

Schubkraft  $H = 53,0 \text{ kN}$

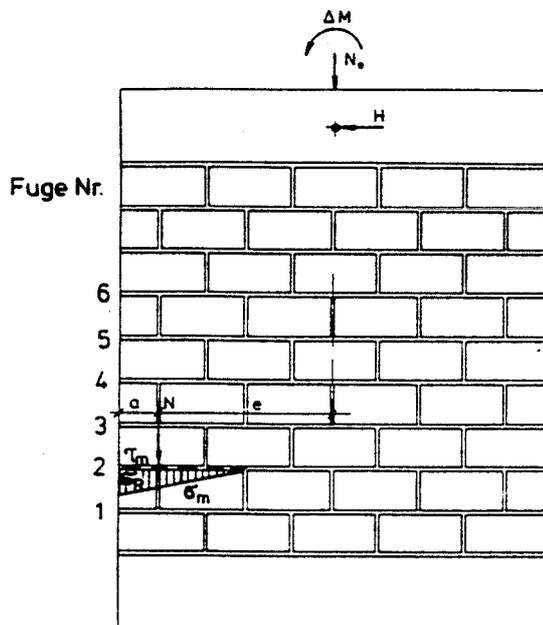
Normalkraft  $N = 95,4 + 9,0^*) = 104,4 \text{ kN}$

rückdrehendem Moment am Wandkopf  $\Delta M = -2,0 \text{ kNm}$

\*) Eigengewicht der Aufbauten und Wand

Spannungen im Versuchskörper (näherungsweise):

Fugen-Nr. n	Biegemoment (kNm) $M = H (1,24 - nx0,125) + \Delta M$	e (m) M/N	a (m) d/2-e	Normalspannung (N/mm <sup>2</sup> )		Schubspannung (N/mm <sup>2</sup> )
				$\sigma_R$	$\sigma_m$	$\tau_m$
1	56,1	0,54	0,08	7,6	3,8	1,9
2	49,5	0,47	0,15	4,0	2,0	1,0
3	42,8	0,41	0,21	2,9	1,4	0,7
4	36,2	0,35	0,27	2,2	1,1	0,6
5	29,6	0,28	0,34	1,8	0,9	0,5
6	23,0	0,22	0,40	1,5	0,7	0,4



Material-Kenngrößen:

Steindruckfestigkeit	$\beta_{d St} = 14,7 \text{ N/mm}^2$
Steinzugfestigkeit	$\beta_{zSt} = 0,75 \times \beta_z \text{ Spaltzug} = 0,75 \times 0,714 = 0,56 \text{ N/mm}^2$
Mörteldruckfestigkeit	$\beta_m = 4,1 \text{ N/mm}^2$
Haftscherfestigkeit des Mörtels	$k = 0,39$
Reibungsbeiwert	$\mu = 0,86$
"abgeminderte" Haftscherfestigkeit	$\bar{k} = k (1/1+\mu) = k (1/1,86) = 0,21$
"abgeminderter" Reibungsbeiwert	$\bar{\mu} = \mu (1/1+\mu) = \mu (1/1,86) = 0,46$

Grenzwerte für die Schubspannung nach Rechenmodell:

Fugen-Nr. n	Reibungsversagen		Steinzugversagen	
	$\tau = \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \frac{\beta_{zst}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$	$\tau = \beta_{zst} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$
1	1,75	1,75 *)	(0,68)	(1,56)
2	0,92	1,13	(0,52)	(1,20)
3	0,64	0,85	0,45	1,05
4	0,51	0,72	0,42	0,96
5	0,41	0,62	0,39	0,90
6	0,32	0,53	0,36	0,84

\*) wegen vorangegangenen Horizontalrisses keine Kohäsion

Vergleich Versuch - Rechenmodell:

Es ist zunächst festzustellen, daß die aus Biegung resultierende Exzentrizität der Normalkraft sehr groß ist. Die Randdruckspannung am Wandfuß liegt in der gleichen Größenordnung wie die Mauerwerksdruckfestigkeit  $\beta_{St}$  nach der Norm.

Die Rechenwerte für das Reibungsversagen mit und ohne Ansatz der Haftscherfestigkeit geben einen Bereich an, innerhalb dessen die Versuchswerte auch liegen.

Die maßgebenden Schubspannungen für das Steinzugversagen gemäß Rechenmodell sind allgemein sehr niedrig. Besonders in dem unteren Eckbereich, d.h. Fugen 1 und 2, liegen sie zu tief. Zwar traten hier im Versuch Steinrisse auf, jedoch läßt die vereinfachte Spannungsanalyse vermuten, daß diese Risse bei höheren Spannungen entstanden sind als vom Rechenmodell angegeben. Einer der Gründe hierfür kann darin liegen, daß der untere Randbalken eine wesentliche Schubversteifung in der vertikalen Richtung mit sich bringt und die Schubbeanspruchung des Steins reduziert. Eine weitere Entlastung des Steins kann von der Mitwirkung der Stoßfugen herrühren. Zur Berücksichtigung dieser Effekte wurde ein neuer Rechenwert für das Steinzugversagen bestimmt und mit den Versuchswerten verglichen (letzte Spalte). Wenn man den unteren Eckbereich als Störzone generell ausklammert, und hauptsächlich den mittleren Teil der Wand betrachtet, so ist in diesem Fall zu erkennen, daß das Steinzugversagen nicht mehr maßgebend ist, weil die Schubspannungen fürs Reibungsversagen kleiner sind.

6.1.1.2 Versuch V03 D

Erstschubrißbildung (abgetrepter Fugenriß) in der 5. Laststufe bei

Schubkraft  $H = 70,7 \text{ kN}$   
 Normalkraft  $N = 139,9 + 9,0^*) = 148,9 \text{ kN}$   
 rückdrehendem Moment am Wandkopf  $\Delta M = -2,6 \text{ kNm}$

\*) Eigengewicht der Aufbauten und Wand

Spannungen im Versuchskörper (näherungsweise)

Fugen-Nr. n	Biegemoment (kNm) $M = H (1,24 - nx0,125) + \Delta M$	e (m) M/N	a (m) d/2-e	Normalspannung (N/mm <sup>2</sup> )		Schubspannung (N/mm <sup>2</sup> )
				$\sigma_R$	$\sigma_m$	$\tau_m$
1	76,2	0,51	0,11	7,8	2,9	1,9
2	67,4	0,45	0,17	5,1	2,5	1,2
3	58,6	0,39	0,23	3,8	1,9	0,9
4	49,7	0,33	0,29	3,0	1,5	0,7
5	40,9	0,27	0,35	2,5	1,2	0,6
6	32,0	0,21	0,40	2,2	1,1	0,5

Material-Kenngrößen:

Wie bei V02 D mit Ausnahme der  
 Mörtelfestigkeit:  $\beta_m = 7,7 \text{ N/mm}^2$

Grenzwerte für die aufnehmbare Schubspannung nach Rechenmodell:

Fugen-Nr. n	Reibungsversagen		Steinzugversagen	
	$\bar{\tau} = \bar{\mu} \sigma_m$	$\bar{\tau} = \bar{k} + \bar{\mu} \sigma_m$	$\bar{\tau} = \frac{\beta_{zst}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$	$\bar{\tau} = \beta_{zst} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$
1	1,79	1,79 *)	(0,69)	(1,58)
2	1,15	1,36	(0,57)	(1,30)
3	0,87	1,08	0,51	1,17
4	0,69	0,80	0,47	1,07
5	0,55	0,76	0,43	0,99
6	0,51	0,72	0,42	0,96

\*) wegen vorangegangenen Horizontalrisses keine Kohäsion

Vergleich Versuch - Rechenmodell:

Die beim Versuch auftretenden mittleren Schubspannungen liegen innerhalb des für das Reibungsversagen maßgebenden Bereiches.

Legt man, wie beim Vergleich von V02 D bereits erläutert, die höheren Grenzwerte für das Steinzugversagen (siehe letzte Spalte) zugrunde, so ist festzustellen, daß diese Werte in dem mittleren Wandbereich höher als die für das Fugenversagen maßgebenden Grenzwerte liegen. Verglichen mit V02 D jedoch sind die Unterschiede zwischen den Grenzspannungen wesentlich kleiner. Das unterstreicht die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Steinrissen, was im Versuch auch in der weiteren Ribbildung beobachtet wurde.

6.1.1.3 Versuch V04 D

Schubrißbildung (Steinriß) in der 9. Laststufe bei

Schubkraft  $H = 90 \text{ kN}$

Normalkraft  $N = 231 + 9,0^*) = 240 \text{ kN}$

rückdrehendem Moment am Wandkopf  $\Delta M = -4,1 \text{ kNm}$

\*) Eigengewicht der Aufbauten und Wand

Spannungen im Versuchskörper (näherungsweise)

Fugen-Nr. n	Biegemoment (kNm) $M = H (1,24 - nx0,125) + \Delta M$	e (m) M/N	a (m) d/2-e	Normalspannung (N/mm <sup>2</sup> )		Schubspannung (N/mm <sup>2</sup> ) $\tau_m$
				$\sigma_R$	$\sigma_m$	
1	96,2	0,40	0,22	6,4	3,2	1,2
2	85,0	0,35	0,27	5,3	2,6	1,0
3	73,8	0,31	0,31	4,4	2,2	0,8
4	62,5	0,26	0,36	3,9	1,9	0,7
5	51,3	0,21	0,41	3,4	1,7	0,6

Material-Kenngrößen:

Wie bei V03D

Grenzwerte für die aufnehmbare Schubspannung nach Rechenmodell:

Fugen-Nr. n	Reibungsversagen		Steinzugversagen	
	$\tau = \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \frac{\beta_{zsr}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zsr}}}$	$\tau = \beta_{zsr} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zsr}}}$
1	1,47	1,47	(0,65)	(1,45)
2	1,21	1,42	(0,60)	(1,33)
3	1,02	1,23	0,56	1,25
4	0,89	1,10	0,53	1,18
5	0,78	0,99	0,50	1,12

Vergleich Versuch - Rechenmodell:

Der Vergleich der Rechenwerte für die beiden Versagensarten zeigt, daß die oberen Grenzwerte für die Schubspannung nahezu identisch sind. Vergleicht man die unteren Grenzen in dem mittleren Wandbereich, so wird erkennbar, daß das Steinzugversagen wegen der niedrigeren Grenzwerte viel wahrscheinlicher ist.

Der im Versuch beobachtete Riß war ein Steinriß. Die maximalen Schubspannungen liegen innerhalb des für das Steinzugversagen maßgebenden Bereichs. Die für das Fugenversagen benötigten rechnerischen Schubspannungen sind wesentlich höher.

6.1.1.4 Versuch V11 D

Erstschubrißbildung (abgetreppter Fugenriß) in der 6. Laststufe bei:

Schubkraft  $H = 57,1 \text{ kN}$   
 Normalkraft  $N = 145 + 9,0^*) = 154 \text{ kN}$   
 rückdrehendem Moment am Wandkopf  $\Delta M = -5,5 \text{ kNm}$

\*) Eigengewicht der Aufbauten und Wand

Spannungen im Versuchskörper (näherungsweise)

Fugen-Nr. n	Biegemoment (kNm) $M = H (1,24 - nx0,125) + \Delta M$	e (m) M/N	a (m) d/2-e	Normalspannung (N/mm <sup>2</sup> )		Schubspannung (N/mm <sup>2</sup> )
				$\sigma_R$	$\sigma_m$	$\tau_m$
1	58,2	0,38	0,24	3,7	1,9	0,7
2	51,0	0,33	0,29	3,0	1,5	0,6
3	43,7	0,28	0,34	2,6	1,3	0,5
4	36,5	1,24	0,38	2,3	1,2	0,4
5	29,6	0,19	0,43	2,1	1,0	0,4

Material-Kenngrößen:

Steindruckfestigkeit	$\beta_{d\ St} = 26,1\ \text{N/mm}^2$
Steinzugfestigkeit	$\beta_{z\ St} = 0,99\ \text{N/mm}^2$
Mörteldruckfestigkeit	$\beta_m = 6,1\ \text{N/mm}^2$
Haftscherfestigkeit des Mörtels	$k = 0,11$ (im Scherversuch ermittelt)
Reibungsbeiwert " "	$\mu = 0,67$ - " -
"abgeminderte" Haftscherfestigkeit	$\bar{k} = k (1/1+\mu) = k (1/1,86) = 0,06$
"abgeminderter" Reibungsbeiwert	$\bar{\mu} = \mu (1/1+\mu) = \mu (1/1,86) = 0,36$

Grenzwerte für die aufnehmbare Schubspannung nach Rechenmodell:

Fugen-Nr. n	Reibungsversagen		Steinzugversagen	
	$\tau = \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \bar{k} + \bar{\mu} \sigma_m$	$\tau = \frac{\beta_{zsk}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zsk}}}$	$\tau = \beta_{zsk} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zsk}}}$
1	0,68	0,68	(0,73)	(1,69)
2	0,54	0,60	(0,68)	(1,57)
3	0,47	0,53	0,65	1,50
4	0,43	0,50	0,64	1,47
5	0,36	0,42	0,61	1,40

Vergleich Versuch - Rechenmodell:

Die Bereiche für die Grunds Schubspannungen, die gemäß Rechenmodell für das Reibungs- bzw. Steinzugversagen maßgebend sind, liegen in diesem Fall deutlich getrennt auseinander. Die Ergebnisse deuten eindeutig auf ein Reibungsversagen hin.

Im Versuch wurde ebenfalls ein Reibungsversagen in den Fugen beobachtet. Die Werte für die Schubspannungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung.

6.1.1.5 Versuch V21 D

Versagen in der 4. Laststufe bei

Schubkraft  $H = 64,5 \text{ kN}$

Normalkraft  $N = 143 + 9,0^*) = 152 \text{ kN}$

rückdrehendem Moment am Wandkopf  $\Delta M = -4,2 \text{ kNm}$

\*) Eigengewicht der Aufbauten und Wand

Spannungen im Versuchskörper (näherungsweise):  
Brutto-(Netto)-Werte \*)

Fugen-Nr. n	Biegemoment (kNm) $M = H (1,24 - nx0,125) + \Delta M$	e (m) M/N	a (m) d/2-e	Normalspannung (N/mm <sup>2</sup> )		Schubspannung (N/mm <sup>2</sup> )	
				brutto (netto) $\sigma_R$	$\sigma_m$	brutto (netto) $\tau_m$	
1	67,7	0,45	0,17	5,2 (9,0)	2,6 (4,5)	1,1 (3,1)	
2	59,7	0,39	0,23	3,8 (6,6)	1,9 (3,3)	0,8 (2,3)	
3	51,6	0,34	0,28	3,1 (5,3)	1,6 (2,8)	0,7 (1,8)	
4	43,5	0,29	0,33	2,7 (4,7)	1,3 (2,2)	0,6 (1,6)	
5	35,5	0,23	0,39	2,3 (4,0)	1,1 (1,9)	0,5 (1,3)	

\*) aus der Steingeometrie geht hervor:

$$A_{\text{Druck, netto}} = 0,58 \times A_{\text{brutto}} \quad (\text{Lochanteil } 42 \%)$$

$$A_{\text{Schub, netto}} = 0,62 (0,58 \times A_{\text{brutto}}) = 0,36 \times A_{\text{brutto}}$$

Anteil der Längsstegquerschnitte am Nettoquerschnitt

Material-Kenngrößen:

Steindruckfestigkeit	$\beta_d \text{ St} = 10,9 \text{ N/mm}^2$
Steinzugfestigkeit	$\beta_z \text{ St} = 0,75 \times \beta_z \text{ Spaltzug} =$ $0,75 \times 0,88 = 0,66 \text{ N/mm}^2$
Scherbenfestigkeiten	$\beta_d = 10,9/0,58 = 19 \text{ N/mm}^2$ $\beta_z = \frac{\beta_{zst}}{\frac{b_{eff}}{b_{brutto}}} = \frac{0,66}{\frac{3,8}{11,5}} = 2 \text{ N/mm}^2$ $(\approx 0,10 \beta_d)$
Mörteldruckfestigkeit	$\beta_m = 7,0 \text{ N/mm}^2$
Kohäsion und Reibungsbeiwert	nicht bestimmbar, da sich die Steine beim Test auflösen

Grenzwerte für die Schubspannung nach Rechenmodell:

- Über Reibungsversagen lassen sich keine rechnerischen Aussagen machen, da die entsprechenden Materialkenngrößen fehlen.
- Für das Steinzugversagen können folgende Rechenwerte geschätzt werden:

Fugen-Nr. n	$\tau = \frac{\beta_{zst}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$		$\tau = \beta_{zst} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{\beta_{zst}}}$	
	brutto	(netto)	brutto	(netto) *)
1	0,7	(1,6)	1,5	(3,6)
2	0,6	(1,4)	1,3	(3,2)
3	0,5	(1,3)	1,2	(3,0)
4	0,5	(1,3)	1,1	(2,9)
5	0,5	(1,2)	1,1	(2,8)

\*) unter Ansatz der Scherbenfestigkeit

Vergleich Versuch - Rechenmodell:

In Wandmitte (4. und 5. Fuge) bleiben die maximalen Schubspannungen im Versuch noch in der Nähe des unteren Grenzwertes des rechnerisch vorhergesagten Versagensbereiches. Dies könnte als Erklärung dafür angesehen werden, daß keine Steinrisse auftraten.

Im unteren Eckbereich dagegen kommen die Schubspannungen im Versuch in die Größenordnung der oberen Grenzwerte der rechnerischen Grenzspannungen. Dieses Indiz deckt sich mit der in dem Randstein beobachteten Schrägrißbildung, die auch das Versagen der Wand eingeleitet hat.

**Zu dem Versagensmechanismus:** Anders als bei den vorherigen Versuchen mit plötzlichem Kollaps versagte die Wand hier nicht durch ein Abrutschen entlang eines Diagonalrisses, sondern entlang einer Horizontalen über der ersten Steinschicht. Als Erklärungsmodell hierfür kann ein Umlagerungsprozeß angesehen werden, bei dem ein Teil der Schubkraft infolge Gleitens in der Fuge von den äußeren Scheiben des Ziegels auf die inneren Stege umgelagert wird. Die Umlagerung wird von den "Mörtelzähnen" bewirkt, die in den zahlreichen Löchern des Ziegels stecken und nur begrenzt gleiten können. Die inneren Stege des Ziegels jedoch haben der übertragenen Schubkraft keinen nennenswerten Widerstand entgegenzusetzen, weil sie in Wandlängsrichtung versetzt angeordnet sind und daher keine Scheibenwirkung entfalten können. Während sich der innere Teil des Steines reißverschlußartig auflöst, klappen die inzwischen entlasteten und in Querrichtung instabil gewordenen Außenstege seitlich heraus.

#### 6.1.1.6 Zusammenfassende Wertung

Der in den Abschnitten 6.1.1.1 bis 6.1.1.5 durchgeführte Vergleich zwischen Berechnung und Experiment zwecks Beantwortung der Frage, inwieweit die rechnerische Vorhersage mit der gemessenen Tragfähigkeit übereinstimmt, kann wie folgt zusammengefaßt werden:

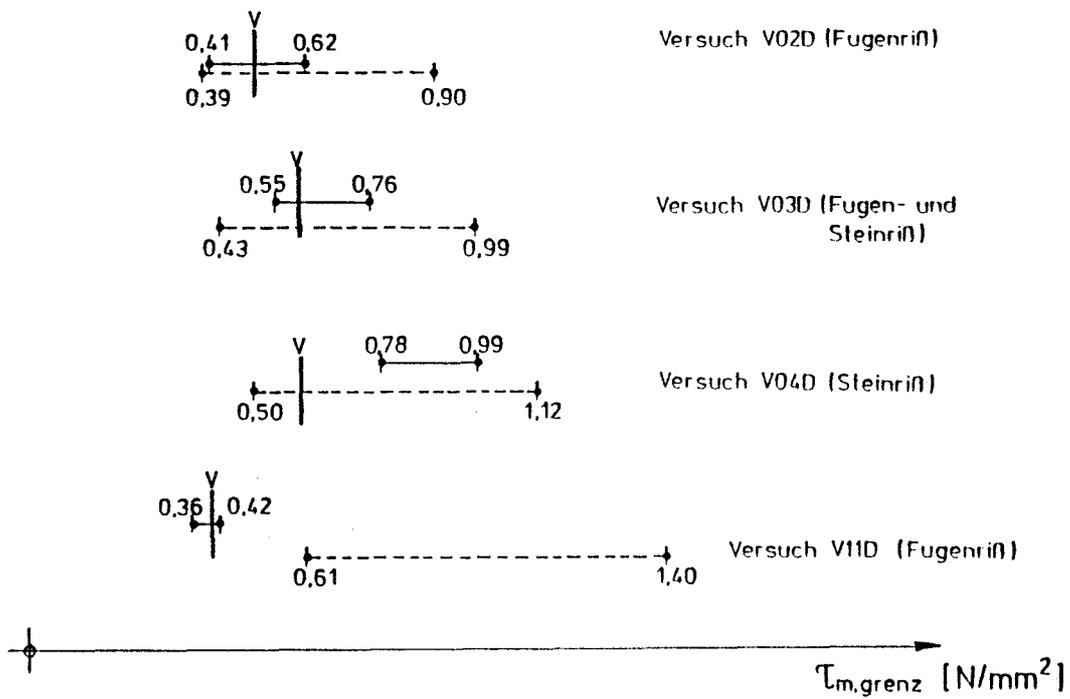
- Für die Anwendung des Rechenmodells auf die Versuchswände, die nicht nur auf Schub sondern auch in starkem Maße auf Biegung beansprucht werden, ist es erforderlich, den Verlauf der Normalspannungen vorab genauer zu bestimmen.
- Das Tragverhalten der Versuchswand wird teilweise auch durch solche Randbedingungen beeinflusst, die in dem Rechenmodell nicht erfaßt sind. Diese Randbedingungen sind im wesentlichen die steifen Randbalken, die mit den kleinen Abmessungen der Wand zusammenhängenden Störungen durch die Randelemente und die gute Vermörtelung der Stoßfugen.

Die Mitwirkung der Randbalken als auch der Stoßfugen führen im wesentlichen zu einer Entlastung der Schubbeanspruchung in den Steinen. So führen die Rechenwerte für das Steinzugversagen zu niedrigeren Grenzwerten als im Versuch.

- Wegen der Unsicherheiten, die von den o.g. Punkten herrühren, ist eine Anwendung des Rechenmodells in der üblichen Form nicht durchführbar. Eine Nachrechnung, die sich den speziellen Randbedingungen und Spannungsverhältnissen der Versuchskörper durch Grenzfallbetrachtungen nähert, erscheint sinnvoller.
- Die jeweils für die Fugenriß- und Steinrißbildung untersuchten Tragfähigkeitsbereiche ermöglichen eine realistische Orientierung bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und des Ribbildes (siehe Bild 6.1):

Während sich die Grenztragfähigkeitsbereiche in den Versuchen V02 D und V03 D überlappen, sind sie bei V04 D und V11 D deutlich voneinander getrennt. Der Steinriß bei V04 D und der Fugenriß bei V11 D werden damit zuverlässig vorhergesagt.

in Wandmitte: Fuge Nr. 5



V : Versuchswert  
—: Rechnerischer Grenztragfähigkeitsbereich für Reibungsversagen  
----: Rechnerischer Grenztragfähigkeitsbereich für Steinzugversagen

Bild 6.1 Vergleich der mittleren Grenzschubspannungen nach Berechnung und Versuch

Die "mittige" Überlappung der beiden Grenztragfähigkeitsbereiche bei V03 D kann als eine Bestätigung des im Versuch aufgetretenen "gemischten" Rißbildes gedeutet werden. Für den Versuch V02 D, bei dem das Fugenrißbild vorherrschte, kann mit der Berechnung zwar eine realistische Schätzung der Grenztragfähigkeit erreicht werden; das Rißbild jedoch läßt sich nicht eindeutig vorhersagen.

#### 6.1.2 Nachrechnung über ein erweitertes Rechenmodell

Die Erweiterung des Rechenmodells besteht in einer genaueren Erfassung des Spannungszustandes der Wände und in der Berücksichtigung der Stoßfugen. Die Untersuchungen sind in Anlage A2 zusammengefaßt.

## 6.2 Untersuchungen zum Verhaltensfaktor

### 6.2.1 Der Verhaltensfaktor nach Eurocode 8

Gemäß Eurocode 8, Teil 1.1 - Abschnitt 4.3 darf die linear-elastische seismische Reaktionskraft eines Tragwerks durch Division durch den sog. "Verhaltensfaktor  $q$ " auf eine niedrigere Bemessungsgröße reduziert werden, die einem Schätzwert der nichtlinear-plastischen Antwort entspricht. Voraussetzung hierfür ist eine entsprechende Zähigkeit des Tragsystems, nämlich die plastische Verformbarkeit ohne nennenswerten Festigkeitsabfall unter wiederholter Beanspruchung. Diese Eigenschaft verleiht dem Tragwerk die Fähigkeit, die durch Bodenbewegungen in das System eingeführte Schwingungsenergie wirksam zu dissipieren und das Beben auch nach Erreichen der Festigkeitsgrenze standsicher zu überstehen. Der Verhaltensfaktor  $q$  ist also ein Parameter, der zwecks einer pauschalen Berücksichtigung dieses nichtlinearen dissipativen Verhaltens in einer einfachen linearen Berechnung nach Antwortspektrumverfahren eingeführt worden ist.

Die Größe des Verhaltensfaktors hängt zunächst von der Systemzähigkeit des Bauwerks ab, die aus der Zähigkeit der Einzelbauteile und der Redundanz der aussteifenden Bauteile resultiert. Unter der System- bzw. Bauteilzähigkeit ( $\mu_s$ ) bzw. ( $\mu_w$ ) wird das Verhältnis der Bruchverformung ( $V_U$ ) zu der größten elastischen Verformung ( $V_F$ ) des Systems bzw. Bauteils verstanden. Je mehr Einzelbauteile mit stabilen plastischen Verformungen sich an der Gesamtverformung des Systems beteiligen, desto größer ist der plastische Anteil in der Systemverformung. Entsprechend groß ist damit auch die Systemzähigkeit und der auf dieser Größe basierende Verhaltensfaktor.

Die Beziehung zwischen dem Verhaltensfaktor und der Systemzähigkeit hängt weiter auch von der Eigenschwingzeit des Bauwerks ab: je niedriger die Eigenschwingzeit eines Bauwerks ist, umso weniger kann das nichtlinear-plastische Verformungspotential im Hinblick auf den Verhaltensfaktor ausgenutzt werden. Mit anderen Worten heißt das, daß zur Gewährleistung eines bestimmten Verhaltensfaktors die Anforderung an die Systemzähigkeit stark ansteigt. Wenn man nahe genug an den Grenzfall des Starrkörpers kommt, ist diese Anforderung nicht

mehr zu realisieren. Daher ist in diesem Fall von einem Verhaltensfaktor  $q = 1$  auszugehen.

In Eurocode 8, Teil 1.1 ist diesem Aspekt dadurch Rechnung getragen, indem das Bemessungsspektrum aus dem linear-elastischen Spektrum so abgeleitet ist, daß der Verhaltensfaktor im Bereich niedriger Eigenschwingzeiten ( $0 < T < T_1 = 0,2 \text{ sec}$ ) mit  $T \rightarrow 0$  auf 1,0 reduziert wird.

In Eurocode 8, Teil 1.3, Kapitel 6 sind für die bei Mauerwerksbauten anzusetzenden Verhaltensfaktoren folgende Werte vorgeschlagen:

unbewehrtes Mauerwerk	$q = 1,5$
eingefaßtes Mauerwerk	$q = 2,0$
bewehrtes Mauerwerk	$q = 2,5$

In den zugehörigen Erläuterungen wird die Einführung von drei verschiedenen Größen als notwendig angesehen, damit in den unterschiedlichen Bauweisen die Anforderungen "kein Einsturz" und "niedrige Schadensanfälligkeit" gleichermaßen erfüllt sind.

#### 6.2.2 Verhaltensfaktoren der Testkörper

Zur Untersuchung der Verhaltensfaktoren der getesteten Wandelemente wurden die Rechenwerte der linear-elastischen Systemantwort mit den im Versuch gemessenen (tatsächlichen) Schubkräften verglichen. Zur Ermittlung der Rechenwerte wurden zunächst die Antwortspektren für die gemessenen Basisbeschleunigungen bestimmt (Bild 6.2). Der aus Wand, Feder und Massen bestehende Versuchsaufbau wurde als ein dynamisches System mit einem Freiheitsgrad abgebildet (Bild 6.3). Mit der Annahme eines Dämpfungsmaßes von 5 % der kritischen Dämpfung wurde der Spektralwert der Beschleunigung abgelesen und mit der bewegten Masse multipliziert.

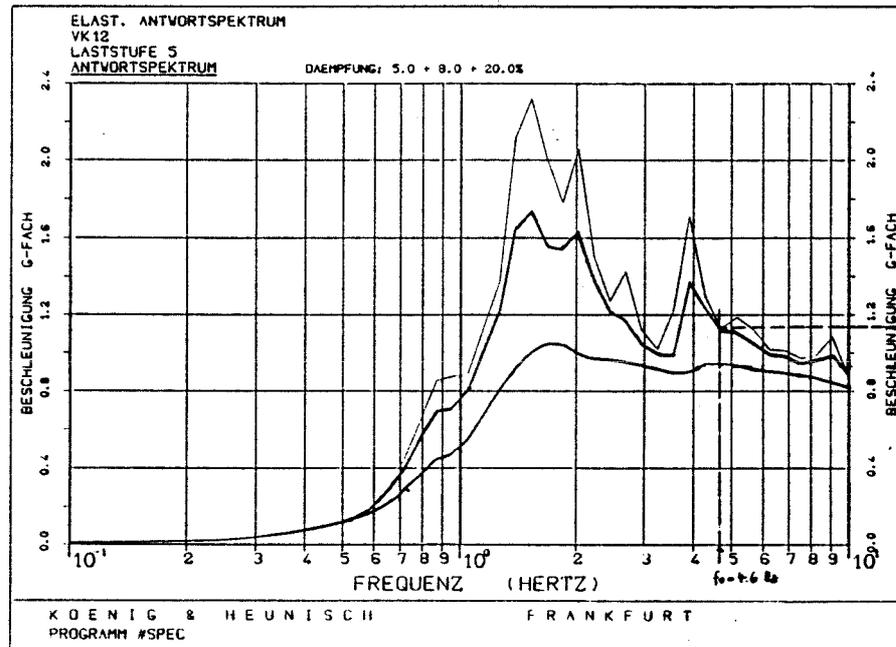


Bild 6.2 Linear-elastisches Antwortspektrum der Tischanregung

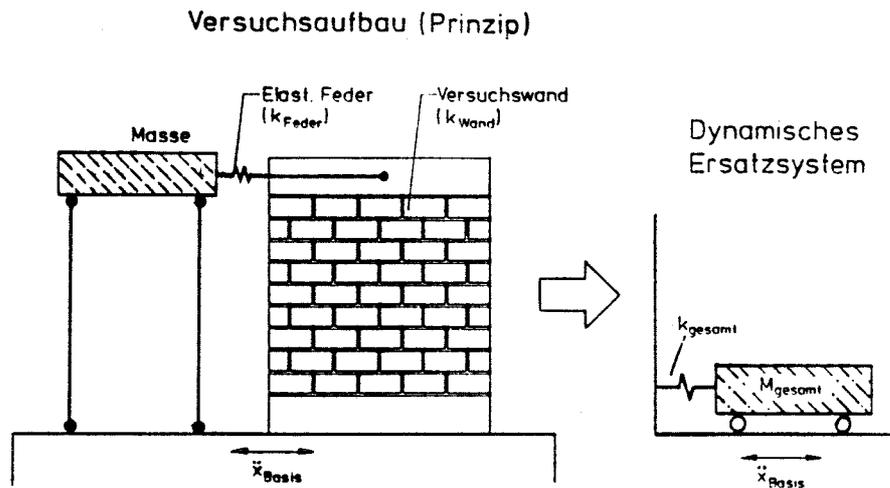


Bild 6.3 Versuchsaufbau und zugehöriges dynamisches System

Bild 6.4 zeigt für sechs Versuchskörper jeweils das Verhältnis der linear-elastischen rechnerischen Antwort zu der gemessenen Schubkraft im zugehörigen Versuch. Folgende Zusammenhänge sind zu erkennen:

- In den Fällen, in denen das Versagen ohne vorausgehende Risse schlagartig eintrat, entspricht die gemessene Reaktionskraft dem linear-elastischen Rechenwert (Kurven Nr. 3 und 6). Daraus folgt  $q_{\text{Wand}} = 1$ . Solche Sprödbrüche mit vollständigem Verlust der Tragfähigkeit wurden bei hohen Auflasten (V04) und bei Wänden aus Ziegeln mit versetzten Innenstegen (V21, V22) beobachtet.
- In den Fällen, in denen der Fugenrißmechanismus deutlich vorherrschte, blieb die Reaktionskraft auch bei der weiteren Steigerung der Anregung auf einer konstanten Höhe, die dem Reibungswiderstand in der Fuge entsprach. Große Verformungen konnten sich einstellen, ohne daß die Tragfähigkeit gefährdet war (Kurven Nr. 4 und 5). Für die jeweils letzten Laststufen lassen sich für das untersuchte Gesamtsystem Verhaltensfaktoren von 1,25 bis 1,30 ablesen. Dieses günstige Verhalten wurde bei Wänden aus Steinen höherer Zugfestigkeit (V11, V12) unter geringer bis mittlerer Auflast beobachtet.
- In den Fällen, in denen die Risse teilweise durch die Fugen und teilweise durch die Steine verliefen, fallen die gemessenen Reaktionskräfte mit Rißbeginn und -entwicklung kleiner aus als die linear-elastischen Rechenwerte. Jedoch sind deutliche Entfestigungserscheinungen zu beobachten, die mit Steinrißbildung zusammenhängen und mit der Definition eines duktilen Verhaltens nicht in Einklang zu bringen sind (Kurven Nr. 1 und 2). Daher gilt in diesen Fällen  $q_{\text{Wand}} = 1$ . Dieses Verhalten wurde bei Wänden mit mittelhoher bis hoher Auflast beobachtet (V02 und V03).

Kurven Nr.	Versuch	Steinart	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rißbild
1	V02	KSV 12, 3 Löcher	- 0,6	getrept
2	V03	KSV 12, 3 Löcher	- 1,0	getrept und glatt, geneigt
3	V04	KSV 12, 3 Löcher	- 1,5	glatt, geneigt
4	V11	KSV 28, ohne Löcher	- 1,0	getrept
5	V12	KSV 28, ohne Löcher	- 0,8	getrept
6	V21	Porotonziegel 12 versetzte Stege	- 1,0	Steine aufgelöst

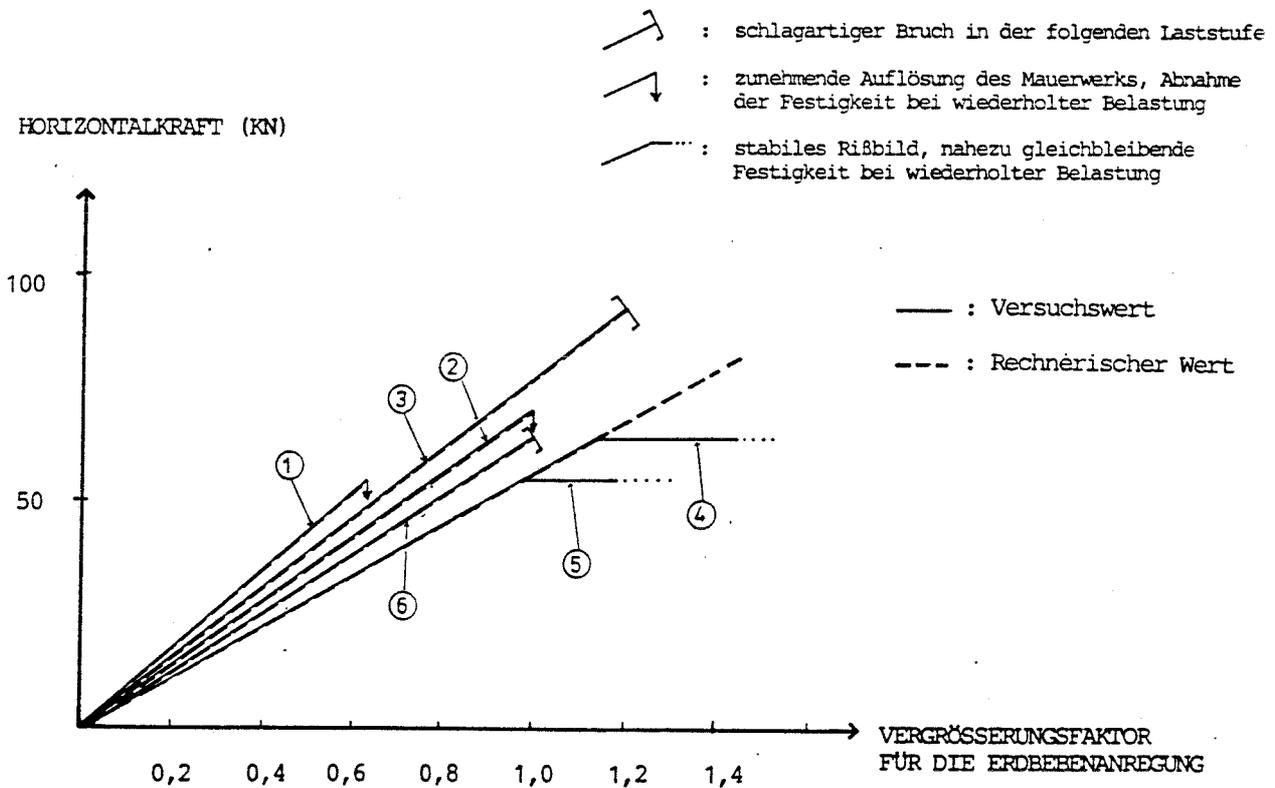


Bild 6.4 Vergleich der gemessenen Horizontalkraft mit dem linear-elastischen Rechenwert

**Nichtlineare Vergleichsrechnung:** Für die Wand V12 wurde eine weitere Vergleichsrechnung durchgeführt, bei der von einem ideal elastisch-plastischen Kraft-Verformungs-Zusammenhang ausgegangen wurde. Diese Arbeitslinie wurde aus Gründen der Ähnlichkeit mit der im Versuch beobachteten Beziehung gewählt. Aus der Gesamthysterese im Versuch (Bild 6.5) läßt sich an der Stelle der maximalen Tragfähigkeit eine Bauteilzähigkeit  $\mu_{\text{Wand}} \approx 6$  ablesen.

Mit  $K_{\text{Wand}} : K_{\text{Feder}} = 9 : 1$

ergeben sich

$$\begin{aligned} V_{\text{el, gesamt}} &= V_{\text{el, Wand}} + V_{\text{el, Feder}} \\ &= 1 + 9 \\ &= 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{pl, gesamt}} &= V_{\text{pl, Wand}} + V_{\text{el, Feder}} \\ &= 6 + 9 \\ &= 15 \end{aligned}$$

und die Systemzähigkeit

$$\mu_s = V_{\text{pl, gesamt}} / V_{\text{el, gesamt}} = 1,5$$

In Bild 6.6 ist das Spektrum der Antwortbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit ideal elastisch-plastischer Arbeitslinie dargestellt. Vergleicht man die Antwortbeschleunigungen eines Systems mit  $\mu_s = 1,5$  und eines linear-elastischen Systems ( $\mu_s = 1$ ) bei einer Systemfrequenz von 4,5 Hz, so ist auch hier eine Abminderung der elastischen Antwort um den Faktor 1,3 festzustellen. Dies belegt die Verifizierbarkeit des Versuchsergebnisses mit einer nichtlinearen Berechnung, der ein ideal-plastisches Kraft-Verformungs-Verhalten zugrundeliegt.

Hysterese der Schubkraft und H-Verformung im Versuch: VK12D

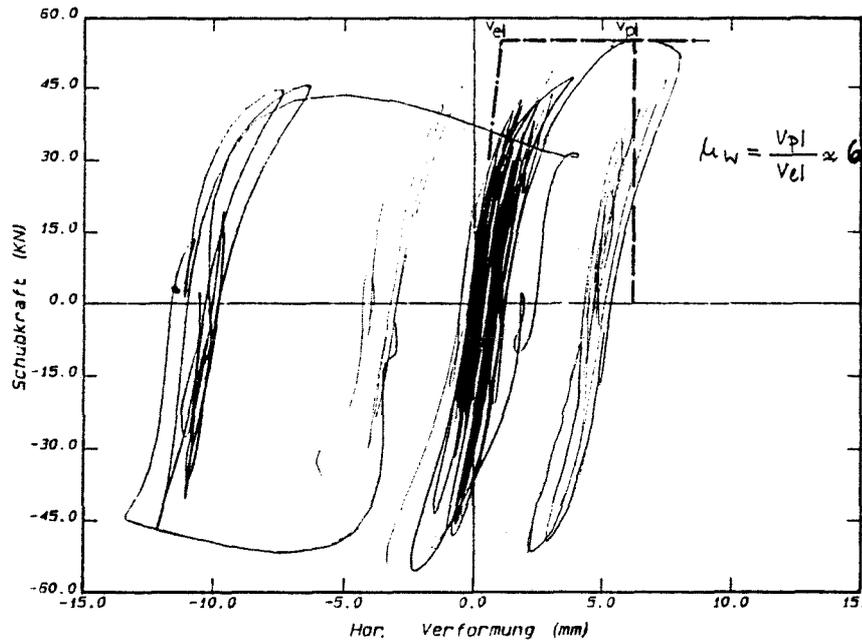


Bild 6.5 Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Versuch V12D

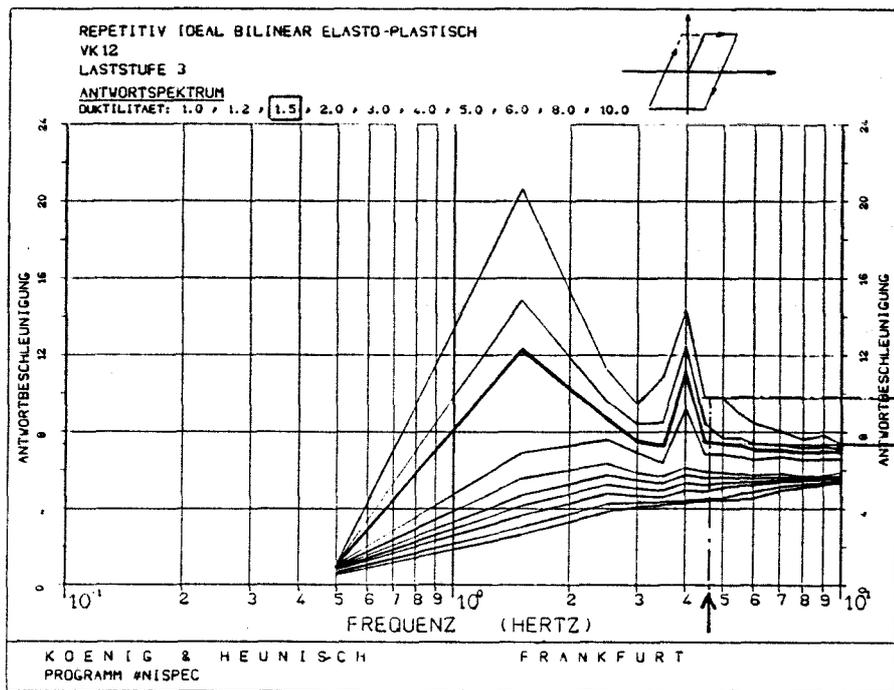


Bild 6.6 Nichtlineares Antwortspektrum für V21D für verschiedene Systemzähigkeiten

### 6.2.3 Anmerkungen zum Ansatz des Verhaltensfaktors

Wie im Abschnitt 6.2.1 dargelegt, ist der Ansatz des Verhaltensfaktors bei der Bemessung eines Tragwerkes an die Voraussetzung eines stabilen nichtlinear-plastischen Tragverhaltens geknüpft.

Aus den Versuchen ist zu erkennen, daß eine wiederholbare plastische Verformbarkeit einer auf Schub beanspruchten unbewehrten Mauerwerkswand dann gegeben ist, wenn die Diagonalrisse durch die Fugen verlaufen. Voraussetzungen für ein solches Rißbild sind niedrige Normalkraftbeanspruchung und eine entsprechend hohe Steinzugfestigkeit. In den durchgeführten Versuchen wurde dieses Rißverhalten bei einem Normalspannung/Steinfestigkeit-Verhältnis  $\sigma_o/\beta_{dSt} = 0,05$  und einem Steinfestigkeit/Mörtelfestigkeit-Verhältnis  $\beta_{dSt}/\beta_m = 4$  beobachtet. Die Normalspannung entsprach in diesem Fall ungefähr 50 % der zulässigen Spannung nach DIN 1053, Teil 1.

Bezieht man im Versuch V12D (Bild 6.5) die durch Gleiten der Wandabschnitte in den Lagerfugen ausgeführte horizontale Gesamtverschiebung beim Erreichen der größten Festigkeit auf den elastischen Grenzwert, so führt das auf eine Bauteilzähigkeit von  $\mu_w = 6$ . Zwar belegen die Messungen eine größere plastische Verformbarkeit, ohne daß es zu einem Bruch kommt, jedoch sind diese großen Verschiebungen mit einer Tragfähigkeitsabnahme verbunden. Daher wird die o.g. Größe als ein angemessenes Maß für die näherungsweise Beurteilung der stabilen Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der Wand angesehen.

Entscheidend für die Größe des Verhaltensfaktors ist die Systemzähigkeit. Im Grenzfall eines eingeschossigen Bauwerks aus Mauerwerk, in dem alle Schubwände durch Fugenrißbildung und stabile plastische Verformungen ihre Bauteilzähigkeit  $\mu_w$  zur Verfügung stellen können, entspricht die Systemzähigkeit  $\mu_s$  praktisch der Bauteilzähigkeit  $\mu_w$ . In einem n-geschossigen Bauwerk jedoch, in dem sich die Rißbildung auf nur ein Stockwerk, zum Beispiel auf das Erdgeschoß, konzentriert, fällt die Systemzähigkeit auf  $\mu_w/n$  zurück, weil der plastische Verformungsbeitrag von nur einem Geschoß stammt, wogegen die elastische Gesamtverformung durch den Beitrag jedes einzelnen Geschosses auf den n-fachen Wert ansteigt. Wie dieser Vergleich

zeigt, kommt es bei der Systemzähigkeit neben der verfügbaren Zähigkeit der Einzelbauteile auch auf ihre günstige Ausnutzung im Gesamtverformungsverhalten des Bauwerks an.

Rechnerische Ansätze, die von der Ausnutzbarkeit der Zähigkeitseigenschaften der Bauteile ausgehen, sind dann gerechtfertigt, wenn sich diese Bauteile im realen Bauwerk auch so verhalten können wie vorgesehen. Im Mauerwerksbau verdienen in diesem Zusammenhang Aspekte wie Behinderungen, die von den im Verband stehenden Querwänden ausgehen können oder Grenzen der zulässigen Verschieblichkeit der Querwände (aus ihrer Ebene heraus) eine besondere Aufmerksamkeit. Unregelmäßigkeiten im Aufbau und Mängel in der Ausführung schränken die Realisierbarkeit von günstigen Verhaltensmustern weiter ein.

Bei der Ableitung des Verhaltensfaktors aus der Systemzähigkeit ist der Einfluß der Systemeigenfrequenz zu berücksichtigen. Mit dem steigenden Verhältnis der Systemeigenfrequenz zu den vorherrschenden Frequenzen der Erdbebenerregung fällt der Verhaltensfaktor bei gleichbleibendem Zähigkeitsangebot des Systems immer ungünstiger aus. Da Mauerwerksbauten in der Regel sehr steife Konstruktionen sind, ist diesem Sachverhalt besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Der im Experiment bei dem speziellen Aufbau (Wand-Feder-Masse) und speziellen Anregungssignal (Erdbeben) erreichte Verhaltensfaktor ist angesichts der o.g. Einflußgrößen als ein Einzelergebnis zu werten. Andere Systemeigenschaften und Anregungssignale könnten bei der gleichen Bauteil(Wand)-Zähigkeit zu anderen Ergebnissen für den Verhaltensfaktor führen, die je nach den Einflußmechanismen günstiger oder aber auch ungünstiger ausfallen könnten. Daher ist der Versuch in erster Linie in bezug auf seine Aussage über das Bauteilverhalten zu werten, während Aussagen über Systemverhalten aus analytischen Parameterstudien oder wenn möglich aus experimentellen Bauwerksuntersuchungen gewonnen werden sollten.

Sind die anfangs genannten Voraussetzungen für das Fugenrißbild nicht gegeben, so liegt als Grenzzustand ein Rißbild vor, bei dem die Risse durch die Steine verlaufen. Da solche Risse zu instabilen Wandabschnitten und zu einer deutlichen Entfestigung in der Schubtragfähigkeit führen, liegt hier keine

Bauteilzähigkeit mehr vor. Damit fehlt, aus dem Verhalten der Wand selbst, die Voraussetzung für den Ansatz eines günstigen Verhaltensfaktors für das Bauwerk grundsätzlich.

## 7. Zusammenfassung mit Wertung für die praktische Anwendung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Schubtragfähigkeit und das Verformungsverhalten unbewehrter Mauerwerkswände unter erdbebenähnlichen Beanspruchungen experimentell und rechnerisch untersucht.

Die Studie stellte den ersten Schritt eines Mehrstufenprogrammes dar, dessen Ziel es ist, die Bestimmungen des Eurocode 8 (Bauten in Erdbebengebieten - Bemessung) bezüglich ihrer Anwendung auf den deutschen Mauerwerksbau zu beurteilen. Die hierfür benötigten Kenntnisse sind aus experimentellen und analytischen Untersuchungen sowie aus Nachrechnungen der tatsächlich eingetretenen Erdbebenschäden zu gewinnen. Ein Teil dieser Grundlagen wurde in dieser Studie durch eine vertiefte Untersuchung des Tragverhaltens von Schubwänden aus unbewehrtem Mauerwerk ermittelt.

Die Experimente wurden an Wandelementen mit den Abmessungen 1,24:1,14:0,115 m (Länge:Höhe:Dicke) durchgeführt. Die Wände wurden auf dem Erdbebensimulator am Institut für Massivbau/TH Darmstadt mit Hilfe eines entsprechenden Versuchsaufbaus erdbebenähnlichen Beanspruchungen ausgesetzt. Als Anregungssignal wurde ein im Friaul Erdbeben, 1976 aufgezeichneter Beschleunigungszeitverlauf verwendet. In einigen Fällen wurden auch quasistatische Versuche durchgeführt, um die Ribbildung genauer studieren zu können. Das Tragverhalten der Wände wurde durch sukzessive gesteigerte bzw. wiederholt aufgebrachte Anregungen bis zum Versagen beobachtet.

Im Rahmen der hier berichteten Studie wurden insgesamt zehn Versuchskörper getestet. Der untersuchte Parameterbereich umfaßte die Höhe der Normalkraft sowie die Steinsorte und die Steinfestigkeit. Diese Parameter wurden in Anlehnung an die bisher für den statischen Beanspruchungszustand durchgeführten Studien als wesentlich identifiziert und im Hinblick auf ihre Auswirkungen auf das dynamische Tragverhalten systematisch untersucht. Als Steinsorten wurden Kalksandstein mit drei Grifflöchern, Kalksand-Vollstein und Porotonziegel mit versetzten Innenstegen verwendet. Die Steindruckfestigkeit variierte zwischen den Festigkeitsklassen 12 und 28 N/mm<sup>2</sup>. Die Höhe der durch Vorspannung eingeleiteten Normalspannung lag

zwischen den Grenzwerten 0,6 und 1,5 N/mm<sup>2</sup>.

Die durch Beobachtung im Versuch und mit Hilfe der ausgewerteten Meßdaten gewonnenen Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit, Rißbild und Versagen können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Die Schubtragfähigkeit steigt mit zunehmender Auflast an:  
In dem untersuchten Normalspannungsbereich ( $\sigma_{om} = 0,9$  bis  $1,7$  N/mm<sup>2</sup>) wurde ein näherungsweise linearer Anstieg der Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit der Normalkraft beobachtet (vgl. Versuche V02, V03, V04).
- Die Auflast hat starken Einfluß auf das Rißbild:  
Bei niedriger Auflast im Verhältnis zu der Steinzugfestigkeit (Versuche V11, V12) verliefen die diagonalen Schubrisse im wesentlichen durch die Fugen (abgetreppter Fugenriß). Bei hohen Auflast/Steinzugfestigkeit-Verhältnissen dagegen (Versuche V03, V04) verliefen die Diagonalrisse vorwiegend durch die Steine.
- Die plastische Verformbarkeit der Wand hängt vom Rißbild ab:  
Beim abgetreppten Fugenriß zeigte die Wand eine beträchtliche plastische Verformbarkeit. Die durch die Fugenrisse getrennten Wandabschnitte glitten dabei horizontal auf den Lagerfugen und verschoben sich um mehrere mm relativ zueinander. Die übertragbare Schubkraft, die von dem Reibungswiderstand in der Lagerfuge bestimmt wurde, zeigte trotz großer zyklischer Verformungen einen nur geringfügigen Verlust an.

Beim glatten Steinriß spaltete sich die Wand in einzelne "keilförmige" Abschnitte, die bei Lastwiederholung entlang der diagonalen Gleitflächen abrutschten. Mit dieser Instabilität war eine deutliche Entfestigungserscheinung verbunden. Bei hohen Auflasten trat sogar ein schlagartiger Bruch mit einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit ein.

- Mit dem Verhältnis Steinzugfestigkeit/Mörtelgüte kann das Rißbild und damit auch die plastische Verformbarkeit beeinflusst werden: Bei Verwendung von Steinen mit höherer Zugfestigkeit wurde der Steinrißmechanismus hinausgezögert, so

daß sich die Schubrisse fast ausschließlich infolge Reibungsversagen in den Fugen einstellten (Versuche V12, V12). Damit wurde die plastische Verformbarkeit gesteigert, ohne daß ein nennenswerter Festigkeitsverlust eintrat (stabiles Verhalten).

- Stark perforierte Steine mit in Längsrichtung versetzten Innenstegen versagen schlagartig:  
In beiden untersuchten Fällen, V21 und V22, wurde ein schlagartiger Bruch beobachtet, dem praktisch keine Rißerscheinung voranging. Beim Bruch lösten sich die inneren Stege der Steine regelrecht auf, während die größtenteils fast ungeschädigten Außenstege seitlich herausfielen.

Die durchgeführten rechnerischen Untersuchungen lassen sich in drei Gruppen zusammenfassen:

- Vergleichsrechnungen zwischen den Meßergebnissen für die Schubtragfähigkeit und den Rechenwerten nach der Schubbruchtheorie von Mann/Müller:  
Die speziellen Randbedingungen der Versuchswände wie steife Randbalken, kleine Abmessungen und hohe Biegebeanspruchung ließen eine direkte Anwendung des Rechenmodells in der üblichen Form nicht zu. Die unter Berücksichtigung der o.g. Effekte durchgeführten Nachrechnungen mit Grenzbetrachtungen zeigten eine akzeptable Übereinstimmung mit den Versuchswerten. In den Fällen, in denen sich ein einheitliches Fugenriß- bzw. Steinrißbild einstellte, war die rechnerische Vorhersage besonders zutreffend.
- Rechnerische Wertung der Verformungseigenschaften der Versuchswände im Zusammenhang mit dem in Eurocode 8 angegebenen "Verhaltensfaktor q":  
Zur Untersuchung der Verhaltensfaktoren der getesteten Wandelemente wurden die Rechenwerte der linear-elastischen Systemantwort mit den im Versuch gemessenen Schubkräften verglichen. In den Fällen, in denen die Schubrisse vorwiegend oder ausschließlich durch die Steine verliefen, wurde mit dem Erreichen der elastischen Verformungsgrenze ein Sprödbruch ausgelöst ( $q = 1$ ). In den Fällen, in denen sich die Schubrisse vorwiegend oder ausschließlich in den Fugen

einstellten, wiesen die Wandabschnitte bei wiederholter Belastung eine stabile Tragfähigkeit und plastische Verformbarkeit auf. Beim Vorliegen günstiger Systembedingungen führt dieses Bauteilverhalten zu einem Verhaltensfaktor  $q > 1$ . Die im Experiment festgestellten Verhaltensfaktoren (bis 1,30) sind als Einzelergebnisse zu werten, die nur im Zusammenhang mit den speziellen Systemeigenschaften des Versuchsaufbaus und der Erdbebenanregung zu sehen sind.

- Nachrechnung von zwei Mauerwerksbauten in Albstadt, die bei dem Erdbeben am 3.9.1978 schwer beschädigt wurden:  
Zur Verifikation der in den Wandpfeilern aufgetretenen Schubrisse wurden die Beanspruchungszustände der Tragwerke aus Vertikal- und Horizontalkräften untersucht und den Grenztragfähigkeiten nach DIN 1053 Teil 2 gegenübergestellt. Die Ergebnisse belegten, daß die gerissenen Wände die ungünstigsten Beanspruchungen aus Erdbeben erhielten, und dabei eine unzureichende Tragfähigkeit in bezug auf die Anforderungen der DIN 4149 aufwiesen.

Für die praktische Anwendung gehen aus den durchgeführten Untersuchungen folgende Erkenntnisse hervor:

- Angesichts des stabilen Tragverhaltens auch nach Rißbildung bietet der Grenzzustand mit Fugenrißbildung günstige Voraussetzungen zur Erfüllung der Grundanforderung der erdbebensicheren Auslegung, nämlich der "Vermeidung des Einsturzes". Dies kann durch eine entsprechende Abstimmung der Material- und Lastparameter, wie z.B. Wahl von Steinen mit hoher Zugfestigkeit bei angemessener Mörtelfestigkeit und geringer Normalspannung, erreicht werden.

In den durchgeführten Versuchen wurde dieses Rißverhalten bei einem Normalspannung/Steinfestigkeit-Verhältnis  $\sigma_0 / \beta d_{St} = 0,05$  und einem Steinfestigkeit/Mörtelfestigkeit-Verhältnis  $\beta d_{St} / \beta m = 4$  beobachtet. Die Normalspannung entsprach in diesem Fall ungefähr 50 % der zulässigen Spannung nach DIN 1053, Teil 1.

- Der Ansatz eines günstigen Verhaltensfaktors nach Eurocode 8 ist an die Voraussetzung eines stabilen nichtlinear-plastischen Tragverhaltens gebunden. Aus den Versuchen ist zu erkennen, daß eine wiederholbare plastische Verformbarkeit einer auf Schub beanspruchten unbewehrten Mauerwerkswand dann gegeben ist, wenn die Risse durch die Fugen verlaufen.

Die Untersuchungen zeigen, daß in diesem Fall Wandzähigkeiten bis zu  $\mu_w = 6$  erreicht werden können. Entscheidend für die Größe des Verhaltensfaktors ist jedoch die Bauwerkszähigkeit. So kommt es nicht nur auf die verfügbare Zähigkeit der einzelnen Wände an, sondern entscheidend ist die günstige Ausnutzung solcher Bauteile im Gesamtverformungsverhalten des Bauwerks. In diesem Zusammenhang spielen die Stockwerkszahl, das Verhältnis der Systemeigenfrequenz zu den dominierenden Frequenzen der Erdbebenanregung und die Verformungsbehinderungen durch Querwände eine entscheidende Rolle. Die Quantifizierung von repräsentativen Verhaltensfaktoren für Mauerwerksbauten bedarf daher umfangreicher Parameteruntersuchungen, in denen das günstige Bauteilverhalten im Zusammenhang mit dem Aufbau des Bauwerks und den Eigenschaften der Erdbebenanregung zu werten ist. Die gewonnenen Bauteildaten bilden hierzu wichtige Eingangswerte.

Während bei einem zähen Verhalten der Einzelbauteile eine begrenzte Ausnutzbarkeit des nichtlinear-plastischen Verhaltens auf Bauwerksebene theoretisch denkbar ist, ist eine solche Möglichkeit bei Sprödbbruchgefahr (Steinzugversagen) aus dem Verhalten der Wände selbst nicht gegeben.

- Nachrechnungen von Versuchen unter Benutzung der Schubbruchtheorien von Mann/Müller zeigten, daß eine realistische Vorhersage der Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter erdbebenähnlichen Einwirkungen prinzipiell möglich ist.

## 8. Ausblick

Die berichteten Untersuchungen stellen die erste Phase eines mehrstufigen Untersuchungsprogramms dar, dessen Ziel die Beurteilung des Mauerwerksbaus in deutschen Erdbebenezonen ist. Im Zusammenhang mit technischen Baubestimmungen kommt in diesem Programm auf die Beurteilung der Anwendung des Eurocode 8 (Bauten in Erdbebengebieten - Bemessung) auf deutsche Verhältnisse eine besondere Bedeutung zu.

Um dieses Gesamtziel zu erreichen, sind für die nächsten Stufen Untersuchungen vorgesehen, die einerseits die Grundlagenkenntnisse zur Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden erweitern und andererseits die Formulierung von baupraktischen Orientierungshilfen zur konstruktiven Durchbildung, Berechnung und Bemessung ermöglichen sollen. Bei den experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchungen stehen die Fragen wie der Einfluß der Lagerfugenbewehrung, der Einfluß der nichtvermörtelten Stoßfugen und der Lochgeometrie der Steine auf das Schubtragverhalten von Wänden sowie das Tragverhalten von dünnen Zwischenwänden, die senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht werden, im Vordergrund. Die rechnerischen Untersuchungen bestehen aus Modellbildung fürs Tragverhalten (Bemessung), und aus der Übertragung der Bauteilkenntnisse auf das Bauwerk zur Beurteilung des Gesamttragverhaltens. Schließlich sollen durch die rechnerische Untersuchung von repräsentativen Mauerwerksbauten in deutschen Erdbebenezonen die Konsequenzen aus Lastannahmen und Regeln in den Baunormen (DIN 4149, EC 6 und EC 8) auf den Mauerwerksbau verdeutlicht werden.

## Literaturverzeichnis

- /1/ Bossenmayer, H.: Analyse von Erdbebenschäden in Baden-Württemberg und Folgerungen. Vortragsveranstaltung des Innenministeriums Baden-Württemberg am 15. April 1985 in Stuttgart über Grundlagen und Anwendung von Eurocode Nr. 8
  
- /2/ Lukas, H.: Erdbebenschäden in Baden-Württemberg. Vortragsveranstaltung des Verbands Beratender Ingenieure VBI - Landesverband Baden-Württemberg in Stuttgart am 1.12.1986
  
- /3/ Erdbebensicher Bauen - Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure, herausgegeben vom Innenministerium Baden-Württemberg
  
- /4/ Eurocode 8 - Structures in Seismic Regions - Design, Commission of the European Communities, May 1988
  
- /5/ Eurocode 6 - Common Unified Rules for Masonry Structures, Commission of the European Communities, July 1987
  
- /6/ Mann, W., Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender 1978, Seite 35, Ernst & Sohn, Berlin
  
- /7/ Mann, W., Müller, H.: Failure of Shear-Stressed Masonry - An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls. Proceedings of the British Ceramic Society, Nr. 30, 1982
  
- /8/ Mann, W., Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Mauerwerk-Kalender 1985, Seite 95, Ernst & Sohn, Berlin
  
- /9/ Ganz, H., Thürlimann, B.: Bruchbedingung für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk. Institut für Baustoffe und Konstruktion - ETH Zürich, Bericht Nr. 143, September 1984
  
- /10/ Turnsek, V., Sheppard, P.: The Shear and Flexural Resistance of Masonry Walls. Intern. Research Conf. on Earthquake Engineering, pp. 517-573, Skopje, 1980

- /11/ Ganz, H., Thürlimann, B.: Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft. Institut für Baustatik und Konstruktion - ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-4, Mai 1984
- /12/ Tomazevic, M., Zarnic, R.: The Behaviour of Horizontally Reinforced Masonry Walls Subjected to Cyclic Lateral in-plane Load Reversals. 8th European Conference on Earthquake Engineering, pp. 7.6/1-8, Lisbon, 1986
- /13/ König, G., Mann, W., Ötes, A.: Experimental Investigations on the Behaviour of Unreinforced Masonry Walls under Seismically Induced Loads and Lessons Derived. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, 1988
- /14/ Mann, W., König, G., Ötes, A.: Tests of Masonry Walls Subjected to Seismic Forces. Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, 1988

**ANHANG A1**

**NACHRECHNUNG VON ZWEI GEBÄUDEN IN ALBSTADT,  
DIE BEI DEM ERDBEBEN AM 3.9.1978 SCHWER  
BESCHÄDIGT WURDEN**

## I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

1. Ziel der Untersuchungen und Zusammenfassung der Ergebnisse
  - 1.1 Anlaß der Untersuchungen
  - 1.2 Unterlagen für die Nachrechnung
  - 1.3 Vorgehensweise bei der Nachrechnung
  - 1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Nachrechnung
  
2. Nachrechnung Haus Nr. 1

Albstadt-Onstmettingen, Weidenstraße 37

  - 2.1 Kurze Baubeschreibung
  - 2.2 Ermittlung der Vertikalbelastung der Wände
  - 2.3 Horizontalbeanspruchung in Gebäudequerrichtung
  - 2.4 Horizontalbeanspruchung in Gebäudelängsrichtung
  - 2.5 Zum Wandversagen führende Beschleunigung
  - 2.6 Anzusetzende Erdbebenbeschleunigung nach DIN 4149
  
3. Nachrechnung Haus Nr. 2

Albstadt-Onstmettingen, Weidenstraße 82

  - 3.1 Kurze Baubeschreibung
  - 3.2 Ermittlung der Vertikalbelastung der Wände
  - 3.3 Horizontalbeanspruchung in Gebäudequerrichtung
  - 3.4 Horizontalbeanspruchung in Gebäudelängsrichtung
  - 2.5 Zum Wandversagen führende Beschleunigung
  - 2.6 Anzusetzende Erdbebenbeschleunigung nach DIN 4149

## 1. Ziel der Untersuchungen und Zusammenfassung der Ergebnisse

### 1.1 Anlaß der Untersuchungen

Das Erdbeben vom 3.9.78 in der Schwäbischen Alb war eines der schwersten Erdbeben der letzten Zeit auf deutschem Boden. Glücklicherweise wurden dabei keine Menschen verletzt, jedoch entstand erheblicher Sachschaden. Ein Teil dieser Schäden stand nicht im Zusammenhang mit der Standsicherheit des Tragwerkes - so z. B. herunterfallende Dachziegel, die nicht an den Dachlatten befestigt waren, herausfallende nichttragende Giebelwände ohne Verbindung mit dem Dachstuhl, oder umstürzende Hausschornsteine, die ohne Verankerung weit auskragten; andere Schäden jedoch betrafen die Standsicherheit der Tragwerke, indem tragende und aussteifende Wände aus Mauerwerk so stark rissen, daß ihre Funktionsfähigkeit nicht mehr gegeben war.

Im folgenden werden 2 derart stark beschädigte Gebäude nachgerechnet. Das Ziel der Nachrechnung besteht darin, Erkenntnisse über die durch das Erdbeben erzeugten Kräfte und über die theoretisch zu erwartenden Auswirkungen auf die Tragwerke zu gewinnen. Es stehen also 2 Fragen im Vordergrund:

- a) Läßt sich im Nachhinein aus den Rißschäden ermitteln, welche Kräfte bzw. Beschleunigungen gewirkt haben müssen, um die Risse zu erzeugen?
- b) Entsprach die Konstruktion der beschädigten Wände den im Erdbebenfall zu erwartenden Beanspruchungen? Grundlage für die folgenden Untersuchungen bildet das Bemessungsverfahren nach der Mauerwerksnorm DIN 1053 Teil 2 und die Erdbebennorm DIN 4149.

### 1.2 Unterlagen für die Nachrechnung

Die Unterlagen, auf denen die Nachrechnung aufbaut, wurden freundlicherweise von der Landesstelle für Baustatik Baden-Württemberg, Tübingen, zur Verfügung gestellt. Es handelt sich dabei um die ursprünglichen statischen Berechnungen und Grundrisse der Gebäude sowie um Fotos und Aufmaß der gerissenen Bauteile. Hiernach wurde die vorhandene Situation so gut wie möglich rekonstruiert.

### 1.3 Vorgehensweise bei der Nachrechnung

Vorerst wurden die vertikalen Lasten ermittelt und ihre Verteilung auf die vorhandenen Wände bestimmt. Danach wurde die Beanspruchung der Wände unter einer unbekanntem Erdbebenbeschleunigung

$$b = \beta \cdot g \quad (g = 10 \text{ m/sec}^2 = \text{Erdbeschleunigung})$$

ermittelt. Aus den Bruchkriterien für schubbeanspruchtes Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 2 ergeben sich diejenigen Horizontalkräfte  $H$  und Erdbebenbeschleunigungen  $b$  bzw. die Faktoren  $\beta$ , unter denen der Bruch der Wand theoretisch zu erwarten war. Durch Vergleich mit den Beschleunigungswerten, die nach DIN 4149 für dieses Gebiet vorgesehen sind, lassen sich Rückschlüsse auf die Zweckmäßigkeit der vorhandenen Bauweise in diesem Gebiet anstellen.

### 1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Nachrechnung

Die Nachrechnung der beiden beschädigten Gebäude führt zu folgenden Ergebnissen:

- 1) Die gerissenen Wände waren die jeweils ungünstigsten Wände gegenüber Erdbebenwirkung innerhalb der Gebäude. In allen anderen Wänden waren unter gleicher Beschleunigung geringere Beanspruchungen zu erwarten.
- 2) Die nach DIN 1053 Teil 2 ermittelte rechnerische Rißlast war unter folgender Beschleunigung  $b = \beta \cdot g$  in Richtung der Wandebene erreicht.

$$\text{Haus Nr. 1: Weidenstraße 37: } b_1 = 0,074 \cdot g$$

$$\text{Haus Nr. 2: Weidenstraße 82: } b_2 = 0,058 \cdot g \text{ für EG}$$

$$\text{oder } (b_3 = 0,089 \cdot g \text{ für OG})$$

Das aufgetretene Rißbild, nämlich kein Fugenversagen, sondern Risse durch die Steine, entspricht den theoretischen Erwartungen.

Der Wert  $b_2 = 0,058 g$  folgt aus den Rissen im EG der Giebelwand.

Der Wert  $b_3 = 0,089 g$  ergibt sich aus den Rissen im OG der gleichen Wand. Da das EG sehr starke Rißbildung mit entsprechenden horizonta-

ten und vertikalen Verformungen zeigte, ist anzunehmen, daß die Risse im OG nicht nur auf die Erdbebenbeschleunigung des OG, sondern auch auf die Vertikalverformungen des EG zurückzuführen sind. Das Ribbild im OG spricht dafür (Setzungsrisse). Der rechnerische Wert  $b_3$  ist daher wahrscheinlich als Ribursache zu groß und wird deshalb in Klammern gesetzt.

- 3) Es kann nicht vorausgesetzt werden, daß die Richtung der Erdbebenbeschleunigung mit der Richtung der gerissenen Wände übereinstimmt. In Wandrichtung wirkt daher nur eine Komponente der Beschleunigung. Setzt man mangels genauerer Angaben einen Winkel von  $45^\circ$  zwischen Wand und Beschleunigungsrichtung an, so folgt als Grenzwert für die aufgetretene resultierende Beschleunigung

$$\begin{aligned} \max \text{ res } b_1 &= \sqrt{2} \cdot b_1 = 0,105 \text{ g} \\ \max \text{ res } b_2 &= \sqrt{2} \cdot b_2 = 0,082 \text{ g} \\ (\max \text{ res } b_3 &= \sqrt{2} \cdot b_3 = 0,125 \text{ g}). \end{aligned}$$

- 4) Die nach DIN 4149 vorgesehene Beschleunigung für diesen Bereich, nämlich

$$\text{cal } a = a_0 \cdot \alpha \cdot \alpha = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,8 = 1,12 \text{ m/sec}^2 = 0,112 \text{ g},$$

ist größer als die zum Versagen der Wände erforderlichen rechnerischen Beschleunigungen  $b_1$ ,  $b_2$  und  $b_3$ . Sie ist auch noch größer als die maximalen resultierenden Beschleunigungen  $\max \text{ res } b_1$  und  $\max \text{ res } b_2$  für  $45^\circ$  Winkelabweichung und ist ungefähr gleich dem wahrscheinlich zu grossen Wert  $\max \text{ res } b_3$ . Diese Erkenntnisse allein rechtfertigen noch keine Aussage darüber, ob die Beschleunigungswerte nach DIN 4149 angemessen sind; sie bieten allerdings auch keinen Anlaß, diese Werte zu vergrößern.

- 5) Aus dem Vergleich zwischen der nach DIN 4149 anzusetzenden Erdbebenbeschleunigung  $\text{cal } a = 0,112 \text{ g}$  und den für die rechnerische Riblast erforderlichen Beschleunigungen  $b_1 = 0,074 \text{ g}$ ,  $b_2 = 0,058 \text{ g}$  (bzw.  $b_3 = 0,089 \text{ g}$ ) folgt, daß die Qualität der gerissenen Wände einem Nachweis nach DIN 4149 nicht genügt. Wären die Gebäude nach DIN 4149 und DIN 1053 Teil 2 nachgewiesen worden, wäre eine bessere Qualität der Wände, insbesondere eine höhere Festigkeit der Mauersteine, erforderlich gewesen.

2. Kachrechnung Haus Nr. 1  
THbStadt - Ostmetzingen, Weidenstr. 37

2.1 Kurze Baubeschreibung

Das Haus wurde 1966 als Raucherwerksbau mit Stahlbetondecken, bestehend aus Untergeschoß, Erdgeschoß, 1. Obergeschoß und ausgebautem Dachgeschoß errichtet. Nach den Planunterlagen bestehen die Wände im EG und 1. OG aus Hb150 mit geringen Verstärkungen aus H12 im Auflagerbereich der Unterezüge. Der Dachstuhl ist eine handwerksübliche Holzkonstruktion.

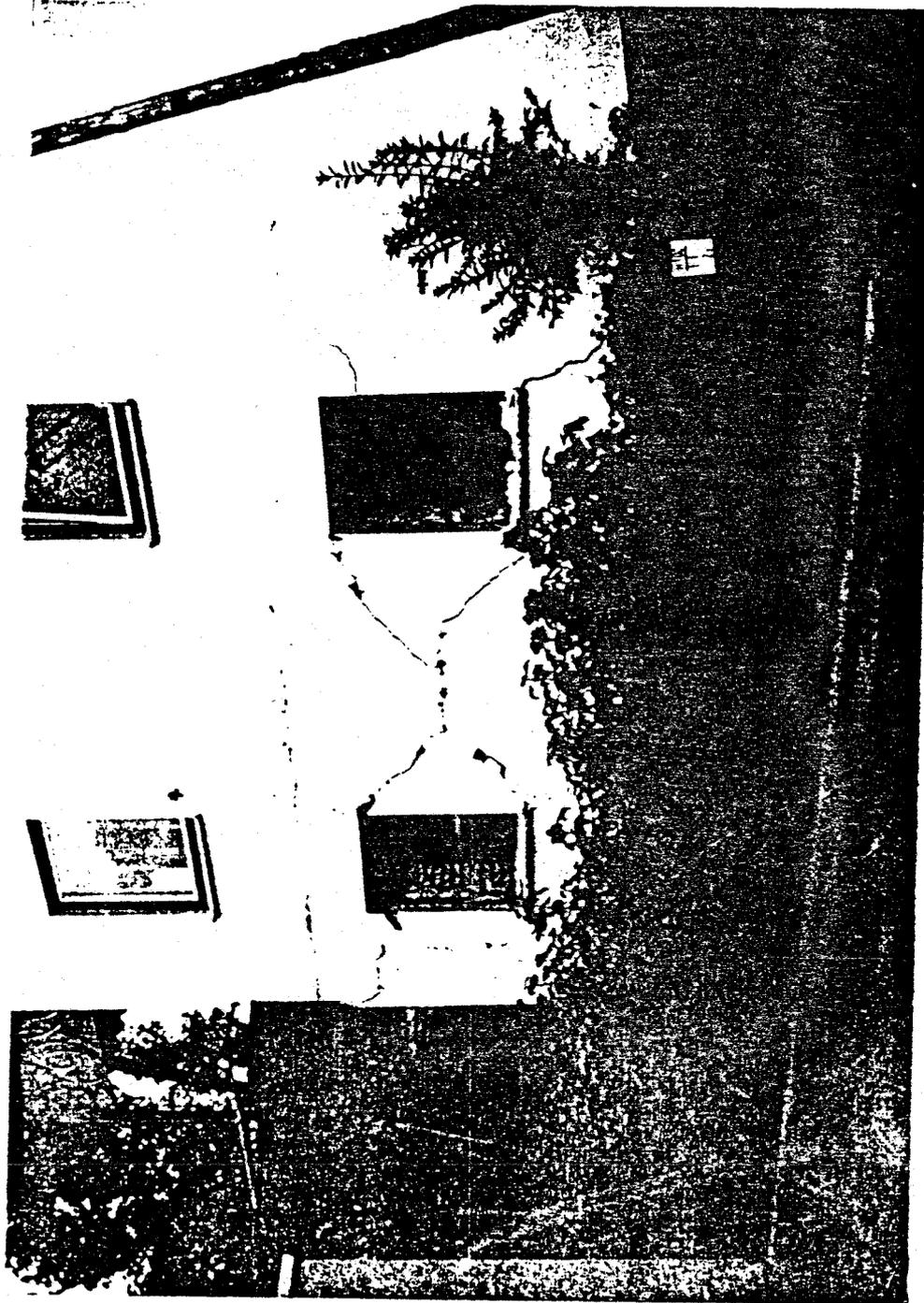
Laut Foto ist eine Giebelwand im EG gerissen. Weitere Rißschäden sind nicht festzustellen.



LANDESSTELLE FÜR BAUSTATIK  
BADEN-WÜRTTEMBERG

ERDBEBEN am 03. Sept. 1978 in ALBSTADT

Schäden an einem Mauerwerksbau - Baujahr: 1966



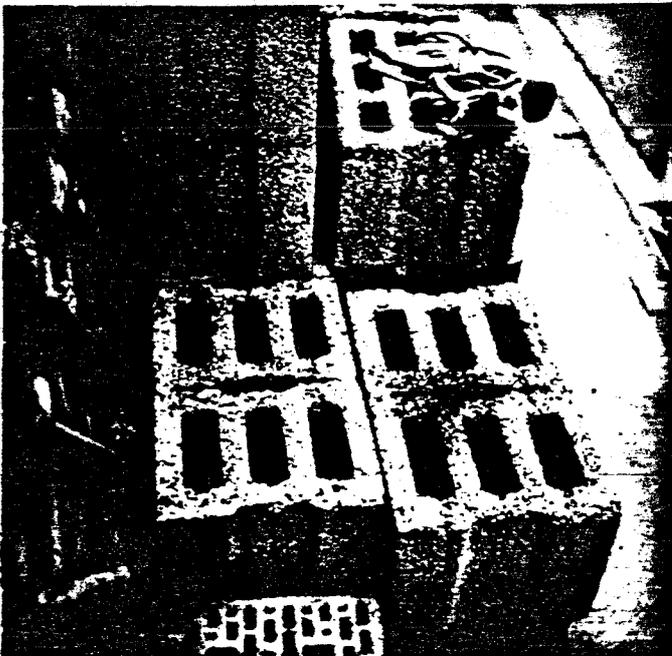
Tübingen, den 06.02.86

G.



Weidenstraße 37 - Südostgiebel  
Typische Kreuzrisse aus der Schubbeanspruchung

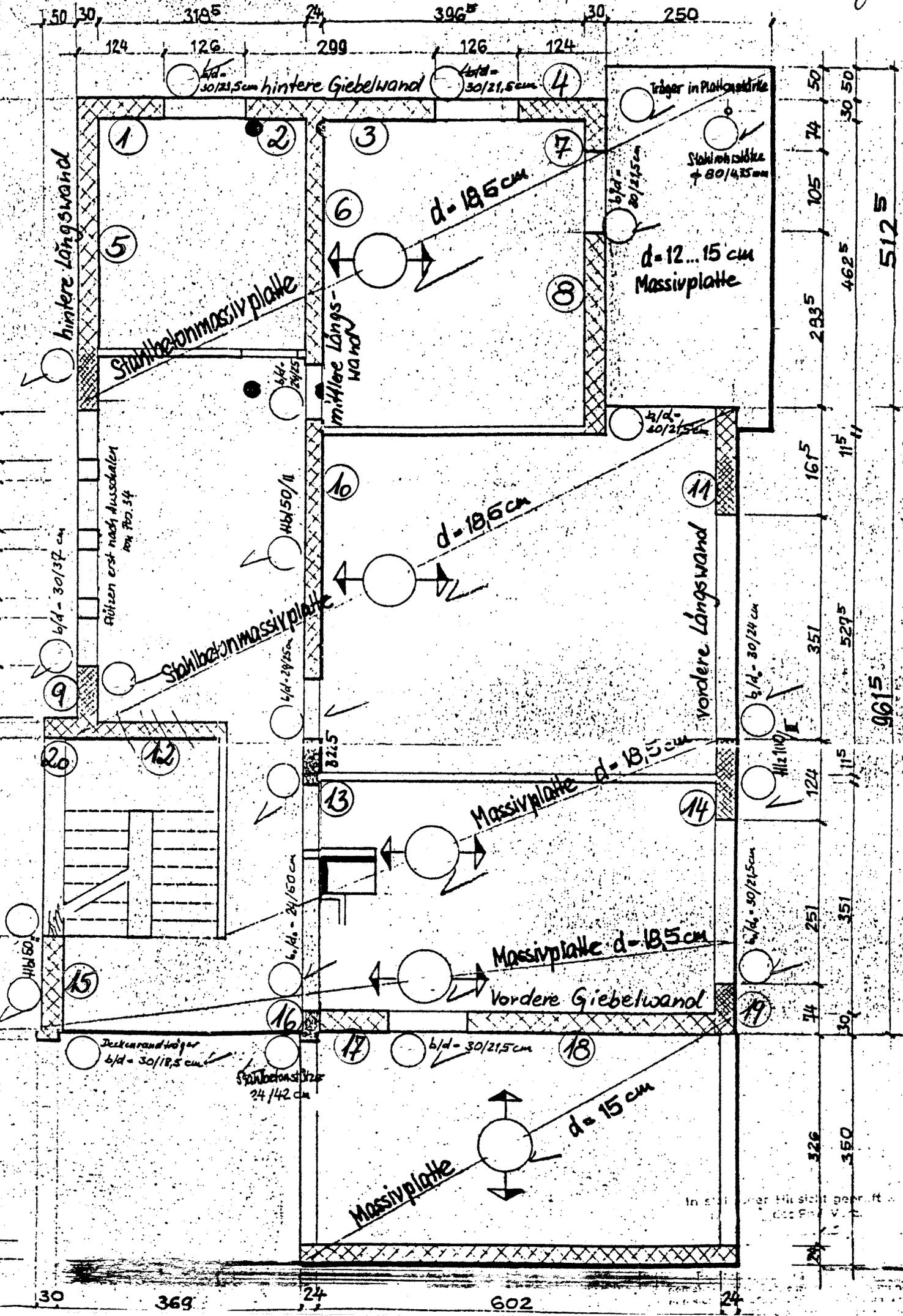
mit sanierter Längs-  
wand am Südostgiebel



Schlitzsteine (Hohlblock), die  
z.T. als ganze Steine  
(siehe Bild 36: Schicht mit  
Pfeil) eingebaut und so beim  
nächsten Erdbeben als be-  
sondere Schwachstelle reißen.

# Decke über Trageschicht

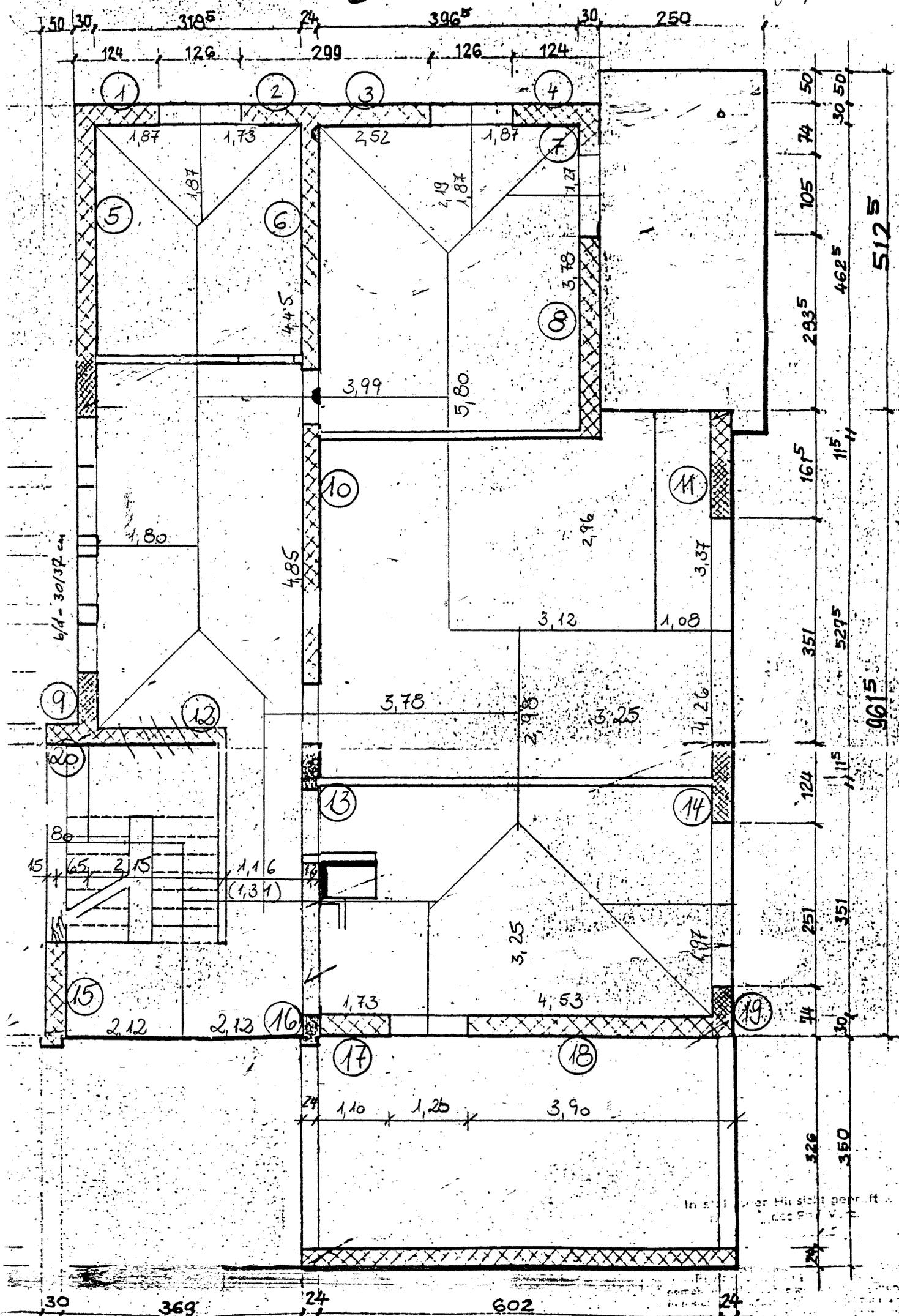
Positionierung 9



30 369 24 602 24 326 350 24

# Decke über Erdgeschoss

*Lasteinzugsflächen*



b/d = 30/32 cm

In st... er hit sich ger... ft

369

602

512.5

961.5

462.5

167.5

351

124

251

74

326

529.5

115

351

30

350

50

74

105

293.5

30

50

115

115

167.5

115

115

115

115

115

115

115

115

115

115

115

115

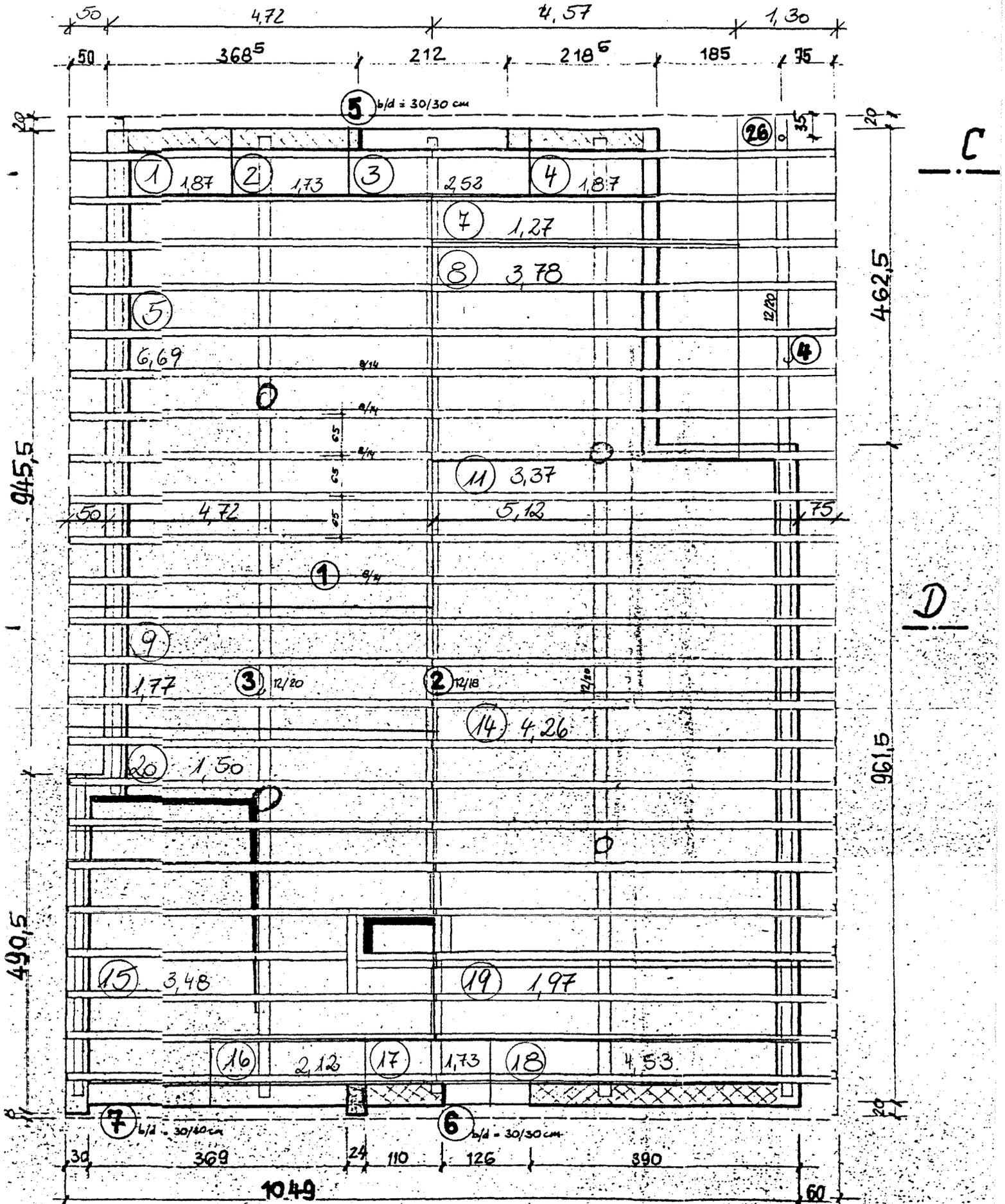
115

115



# Sparrenlage

## Lasteinzugsflächen



In den star

## 2.2 Ermittlung der Vertikalbelastung der Wände

Die Positionierung der Wände ist auf einer vorangegangenen Seite dargestellt.

Die Vertikalbelastung wird unter folgenden Voraussetzungen ermittelt:

In allen Geschossen bestehen die Wände aus Mauerwerk in Hb1 50, MG II ( $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ ) sowie einzelnen Betonpfeilern in B225 ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ), im Erdgeschoss sind mehrere Wandteile auch in H12 100 / MG III ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ) ausgeführt.

Zur Ermittlung des Wandeigengewichtes werden zusätzlich 4 cm Putz ( $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ) angenommen.

Die Geschosdecken sind aus 18,5 cm dickem Halbbeton und werden - zuzüglich  $0,9 \text{ kN/m}^2$  Belastung für Putz und Belag - mit Hilfe von Lasteinzugsflächen berücksichtigt.

Des Weiteren wird eine Verkehrslast  $p = 0,5 \text{ kN/m}^2$  - entsprechend DIN 4149 - auf alle Geschosdecken, Balkonplatten und das Treppenhaus angesetzt.

Für das Pfettendach werden ebenfalls Last-einzugsflächen angenommen.

Wand Pos ①

$$g_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,3 + 18 \cdot 0,04) = 4,62 \text{ kW/m}^2$$

$$g_{\text{Decke}} = 25 \cdot 0,185 + 0,9 = 5,5 \text{ -r}$$

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (1,24 \cdot 1,64 + 1,87 \cdot 0,93) = 17,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Fensterbank}} = 25 \cdot 1,5 (0,3 \cdot 0,03 + 0,08 \cdot 0,255) / 2 = 0,6 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,87^2 / 2 = 9,6 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 27,6 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{OG}} = G_{\text{EG}}$$

$$G_{\text{OG}} = 27,6 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$g_{\text{Faltziegeldach}} = 0,55 \text{ kW/m}^2$$

$$g_{\text{Sparren}} = 0,1 \text{ -r}$$

$$g_{\text{Einschlag}} = 0,05 \text{ -r}$$

$$g_{\text{Grundfläche}} = 0,7 / \cos 35 = 0,86 \text{ kW/m}^2$$

$$g_{\text{Pfetten}} \approx 3 \cdot 6 \cdot 0,24 \cdot 0,26 / 8 = 0,14 \text{ -r}$$

$$g_{\text{Dach}} \approx 1,0 \text{ kW/m}^2$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,87 = 1,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,87 \cdot (1,0 + 2,29) / 2 = 14,2 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 16,1 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Pos ①}} = 71,3 \text{ kW}$$

Wand Pos ②

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62(1,1 \cdot 1,64 + 1,73 \cdot 0,93) = 15,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Fenstersturz}} = 0,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,73^2 / 2 = 8,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 24,8 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand} + \text{Sturz} + \text{Decke}} = 24,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Massivplatte} + \text{Belag}} = (25 \cdot 0,12 + 0,2) \cdot 0,36 \cdot 1,26 = 1,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 26,3 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

Auflast auf Fenstersturz

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 2 \cdot (0,73 + 1,59) \cdot 2,5 / 2 = 26,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot (0,3^2 + 0,08 \cdot 0,31) \cdot 2,5 = 7,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 36,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 36,5 / 4 = 9,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,73 (2,29 + 3,48) / 2 = 23,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,73 = 1,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 34,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos ②}} = 85,2 \text{ kN}$$

Wand Pos ③

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,89 \cdot 1,64 + 2,52 \cdot 0,93) = 25,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 0,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left[ 2,19^2 + (2,19 + 1,87) \cdot 0,33 \right] / 2 = 16,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 42,7 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand} + \text{Sturz} + \text{Decke}} = 42,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Massivplatte} + \text{Belag}} = (25 \cdot 0,12 + 0,5) \cdot 1,26 \cdot 2,64 = 11,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 54,4 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 2,37 (0,31 + 0,08) = 4,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 36,5 / 2 = 18,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 22,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos ③}} = 119,7 \text{ kN}$$

Wand Pos ④

Erdgeschoss wie Pos ①

$$G_{\text{EG}} = 27,6 \text{ kN}$$

Obergeschoss wie Pos ①

$$G_{\text{OG}} = 27,6 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,87 = 1,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,87 (3,39 + 2,02) / 2 = 23,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 25,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos ④}} = 80,5 \text{ kN}$$

Wand Pos ⑤

## Erdgeschoss

$$g_{\text{Wand, H12100}} = (15 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) = 5,22 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Wand, H6150}} = 4,62 \cdot 3,81 (1,64 + 0,93) = 45,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand, H12100}} = 5,22 \cdot 1,0 (1,64 + 0,93) = 13,5 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot (0,185 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,3) \cdot 4 / 2 = 4,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 (6,69 \cdot 1,8 - \frac{1}{2} \cdot 1,87 \cdot 1,8) = 57,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{EG}} = 119,8 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (3,81 + 1,0) \cdot 2,57 = 57,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz+Decke}} = 4,0 + 57,0 = 61,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Brüstung}} = 13 \cdot 0,15 \cdot 1,23 \cdot 3,76 / 2 = 4,5 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Stützen}} = 4,62 \cdot 0,24 (2,57 - \frac{1,23}{2}) \cdot 3 / 2 = 3,3 \text{ -k}$$

$$G_{\text{OG}} = 125,9 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 6,69 = 50,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 5,22 \cdot 6,69 = 34,9 \text{ -k}$$

$$G_{\text{DG}} = 85,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos ⑤}} = 330,8 \text{ kN}$$

Wand Pos (6)

$$g_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 4,0 (1,64 + 0,93) = 39,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,25 \cdot 1,2 / 2 = 0,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot (3,99 \cdot 4,45 - \frac{1,73 \cdot 1,80}{2} - \frac{2,19^2}{2}) = 75,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 116,3 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{OG}} = G_{\text{EG}}$$

$$G_{\text{OG}} = 116,3 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos (6)}} = 232,6 \text{ kN}}}$$

Wand Pos (7)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 0,74 (1,64 + 0,93) = 8,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,27^2 / 2 = 4,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 1,35 \cdot (0,03 \cdot 0,3 + 0,255 \cdot 0,08) / 2 = 0,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Massivplatte + Belag}} = (25 \cdot 0,15 + 0,7) \cdot 1,77 \cdot 2,5 = 19,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 33,7 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand + Decke + Sturz}} = 8,8 + 4,5 + 0,5 = G_{\text{OG}} = 13,8 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,27 \cdot 4,57 = 5,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,27 = 9,6 \text{ kW}$$

$$\underline{G_{\text{DG}} = 15,4 \text{ kW}}$$

$$\underline{G_{\text{Pos 7}} = 62,9 \text{ kW}}$$

Wand Pos 8

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 3,25 (1,64 + 0,93) = 38,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 0,5 + 25 (0,03 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,255) \cdot 2,16 / 2 = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Massivplatte}} = (25 \cdot 0,15 + 0,7) \cdot 3,36 \cdot 2,5 = 37,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 (3,78 \cdot 2,19 - \frac{2,19^2}{2} + \frac{2,19 + 1,27}{2} \cdot 0,92) = 41,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,96 \cdot 3,12 = 50,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 169,6 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand + Sturz + Decke}} = 38,6 + 1,3 + 41,1 + 50,8 = G_{\text{OG}} = 131,8 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 3,78 \cdot 4,57 = 17,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 (3,78 + \frac{2,16}{2}) = 36,5 \text{ kW}$$

$$\underline{G_{\text{DG}} = 53,8 \text{ kW}}$$

$$\underline{G_{\text{Pos 8}} = 355,2 \text{ kW}}$$

Wand Pos ⑨

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 \cdot 0,89 \cdot (1,64 + 0,93) = 12,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 4,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 2,77 \cdot 1,8 - \frac{1,8^2}{2} \right) = 18,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 34,5 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 0,89 \cdot 2,57 = 10,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke + Sturz}} = 18,5 + 4,0 = 22,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Brüstung}} \quad \text{s. Pos ⑤} = 4,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Stützen}} \quad \text{s. Pos ⑤} = 3,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 40,9 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot (2,77 - 1,0) \cdot 5,22 = 9,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2,77 = 20,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 30,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos ⑨}} = 105,5 \text{ kN}$$

Wand Pos ⑩

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 3,95 \cdot (1,64 + 0,93) = 39,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2 \cdot 0,9 \quad (\text{vgl. Pos ⑥}) = 1,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot (3,99 + 3,78) \cdot 4,85 / 2 = 103,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 144,4 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{OG} = G_{EG}$$

$$G_{OG} = 144,4 \text{ kW}$$

$$\underline{G_{Pos(10)} = 288,8 \text{ kW}}$$

Wand Pos (11)

Erdgeschoss

$$G_{Wand, H1250} = 4,62 \cdot 1,62 \cdot (1,64 + 0,93) / 2 = 9,7 \text{ kW}$$

$$G_{Wand, H1200} = 5,22 \cdot 1,62 \cdot (1,64 + 0,93) / 2 = 10,8 \text{ kW}$$

$$G_{Massivplatte} = (25 \cdot 0,15 + 0,7) \cdot 0,41 \cdot 0,64 = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{Sturz} \quad \text{s. Pos (8)} = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{Sturz} = 25 \cdot (0,055 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,23) \cdot 1,9 = 1,7 \text{ kW}$$

$$G_{Decke} = 5,5 \cdot 1,08 \cdot 3,37 = 20,0 \text{ kW}$$

$$G_{EG} = 44,7 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{Wand} = 4,62 \cdot 1,62 \cdot 2,57 = 19,3 \text{ kW}$$

$$G_{Sturz + Decke} = 1,3 + 1,7 + 20,0 = 23,0 \text{ kW}$$

$$G_{OG} = 42,3 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{Dach} = 1,0 \cdot 3,37 \cdot 5,87 = 19,8 \text{ kW}$$

$$G_{Kniestock} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot (3,37 + 1,08) = 33,4 \text{ kW}$$

$$\underline{G_{DG} = 53,2 \text{ kW}}$$

$$G_{Pos(11)} = 140,2 \text{ kW}$$

Wand Pos (12)

$$q_{\text{Lauflplatte}} = 0,18 \cdot 25 / \cos 31,1 = 5,3 \text{ kW/m}^2$$

$$q_{\text{Stufen}} = 0,172 \cdot 25 / 2 = 2,1 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Punkte, Belag, Zuschlag}} = 1,1 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Treppe}} = 8,5 \text{ kW/m}^2$$

$$q_{\text{Auflager}} : \text{Pos (12) + (26)} : A = 8,5 \cdot \frac{3,21}{3,76} (3,76 - \frac{3,21}{2}) = 15,7 \text{ kW/m}$$

$$\text{Pos (15) + (16)} : B = 8,5 \cdot 3,21^2 / (2 \cdot 3,76) = 11,7 \text{ kW}$$

Erdgeschoss

$$q_{\text{Treppe}} = 15,7 \cdot 2,15 = 33,8 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 2,15 \cdot (1,64 + 0,93) = 21,3 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 2,93 \cdot 1,16 + \frac{2 \cdot 1,8^2}{2} - \frac{0,65^2}{2} \right) = 35,4 \text{ kW}$$

$$q_{\text{EG}} = 90,5 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$q_{\text{OG}} = q_{\text{EG}}$$

$$q_{\text{OG}} = 90,5 \text{ kW}$$

$$\underline{\underline{q_{\text{Pos (12)}} = 181,0 \text{ kW}}}$$

Wand Pos (13)Erdgeschoss

$$q_{\text{Wand}} = (25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,77 \cdot (1,64 + 0,93) = 13,3 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Sturz}} = 0,9 + 25 \cdot 0,24 \cdot 0,315 \cdot 3,75 / 2 = 4,5 \text{ kW}$$

$$q_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 3,78 \cdot 2,93 - \frac{1,24^2}{2} \right) = 56,7 \text{ kW}$$

$$q_{\text{EG}} = 74,5 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{OG} = G_{EG}$$

$$G_{OG} = 74,5 \text{ kW}$$

$$G_{Pos(13)} = 149,0 \text{ kW}$$

Wand Pos (14)

Erdgeschoss

$$G_{Wand} = 5,22 \cdot 1,24 \cdot (1,64 + 0,93) = 16,6 \text{ kW}$$

$$G_{Sturz} = 1,7 + 25 \cdot (0,055 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,23) \cdot 1,4 = 2,9 \text{ kW}$$

$$G_{Decke} = 5,5 \left( 2,98 \cdot 3,25 + 1,28 \cdot \frac{3,25 + 1,97}{2} \right) = 71,7 \text{ kW}$$

$$G_{EG} = 91,2 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{Wand} = 4,62 \cdot 1,24 \cdot 2,57 = 14,7 \text{ kW}$$

$$G_{Sturz+Decke} = 71,7 + 2,9 = 74,6 \text{ kW}$$

$$G_{OG} = 89,3 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{Dach} = 1,0 \cdot 4,26 \cdot 5,87 = 25,0 \text{ kW}$$

$$G_{Kniestock} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 4,26 = 32,0 \text{ kW}$$

$$G_{DG} = 57,0 \text{ kW}$$

$$G_{Pos(14)} = 237,5 \text{ kW}$$

Wand Pos (15)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,6 (1,64 + 0,93) = 19,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 (0,3 \cdot 0,4 \cdot 3,30 + 0,3 \cdot 0,185 \cdot 4) / 2 = 7,8 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,12 \cdot 1,48 = 17,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 11,7 \cdot 2,12 = 24,8 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 68,8 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{OG}} = G_{\text{EG}}$$

$$G_{\text{OG}} = 68,8 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

## Sturzauflast

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3^2 \cdot 4 / 2 = 4,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,23 \cdot 2,12 / 2 = 6,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,12 / 2 = 1,1 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 11,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} =$$

$$= 11,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 2,98 \cdot 5,22$$

$$= 15,6 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2,98$$

$$= 22,4 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 49,6 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos (15)}} = 187,2 \text{ kN}$$

Wand Pos 16

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,42 (1,64 + 0,93) = 7,2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,185 \cdot 4/2 = 2,8 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 (2,12 \cdot 2,13 - 0,84 \cdot 0,6) = 22,1 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 11,7 \cdot 0,84 = 9,8 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,315 \cdot 3,75/2 = 3,6 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 45,5 \text{ KN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{OG}} = G_{\text{EG}}$$

$$G_{\text{OG}} = 45,5 \text{ KN}$$

## Dachgeschoss

## Sturzaufkast

$$G_{\text{Sturz}} = 4,5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,23 + 2,46) \cdot 2,12 / 2 = 18,1 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,12 = 2,1 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{Sturz}} = 24,7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 24,7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Stütze}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,42 \cdot 0,81$$

---


$$= 2,1 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 26,8 \text{ KN}$$

---


$$G_{\text{Pos 16}} = 117,8 \text{ KN}$$

Wand Pos (17)

Erdgeschoss

$$Q_{\text{Wand}} = 4,62 (1,1 \cdot 1,64 + 1,73 \cdot 0,93) = 15,9 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Sturz}} = = 0,6 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,73 \cdot 2,0 = 19,0 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{EG}} = 35,5 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$Q_{\text{OG}} = Q_{\text{EG}} = 35,5 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$Q_{\text{Wand}} = 4,62 [(3,46 + 4,28) \cdot 1,1 + (4,28 + 3,82) \cdot 0,63 - 1,6 \cdot 0,63 \cdot 2] / 2 = 26,8 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,73 = 1,7 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Sturz}} = = 0,6 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{DG}} = 29,1 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Pos (17)}} = 100,1 \text{ kW}$$

Wand Pos (18)

Erdgeschoss

$$Q_{\text{Wand}} = 4,62 (3,9 \cdot 1,64 + 4,53 \cdot 0,93) = 49,1 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Sturz}} = = 0,6 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 3,25^2 - \frac{1,73^2}{2} \right) = 49,9 \text{ kW}$$

$$Q_{\text{EG}} = 99,6 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (2,64 \cdot 2,57 + 3 \cdot 0,63 \cdot 0,93) = 39,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 3 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = \underline{\underline{49,9 \text{ -k}}}$$

$$G_{\text{OG}} = 91,2 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,53 = 4,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \left( 4,53 \cdot \frac{3,82 + 1,0}{2} - 0,63 \cdot 1,60 \right) = 45,8 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Sturz}} = \underline{\underline{0,6 \text{ -k}}}$$

$$G_{\text{DG}} = \underline{\underline{50,9 \text{ kN}}}$$

$$G_{\text{Pos (18)}} = \underline{\underline{241,7 \text{ kN}}}$$

Wand Pos (19)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 \cdot 0,74 (1,64 + 0,93) = 10,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot (0,055 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,23) \cdot 1,4 = 1,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,97^2 / 2 = \underline{\underline{10,7 \text{ -k}}}$$

$$G_{\text{EG}} = 21,9 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 0,74 \cdot 2,57 = 8,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz+Decke}} = 1,2 + 10,7 = \underline{\underline{11,9 \text{ -k}}}$$

$$G_{\text{OG}} = 20,7 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 1,97 \cdot 5,87 = 11,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,97 = 14,8 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 26,4 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos (19)}} = 69,0 \text{ kN}$$

Wand Pos (20)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 0,8 (1,64 + 0,93) = 9,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} \quad \text{vgl. Pos. (15)} = 7,8 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 15,7 \cdot 0,8 = 12,6 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 30,0 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{OG}} = G_{\text{EG}}$$

$$G_{\text{OG}} = 30,0 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Dach}} = 1,0 \cdot 0,3 \cdot 5,22 = 1,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} \quad \text{vgl. Pos (15)} = 11,6 \text{ -r}$$

$$G_{\text{Kniestock}} = 25 (0,8 + 1,5) \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 17,3 \text{ -r}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 30,5 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos (20)}} = 90,5 \text{ kN}$$

Verkehrslast  $p = 0,5 \text{ kN/m}^2$   
 (nach DIN 4149, entsprechend den Lasteinzugsflächen)

Position	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Belastung [kN]	
		EG	OG
1	$1,87^2/2$	0,9	0,9
2	$1,73^2/2$	0,8	
	$\frac{1,73^2}{2} + 0,36 \cdot 1,26$		1,0
3	$\frac{2,19^2}{2} + \frac{2,19 + 1,87}{2} \cdot 0,33$	1,6	
	$\frac{2,19^2}{2} + \frac{2,19 + 1,87}{2} \cdot 0,33 + 1,26 \cdot 2,64$		3,1
4	$1,87^2/2$	0,9	0,9
5	$6,69 \cdot 1,8 - \frac{1,87 \cdot 1,8}{2}$	5,2	5,2
6	$3,99 \cdot 4,45 - \frac{1,73 \cdot 1,8}{2} - \frac{2,19^2}{2}$	6,9	6,9
7	$\frac{1,27^2}{2} + 1,77 \cdot 2,5$	3,0	
	$1,27^2/2$		0,4
8	$3,78 \cdot 2,19 - \frac{2,19^2}{2} + \frac{2,19 + 1,27}{2} \cdot 0,92$	3,8	3,8
9	$2,77 \cdot 1,8 - \frac{1,8^2}{2}$	1,7	1,7
10	$\frac{3,99 + 3,78}{2} \cdot 4,85$	18,8	18,8
11	$1,08 \cdot 3,37 + 0,41 \cdot 0,64$	3,9	
	$1,08 \cdot 3,37$		3,7
	$\bar{z}$	47,5	46,4

Position	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Belastung [kW]	
		EG	OG
12	$2,93 \cdot 1,16 + 1,8^2 - \frac{0,65^2}{2} + 2,15 \cdot 1,5$	4,8	4,8
13	$3,78 \cdot 2,93 - \frac{1,24^2}{2}$	5,2	5,2
14	$2,98 \cdot 3,25 + 1,28 \cdot \frac{3,25 + 1,97}{2}$	6,5	6,5
15	$2,12 \cdot 1,48 + 2,12 \cdot 1,5$	3,2	3,2
16	$2,12 \cdot 2,13$	2,3	2,3
17	$1,73 \cdot 2,0$	1,7	1,7
18	$3,25^2 - \frac{1,73^2}{2}$	4,6	4,6
19	$1,97^2 / 2$	1,0	1,0
20	$0,8 \cdot 1,5$	0,6	0,6
	$\bar{z}$	29,9	29,9
		47,5	46,4
	$\bar{z}$	153,7	

## Zusammenstellung der Belastung bei UK Wand

Position	Erdgeschoss		Obergeschoss		Dach- geschoss	$\Sigma$ [kN]
	G	P	G	P		
1	27,6	0,9	27,6	0,9	16,1	73,1
2	24,8	0,8	26,3	1,0	34,1	87,0
3	42,7	1,6	54,4	3,1	22,6	124,4
4	27,6	0,9	27,6	0,9	25,3	82,3
5	119,8	5,2	125,9	5,2	85,1	341,2
6	116,3	6,9	116,3	6,9		246,4
7	33,7	3,0	13,8	0,4	15,4	66,3
8	169,6	3,8	131,8	3,8	53,8	362,8
9	34,5	1,7	40,9	1,7	30,1	108,9
10	144,4	18,8	144,4	18,8		326,4
11	44,7	3,9	42,3	3,7	53,2	147,8
12	90,5	4,8	90,5	4,8		190,6
13	74,5	5,2	74,5	5,2		159,4
14	91,3	6,5	89,3	6,5	57,0	250,5
15	68,8	3,2	68,8	3,2	49,6	193,6
16	45,5	2,3	45,5	2,3	26,8	122,4
17	35,5	1,7	35,5	1,7	29,1	103,5
18	99,6	4,6	91,2	4,6	50,9	250,9
19	21,9	1,0	20,7	1,0	26,4	71,0
20	30,0	0,6	30,0	0,6	30,5	91,7
$\Sigma$	1343,2	77,4	1297,3	76,3	606,0	3400,2

Zur Berücksichtigung der Fenster:

Zusammenstellung der Belastung im Erdgeschoß  
bis zur Fensterunterkante der Pos ① ÷ ④

Position	$(G+P)_{EG}$	Abzug	G + P
1	73,1	$4,62 \cdot 1,87 \cdot 0,93$	65,1
2	87,0	$4,62 \cdot 1,73 \cdot 0,93$	79,6
3	124,4	$4,62 \cdot 2,52 \cdot 0,93$	113,6
4	82,3	$4,62 \cdot 1,87 \cdot 0,93$	74,3
5	341,2	$(4,62 \cdot 3,81 + 5,22 \cdot 1,0) \cdot 0,93$	320,0
6	246,4	$3,84 \cdot 4,0 \cdot 0,93$	232,1
7	66,3	$4,62 \cdot 0,74 \cdot 0,93$	63,1
8	362,8	$4,62 \cdot 3,25 \cdot 0,93$	348,8
9	108,9	$5,22 \cdot 0,89 \cdot 0,93$	104,6
10	326,4	$3,84 \cdot 3,95 \cdot 0,93$	312,3
11	147,8	$\frac{4,62 + 5,22}{2} \cdot 1,62 \cdot 0,93$	140,4
12	190,6	$3,84 \cdot 2,15 \cdot 0,93$	182,9
13	159,4	$(25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,77 \cdot 0,93$	154,6
14	250,5	$5,22 \cdot 1,24 \cdot 0,93$	244,5
15	193,6	$4,62 \cdot 1,6 \cdot 0,93$	186,7
16	122,4	$(25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,42 \cdot 0,93$	119,8
17	103,5	$4,62 \cdot 1,73 \cdot 0,93$	96,1
18	250,9	$4,62 \cdot 4,53 \cdot 0,93$	231,4
19	71,0	$5,22 \cdot 0,74 \cdot 0,93$	67,4
20	91,7	$4,62 \cdot 0,8 \cdot 0,93$	88,3
			3225,6

Zusammenstellung der Belastung im Obergeschoß  
(bis zur Fensterunterkante entsprechend dem Erdgeschoß)

Position	(G + P) <sub>0G</sub>	Abzug	G + P
1	44,6	$4,62 \cdot 1,87 \cdot 0,93$	36,6
2	61,4	$4,62 \cdot 1,73 \cdot 0,93$	54,0
3	80,1	$4,62 \cdot 2,52 \cdot 0,93$	69,3
4	53,8	$4,62 \cdot 1,87 \cdot 0,93$	45,8
5	216,2	$4,62 \cdot 4,81 \cdot 0,93$	195,5
6	123,2	$3,84 \cdot 4,0 \cdot 0,93$	108,9
7	29,6	$4,62 \cdot 0,74 \cdot 0,93$	26,4
8	189,4	$4,62 \cdot 3,25 \cdot 0,93$	175,4
9	72,7	$4,62 \cdot 0,89 \cdot 0,93$	68,9
10	163,2	$3,84 \cdot 3,95 \cdot 0,93$	149,1
11	99,2	$4,62 \cdot 1,62 \cdot 0,93$	92,2
12	95,3	$3,84 \cdot 2,15 \cdot 0,93$	87,6
13	79,7	$(25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,77 \cdot 0,93$	74,9
14	152,8	$4,62 \cdot 1,24 \cdot 0,93$	147,5
15	121,6	$4,62 \cdot 1,6 \cdot 0,93$	114,7
16	74,6	$(25 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,42 \cdot 0,93$	72,0
17	66,3	$4,62 \cdot 1,73 \cdot 0,93$	58,9
18	146,7	$4,62 \cdot 3 \cdot 0,63 \cdot 0,93$	138,6
19	48,1	$4,62 \cdot 0,74 \cdot 0,93$	44,9
20	61,1	$4,62 \cdot 0,8 \cdot 0,93$	57,7
			1818,9

### 2.3. Horizontalbeanspruchung in Gebäude- Querrihtung

Die Geschosdecke sind in horizontaler Richtung auf der vorderen Giebelwand (Pos ① ÷ ④) und auf der Summe der hinteren Giebelwand (Pos ⑫ ÷ ⑮) und der Treppenauswand (Pos ⑫ + ⑳) gelagert.

Die Verteilung der Horizontalkräfte auf vordere und hintere Lagerung wird im folgenden näherungsweise vorgenommen.

Da die Wände so gedungen sind, daß die Verformungen vorwiegend aus Querkraftbelastung und nicht aus Biegung entstehen, erfolgt die weitere Verteilung der H-Kräfte auf die einzelnen Abschnitte einer Giebelwand proportional zu den Querschnittsflächen (nicht Trägheitsmomenten!).

Die Nachweise werden für den Schnitt an der Fensterunterkante geführt, um so die Schwächung durch die Fenster zu erfassen. Die Wandstücke zwischen den Fenstern sind von so gedungenen Form, daß die technische Biegelhre mit parabolischer Verteilung der Schubspannungen nicht mehr zutrifft. Deshalb wird im folgenden angenommen:

$$\max \tau = 1,2 \cdot H / A$$

Die Nachweise in Gebäude-Längsrichtung erfolgen analog dazu.

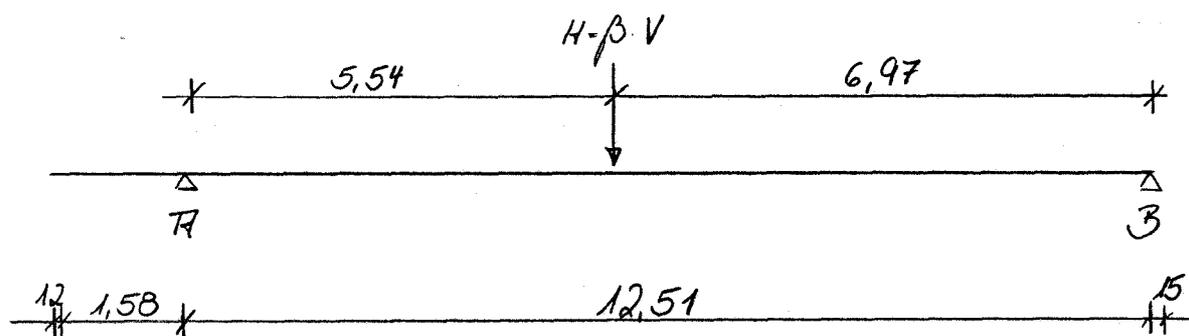
Zur Ermittlung der jeweiligen Horizontalbelastung in Hausquerrichtung (Wände Pos ① ÷ ④, ⑫, ⑮ ÷ ⑱ und ⑳) wird der Schwerpunkt zwischen den Wänden Pos ⑫, ⑳ und ⑮ ÷ ⑱ bestimmt und die Belastung entsprechend den Abständen zum Lastmittelpunkt aufgeteilt.

Schwerpunkt zwischen den Wänden Pos ⑫ + ⑳ und ⑮ ÷ ⑱

$$x = \frac{0,24 \cdot 0,42 \cdot 0,12 + (1,1 + 3,9) \cdot 0,3 \cdot 0,15 + 0,8 \cdot 0,3 \cdot 4,64 + 2,15 \cdot 0,24 \cdot 4,61}{0,24 \cdot 0,42 + (1,1 + 3,9) \cdot 0,3 + 0,8 \cdot 0,3 + 2,15 \cdot 0,24}$$

$$= 1,58 \text{ m}$$

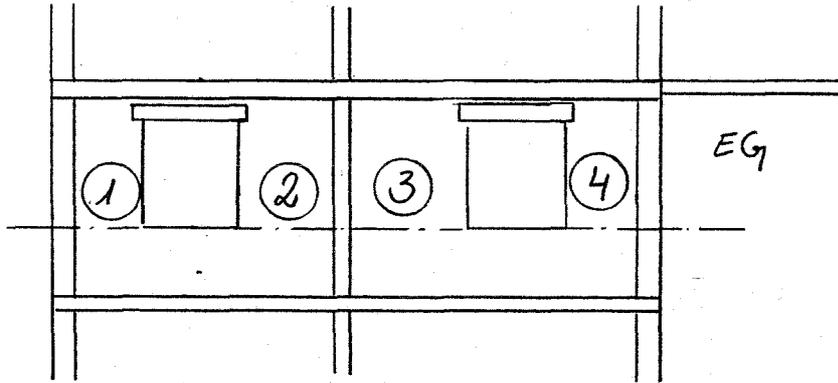
Teufteilung der Horizontalbelastung



$$A = 6,97 \cdot H / 12,51 = 0,557 \cdot H$$

$$B = 5,54 \cdot H / 12,51 = 0,443 \cdot H$$

Belastung der vorderen Giebelwand Pos 1 ÷ 4  
 im Erdgeschoß an der Fensterunterkante  
 (Das Mauerwerk besteht aus Hb150, MG II)



$$\begin{array}{l}
 A_1 = 1,24 \cdot 0,3 = 0,37 \text{ m}^2 \\
 A_2 = 1,10 \cdot 0,3 = 0,33 \text{ m}^2 \\
 A_3 = 1,89 \cdot 0,3 = 0,57 \text{ m}^2 \\
 A_4 = 1,24 \cdot 0,3 = 0,37 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{array}} \right\} \Sigma A = 1,64 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 65,1 \text{ kN}$$

$$V_2 = 79,6 \text{ kN}$$

$$V_3 = 113,6 \text{ kN}$$

$$V_4 = 74,3 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_1 = 0,0651 / 0,37 = 0,176 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2' = 0,0796 + 0,1136 / 0,33 + 0,57 = 0,215 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 = 0,0743 / 0,37 = 0,201 \text{ kN}$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H/A$

Die anteilige Horizontalkraft auf die Wände

Pos ① ÷ ④ beträgt:

$$\sum H_{1:4} = 0,443 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta$$

$$= 0,443 \cdot 3225,6 \cdot \beta = 1428,9 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

Die Verteilung der Horizontalkraft auf die einzelnen Wände wird durch die Wandflächen ermittelt:

$$H_x = \sum H \cdot A_x / \sum A$$

eingesetzt für die Schubspannung:

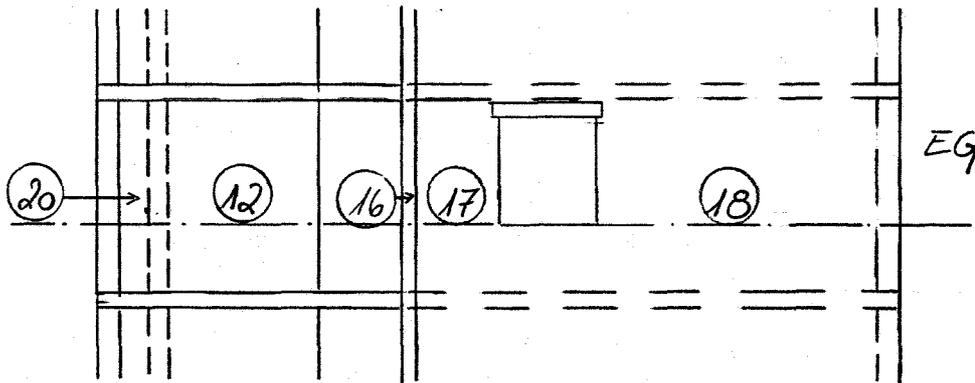
$$\tau_x = 1,2 \cdot H_x / A_x = 1,2 \cdot \sum H \cdot A_x / \sum A \cdot A_x$$

$$\tau = 1,2 \cdot \sum H / \sum A$$

$$= 1,2 \cdot 1,4289\beta / 1,64 = 1,046 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Belastung der hinteren Giebelwand Pos (12) + (20) und  
(16) ÷ (18) im Erdgeschoss an der Fensterunterkante

(Die gemauerten Wände bestehen aus Mbl 50 / MG II,  
der Pfeiler Pos (16) aus Beton B 225)



$$A_{20} = 0,80 \cdot 0,30 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$A_{12} = 2,15 \cdot 0,24 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$A_{16} = 0,42 \cdot 0,24 = 0,10 \text{ m}^2$$

$$A_{17} = 1,10 \cdot 0,30 = 0,33 \text{ m}^2$$

$$A_{18} = 3,90 \cdot 0,30 = 1,17 \text{ m}^2$$

$$\sum A = 2,36 \text{ m}^2$$

$$V_{20} = 88,3 \text{ kN}$$

$$V_{12} = 182,9 \text{ kN}$$

$$V_{16} = 119,8 \text{ kN}$$

$$V_{17} = 96,1 \text{ kN}$$

$$V_{18} = 231,4 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{12}' = 0,0883 + 0,1829 / 0,24 + 0,52 = 0,357 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{16}' = 0,1198 + 0,0961 / 0,10 + 0,33 = 0,502 \quad -v$$

$$\sigma_{18} = 0,2314 / 1,17 = 0,198 \quad -v$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 H / A$

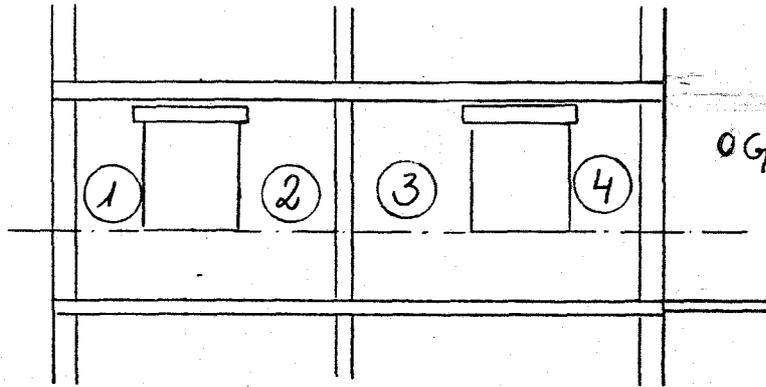
$$\Sigma H = 0,557 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta$$

$$= 0,557 \cdot 3225,6 \cdot \beta = 1796,7 \cdot \beta \quad [\text{kN}]$$

$$\tau = 1,2 \cdot 1,7967 \cdot \beta / 2,36 = 0,914 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Belastung der vorderen Giebelwand Pos ① ÷ ④ im  
Obergeschoß an der Fensterunterkante entsprechend EG

(Das Rahmenwerk besteht aus Hb150/MG II)



$$\left. \begin{aligned} F_1 &= 1,24 \cdot 0,3 = 0,37 \text{ m}^2 \\ F_2 &= 1,10 \cdot 0,3 = 0,33 \text{ m}^2 \\ F_3 &= 1,89 \cdot 0,3 = 0,57 \text{ m}^2 \\ F_4 &= 1,24 \cdot 0,3 = 0,37 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \Sigma F = 1,64 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 36,6 \text{ kN}$$

$$P_2 = 54,0 \text{ kN}$$

$$P_3 = 69,3 \text{ kN}$$

$$P_4 = 45,8 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/F$

$$\sigma_{1,OG} = 0,0366 / 0,37 = 0,099 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{2,OG} = 0,054 + 0,0693 / 0,33 + 0,57 = 0,137 \text{ kN}$$

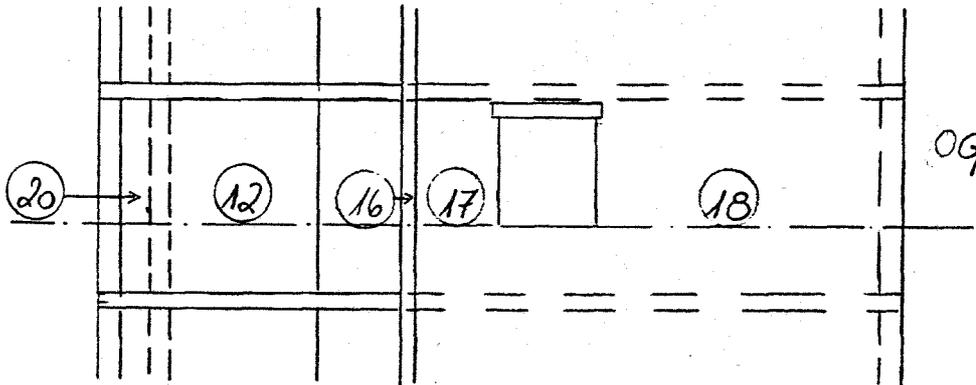
$$\sigma_{4,OG} = 0,0458 / 0,37 = 0,124 \text{ kN}$$

Horizontalspannung  $\sigma = 1,2 \cdot H / A$

$$\begin{aligned}\Sigma H &= 0,443 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta \\ &= 0,443 \cdot 1818,9 \cdot \beta = 805,8 \cdot \beta \quad [\text{kN}]\end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{og}} = 1,2 \cdot 0,8058 \cdot \beta / 1,64 = 0,590 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Belastung der hinteren Giebelwand Pos (12) + (20) und (16) ÷ (18) im Obergeschoß an der Fensterunterkante (Die gemauerten Wände bestehen aus Hb150/MG II, der Pfeiler Pos (16) aus Beton B 225)



$$A_{20} = 0,80 \cdot 0,30 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$A_{12} = 2,15 \cdot 0,24 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$A_{16} = 0,42 \cdot 0,24 = 0,10 \text{ m}^2$$

$$A_{17} = 1,10 \cdot 0,30 = 0,33 \text{ m}^2$$

$$A_{18} = 3,90 \cdot 0,30 = 1,17 \text{ m}^2$$

$$\sum A = 2,36 \text{ m}^2$$

$$V_{20} = 57,7 \text{ kN}$$

$$V_{12} = 87,6 \text{ kN}$$

$$V_{16} = 72,0 \text{ kN}$$

$$V_{17} = 58,9 \text{ kN}$$

$$V_{18} = 138,6 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_{12,09} = 0,0577 + 0,0876 / 0,24 + 0,52 = 0,191 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{16,09} = 0,072 + 0,0589 / 0,10 + 0,33 = 0,304 \text{ -}$$

$$\sigma_{18} = 0,1386 / 1,17 = 0,119 \text{ -}$$

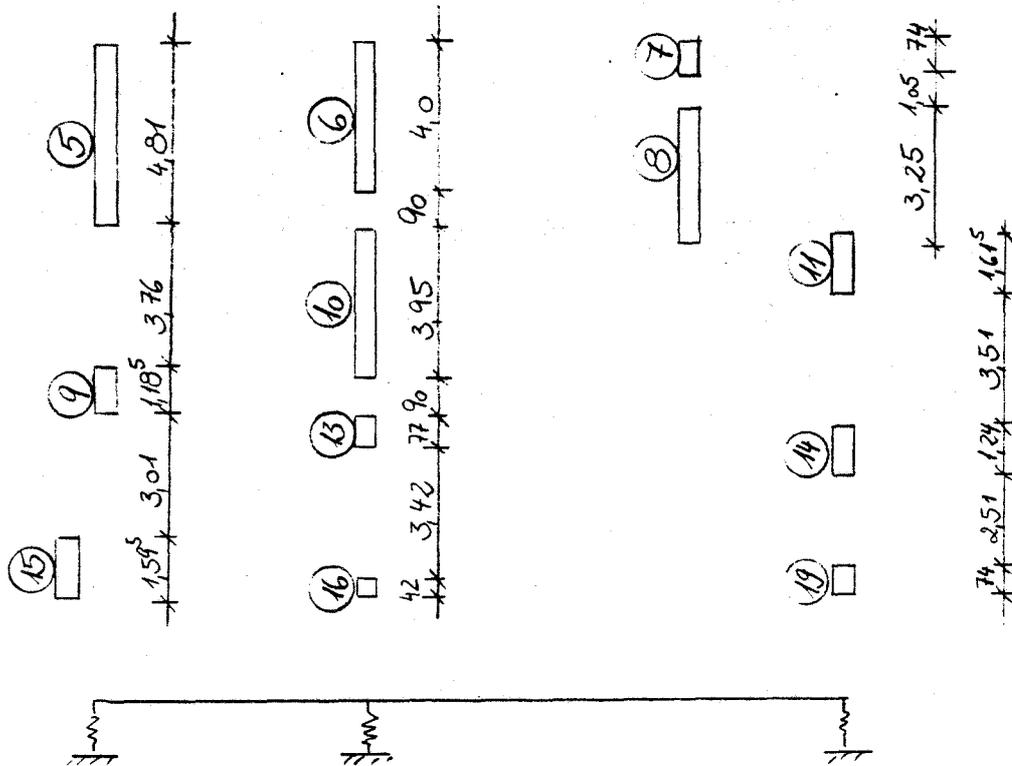
Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H/A$

$$\Sigma H = 0,557 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta$$

$$= 0,557 \cdot 1818,9 \cdot \beta = 1013,1 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

$$\tau_{09} = 1,2 \cdot 1,0131 \cdot \beta / 2,36 = 0,515 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

2.4. Horizontalbeanspruchung in Gebäude-Längsrichtung  
 Zur Ermittlung der Horizontalbelastung der einzelnen Wände in Hauslängsrichtung Pos. (5) + (9) + (15) und (6) + (10) + (16) und (7) + (8) und (11) + (14) + (19) wird die Gesamtbelastung im Verhältnis der Wandflächen aufgeteilt, wobei die Wände Pos. (7) + (8) und (11) + (14) + (19) als ein Teil betrachtet werden.



$$F_{5+9+15} = 0,30 (1,595 + 1,185 + 4,81) = 2,28 \text{ m}^2$$

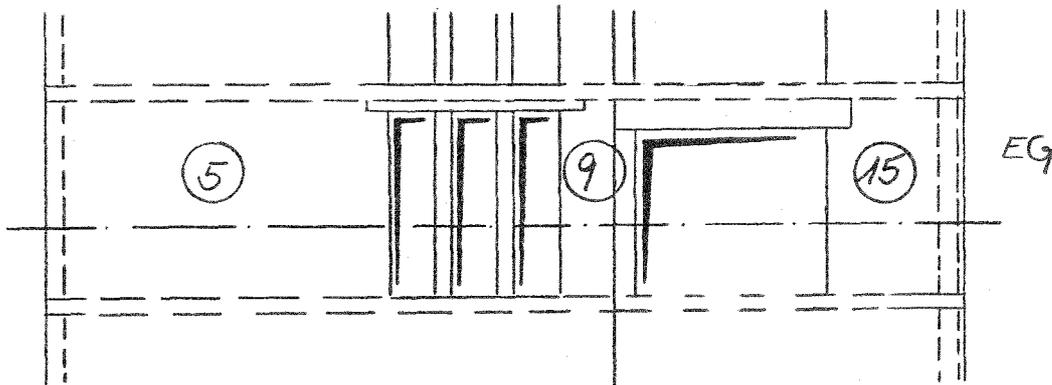
$$F_{6+10+13+16} = 0,24 (0,42 + 0,77 + 3,95 + 4,0) = 2,19 \text{ m}^2$$

$$F_{7+8+11+14+19} = 0,30 (0,74 + 1,24 + 1,615 + 3,25 + 2,51) = 2,28 \text{ m}^2$$

$$\Sigma F = 6,75 \text{ m}^2$$

Belastung der hinteren Längswand Pos. ⑤, ⑨ + ⑮ im Erdgeschoss

(an der Fensterunterkante der Pos. ①-④, das Rahmenwerk besteht aus Hb150, MG II und H12 100, MG III)



$$F_5 = 4,81 \cdot 0,30 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$F_9 = 1,185 \cdot 0,30 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$F_{15} = 1,595 \cdot 0,30 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\sum F = 2,28 \text{ m}^2$$

$$V_5 = 320,0 \text{ kN}$$

$$V_9 = 104,6 \text{ kN}$$

$$V_{15} = 186,7 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/F$

$$\sigma_5 = 0,32 / 1,44 = 0,222 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_9 = 0,1046 / 0,36 = 0,291 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{15} = 0,1867 / 0,48 = 0,389 \text{ kN/m}^2$$

Die Wand Pos. ⑨ und teilweise auch die

Wand Pos ⑤ bestehen aus Mauerwerk in  
 M12 100 / MG III.

Horizontalspannungen  $\hat{\sigma} = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

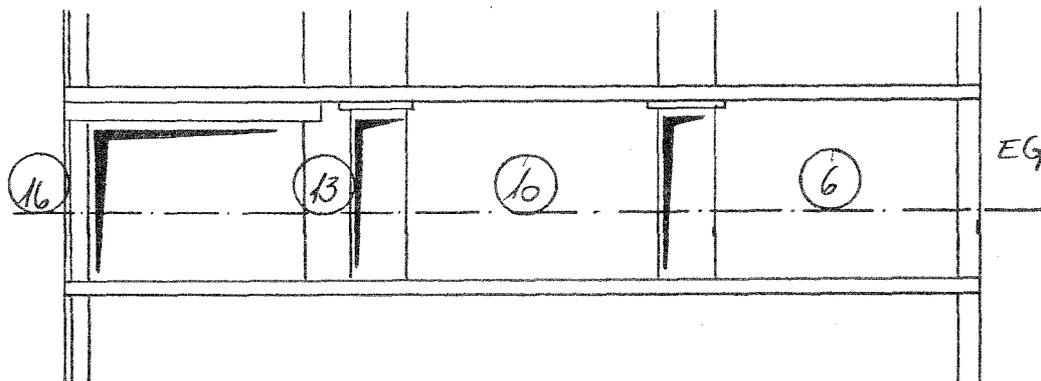
$$\begin{aligned} \Sigma H_{5+9+15} &= V_{\text{ges}} \cdot \beta \cdot 2,28 / 6,75 \\ &= 0,34 \cdot 3225,6 \cdot \beta = 1089,5 \cdot \beta \text{ [kN]} \end{aligned}$$

$$\hat{\sigma} = 1,2 \cdot 1,0895 \beta / 2,28 = 0,573 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Belastung der mittleren Längswand

Pos ⑥ + ⑩ + ⑬ + ⑭ im Erdgeschoss

(an der Fensterunterkante der Pos ① ÷ ④, die Pos ⑥ + ⑩ bestehen aus Mauerwerk in Hb150/MG II, die Pos ⑬ + ⑭ aus Beton Bx25)



$$\begin{array}{l}
 A_6 = 4,0 \cdot 0,24 = 0,96 \text{ m}^2 \\
 A_{10} = 3,95 \cdot 0,24 = 0,95 \text{ m}^2 \\
 A_{13} = 0,77 \cdot 0,24 = 0,18 \text{ m}^2 \\
 A_{16} = 0,42 \cdot 0,24 = 0,10 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_6 \\ A_{10} \\ A_{13} \\ A_{16} \end{array}} \right\} \Sigma A = 2,19 \text{ m}^2$$

$$V_6 = 232,1 \text{ kW}$$

$$V_{10} = 312,3 \text{ kW}$$

$$V_{13} = 154,6 \text{ kW}$$

$$V_{16} = 119,8 \text{ kW}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_6 = 0,2321 / 0,96 = 0,242 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{10} = 0,3123 / 0,95 = 0,329 \quad +$$

$$\sigma_{13} = 0,1546 / 0,18 = 0,859 \quad -$$

$$\sigma_{16} = 0,1198 / 0,10 = 1,198 \quad -$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H/A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

$$\Sigma H_{6+10+13+16} = V_{\text{ges}} \cdot \beta \cdot 2,19 / 6,75$$

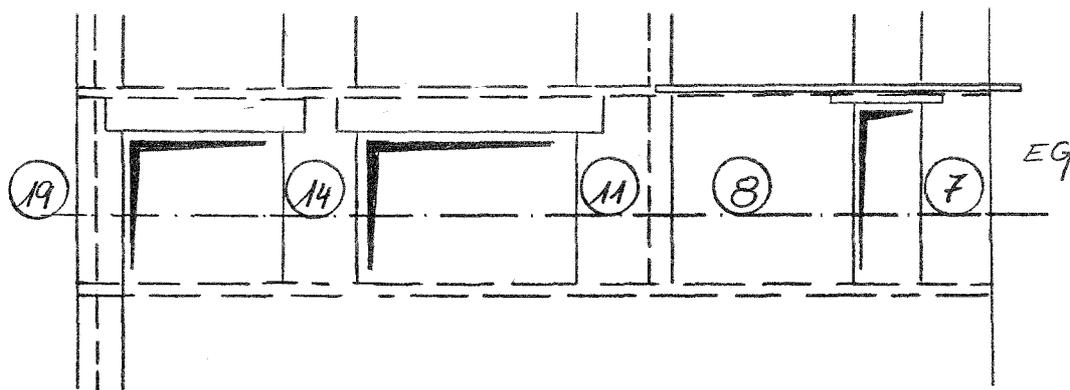
$$= 0,32 \cdot 3225,6 \cdot \beta = 1046,5 \cdot \beta \quad [\text{kN}]$$

$$\tau = 1,2 \cdot 1,0465 \cdot \beta / 2,19 = 0,573 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Belastung der vorderen Längswand

Pos (7) + (8) + (11) + (14) + (19) im Erdgeschoss

(an der Fensterunterkante der Pos (1) ÷ (4), die Wände Pos (7) + (8) bestehen aus Mauerwerk in Hbl 50 / MG II, die Pos (14) + (19) aus Mauerwerk in Hbl 100 / MG III und die Pos (11) aus beidem)



$$\begin{array}{l}
 A_7 = 0,74 \cdot 0,30 = 0,22 \text{ m}^2 \\
 A_8 = 3,25 \cdot 0,30 = 0,98 \text{ m}^2 \\
 A_{11} = 1,62 \cdot 0,30 = 0,49 \text{ m}^2 \\
 A_{14} = 1,24 \cdot 0,30 = 0,37 \text{ m}^2 \\
 A_{19} = 0,74 \cdot 0,30 = 0,22 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_7 \\ A_8 \\ A_{11} \\ A_{14} \\ A_{19} \end{array}} \right\} \sum A = 2,28 \text{ m}^2$$

$$V_7 = 63,1 \text{ kN}$$

$$V_8 = 348,8 \text{ kN}$$

$$V_{11} = 140,4 \text{ kN}$$

$$V_{14} = 244,5 \text{ kN}$$

$$V_{19} = 67,4 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_7 = 0,0631 / 0,22 = 0,287 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_8 = 0,3488 / 0,98 = 0,356 \quad -$$

$$\sigma_{11} = 0,1404 / 0,49 = 0,287 \quad -$$

$$\sigma_{14} = 0,2445 / 0,37 = 0,661 \quad +$$

$$\sigma_{19} = 0,0674 / 0,22 = 0,306 \quad -$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

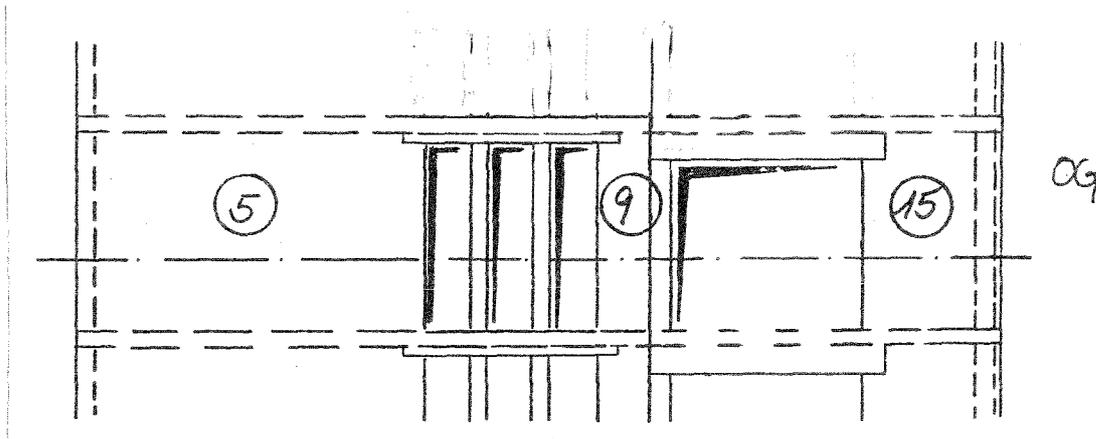
$$\sum H_{7+8+11+14+19} = V_{\text{ges}} \cdot \beta \cdot 2,28 / 6,75$$

$$= 0,34 \cdot 3225,6 \cdot \beta = 1089,5 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

$$\tau = 1,2 \cdot H / A$$

$$= 1,2 \cdot 1,0895 \cdot \beta / 2,28 = 0,573 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Belastung der hinteren Längswand Pos. (5) + (9) + (15) im OG  
 (an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoss,  
 das Mauerwerk besteht aus Hb1 50 / MG II)



$$\left. \begin{aligned} A_5 &= 4,81 \cdot 0,30 = 1,44 \text{ m}^2 \\ A_9 &= 1,185 \cdot 0,30 = 0,36 \text{ m}^2 \\ A_{15} &= 1,595 \cdot 0,30 = 0,48 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \bar{A} = 2,28 \text{ m}^2$$

$$V_{5,OG} = 195,5 \text{ kN}$$

$$V_{9,OG} = 68,9 \text{ kN}$$

$$V_{15,OG} = 114,7 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{5,OG} = 0,1955 / 1,44 = 0,136 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{9,OG} = 0,0689 / 0,36 = 0,191 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{15,OG} = 0,1147 / 0,48 = 0,239 \text{ kN/m}^2$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

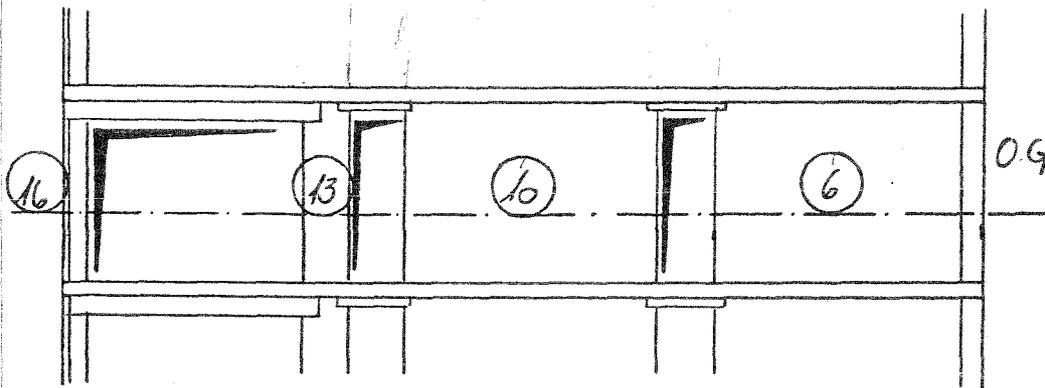
$$\bar{z} H_{5+9+15} = V_{\text{ges}} \cdot \beta \cdot 2,28 / 6,75$$

$$= 0,34 \cdot 1818,9 \cdot \beta = 614,4 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

$$\tau = 1,2 \cdot H / A$$

$$= 1,2 \cdot 0,6144\beta / 2,28 = 0,323 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Belastung der mittleren Längswand Pos (6) + (10) + (13) + (16) im OG  
 (an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoß,  
 die Pos (6) + (10) bestehen aus Mauerwerk in Hb150 / MG II,  
 die Pos (13) + (16) aus Beton 3225)



$$\begin{array}{l}
 A_{16} = 4,0 \cdot 0,24 = 0,96 \text{ m}^2 \\
 A_{10} = 3,95 \cdot 0,24 = 0,95 \text{ m}^2 \\
 A_{13} = 0,77 \cdot 0,24 = 0,18 \text{ m}^2 \\
 A_{16} = 0,42 \cdot 0,24 = 0,10 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_{16} \\ A_{10} \\ A_{13} \\ A_{16} \end{array}} \right\} \Sigma A = 2,19 \text{ m}^2$$

$$V_{6,OG} = 108,9 \text{ kN}$$

$$V_{10,OG} = 149,1 \text{ kN}$$

$$V_{13,OG} = 74,9 \text{ kN}$$

$$V_{16,OG} = 72,0 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{6,09} = 0,1089 / 0,96 = 0,113 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{10,09} = 0,1491 / 0,95 = 0,157 \text{ -''}$$

$$\sigma_{13,09} = 0,0749 / 0,18 = 0,416 \text{ -''}$$

$$\sigma_{16,09} = 0,072 / 0,10 = 0,72 \text{ -''}$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

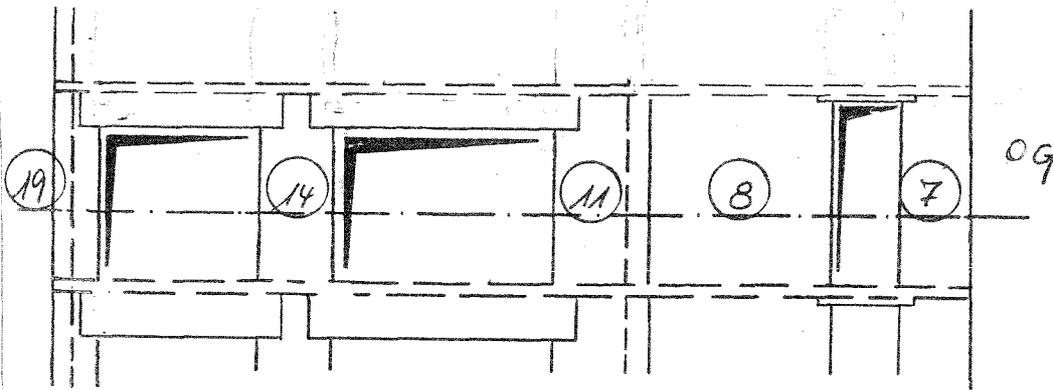
$$\begin{aligned} \sum H_{6+10+13+16} &= V_{\text{ges}} \cdot \beta \cdot 2,19 / 6,75 \\ &= 0,32 \cdot 1818,9 \cdot \beta = 590,1 \cdot \beta \text{ [kN]} \end{aligned}$$

$$\tau = 1,2 \cdot H / A$$

$$\tau = 1,2 \cdot 0,5901 \cdot \beta / 2,19 = 0,323 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## Belastung der vorderen Längswand

Pos (7) + (8) + (11) + (14) + (19) im OG

(an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoss,  
das Mauerwerk besteht aus Hb/50/HG II)

$$A_7 = 0,74 \cdot 0,30 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$A_8 = 3,25 \cdot 0,30 = 0,98 \text{ m}^2$$

$$A_{11} = 1,62 \cdot 0,30 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$A_{14} = 1,24 \cdot 0,30 = 0,37 \text{ m}^2$$

$$A_{19} = 0,74 \cdot 0,30 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = 2,28 \text{ m}^2$$

$$V_{7,OG} = 26,4 \text{ kN}$$

$$V_{8,OG} = 175,4 \text{ kN}$$

$$V_{11,OG} = 92,2 \text{ kN}$$

$$V_{14,OG} = 147,5 \text{ kN}$$

$$V_{19,OG} = 44,9 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{7,09} = 0,0264 / 0,22 = 0,12 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{8,09} = 0,1754 / 0,98 = 0,179 \quad -\checkmark$$

$$\sigma_{11,09} = 0,0922 / 0,49 = 0,188 \quad -\checkmark$$

$$\sigma_{14,09} = 0,1475 / 0,37 = 0,399 \quad -\checkmark$$

$$\sigma_{19,09} = 0,0449 / 0,22 = 0,204 \quad -\checkmark$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft beträgt

$$\sum H_{7+8+11+14+19} = V_{gs} \cdot \beta \cdot 2,28 / 6,75$$

$$= 0,34 \cdot 1818,9 \cdot \beta = 614,4 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

$$\tau_{09} = 1,2 \cdot H / A$$

$$= 1,2 \cdot 0,6144 \cdot \beta / 2,28 = 0,323 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## 2.5. Zum Wandversagen führende Beschleunigung

Die Qualität der Wände ist aus den Unterlagen entnommen. Damit lassen sich die Bruchkriterien nach DIN 1053 Teil 2 bestimmen und im  $\sigma$ - $\sigma$ -Diagramm eintragen.

Man erkennt, daß das Reißen der Steine bei dem vorliegenden Hbl-Kauerwerk der maßgebender Fall darstellt und nicht das Fugerversagen.

Die Erdbebenbeschleunigung  $b = \beta \cdot g$  wird so bestimmt, daß die ungünstigste Beanspruchung genau dem Bruchkriterium im  $\sigma$ - $\sigma$ -Diagramm entspricht.

Es zeigt sich, daß die tatsächlich gewissere Wand Pos ① ÷ ④ das ungünstigste Element darstellt und daß die Beanspruchung für  $\beta = 0,074$  theoretisch zum Riß führt.

Alle übrigen Wände bleiben unter dieser Beschleunigung ungerissen.

Ermittlung der Bruchspannungen für Mauerwerk mit  
Hb150/MG II unter Ansatz der Rechenfestigkeiten

Materialkennwerte für Hb150, MG II

Fugenachsmaß in Steinlängsrichtung (horizontal)	$\Delta y = 50 \text{ cm}$
Fugenachsmaß in vertikaler Richtung	$\Delta x = 25 \text{ cm}$
Rechenwert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Entwurf DIN 1053 Teil 1	$\beta_R = 1,7 \text{ N/mm}^2$
Rechenwert der Steinzugfestigkeit mit Kennwert der Steinzugfestigkeit	$\beta_{Rz} = 0,025 \cdot \beta_{Nst} = 0,1 \text{ -N}$
Rechenwerte der Kohäsion	$\beta_{Rk} = 0,15 \text{ -N}$
	$\mu = 0,4$

a.) Versagen des Mauerwerks auf Druck

$$\tau = (\beta_R - \bar{\sigma}_x) \cdot \Delta y / 2 \Delta x = (1,7 - \bar{\sigma}_x)$$

b.) Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

(wird hier vernachlässigt)

$$\tau = \bar{\sigma}_x \cdot \Delta y / 2 \cdot \Delta x = \bar{\sigma}_x$$

c.) Versagen der Lagerfuge auf Reibung

$$\tau = k + \mu \cdot \bar{\sigma}_x = 0,15 + 0,4 \cdot \bar{\sigma}_x$$

d.) Versagen durch Reißen der Steine

$$\tau = \frac{\beta_{z, st}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\bar{\sigma}_x}{\beta_{z, st}}} = 0,044 \cdot \sqrt{1 + \frac{\bar{\sigma}_x}{0,1}}$$

Diagramm Nr. 1  
 Beanspruchung der Wände in Hb150, MG II  
 bei Erdbeben in Gebäudequerrichtung  
 und Wandversagen für  $\beta = 7,4\%$

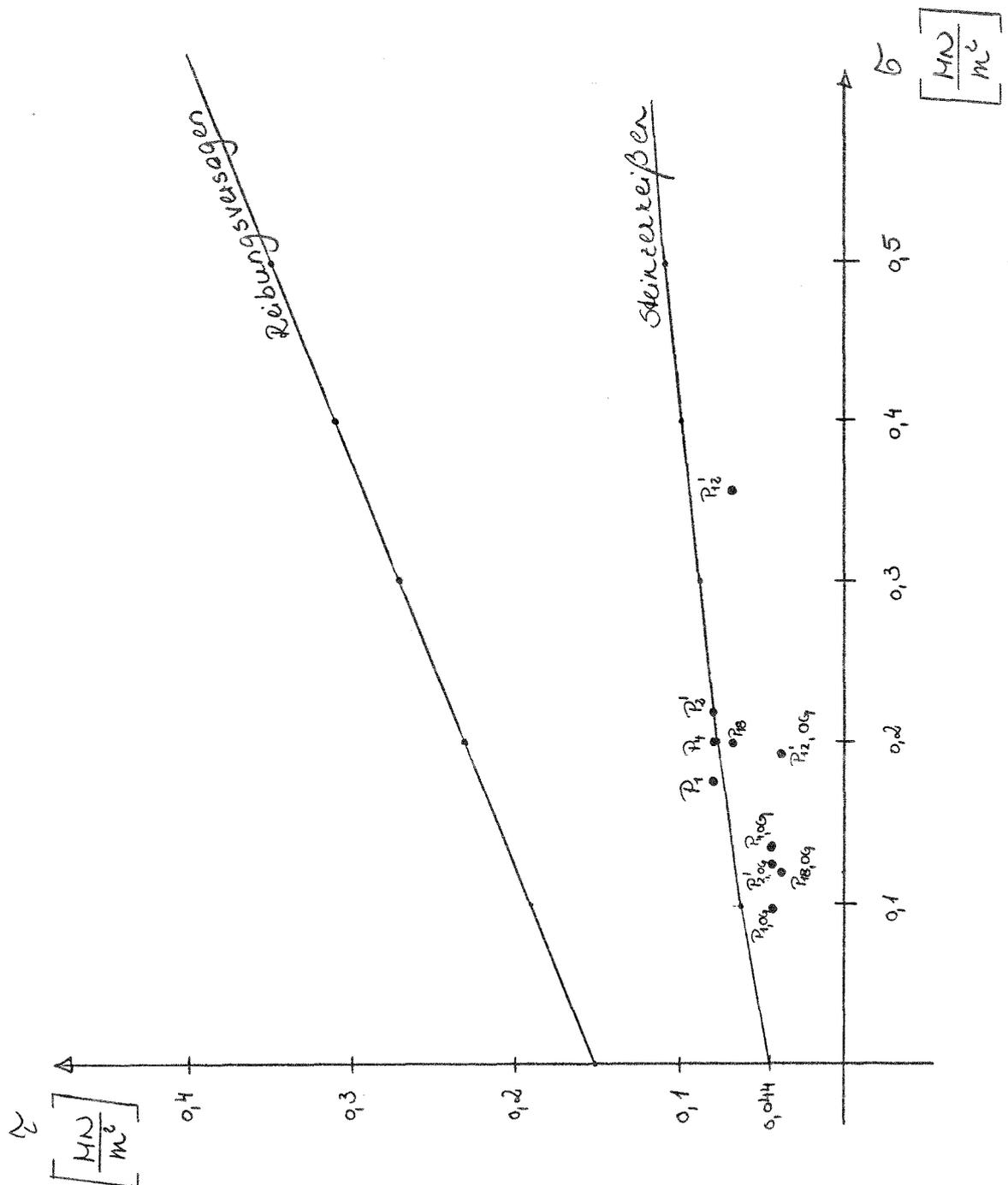
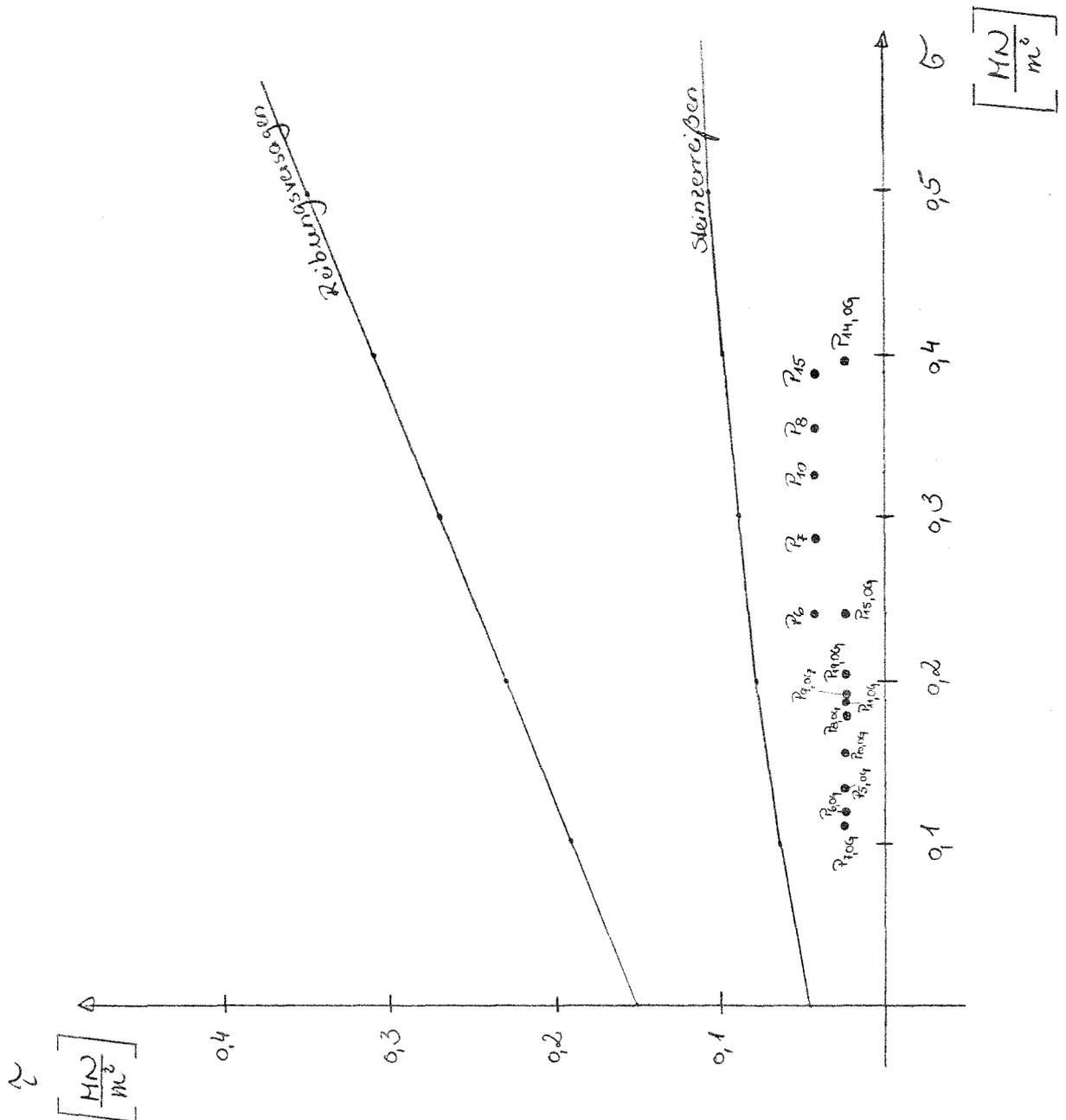


Diagramm Nr. 2  
 Beanspruchung der Wände in Hb150, MG II  
 bei Erdbeben in Gebäudelängsrichtung  
 und Wandversagen für  $\beta = 17,4\%$



## 2.6 Anzusetzende Erdbeberbeschleunigung nach DIN 4149

Bauwerksklasse: Für Wohnhäuser gilt die Bauwerksklasse 1.

Regelwert für die Horizontalbeschleunigung:

Das Gelände befindet sich in der Erdbebentone 4.

Daraus folgt:

$$a_0 = 1,0 \text{ m/sec}^2$$

Einfluß des Untergrundes

Das Grundstück liegt in einer Flußniederung.

Der Boden besteht aus weichem, bindigem Boden, ist also besonders ungünstig.

Damit ergibt sich der Baugrunderfaktor:

$$\alpha \geq 1,4$$

Im folgenden wird mit  $\alpha = 1,4$  gerechnet, obwohl auch ein höherer Wert zu vertreten wäre.

Berücksichtigung der Bauwerksklasse:

Für die Bauwerksklasse 1 erhält man einen Abminderungsfaktor:

$$\alpha = 0,8$$

Die anzusetzende Erdbeberbeschleunigung

lautet somit nach DIN 4149:

$$\begin{aligned} \text{cal } a &= a_0 \cdot \alpha \cdot \alpha = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,8 = 1,12 \text{ m/sec}^2 \\ &= 0,112 \cdot g \end{aligned}$$

### 3. Kachrechnung Haus Nr. 2

Abtstadt - Orstmetzingen, Weidenstr. 82

#### 3.1 Kurze Baubeschreibung

Das Haus wurde 1964 errichtet und besteht aus Erdgeschoss, 1. Obergeschoss und ausgebautem Dachgeschoss. Nach den Planunterlagen sind im Erdgeschoss die hintere Längswand und ein Teil der hinteren Giebelwand aus Beton B16, die mittlere Längswand aus Mauerwerk H12 100 und alle anderen Wände im Erd- und Obergeschoss aus Mauerwerk H16 150.

Der Dachstuhl ist eine handwerksübliche Holzkonstruktion.

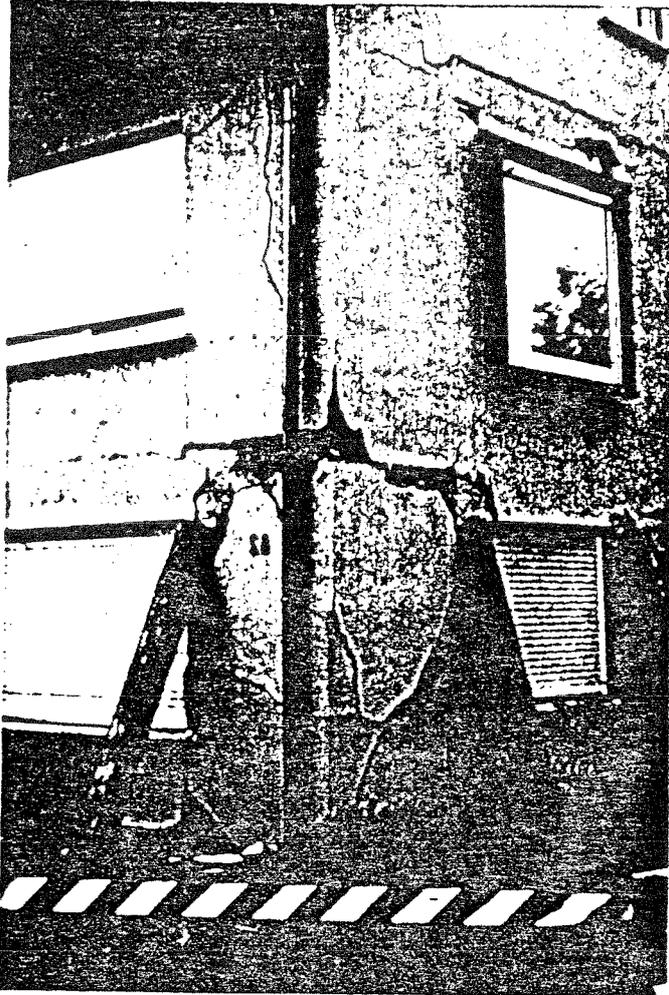
Laut Foto und Reißbild sind die vordere Giebelwand und die vordere Längswand in allen Geschossen gerissen.



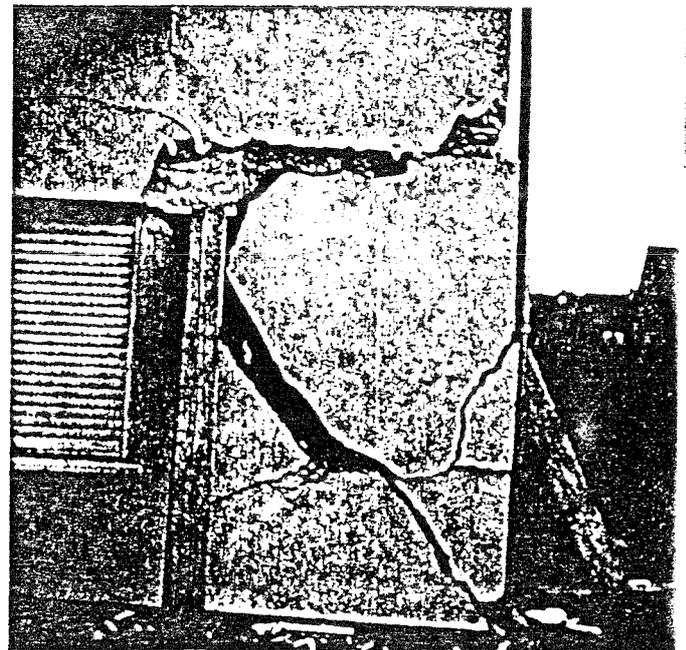
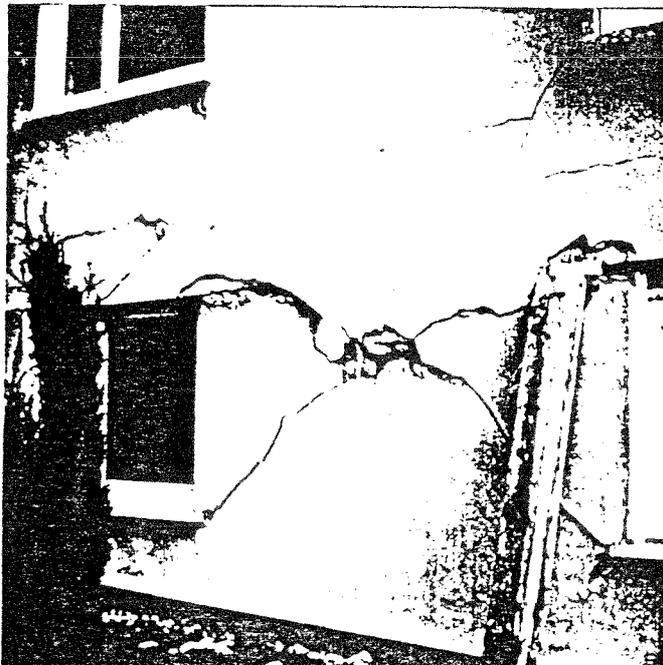
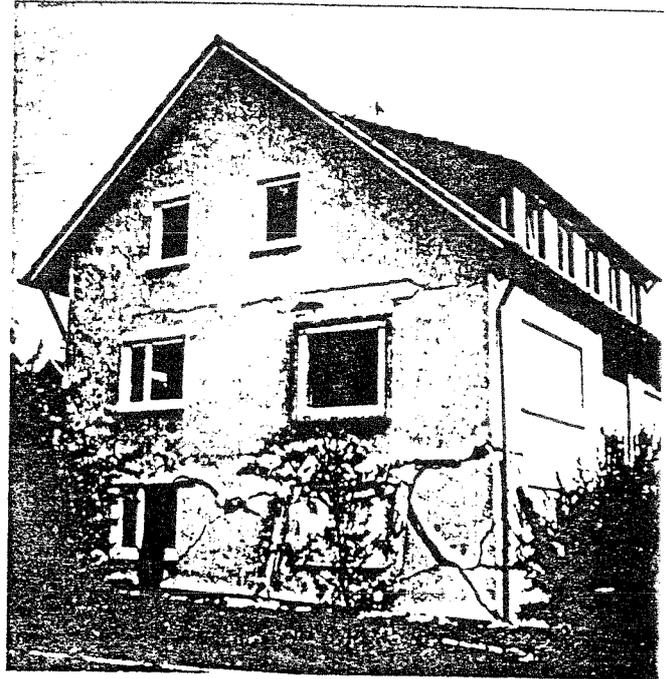
LANDESSTELLE FÜR BAUSTATIK  
BADEN-WÜRTTEMBERG

ERDBEBEN am 03. Sept. 1978 in ALBSTADT

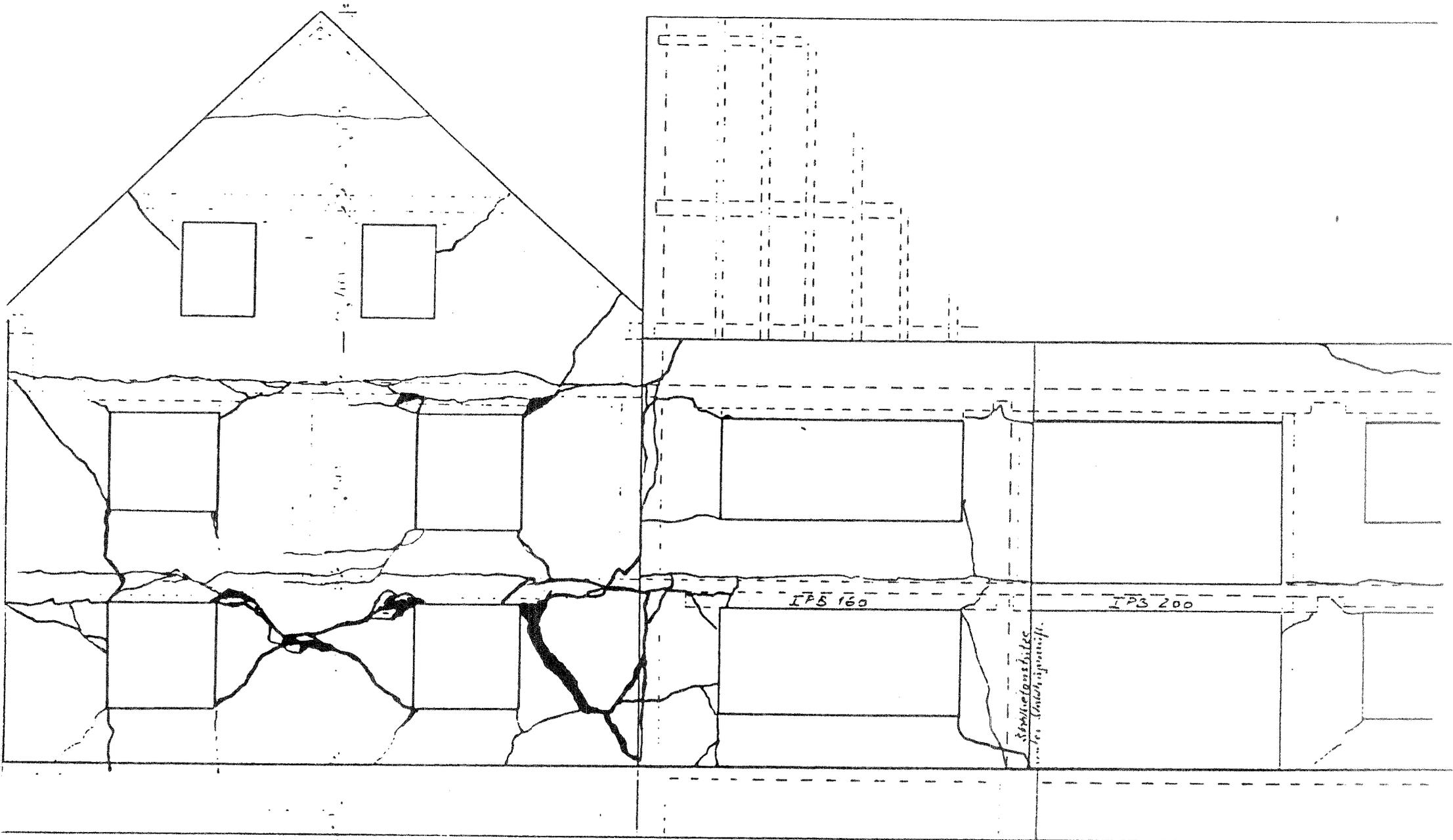
Schäden an einem Mauerwerksbau - Baujahr: 1964



(Bild seitenverkehrt)



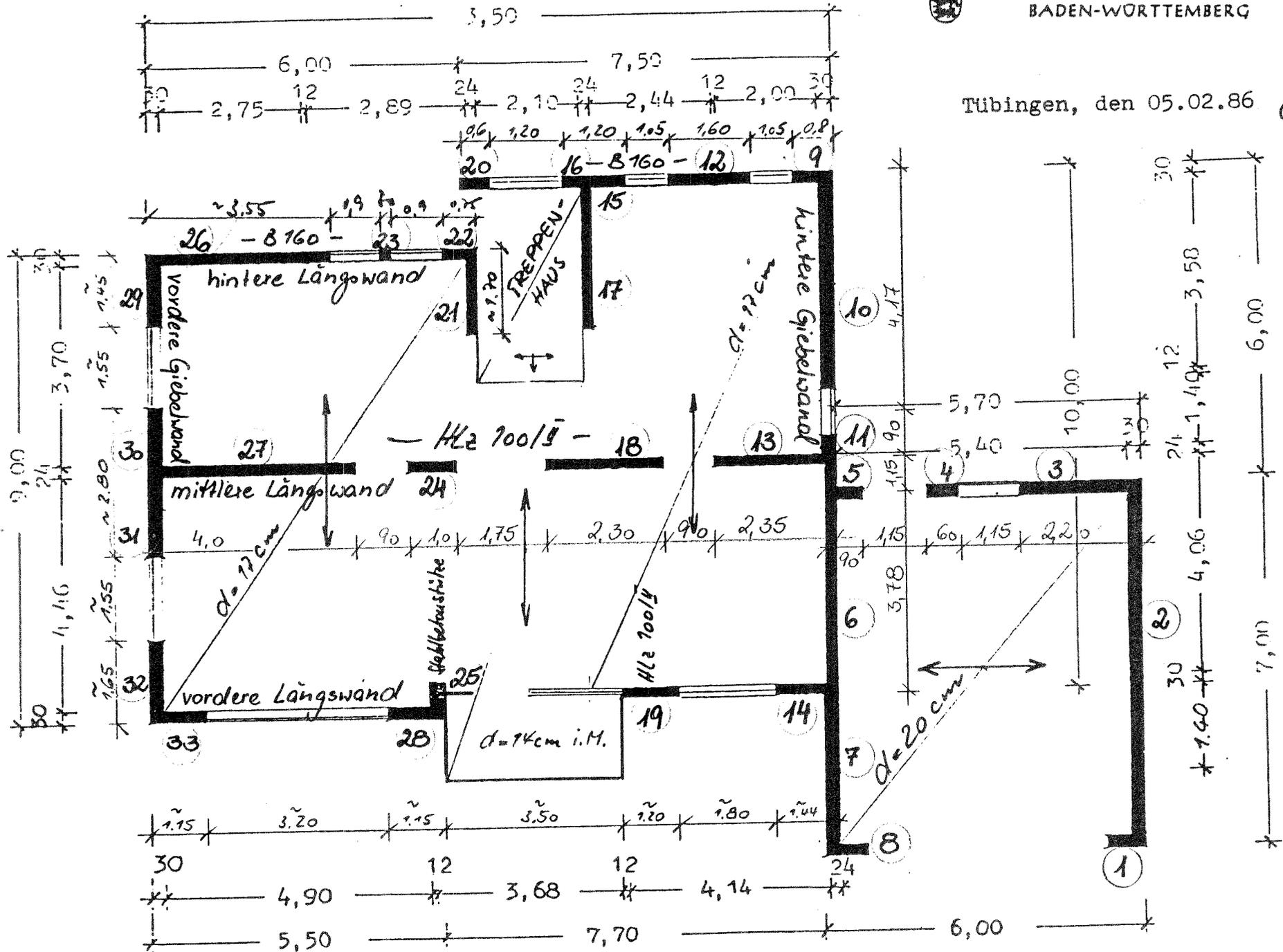
Tübingen, den 05.02.86





Tübingen, den 05.02.86

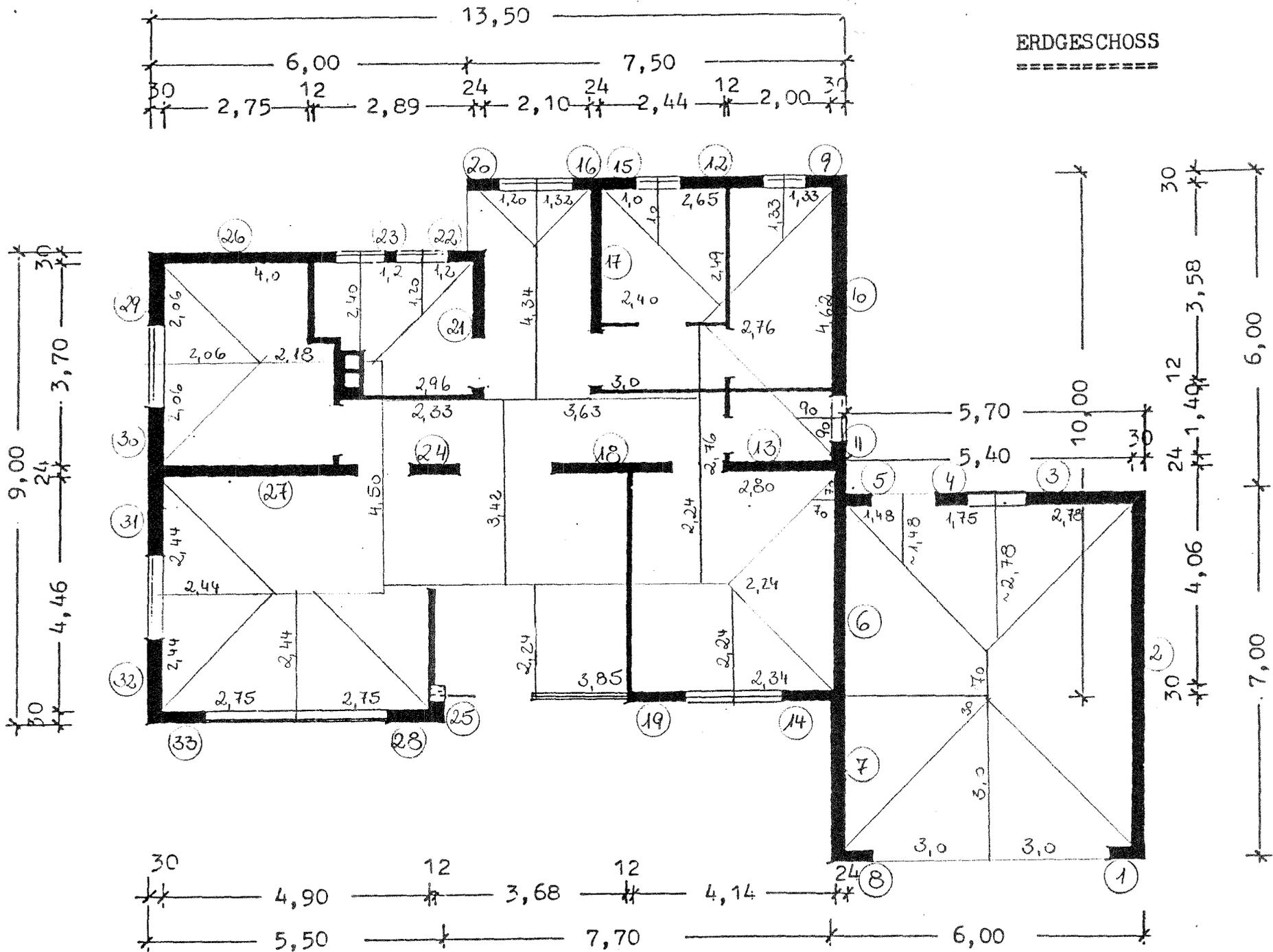
G



Positionierung der Wände

Erdgeschoss M. 1:100  
Außenwände: 46l 25l!

ERDGESCHOSS



*Sanierungsflächen*



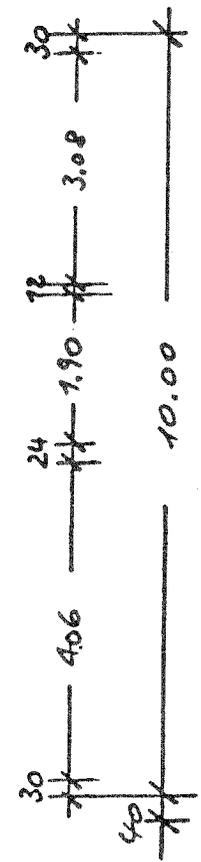
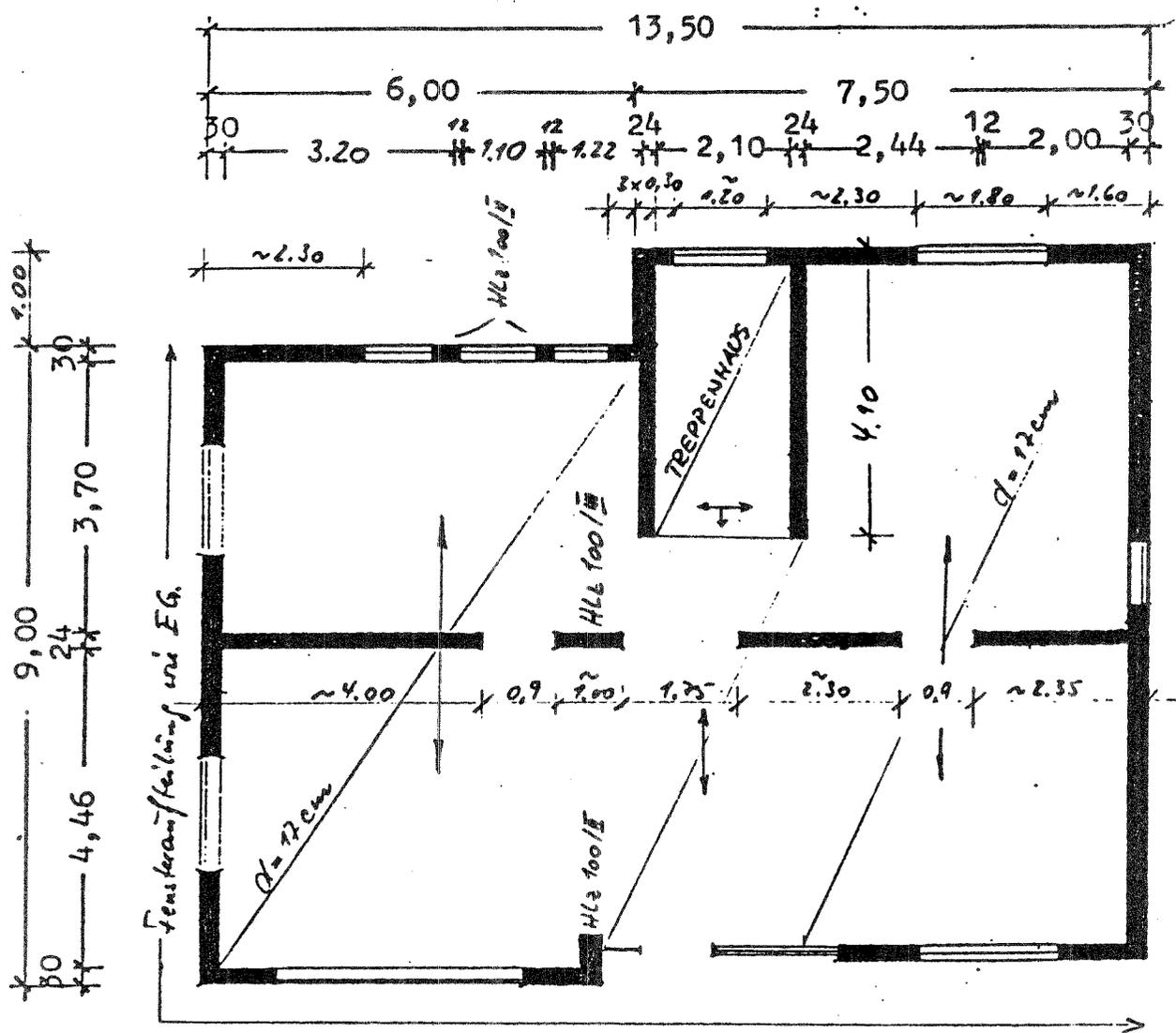
LANDESSTELLE FÜR BAUSTATIK  
BADEN-WÜRTTEMBERG

Tübingen, den 05.02.86

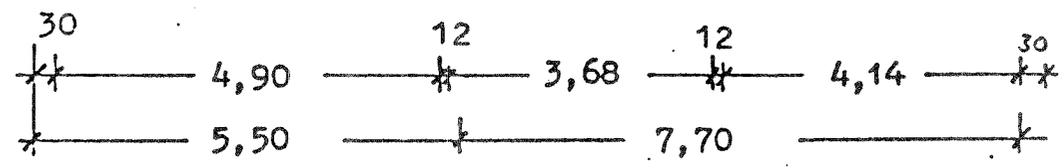
*G.*



Tübingen, den 05.02.86

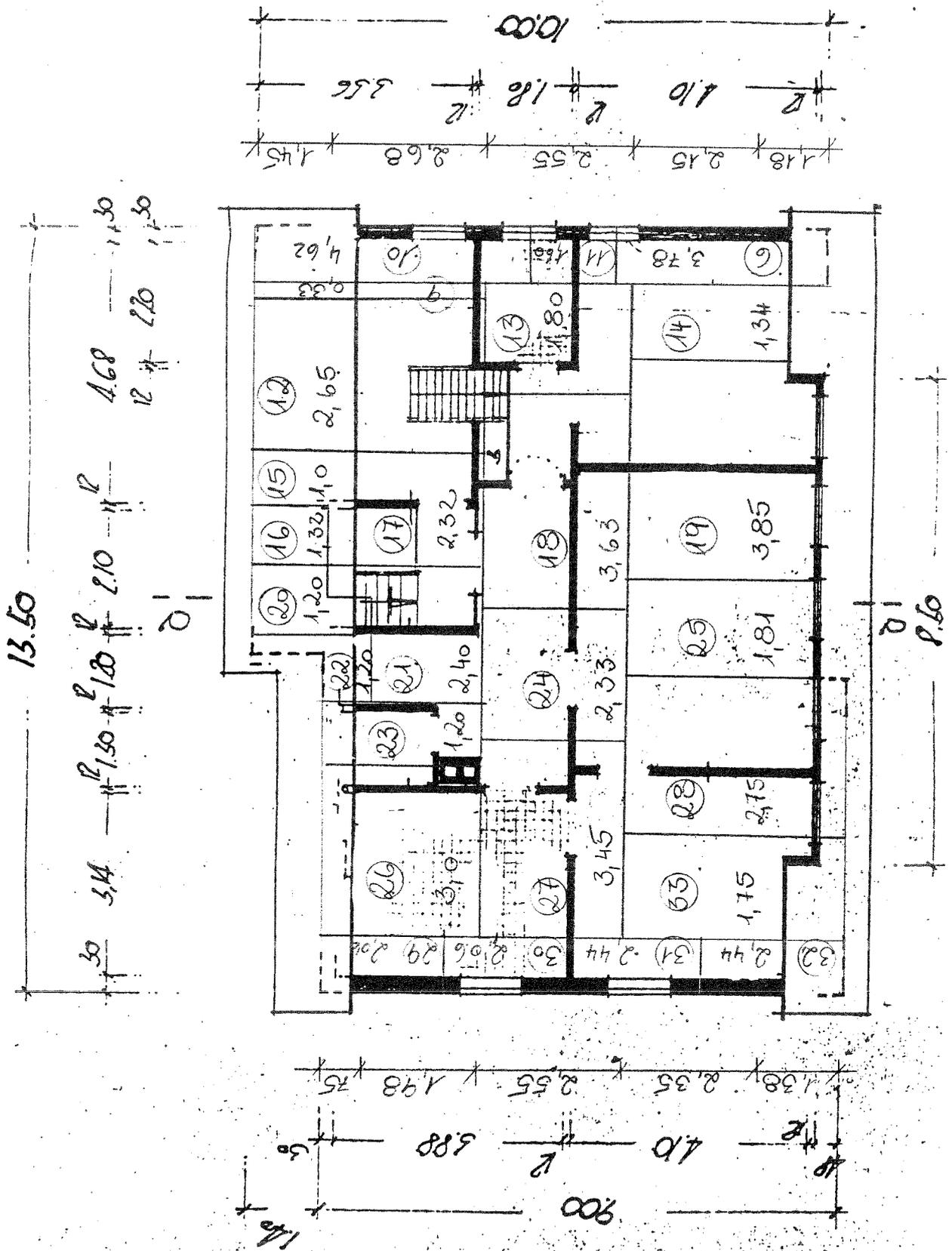


*Obergeschoss = Erdgeschoss*



Obergeschoss  
M. 1:100  
Wände: HLL 25/II

# Lastenzugsflächen im Dachgeschoss



D.G.

## 2.2 Ermittlung der Vertikalbelastung der Wände

Die Positionierung der Wände ist auf einer vorangegangenen Seite dargestellt.

Die Vertikalbelastung wird unter folgenden Voraussetzungen ermittelt:

Im Erdgeschoss bestehen die Außenwände teils aus Beton B160 ( $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ), teils aus Mauerwerk in Hbl 25 ( $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ ), die Innenwände aus Hbl 100 ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ). Im Ober- und Dachgeschoss sind alle Wände in Mauerwerk mit Hbl 25 ausgeführt. Zur Ermittlung des Wandeigengewichtes werden zusätzlich 4 cm Putz ( $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ) angenommen.

Die Geschosdecken bestehen im Erdgeschoss aus 17 cm dickem Stahlbeton und werden - zuzüglich  $1 \text{ kN/m}^2$  Belastung für Putz und Belag und  $0,2 \text{ kN/m}^2$  für Leichtbauplatten - mit Hilfe von Lasteinzugsflächen berücksichtigt.

Des Weiteren wird eine Verkehrslast  $p = 0,5 \text{ kN/m}^2$  -entsprechend DIN 4149 - auf alle Geschosdecken, Balkonplatten und das Treppenhaus angesetzt.

Für das Pflattendach werden ebenfalls Lasteinzugsflächen angenommen.

Die Garage wird mit Mauerwerk Hbl 25 und einer 20 cm dicken Betondecke in den Positionen ① ÷ ⑤ und ⑦ + ⑧ getrennt betrachtet.

Garagenwand Pos ①

$$g_{\text{wand}} = (13 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) = 4,62 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{decke}} = 25 \cdot 0,2 + 1,0 = 6,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{wand}} = 4,62 \cdot 0,75 \cdot 2,45 = 8,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 4,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{decke}} = 6,0 \cdot 3,0^2 / 2 = 27,0 \text{ -k}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos ①}} = 40,2 \text{ kN}}}$$

Garagenwand Pos ②

$$G_{\text{wand}} = 4,62 \cdot 7,0 \cdot 2,45 = 79,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{decke}} = 6,0 \left( \frac{3,0^2}{2} + \frac{2,78^2}{2} + 1,22 \cdot 3,0 \right) = 72,2 \text{ -k}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos ②}} = 151,4 \text{ kN}}}$$

Garagenwand Pos ③

$$G_{\text{wand}} = 4,62 \cdot (2,78 \cdot 2,45 - 0,9 \cdot 0,58) = 29,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,45 / 2 = 1,4 \text{ -k}$$

$$G_{\text{decke}} = 6,0 \cdot 2,78^2 / 2 = 23,2 \text{ -k}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos ③}} = 53,7 \text{ kN}}}$$

Garagenwand Pos ④

$$G_{\text{wand}} = 4,62 \cdot (0,6 \cdot 2,45 + 0,58 \cdot 1,25) = 10,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,70 = 3,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{decke}} = 6,0 \cdot 1,75 \cdot (1,48 + 2,78) / 2 = 22,4 \text{ -k}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos ④}} = 35,8 \text{ kN}}}$$

Garagenwand Pos (5)

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 0,9 \cdot 2,45$$

$$= 10,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,45 / 2$$

$$= 1,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,48^2 / 2$$

$$= 6,6 \text{ kW}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{Pos(5)}} = 18,2 \text{ kW}}}$$

Wand Pos (6)

Erdgeschoß

$$g_{\text{Decke}} = 25 \cdot 0,17 = 4,3 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{Putz, Belag} = 1,0 \text{ kW}$$

$$\text{Leichtbaupl. } 2,5 \text{ cm} = 0,2 \text{ kW}$$

$$g_{\text{Decke}} = 5,5 \text{ kW/m}^2$$

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 3,78 \cdot 2,4$$

$$= 34,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke, Garage}} = 6,0 \cdot \left( \frac{3,0^2}{2} + 0,7 \cdot 3,0 \right)$$

$$= 39,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke, EG}} = 5,5 \left( \frac{2,24^2}{2} + \frac{0,7 + 2,24}{2} \cdot 1,54 \right)$$

$$= 26,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 100,7 \text{ kW}$$

Obergeschoß

$$g_{\text{Decke}} = 25 \cdot 0,19 = 4,8 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{Putz, Belag} = 1,0 \text{ kW}$$

$$\text{Leichtbaupl. } 2,5 \text{ cm} = 0,2 \text{ kW}$$

$$g_{\text{Decke}} = 6,0 \text{ kW/m}^2$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 3,78 \cdot 2,5 = 43,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( \frac{2,24^2}{2} + \frac{0,7+2,24}{2} \cdot 1,54 \right) = 28,6 \text{ kN}$$

$$G_{00} = 72,3 \text{ kN}$$

### Dachgeschoß

$$g_{\text{Pfannen}} = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Sparrn}} = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Zuschlag}} = 0,04 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Grundfläche}} = 0,70 / \cos 42^\circ = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Pfeiler}} \approx 3 \cdot 6 \cdot 0,2 \cdot 0,24 / 10 = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Dach}} = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot \left( \frac{0,9+4,42}{2} \cdot 3,78 - 0,9 \cdot 1,1 \right) = 44,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,2 / 2 = 1,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,0 \cdot 3,78 = 4,0 \text{ kN}$$

$$G_{00} = 49,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 6}} = 222,4 \text{ kN}$$

### Garagenwand Pos 7

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 3,3 \cdot 2,45 = 37,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( 0,3 \cdot 3,0 + \frac{3,0^2}{2} \right) = 32,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 7}} = 69,8 \text{ kN}$$

### Garagenwand Pos 8

$$\text{Pos 8} \quad \underline{=} \quad \text{Pos 1}$$

$$G_{\text{Pos 8}} = 40,2 \text{ kN}$$

Wand Pos (9)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (2,4 \cdot 0,8 + 0,53 \cdot 0,9) = 19,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,35 / 2 = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,33^2 / 2 = 4,9 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 25,2 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,33 \cdot 2,5 = 15,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,33^2 / 2 = 5,3 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 20,7 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 1,33 = 9,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 0,33 (1,45 + 2,68) = 1,4 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 10,4 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{Pos(9)}} = 56,3 \text{ kW}$$

Wand Pos (10)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (2,4 \cdot 4,62 - 0,45 \cdot 1,1) = 83,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,2 / 2 = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 2,76^2 - \frac{0,9^2}{2} \right) = 39,7 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 124,8 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (2,5 \cdot 4,62 - 0,45 \cdot 1,1) = 51,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( 2,76^2 - \frac{0,9^2}{2} \right) = 43,3 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 95,6 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \left( 4,62 \cdot \frac{0,9 + 4,28}{2} - 3 \cdot 0,45 \cdot 1,1 \right) = 48,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,0 \cdot 4,62 = 4,9 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 56,9 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{Pos 10}} = 277,3 \text{ kW}$$

Wand Pos 11

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) (1,6 \cdot 2,4 + 0,45 \cdot 1,3) = 17,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot (0,9^2 + 0,7^2) / 2 = 3,6 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 21,8 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (1,6 \cdot 2,5 + 0,45 \cdot 1,4) = 21,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot (0,9^2 + 0,7^2) / 2 = 3,9 \text{ kW}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 26,5 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot \left( \frac{4,28+5,0}{2} \cdot 0,9 + \frac{4,42+5,0}{2} \cdot 0,7 - 1,1 \cdot 0,9 \right) = 30,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,6 = 1,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{GG}} = 34,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 11}} = 82,4 \text{ kW}$$

Wand Pos 12

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (2,65 \cdot 2,4 - 1,05 \cdot 1,1) = 41,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,35 \cdot 2/2 = 2,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 2,49^2 - \frac{1,0^2}{2} - \frac{1,33^2}{2} \right) = 26,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 70,3 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (2,65 \cdot 2,5 - 1,8 \cdot 1,65) = 16,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 2,1 = 3,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( 2,49^2 - \frac{1,0^2}{2} - \frac{1,33^2}{2} \right) = 28,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 49,7 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 2,65 = 17,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,65 \cdot (1,45 + 2,68) = 11,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 29,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 12}} = 149,4 \text{ kW}$$

Wand Pos (13)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (15 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 2,35 \cdot 2,4 = 24,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,35 \cdot 1,2 / 2 = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 (2,76^2 + 2,24^2) / 2 = 34,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 60,5 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 2,35 \cdot 2,5 = 22,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 (2,76^2 + 2,24^2) / 2 = 37,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 61,8 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 2,35 \cdot 2,4 = 12,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,55 \cdot 1,80 = 4,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 19,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos (13)}} = 141,3 \text{ kW}$$

Wand Pos (14)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (2,34 \cdot 2,4 - 0,9 \cdot 1,66) = 19,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 (0,4 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,26) \cdot 2,1 / 2 = 3,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,34^2 / 2 = 15,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 37,8 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (2,34 \cdot 2,5 - 0,9 \cdot 1,65) = 20,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 3,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,34^2 / 2 = 16,5 \text{ -k}$$

$$G_{\text{OG}} = 40,4 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 2,34 = 15,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,34 (1,18 + 2,15) = 4,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{DG}} = 20,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 14}} = 98,7 \text{ kN}$$

Wand Pos 15

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (25 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (1,0 \cdot 2,4 - 0,53 \cdot 1,2) = 14,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,35 / 2 = 1,3 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,0^2 / 2 = 2,8 \text{ -k}$$

$$G_{\text{EG}} = 18,6 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 11,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,0^2 / 2 = 3,0 \text{ -k}$$

$$G_{\text{OG}} = 14,6 \text{ kN}$$

DachgeschloÙ

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 6,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 1,5 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 8,2 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos 15}} = 41,4 \text{ kN}$$

Wand Pos 16

ErdgeschloÙ

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (1,32 \cdot 2,4 - 1,4 \cdot 0,6) = 18,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,5 / 2 = 1,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,32^2 / 2 = 4,8 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 24,7 \text{ kN}$$

ObergeschloÙ

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,32 \cdot 2,5 - 1,4 \cdot 0,6) = 11,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,32^2 / 2 = 5,3 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 18,1 \text{ kN}$$

DachgeschloÙ

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,32 = 8,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,45 \cdot 1,32 = 2,0 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 10,9 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos 16}} = 53,7 \text{ kN}$$

Wand Pos (17)

Erdgeschoss

$$g_{\text{Wand}} = 13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18 = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Lauflplatte}} = 25 \cdot 0,17 / \cos 37,6 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Stufen}} = 25 \cdot 0,19 / 2 = 2,4 \text{ -}$$

$$\text{Putz, Belag, Zuschlag} = 1,0 \text{ -}$$

$$g_{\text{Treppe}} = 8,8 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 3,1 \cdot 2,4 = 28,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 8,8 \cdot 2,0 \cdot 1,32 = 23,3 \text{ -}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( \frac{1,32^2}{2} + 1,02 \cdot 1,32 \right) = 12,2 \text{ -}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( \frac{2,4^2}{2} + 1,68 \cdot 1,94 \right) = 33,8 \text{ -}$$

$$G_{\text{EG}} = 97,9 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 4,1 \cdot 2,5 = 39,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 23,3 \text{ -}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( \frac{1,32^2}{2} + 1,49 \cdot 1,32 \right) = 17,0 \text{ -}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( \frac{2,4^2}{2} + 1,68 \cdot 2,41 \right) = 41,6 \text{ -}$$

$$G_{\text{OG}} = 121,3 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 3,84 \cdot 4,1 (0,9 + 2,4) / 2 = 26,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,68 (1,0 + 1,32) = 6,5 \text{ -}$$

$$G_{\text{DG}} = 32,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos (17)}} = 251,7 \text{ kN}$$

Wand Pos 18

Erdgeschoss

$$g_{\text{Wand}} = (15 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) = 4,32 \text{ kW/m}^2$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 2,3 \cdot 2,4 = 23,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,25 (1,2 + 2,05) / 2 = 2,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 3,63 \cdot 3,42 = 68,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 94,7 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 2,3 \cdot 2,5 = 24,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 3,63 \cdot 2,95 = 64,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 91,7 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 2,4 \cdot 2,3 = 12,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,55 \cdot 3,63 = 9,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 22,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 18}} = 208,7 \text{ kW}$$

Wand Pos 19

$$g_{\text{Wand}} = (15 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) = 5,22 \text{ kW/m}^2$$

$$g_{\text{Balkon}} = 25 \cdot 0,14 = 3,5 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{Putz, Belag} = 1,0 \text{ kW/m}^2$$

$$g_{\text{Balkon}} = 4,5 \text{ kW/m}^2$$

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 \cdot (1,2 \cdot 2,4 + 0,74 \cdot 0,9) = 18,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 (0,4 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,26) (2,1 + 3,8) / 2 = 10,4 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,24 \cdot 3,85 = 47,4 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Balkon}} = 4,5 \cdot 1,4 \cdot 3,5 / 2 = 11,0 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 87,3 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,2 \cdot 2,5 + 0,85 \cdot 0,9 + 1,75 \cdot 0,9) = 24,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 10,4 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,24 \cdot 3,85 = 51,8 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 86,9 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 3,85 \cdot 2,4 = 21,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 3,85 (1,18 + 2,15) = 13,5 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 34,6 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos (19)}} = 208,8 \text{ kN}$$

Wand Pos (20)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (0,6 \cdot 2,4 + 0,6 \cdot 1,0) = 16,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,55 \cdot 1,4 / 2 = 2,3 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,2^2 / 2 = 4,0 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 22,5 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 (0,6 \cdot 2,5 + 0,6 \cdot 1,1) = 11,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 2,5 \cdot 1,4 / 2 = 8,1 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,2^2 / 2 = 4,3 \text{ -k}$$

$$G_{\text{OG}} = 23,7 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 8,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,45 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ -k}$$

$$G_{\text{DG}} = 9,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos (20)}} = 56,1 \text{ kN}$$

Wand Pos (21)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) \cdot 1,70 \cdot 2,40 = 15,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 8,8 \cdot 2,0 \cdot 1,2 = 21,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Sturz}} = (\text{vgl. Pos (20)}) = 2,3 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( \frac{1,76 \cdot 2,4}{2} + 1,2 \cdot 2,34 - \frac{1,2^2}{2} \right) = 23,1 \text{ -k}$$

$$G_{\text{EG}} = 62,3 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,24 + 0,04 \cdot 18) (1,7 + 1,0) \cdot 2,5 = 25,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot 2,5 \cdot 1,4 / 2 = 8,1 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Treppe}} = 21,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot \left( 1,2 \cdot 2,81 - \frac{1,2^2}{2} + \frac{1,76 \cdot 2,4}{2} \right) = 28,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{OG}} = 83,9 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18)(0,9 + 2,4) \cdot 4,1 / 2 = 15,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,98 \cdot 2,40 = 5,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 20,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos (21)}} = 166,6 \text{ kW}$$

Wand Pos (22)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18)(0,75 \cdot 2,4 + 1,3 \cdot 0,45) = 18,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,2 / 2 = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,2^2 / 2 = 4,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 24,1 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (0,75 \cdot 2,5 + 1,4 \cdot 0,45) = 11,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,2^2 / 2 = 4,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 17,1 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 8,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 0,75 \cdot 1,2 = 1,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 9,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos (22)}} = 50,3 \text{ kW}$$

Wand Pos (23)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (0,3 \cdot 2,4 + 0,9 \cdot 1,3) = 15,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,2 = 2,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 1,2 \cdot (1,2 + 2,4) / 2 = 11,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 29,2 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 \cdot (0,3 \cdot 2,5 + 0,9 \cdot 1,4) = 10,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 1,2 \cdot (1,2 + 2,4) / 2 = 13,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 25,8 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 8,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,2 \cdot 2,73 = 3,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 11,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos (23)}} = 66,6 \text{ kW}$$

Wand Pos (24)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 10,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,25 \cdot (1,2 + 2,05) / 2 = 2,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,33 \cdot 3,42 = 43,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 56,7 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 10,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,33 \cdot 2,95 = 41,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 54,6 \text{ kW}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 5,5 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,55 \cdot 2,33 = 6,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{DG}} = 11,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 27}} = 123,1 \text{ kW}$$

Wand Pos 25

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (25 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) \cdot 0,7 \cdot 2,4 = 13,8 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 (0,4 \cdot 0,3 + 0,08 \cdot 0,26) \cdot 3,8 / 2 = 6,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Balkon}} = 4,5 \cdot 1,4 \cdot 3,5 / 2 = 11,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,24 \left( 1,75 + \frac{2,24}{2} \right) = 35,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 66,9 \text{ kW}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 (0,7 \cdot 2,5 + 0,8 \cdot 0,9) = 10,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 6,7 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,24 \left( 1,75 + \frac{2,24}{2} \right) = 38,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 56,0 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 1,81 \cdot 2,4 = 9,9 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,81 \cdot 3,73 = 7,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 17,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 25}} = 139,9 \text{ kW}$$

Wand Pos 26

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (24 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 18) (3,55 \cdot 2,4 + 0,45 \cdot 1,3) = 72,1 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,2 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,4 \left( 2,18 + \frac{1,94}{2} \right) = 41,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{EG}} = 114,9 \text{ kW}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (3,55 \cdot 2,5 - 0,9 \cdot 1,1 + 0,45 \cdot 1,4) = 39,3 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 3 \cdot 1,2 / 2 = 3,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,4 \left( 2,18 + \frac{1,94}{2} \right) = 45,4 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 88,1 \text{ kW}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 4,0 = 27,0 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 3,0 (1,98 + 0,75) = 8,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{OG}} = 35,6 \text{ kW}$$

$$G_{\text{Pos 26}} = 238,6 \text{ kW}$$

Wand Pos (27)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 4,0 \cdot 2,4 = 41,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,24 \cdot 0,25 \cdot 1,2 / 2 = 0,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \left( 4,45 \cdot 4,5 - \frac{2,06^2}{2} - \frac{2,24^2}{2} \right) = 84,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 127,1 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,32 \cdot 4,0 \cdot 2,5 = 43,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 0,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \left( 4,45 \cdot 4,5 - \frac{2,06^2}{2} - \frac{2,24^2}{2} \right) = 92,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 136,5 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 4,0 \cdot 2,4 = 21,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 3,45 \cdot 2,55 = 9,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 31,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos (27)}} = 294,8 \text{ kN}$$

Wand Pos (28)

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 5,22 \cdot (1,15 \cdot 2,4 + 0,74 \cdot 1,6) = 20,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot (0,1 \cdot 0,3 + 0,26 \cdot 0,08) \cdot 3,5 / 2 = 2,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,75 \cdot 2,44 / 2 = 18,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 41,3 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,15 \cdot 2,5 + 0,85 \cdot 1,6) = 19,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2,2 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,75 \cdot 2,44 / 2 = 20,2 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 42,0 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = (13 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 18) \cdot 2,75 \cdot 2,4 = 15,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot (1,38 + 2,35) \cdot 2,75 = 10,8 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{DG}} = 25,8 \text{ kN}$$

---


$$G_{\text{Pos 28}} = 109,1 \text{ kN}$$

Wand Pos 29

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,45 \cdot 2,4 + 0,78 \cdot 0,75) = 18,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1,85 / 2 = 1,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,06^2 / 2 = 11,7 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{EG}} = 32,2 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,45 \cdot 2,5 + 0,78 \cdot 0,85) = 19,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,7 \text{ -k}$$

$$G_{\text{Decke}} = 6,0 \cdot 2,06^2 / 2 = 12,8 \text{ -k}$$

---


$$G_{\text{OG}} = 34,3 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (0,9 + 2,9) \cdot 2,06 / 2 = 18,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,06 \cdot 1,0 = 2,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 20,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 29}} = 86,8 \text{ kN}$$

## Wand Pos 30

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,28 \cdot 2,4 + 0,78 \cdot 0,75) = 16,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz + Decke}} = 1,7 + 11,7 \text{ (vgl. Pos 29)} = 13,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 30,3 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,28 \cdot 2,5 + 0,78 \cdot 0,85) = 17,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz + Decke}} = 1,7 + 12,8 \text{ (vgl. Pos. 29)} = 14,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 32,4 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \left( \frac{2,9 + 5,0}{2} \cdot 2,06 - 1,05 \cdot 1,5 \right) = 30,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 25 \cdot 0,15 \cdot 0,3 \cdot 1,35 = 1,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,06 \cdot 1,0 = 2,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 34,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 30}} = 96,7 \text{ kN}$$

Wand Pos (31)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,52 \cdot 2,4 + 0,75 \cdot 0,78) = 19,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,44^2 / 2 = 16,4 \text{ kN}$$

$$G_{EG} = 37,7 \text{ kN}$$

Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,52 \cdot 2,5 + 0,85 \cdot 0,78) = 20,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 16,4 \cdot 6,0 / 5,5 = 17,9 \text{ kN}$$

$$G_{OG} = 40,2 \text{ kN}$$

Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \left( \frac{5,0 + 3,24}{2} \cdot 2,44 - 1,05 \cdot 1,5 \right) = 39,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 1,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 2,44 \cdot 1,0 = 2,6 \text{ kN}$$

$$G_{DG} = 43,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos (31)}} = 121,2 \text{ kN}$$

Wand Pos (32)

Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,65 \cdot 2,4 + 0,75 \cdot 0,78) = 21,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz+Decke}} = 1,7 + 16,4 \text{ (vgl. Pos. 31)} = 18,1 \text{ kN}$$

$$G_{EG} = 39,1 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (1,65 \cdot 2,5 + 0,85 \cdot 0,78) = 22,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz+Decke}} = 1,7 + 17,9 \text{ (vgl. Pos 31)} = 19,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 41,7 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 (0,9 + 3,24) \cdot 2,44 / 2 = 23,3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,0 \cdot 2,44 = 3,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 26,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 32}} = 107,6 \text{ kN}$$

Wand Pos 33

## Erdgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (1,15 \cdot 2,4 + 1,6 \cdot 0,74) = 18,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} \text{ (vgl. Pos 28)} = 2,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 5,5 \cdot 2,75 \cdot 2,44 / 2 = 18,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{EG}} = 38,9 \text{ kN}$$

## Obergeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 4,62 \cdot (1,15 \cdot 2,5 + 1,6 \cdot 0,85) = 19,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sturz}} = 2,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Decke}} = 18,5 \cdot 6,0 / 5,5 = 20,2 \text{ kN}$$

$$G_{\text{OG}} = 42,0 \text{ kN}$$

## Dachgeschoss

$$G_{\text{Wand}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 2,75 = 18,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Dach}} = 1,05 \cdot 1,75 (1,38 + 2,35) = 6,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{DG}} = 25,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pos 33}} = 106,4 \text{ kN}$$

Verkehrslast  $p = 0,5 \text{ kN/m}^2$

(nach DIN 4149, entsprechend den Lasteinzugflächen,  
ohne Berücksichtigung der Garage)

Position	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Belastung		$\bar{z}$ [kN]
		EG	OG	
6	$\frac{2,24^2}{2} + \frac{0,7+2,24}{2} \cdot 1,54$	2,4	2,4	4,8
9	$1,33^2 / 2$	0,5	0,5	1,0
10	$2,76^2 - \frac{0,9^2}{2}$	3,6	3,6	7,2
11	$(0,9^2 + 0,7^2) / 2$	0,4	0,4	0,8
12	$2,49^2 - \frac{1,0^2}{2} - \frac{1,33^2}{2}$	2,4	2,4	4,8
13	$(2,76^2 + 2,24^2) / 2$	3,2	3,2	6,4
14	$2,34^2 / 2$	1,4	1,4	2,8
15	$1,0^2 / 2$	0,3	0,3	0,6
16	$1,32^2 / 2$	0,5	0,5	1,0
17	$2,0 \cdot 1,32 + \frac{1,32^2}{2} + \frac{2,4^2}{2} +$ $1,02 \cdot 1,32 + 1,68 \cdot 1,94$ $2,0 \cdot 1,32 + \frac{1,32^2}{2} + \frac{2,4^2}{2}$	5,5	6,2	5,5 6,2
18	$3,63 \cdot 3,42$ $3,63 \cdot 2,95$	6,2	5,4	6,2 5,4
19	$2,24 \cdot 3,85$	4,3	4,3	8,6
20	$1,2^2 / 2$	0,4	0,4	0,8
	$\bar{z}$	31,1	31,0	62,1

Position	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Belastung		$\bar{z}$ [m]
		EG	OG	
21	$2,0 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 2,34 + \frac{1,76 \cdot 2,4}{2}$ $- \frac{1,2^2}{2}$	3,3		3,3
	$2,0 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 2,81 + \frac{1,76 \cdot 2,4}{2}$ $- \frac{1,2^2}{2}$		3,6	3,6
22	$1,2^2 / 2$	0,4	0,4	0,8
23	$1,2 (1,2 + 2,4) / 2$	1,1	1,1	2,2
24	$2,33 \cdot 3,42$	4,0		4,0
	$2,33 \cdot 2,95$		3,5	3,5
25	$2,24 (1,75 + \frac{2,24}{2})$	3,2	3,2	6,4
26	$2,4 (2,18 + \frac{1,94}{2})$	3,8	3,8	7,6
27	$4,45 \cdot 4,5 - \frac{2,06^2}{2} - \frac{2,24^2}{2}$	7,7	7,7	15,4
28	$2,75 \cdot 2,44 / 2$	1,7	1,7	3,4
29	$2,06^2 / 2$	1,1	1,1	2,2
30	$2,06^2 / 2$	1,1	1,1	2,2
31	$2,44^2 / 2$	1,5	1,5	3,0
32	$2,44^2 / 2$	1,5	1,5	3,0
33	$2,75 \cdot 2,44 / 2$	1,7	1,7	3,4
	$\Sigma$	32,1	31,9	64,0
	Gesamtsomme	63,2	62,9	126,1

## Zusammenstellung der Belastung bis UK Wand

Position	Erdgeschoss		Obergeschoss		Dach- geschoss	$\Sigma$ [kN]
	G	P	G	P		
1	40,2					40,2
2	151,4					151,4
3	53,7					53,7
4	35,8					35,8
5	18,2					18,2
6	61,1	2,4	72,3	2,4	49,4	187,6
7	69,8					69,8
8	40,2					40,2
9	25,2	0,5	20,7	0,5	10,4	57,3
10	124,8	3,6	95,6	3,6	56,9	284,5
11	21,8	0,4	26,5	0,4	34,1	33,2
12	70,3	2,4	49,7	2,4	29,4	154,2
13	60,5	3,2	61,8	3,2	19,0	147,7
14	37,8	1,4	40,4	1,4	20,5	101,5
15	18,6	0,3	14,6	0,3	8,2	42,0
16	24,7	0,5	18,1	0,5	10,9	54,7
17	97,9	5,5	121,3	6,2	32,5	263,4
18	94,7	6,2	91,7	5,4	22,3	220,3
19	87,3	4,3	86,9	4,3	34,6	217,4
$\Sigma$	1134,0	30,7	699,6	30,6	328,2	2223,1

Position	Erdgeschoss		Obergeschoss		Dach- geschoss	$\bar{z}$ [km]
	G	P	G	P		
20	22,5	0,4	23,7	0,4	9,9	56,9
21	62,3	3,3	83,9	3,6	20,4	173,5
22	24,1	0,4	17,1	0,4	9,1	51,1
23	29,1	1,1	25,8	1,1	11,6	68,8
24	56,7	4,0	54,6	3,5	11,8	130,6
25	66,9	3,2	56,0	3,2	17,0	146,3
26	114,9	3,8	88,1	3,8	35,6	246,2
27	127,1	7,7	136,5	7,7	31,2	310,2
28	41,3	1,7	42,0	1,7	25,8	112,5
29	32,2	1,1	34,3	1,1	20,3	89,0
30	30,3	1,1	32,4	1,1	34,0	98,9
31	37,7	1,5	40,2	1,5	43,3	124,2
32	39,1	1,5	41,7	1,5	26,8	110,6
33	38,9	1,7	42,0	1,7	25,5	109,8
$\bar{z}$	723,2	32,5	718,3	32,3	322,3	1328,6
$\bar{z}$ Pos 1-19	1134,0	30,7	699,6	30,6	328,2	2223,1
$\bar{z}$	1857,2	63,2	1417,9	62,9	650,5	4051,7

Zur Berücksichtigung der Fenster:

Zusammenstellung der Belastung im Erdgeschoß

bis zur Fensterunterkante der Pos. 29 ÷ 32

(ohne Garage)

Position	$(G+P)_{EG}$	Abzug	$G+P$
6	187,6	$3,84 \cdot 3,78 \cdot 0,75$	176,7
9	57,3	$7,92 \cdot 1,33 \cdot 0,75$	49,4
10	284,5	$7,92 \cdot 4,62 \cdot 0,75$	257,1
11	83,2	$3,84 \cdot 2,05 \cdot 0,75$	77,3
12	154,2	$7,92 \cdot 2,65 \cdot 0,75$	138,5
13	147,7	$4,32 \cdot 2,35 \cdot 0,75$	140,1
14	101,5	$4,62 \cdot 2,34 \cdot 0,75$	93,4
15	42,0	$7,92 \cdot 1,0 \cdot 0,75$	36,1
16	54,7	$7,92 \cdot 1,92 \cdot 0,75$	43,3
17	263,4	$3,84 \cdot 3,1 \cdot 0,75$	254,5
18	220,3	$4,32 \cdot 2,3 \cdot 0,75$	212,9
19	217,4	$5,22 \cdot 2,1 \cdot 0,75$	209,2
20	56,9	$7,92 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	49,8
21	173,5	$3,84 \cdot 1,7 \cdot 0,75$	168,6
22	51,1	$7,92 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	44,0
23	68,8	$7,92 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	61,7

Position	$(G+P)_{EG}$	Abzug	$G+P$
24	130,6	$4,32 \cdot 1,0 \cdot 0,75$	127,4
25	146,3	$8,22 \cdot 1,25 \cdot 0,75$	138,6
26	246,2	$7,92 \cdot 4,0 \cdot 0,75$	222,5
27	310,2	$4,32 \cdot 4,0 \cdot 0,75$	297,3
28	112,5	$5,22 \cdot 2,75 \cdot 0,75$	101,7
29	89,0	$4,62 \cdot 2,23 \cdot 0,75$	81,3
30	98,9	$4,62 \cdot 2,06 \cdot 0,75$	91,8
31	124,2	$4,62 \cdot 2,30 \cdot 0,75$	116,3
32	110,6	$4,62 \cdot 2,43 \cdot 0,75$	102,2
33	109,8	$4,62 \cdot 2,75 \cdot 0,75$	100,3
		$\bar{z}$	3392,0

Zusammenstellung der Belastung im Ober-  
geschoß bis zur Fensterunterkante der Pos. 29 ÷ 32  
 (entsprechend dem Erdgeschoß)

Position	$(G + P)_{0G}$	Abzug	$G + P$
6	124,1	$4,62 \cdot 3,78 \cdot 0,75$	111,0
9	31,6	$4,62 \cdot 1,33 \cdot 0,75$	27,0
10	161,3	$4,62 \cdot 4,62 \cdot 0,75$	145,3
11	61,0	$4,62 \cdot 2,05 \cdot 0,75$	53,9
12	81,5	$4,62 \cdot 2,65 \cdot 0,75$	72,3
13	84,0	$3,84 \cdot 2,35 \cdot 0,75$	77,3
14	62,3	$4,62 \cdot 2,34 \cdot 0,75$	54,2
15	23,1	$4,62 \cdot 1,0 \cdot 0,75$	19,7
16	29,5	$4,62 \cdot 1,32 \cdot 0,75$	24,9
17	160,0	$3,84 \cdot 4,1 \cdot 0,75$	148,2
18	119,4	$4,32 \cdot 2,3 \cdot 0,75$	112,0
19	125,8	$4,62 \cdot 2,1 \cdot 0,75$	118,5
20	34,0	$5,22 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	29,3
21	107,9	$3,84 \cdot 2,4 \cdot 0,75$	101,0
22	26,6	$4,62 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	22,4

Position	$(G + P)_{OG}$	Abzug	$G + P$
23	38,5	$5,22 \cdot 1,2 \cdot 0,75$	33,8
24	69,9	$4,32 \cdot 1,0 \cdot 0,75$	66,7
25	73,0	$4,32 \cdot 2,05 \cdot 0,75$	66,4
26	127,5	$4,62 \cdot 4,05 \cdot 0,75$	113,5
27	175,4	$4,32 \cdot 4,0 \cdot 0,75$	162,4
28	69,5	$4,62 \cdot 2,75 \cdot 0,75$	60,0
29	55,9	$4,62 \cdot 2,23 \cdot 0,75$	48,2
30	67,6	$4,62 \cdot 2,06 \cdot 0,75$	60,5
31	84,3	$4,62 \cdot 2,30 \cdot 0,75$	92,3
32	69,3	$4,62 \cdot 2,43 \cdot 0,75$	60,9
33	69,2	$4,62 \cdot 2,75 \cdot 0,75$	59,7
		$\bar{z}$	1941,4

### 3.3 Horizontalbeanspruchung in Gebäude - Querrichtung

Die Geschosdecke sind in horizontaler Richtung auf der vorderen (Pos. 29 + 32) und der hinteren (Pos 6 + 10 + 11) Giebelwand sowie den beiden Treppenhauwänden (Pos 17 + 21) gelagert.

Die Garage wird nicht berücksichtigt, da deren genaue Höhe und Anschlüsse nicht bekannt sind.

Die Verteilung der Horizontalkräfte auf die 4 Lagerungen wird im folgenden näherungsweise vorgenommen.

Da die Wände so gedrungen sind, daß die Verformungen vorwiegend aus Querkraftbeanspruchung und nicht aus Biegung entstehen, erfolgt die weitere Verteilung der H-Kräfte auf die einzelnen Abschnitte einer Giebelwand proportional zu den Querschnittsflächen.

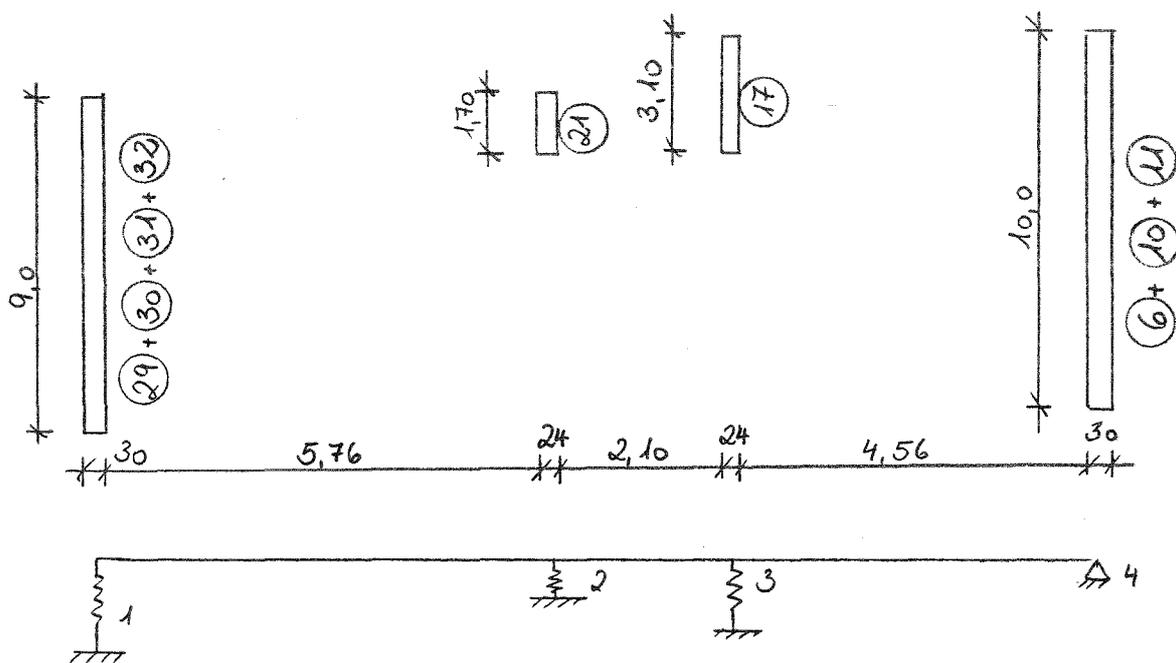
(nicht Trägheitsmomenten!).

Die Nachweise werden für den Schnitt an der Fensterunterkante geführt, um so die Schwächung durch die Fenster zu erfassen. Die Wandstücke zwischen den Fenstern sind von so gedrungenen Form, daß die technische Biegelohre mit parabolischer Verteilung der Schubspannungen nicht mehr zutrifft. Deshalb wird im folgenden angenommen:

$$\max \tau = 1,2 \cdot H / A$$

Die Nachweise in Gebäude-Längsrichtung erfolgen analog dazu.

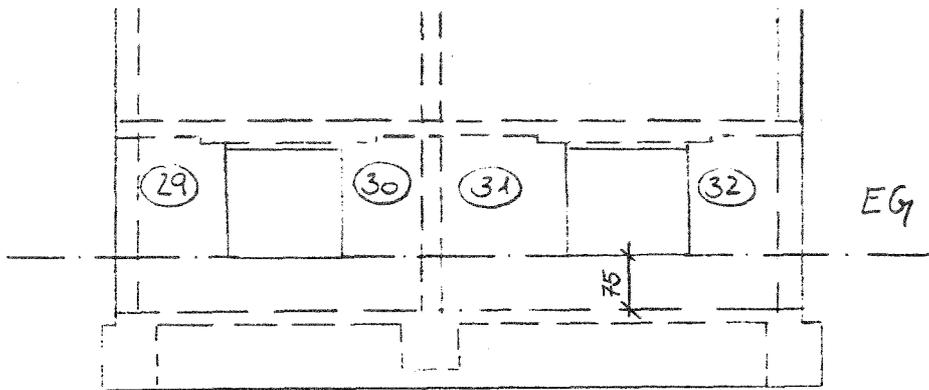
Zur Ermittlung der jeweiligen Horizontalbelastung der Wände Pos (6) + (10) + (11), (17), (21) und (29) + (30) + (31) + (32) wird die Gesamtlast ungefähr im Verhältnis der Wandflächen ohne Berücksichtigung der Fenster aufgeteilt.



$$\begin{aligned}
 F_1 &= 9,0 \cdot 0,30 = 2,70 \text{ m}^2 \\
 F_2 &= 1,7 \cdot 0,24 = 0,41 \text{ m}^2 \\
 F_3 &= 3,1 \cdot 0,24 = 0,74 \text{ m}^2 \\
 F_4 &= 10,0 \cdot 0,30 = 3,0 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{aligned}} \right\} \bar{F} = 6,85 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= P \cdot 2,70 / 6,85 = 0,40 P \\
 P_2 &= 0,06 P \\
 P_3 &= 0,11 P \\
 P_4 &= 0,44 P
 \end{aligned}$$

Belastung der vorderen Giebelwand Pos (29) ÷ (32)  
im Erdgeschoss an der Fensterunterkante  
 (Das Mauerwerk besteht aus Hb125, MG II)



$$\begin{array}{l}
 F_{29} = 1,45 \cdot 0,3 = 0,44 \text{ m}^2 \\
 F_{30} = 1,12 \cdot 0,3 = 0,34 \text{ m}^2 \\
 F_{31} = 1,68 \cdot 0,3 = 0,50 \text{ m}^2 \\
 F_{32} = 1,65 \cdot 0,3 = 0,50 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} F_{29} \\ F_{30} \\ F_{31} \\ F_{32} \end{array}} \right\} \Sigma F = 1,78 \text{ m}^2$$

$$V_{29} = 81,3 \text{ kN}$$

$$V_{30} = 91,8 \text{ kN}$$

$$V_{31} = 116,3 \text{ kN}$$

$$V_{32} = 102,2 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / F$

$$\sigma_{29} = 0,0813 / 0,44 = 0,185 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{30} = 0,0918 + 0,1163 / 0,34 + 0,5 = 0,248 \text{ kN}$$

$$\sigma_{32} = 0,1022 / 0,5 = 0,204 \text{ kN}$$

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

Die anteilige Horizontalkraft auf die Wände

Pos  $\textcircled{29} \div \textcircled{32}$  beträgt:

$$\bar{z} H_{29 \div 32} = 0,4 V_{\text{ges}} \cdot \beta$$

$$= 0,4 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 1356,8 \cdot \beta \quad [\text{kN}]$$

Die Verteilung der Horizontalkraft auf die einzelnen Wände wird durch die Wandflächen ermittelt:

$$H_x = \bar{z} H \cdot A_x / \bar{z} A$$

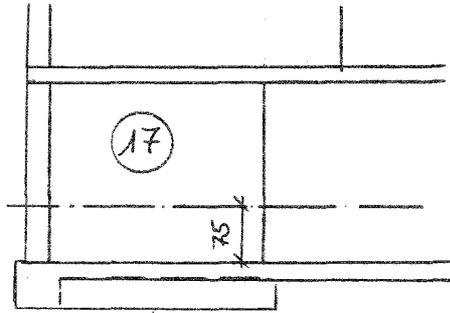
eingesetzt für die Schubspannung:

$$\tau_x = 1,2 H_x / A_x = 1,2 \cdot \bar{z} H \cdot A_x / \bar{z} A \cdot A_x$$

$$\tau = 1,2 \cdot \bar{z} H / \bar{z} A$$

$$= 1,2 \cdot 1,3568 \cdot \beta / 1,78 = 0,915 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Belastung der Treppenhauswand Pos (17) im Erdgeschoss  
 (bis in Höhe der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32),  
 das Mauerwerk besteht aus Hbl 25)



$$A_{17} = 3,1 \cdot 0,24 = 0,74 \text{ m}^2$$

$$V_{17} = 254,5 \text{ kN}$$

Vertikalspannung  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{17} = 0,2545 / 0,74 = 0,344 \text{ MN/m}^2$$

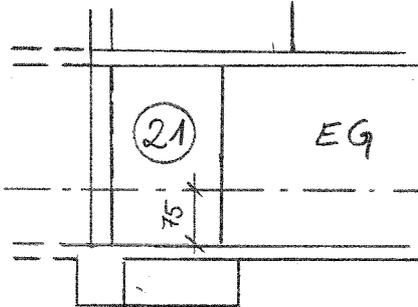
Horizontalspannung  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

$$H_{17} = 0,11 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta$$

$$= 0,11 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 373,1 \beta \text{ [kN]}$$

$$\tau_{17} = 1,2 \cdot 0,3731 \cdot \beta / 0,74 = 0,605 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Belastung der Treppenhauswand Pos (21) im Erdgeschoß  
 (bis in Höhe der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32),  
 das Mauerwerk besteht aus Hbl 25)



$$F_{21} = 1,70 \cdot 0,24 = 0,41 \text{ m}^2$$

$$V_{21} = 108,6 \text{ kN}$$

$$H_{21} = 0,06 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta = 0,06 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 203,5 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

Vertikalspannung  $\sigma = V / F$

$$\sigma_{21} = 0,1686 / 0,41 = 0,411 \text{ MN/m}^2$$

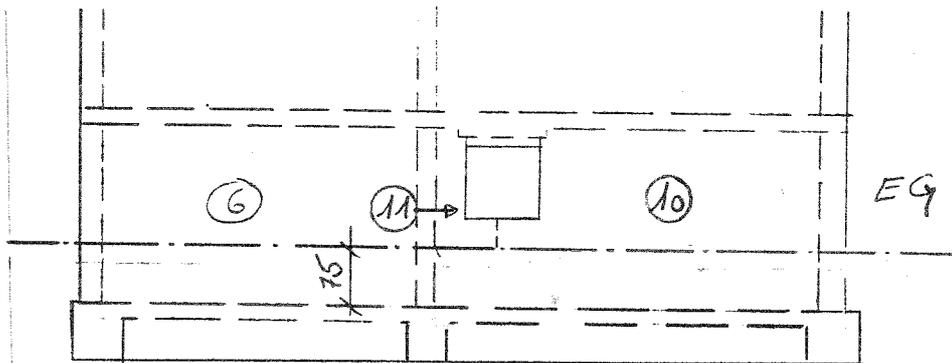
Horizontalspannung  $\tau = 1,2 \cdot H / F$

$$\tau_{21} = 1,2 \cdot 0,2035 \cdot \beta / 0,41 = 0,596 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## Belastung der hinteren Giebelwand

Pos (6) + (10) + (11) im Erdgeschoß

(bis in Höhe der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32), die Wand besteht im Bereich der Pos (6) + (11) aus Mauerwerk Hb125, im Bereich der Pos (10) aus Beton B160)



$$\begin{aligned}
 A_6 &= 3,78 \cdot 0,24 = 0,91 \text{ m}^2 \\
 A_{11} &\approx \left(1,6 + \frac{0,45}{2}\right) \cdot 0,24 = 0,44 \text{ m}^2 \\
 A_{10} &\approx \left(4,62 + \frac{0,45}{2}\right) \cdot 0,30 = 1,45 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} A_6 \\ A_{11} \\ A_{10} \end{aligned}} \right\} \bar{A} = 2,80 \text{ m}^2$$

$$V_6 = 176,7 \text{ kN}$$

$$V_{11} = 77,3 \text{ kN}$$

$$V_{10} = 257,1 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_6' = 0,1767 + 0,0773 / 0,91 + 0,44 = 0,188 \text{ MN/m}^2$$

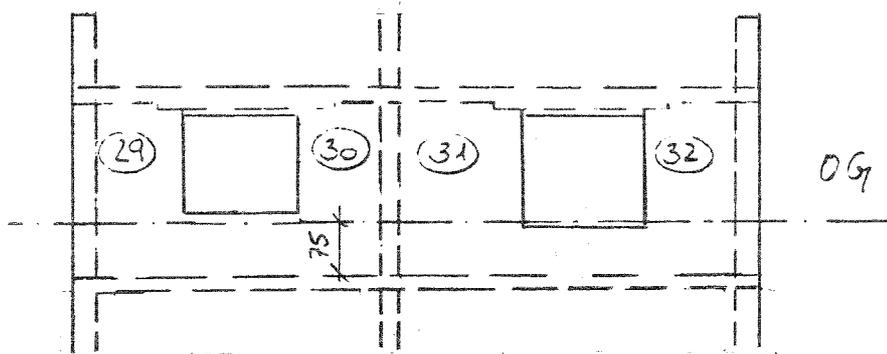
$$\sigma_{10} = 0,2571 / 1,45 = 0,177 \text{ kN/m}^2$$

Horizontalspannungen  $\hat{\tau} = 1,2 \cdot H / T$

$$\begin{aligned}\Sigma H &= 0,44 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta \\ &= 0,44 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 1492,5 \cdot \beta \quad [\text{kN}]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\hat{\tau} &= 1,2 \cdot \Sigma H / T \\ &= 1,2 \cdot 1492,5 \cdot \beta / 2,80 = 0,640 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]\end{aligned}$$

Belastung der vorderen Giebelwand Pos (29) ÷ (32) im Obergeschoß  
 (geschnitten an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoß, das Mauerwerk besteht aus Hb125)



$$\begin{array}{l}
 A_{29, OG} \approx 1,45 \cdot 0,3 = 0,44 \text{ m}^2 \\
 A_{30, OG} \approx 1,28 \cdot 0,3 = 0,38 \text{ m}^2 \\
 A_{31, OG} \approx 1,52 \cdot 0,3 = 0,46 \text{ m}^2 \\
 A_{32, OG} \approx 1,65 \cdot 0,3 = 0,50 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_{29, OG} \\ A_{30, OG} \\ A_{31, OG} \\ A_{32, OG} \end{array}} \right\} \Sigma A = 1,78 \text{ m}^2$$

$$V_{29, OG} = 48,2 \text{ kN}$$

$$V_{30, OG} = 60,5 \text{ kN}$$

$$V_{31, OG} = 92,3 \text{ kN}$$

$$V_{32, OG} = 60,9 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{29, OG} = 0,0482 / 0,44 = 0,110 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma'_{30, OG} = 0,0605 + 0,0923 / 0,38 + 0,46 = 0,182 \text{ kN}$$

$$\sigma_{32, OG} = 0,0609 / 0,50 = 0,122 \text{ kN}$$

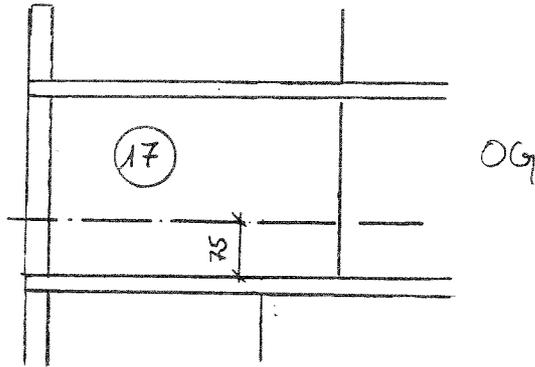
Horizontalspannungen  $\sigma = 1,2 \cdot H / T$

Die Verteilung der Horizontalbelastung wird im Obergeschoß wie im Erdgeschoß vorgenommen, da die Treppenhausewände im Erdgeschoß kürzer und damit weicher sind.

$$\bar{H}_{29-32,0G} = 0,4 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 776,6 \cdot \beta \quad [\text{kN}]$$

$$\bar{\sigma}_{29-32,0G} = 1,2 \cdot 0,7766 \cdot \beta / 1,78 = 0,524 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Belastung der Treppenhauswand Pos (17) im Obergeschoß  
 (geschnitten an der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32)  
 entsprechend dem Erdgeschoß, das Mauerwerk  
 besteht aus Hb1 25)



$$A_{17, OG} = 4,1 \cdot 0,24 = 0,98 \text{ m}^2$$

$$V_{17, OG} = 148,2 \text{ kN}$$

$$H_{17, OG} = 0,11 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta = 0,11 \cdot 1941,4 \beta = 213,6 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

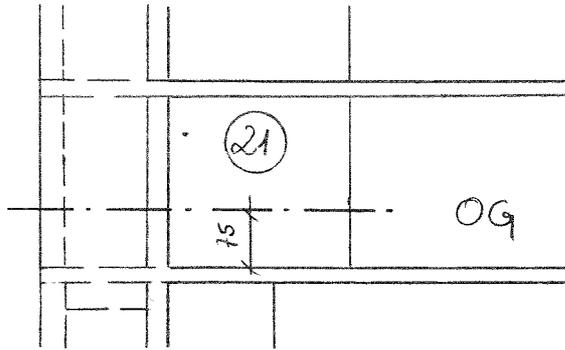
$$\text{Vertikalspannung } \sigma = V / A$$

$$\sigma_{17, OG} = 0,1482 / 0,98 = 0,151 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Horizontalspannung } \tau = 1,2 \cdot H / A$$

$$\tau_{17, OG} = 1,2 \cdot 0,2136 \cdot \beta / 0,98 = 0,262 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2]$$

Belastung der Treppenhauswand Pos (21) im Obergeschoß  
 (geschnitten an der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32)  
 entsprechend Erdgeschoß, das Mauerwerk  
 besteht aus Hbl 25)



$$A_{21, OG} = 2,70 \cdot 0,24 = 0,65 \text{ m}^2$$

$$V_{21, OG} = 101,0 \text{ kN}$$

$$H_{21, OG} = 0,06 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta = 0,06 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 116,5 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{21, OG} = 0,101 / 0,65 = 0,156 \text{ MN/m}^2$$

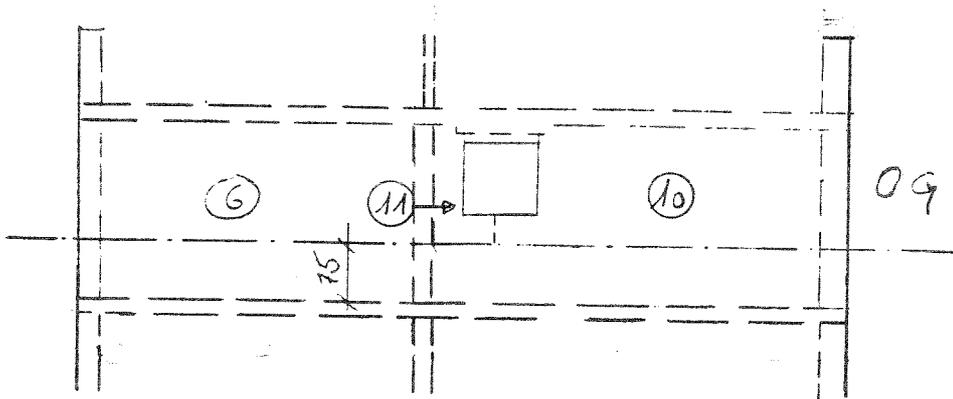
Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H / A$

$$\tau_{21, OG} = 1,2 \cdot 0,1165 \cdot \beta / 0,65 = 0,216 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## Belastung der hinteren Giebelwand

Pos ⑥ + ⑩ + ⑪ im Obergeschoß

(geschnitten an der Fensterunterkante der Pos ⑫ = ⑬ entsprechend Erdgeschoß, das Rauerwerk besteht aus Hb125)



$$\left. \begin{aligned} A_{6,OG} &= 3,78 \cdot 0,3 = 1,13 \text{ m}^2 \\ A_{11,OG} &\hat{=} \left(1,6 + \frac{0,45}{2}\right) \cdot 0,3 = 0,55 \text{ m}^2 \\ A_{10,OG} &\hat{=} \left(4,62 + \frac{0,45}{2}\right) \cdot 0,3 = 1,45 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \bar{A}_{OG} = 3,13 \text{ m}^2$$

$$V_{6,OG} = 111,0 \text{ kN}$$

$$V_{11,OG} = 53,9 \text{ kN}$$

$$V_{10,OG} = 145,3 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_{6+10+11,OG} = 0,44 \cdot V_{ges,OG} \cdot \beta = 0,44 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 854,2 \cdot \beta \text{ [kN]}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{6,OG} = 0,111 + 0,0539 / 1,13 + 0,55 = 0,098 \text{ MN/m}^2$$

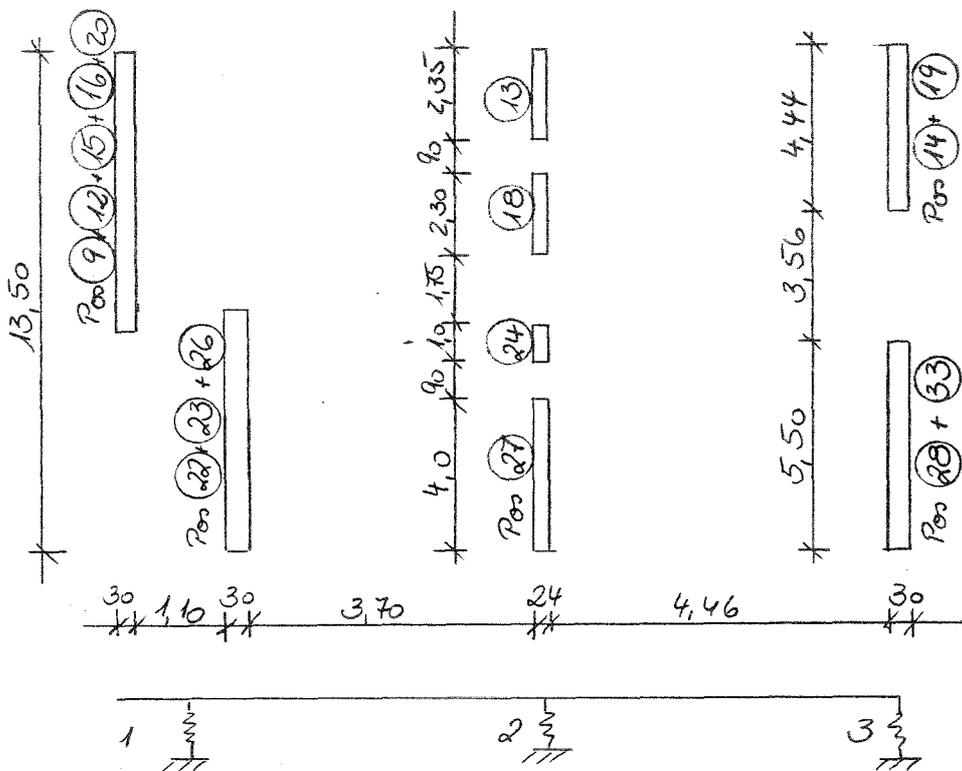
$$\sigma_{10,OG} = 0,1453 / 1,45 = 0,100 \text{ MN/m}^2$$

Horizontalspannungen  $\tilde{\sigma} = 1,2 \cdot H / A$

$$\sigma_{09} = 1,2 \cdot 0,8542 \cdot \beta / 3,13 = 0,328 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

### 3.4 Horizontalbeanspruchung in Gebäude-Längsrichtung

Zur Ermittlung der Horizontalbelastung der einzelnen Wände in Hauslängsrichtung Pos (9) + (12) + (15) + (16) + (20) + (22) + (23) + (26), (13) + (18) + (24) + (27) und (14) + (19) + (28) + (33) wird die Gesamtbelastung - entsprechend der Hausquerrichtung - im Verhältnis der Wandflächen ohne Berücksichtigung der Fenster aufgeteilt.



$$\begin{aligned}
 A_1 &= 13,5 \cdot 0,3 &= 4,05 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= (4,0 + 1,0 + 2,3 + 2,35) \cdot 0,24 = 2,32 + \\
 A_3 &= (5,5 + 4,44) \cdot 0,3 &= 2,98 +
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \end{aligned}} \right\} \Sigma A = 9,35 \text{ m}^2$$

$$P_1 = P \cdot 4,05 / 9,35 = 0,43 P$$

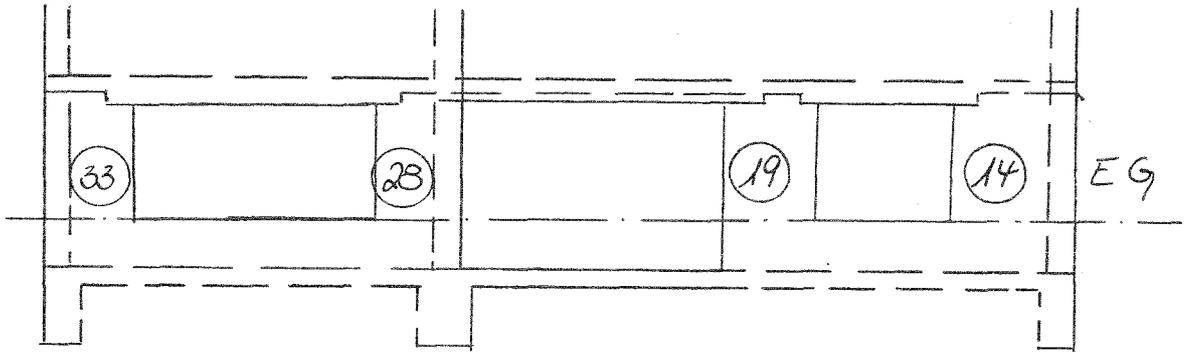
$$P_2 = \quad \quad \quad = 0,25 P$$

$$P_3 = \quad \quad \quad = 0,32 P$$

Vordere Längswand:

Belastung im Erdgeschoss der Pos (14) + (19) + (28) + (33)

(an der Fensterunterkante der Pos (29) - (32), das Mauerwerk besteht aus Hb1 25, MG II)



$$A_{33} = 1,15 \cdot 0,3 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$A_{28} = 1,15 \cdot 0,3 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$A_{19} = 1,20 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$A_{14} = 1,44 \cdot 0,3 = 0,43 \text{ m}^2$$

$$\sum A = 1,49 \text{ m}^2$$

$$V_{33} = 100,3 \text{ kN}$$

$$V_{28} = 101,7 \text{ kN}$$

$$V_{19} = 209,2 \text{ kN}$$

$$V_{14} = 93,4 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{33} = 0,1003 / 0,35 = 0,287 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{28} = 0,1017 / 0,35 = 0,291 \text{ kN}$$

$$\sigma_{19} = 0,2092 / 0,36 = 0,581 \text{ kN}$$

$$\sigma_{14} = 0,0934 / 0,43 = 0,217 \text{ kN}$$

Horizontalspannungen  $\sigma = 1,2 \cdot H / T$

$$\bar{Z} H = 0,32 \cdot V_{ges} \cdot \beta$$

$$= 0,32 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 1085,4 \cdot \beta \quad [kN]$$

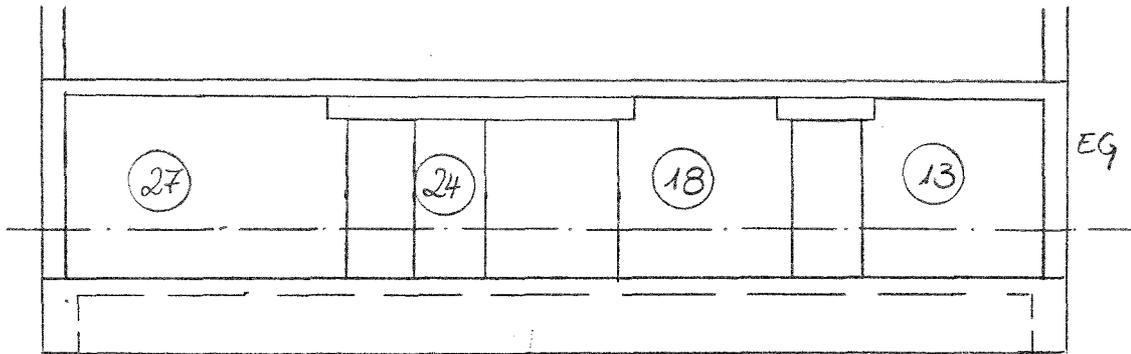
$$\sigma = 1,2 \cdot \bar{Z} H / \bar{Z} T$$

$$= 1,2 \cdot 1,0854 \cdot \beta / 1,49 = 0,874 \cdot \beta \quad [MN/m^2]$$

Mittlere Längswand:

Belastung im Erdgeschoss der Pos (13) + (18) + (24) + (27)

(an der Fensterunterkante der Pos (29) - (32), das Mauerwerk besteht aus H12 100, MG II)



$$\begin{array}{l}
 F_{27} = 4,0 \cdot 0,24 = 0,96 \text{ m}^2 \\
 F_{24} = 1,0 \cdot 0,24 = 0,24 \text{ -} \\
 F_{18} = 2,3 \cdot 0,24 = 0,55 \text{ -} \\
 F_{13} = 2,35 \cdot 0,24 = 0,56 \text{ -}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} F_{27} \\ F_{24} \\ F_{18} \\ F_{13} \end{array}} \right\} \Sigma F = 2,31 \text{ m}^2$$

$$V_{27} = 297,3 \text{ KN}$$

$$V_{24} = 127,4 \text{ -}$$

$$V_{18} = 212,9 \text{ -}$$

$$V_{13} = 140,1 \text{ -}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / F$ 

$$\sigma_{27} = 0,2973 / 0,96 = 0,310 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{24} = 0,1274 / 0,24 = 0,531 \text{ -}$$

$$\sigma_{18} = 0,2129 / 0,55 = 0,387 \text{ -}$$

$$\sigma_{13} = 0,1401 / 0,56 = 0,250 \text{ -}$$

Horizontalspannungen  $\sigma = 1,2 \cdot H / A$

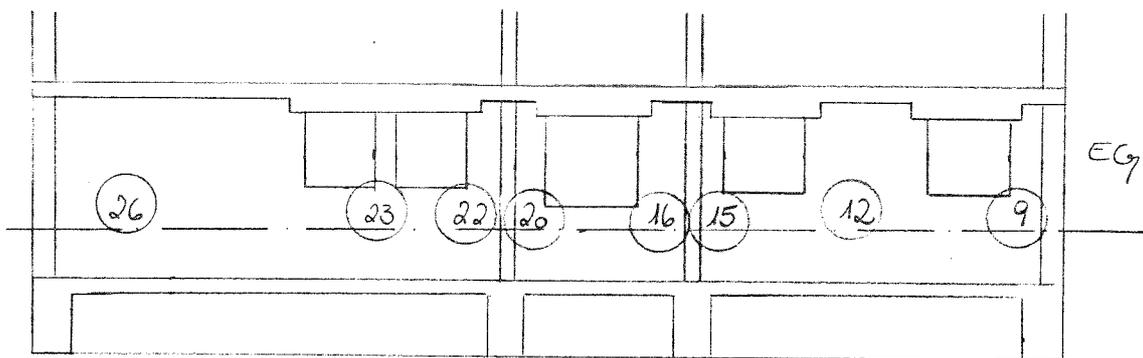
$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0,25 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta \\ &= 0,25 \cdot 3392,0 \cdot \beta = 848,0 \cdot \beta \quad [\text{kN}] \end{aligned}$$

$$\sigma = 1,2 \cdot 0,848 \cdot \beta / 2,31 = 0,441 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]$$

Hintere Längswand:

Belastung im Erdgeschoss der Pos (9) + (12) + (15) + (16) + (20)  
+ (22) + (23) + (26)

(bis in Höhe der Fensterunterkante der Pos (29) ÷ (32),  
die Wand besteht aus Beton 3/160)



$$A_9 \approx (0,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,53) \cdot 0,3 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$A_{12} \approx (1,6 + \frac{1}{2} \cdot 1,05) \cdot 0,3 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{15} &\approx (0,47 + \frac{1}{2} \cdot 0,53) \cdot 0,3 = 0,22 \text{ m}^2 \\
 A_{16} &\approx 0,73 \cdot 0,3 = 0,22 \text{ m}^2 \\
 A_{20} &\approx 0,6 \cdot 0,3 = 0,18 \text{ m}^2 \\
 A_{22} &\approx (0,75 + \frac{1}{2} \cdot 0,45) \cdot 0,3 = 0,29 \text{ m}^2 \\
 A_{23} &\approx (0,3 + \frac{1}{2} \cdot 0,9) \cdot 0,3 = 0,23 \text{ m}^2 \\
 A_{26} &\approx (3,55 + \frac{1}{2} \cdot 0,45) \cdot 0,3 = 1,13 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} A_{15} \\ A_{16} \\ A_{20} \\ A_{22} \\ A_{23} \\ A_{26} \end{aligned}} \right\} \bar{A} = 3,23 \text{ m}^2$$

$$V_9 = 49,4 \text{ kN}$$

$$V_{12} = 77,3 \text{ kN}$$

$$V_{15} = 36,1 \text{ kN}$$

$$V_{16} = 43,3 \text{ kN}$$

$$V_{20} = 49,8 \text{ kN}$$

$$V_{22} = 44,0 \text{ kN}$$

$$V_{23} = 61,7 \text{ kN}$$

$$V_{26} = 222,5 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_9 = 0,0494 / 0,32 = 0,154 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 0,0773 / 0,64 = 0,121 \text{ kN}$$

$$\sigma_{15}' = 0,0361 + 0,0433 / 0,22 + 0,22 = 0,181 \text{ kN}$$

$$\sigma_{20} = 0,0498 / 0,18 = 0,277 \text{ kN}$$

$$\sigma_{22} = 0,044 / 0,29 = 0,152 \text{ kN}$$

$$\sigma_{23} = 0,0617 / 0,23 = 0,268 \text{ kN}$$

$$\sigma_{26} = 0,2225 / 1,13 = 0,197 \text{ kN}$$

Horizontalspannungen  $\zeta = 1,2 \cdot H / R$

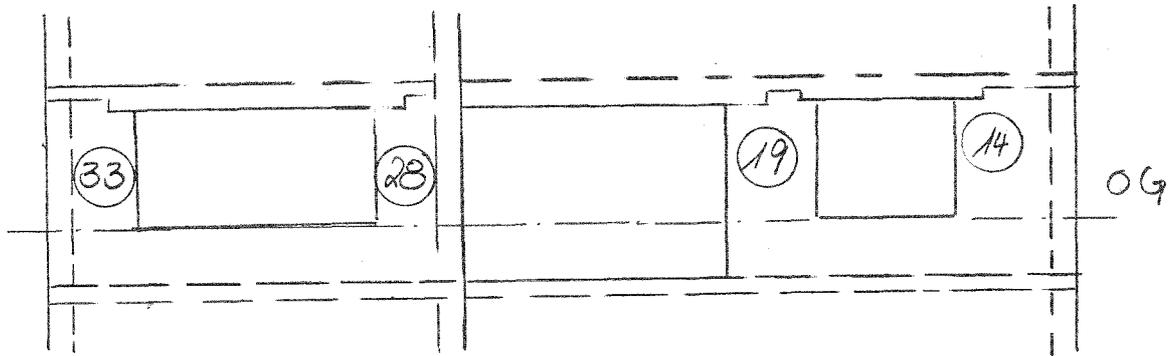
$$\begin{aligned}\Sigma H &= 0,43 \cdot \beta \cdot V_{\text{ges}} \\ &= 0,43 \cdot 3392 \cdot \beta = 1458,6 \cdot \beta \quad [\text{kN}]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\zeta &= 1,2 \cdot \Sigma H / \Sigma R \\ &= 1,2 \cdot 1,4586 \cdot \beta / 3,23 = 0,452 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2]\end{aligned}$$

Vordere Längswand

Belastung im Obergeschoss Pos (14) + (19) + (28) + (33)

(geschnitten an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoss, das Mauerwerk besteht aus Hb125, MG II)



$$A_{14} = 1,44 \cdot 0,3 = 0,43 \text{ m}^2$$

$$A_{19} = 1,2 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$A_{28} = 1,15 \cdot 0,3 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$A_{33} = 1,15 \cdot 0,3 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = 1,49 \text{ m}^2$$

$$V_{14} = 54,2 \text{ kN}$$

$$V_{19} = 118,5 \text{ kN}$$

$$V_{28} = 60,0 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 59,7 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$ 

$$\sigma_{14,OG} = 0,0542 / 0,43 = 0,126 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{19,OG} = 0,1185 / 0,36 = 0,329 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{28,OG} = 0,060 / 0,35 = 0,171 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{33,OG} = 0,0597 / 0,35 = 0,171 \text{ kN/m}^2$$

Horizontalspannungen  $\sigma = 1,2 \cdot H / A$

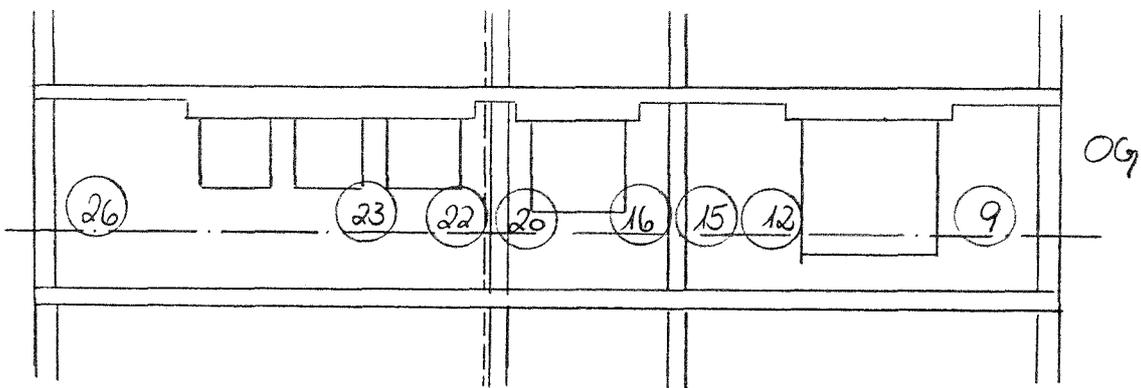
$$\begin{aligned} \sum H &= 0,32 \cdot H_{\text{ges}} \cdot \beta \\ &= 0,32 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 621,2 \cdot \beta \quad [\text{kN}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 1,2 \cdot \sum H / \sum A \\ &= 1,2 \cdot 0,6212 \cdot \beta / 1,49 = 0,50 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2] \end{aligned}$$

### Hintere Längswand

Belastung im Obergeschoss Pos (9) + (12) + (15) + (16) + (20)  
+ (22) + (23) + (26)

(geschnitten an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoss, das Mauerwerk besteht aus H6125, MG II)



$$\begin{aligned}
 A_9 &= 1,33 \cdot 0,3 &= 0,40 \text{ m}^2 \\
 A_{12} &\approx 0,85 \cdot 0,3 &= 0,26 \text{ m}^2 \\
 A_{15} &\approx (0,47 + \frac{1}{2} \cdot 0,53) \cdot 0,3 &= 0,22 \text{ m}^2 \\
 A_{16} &\approx 0,73 \cdot 0,3 &= 0,22 \text{ m}^2 \\
 A_{20} &\approx 0,6 \cdot 0,3 &= 0,18 \text{ m}^2 \\
 A_{22} &\approx (0,75 + \frac{1}{2} \cdot 0,45) \cdot 0,3 &= 0,29 \text{ m}^2 \\
 A_{23} &\approx (0,3 + \frac{1}{2} \cdot 0,9) \cdot 0,3 &= 0,23 \text{ m}^2 \\
 A_{26} &\approx (2,3 + \frac{1}{2} \cdot 1,35) \cdot 0,3 &= 0,89 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} A_9 \\ A_{12} \\ A_{15} \\ A_{16} \\ A_{20} \\ A_{22} \\ A_{23} \\ A_{26} \end{aligned}} \right\} \Sigma A = 2,69 \text{ m}^2$$

$$V_9 = 27,0 \text{ KN}$$

$$V_{12} = 72,3 \text{ m}$$

$$V_{15} = 19,7 \text{ m}$$

$$V_{16} = 24,9 \text{ m}$$

$$V_{20} = 29,3 \text{ m}$$

$$V_{22} = 22,4 \text{ m}$$

$$V_{23} = 33,8 \text{ m}$$

$$V_{26} = 113,5 \text{ m}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V / A$

$$\sigma_{9,09} = 0,027 / 0,40 = 0,068 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{12,09} = 0,0723 + 0,0197 + 0,0249 / 0,26 + 0,22 + 0,22 = 0,167 \text{ m}$$

$$\sigma_{20,09} = 0,0293 + 0,0224 / 0,18 + 0,29 = 0,110 \text{ m}$$

$$\sigma_{23,09} = 0,0338 / 0,23 = 0,147 \text{ m}$$

$$\sigma_{26,09} = 0,1135 / 0,89 = 0,128 \text{ m}$$

Die Wand Pos (23) sowie der Pfeiler aus Pos (26) sind in Mauerwerk Hfz 100 ausgeführt.

Horizontalspannungen  $\Sigma = 1,2 \cdot H / A$

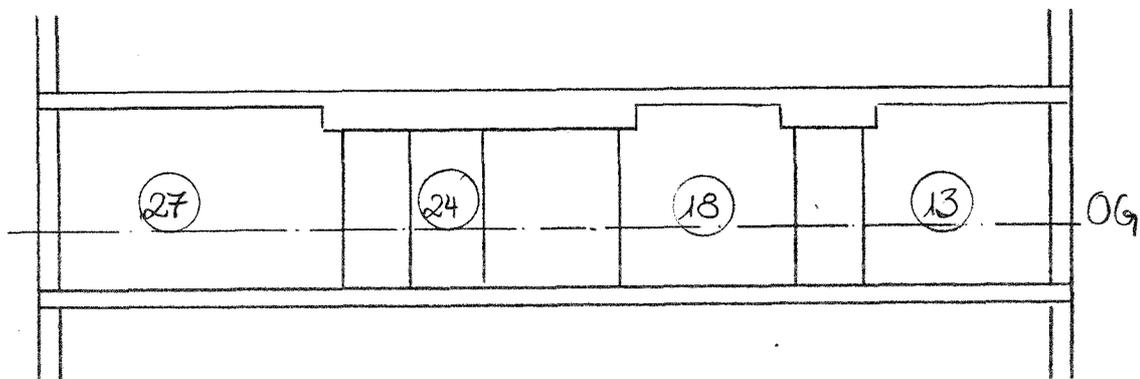
$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0,43 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta \\ &= 0,43 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 834,8 \cdot \beta \quad [\text{kN}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 1,2 \cdot \Sigma H / \Sigma A \\ &= 1,2 \cdot 0,8348\beta / 2,69 = 0,372 \cdot \beta \quad [\text{MN/m}^2] \end{aligned}$$

### Mittlere Längswand

Belastung im Obergeschoß Pos (13) + (18) + (24) + (27)

(geschnitten an der Fensterunterkante entsprechend Erdgeschoß, das Mauerwerk besteht aus Hfz 25, MG II)



$$\begin{array}{l}
 A_{13} = 2,35 \cdot 0,24 = 0,56 \text{ m}^2 \\
 A_{18} = 2,3 \cdot 0,24 = 0,55 \text{ m}^2 \\
 A_{24} = 1,0 \cdot 0,24 = 0,24 \text{ m}^2 \\
 A_{27} = 4,0 \cdot 0,24 = 0,96 \text{ m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_{13} \\ A_{18} \\ A_{24} \\ A_{27} \end{array}} \right\} \Sigma A = 2,31 \text{ m}^2$$

$$V_{13,09} = 77,3 \text{ kN}$$

$$V_{18,09} = 112,0 \text{ kN}$$

$$V_{24,09} = 66,7 \text{ kN}$$

$$V_{27,09} = 162,4 \text{ kN}$$

Vertikalspannungen  $\sigma = V/A$

$$\sigma_{13,09} = 0,0773 / 0,56 = 0,138 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{18,09} = 0,112 / 0,55 = 0,204 \text{ kN}$$

$$\sigma_{24,09} = 0,0667 / 0,24 = 0,278 \text{ kN}$$

$$\sigma_{27,09} = 0,1624 / 0,24 = 0,677 \text{ kN}$$

Die Wand Pos (24) besteht aus Mauerwerk H12/100

Horizontalspannungen  $\tau = 1,2 \cdot H/A$

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= 0,25 \cdot V_{\text{ges}} \cdot \beta \\
 &= 0,25 \cdot 1941,4 \cdot \beta = 485,4 \cdot \beta \text{ [kN]}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau &= 1,2 \cdot \Sigma H / \Sigma A \\
 &= 1,2 \cdot 0,4854 \cdot \beta / 2,31 = 0,252 \cdot \beta \text{ [MN/m}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

### 3.5 zum Wandversagen führende Beschleunigung

Die Qualität der Wand ist aus den Unterlagen entnommen. Damit lassen sich die Bruchkriterien nach DIN 1053 erkennen und im  $\epsilon$ - $\sigma$ -Diagramm eintragen. Man erkennt, daß das Reißen der Steine bei dem vorhandenen Hbl-Mauerwerk den maßgebenden Fall darstellt und nicht das Fugenversagen.

Die Erdbebenbeschleunigung  $b = \beta \cdot g$  wird so bestimmt, daß die ungünstigste Beanspruchung genau dem Bruchkriterium im  $\epsilon$ - $\sigma$ -Diagramm entspricht.

Es zeigt sich, daß die tatsächlich gerissenen Wände Pos (29) ÷ (32) und (14) + (19) + (28) + (33) die ungünstigsten Elemente darstellen und daß die Beanspruchung für  $\beta = 0,058$  im Erdgeschoss und  $\beta = 0,089$  im Obergeschoss theoretisch zum Riß führt.

Allerdings zeigt das EG sehr starke Rißbildung mit entsprechender horizontaler und vertikaler Verformungen, so daß anzunehmen ist, daß die Risse im OG nicht nur auf die Erdbebenbeschleunigung im OG, sondern auch auf die Verformungen im EG zurückzuführen sind und damit der Wert  $\beta = 0,089$  als Rißursache zu groß ist.

## Ermittlung der Bruchspannungen für Mauerwerk mit Hb125, MG II unter Ansatz der Rechenfestigkeiten

### Materialkennwerte für Hb125, MG II

Fugenachsmaß in Steinlängsrichtung (horizontal)  $\Delta y = 50 \text{ cm}$

Fugenachsmaß in vertikaler Richtung  $\Delta x = 25 \text{ cm}$

Rechenwert der Druckfestigkeit des Mauer-  
werks nach Entwurf DIN 1053, Teil 1  $\beta_R = 1,3 \text{ N/mm}^2$

Rechenwert der Steinzugfestigkeit  $\beta_{Rz} = 0,025 \cdot \beta_{Rst} = 0,05$  - II

mit Kennwert der Steindruckfestigkeit  $\beta_{Rst} = 2,0$  - II

Rechenwerte der Kohäsion  $\beta_{Rk} = 0,15$  - I

$$\mu = 0,4$$

#### a.) Versagen des Mauerwerks auf Druck

$$\tau = (\beta_M - \sigma_x) \cdot \frac{\Delta y}{2\Delta x} = (1,3 - \sigma_x)$$

#### b.) Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

(wird hier vernachlässigt)

#### c.) Versagen der Lagerfuge auf Reibung

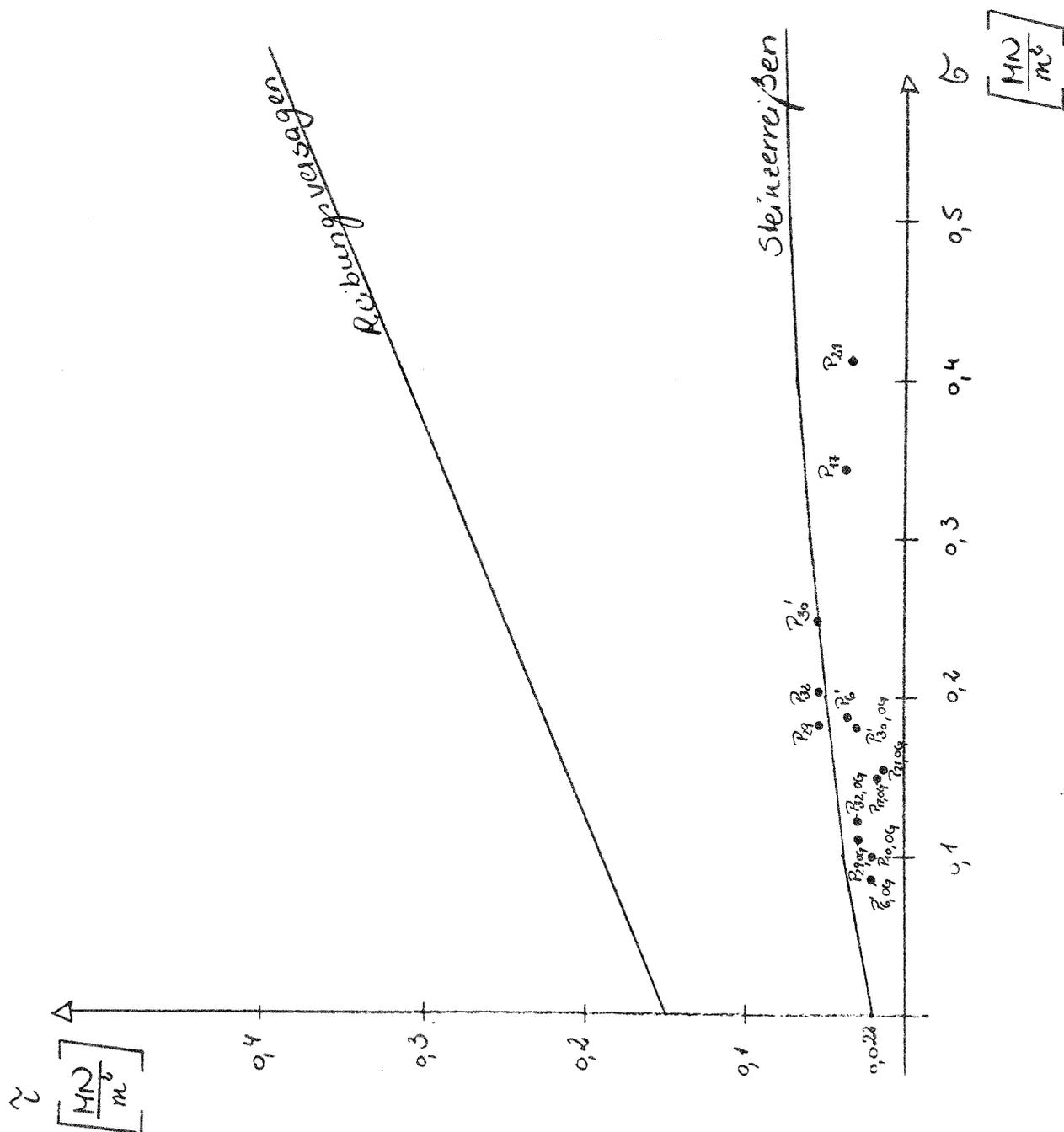
$$\tau = k + \mu \cdot \sigma_x = 0,15 + 0,4 \cdot \sigma_x$$

#### d.) Versagen durch Reißen der Steine

$$\tau = \frac{\beta_{Rst}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Rst}}} = 0,022 \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{0,05}}$$

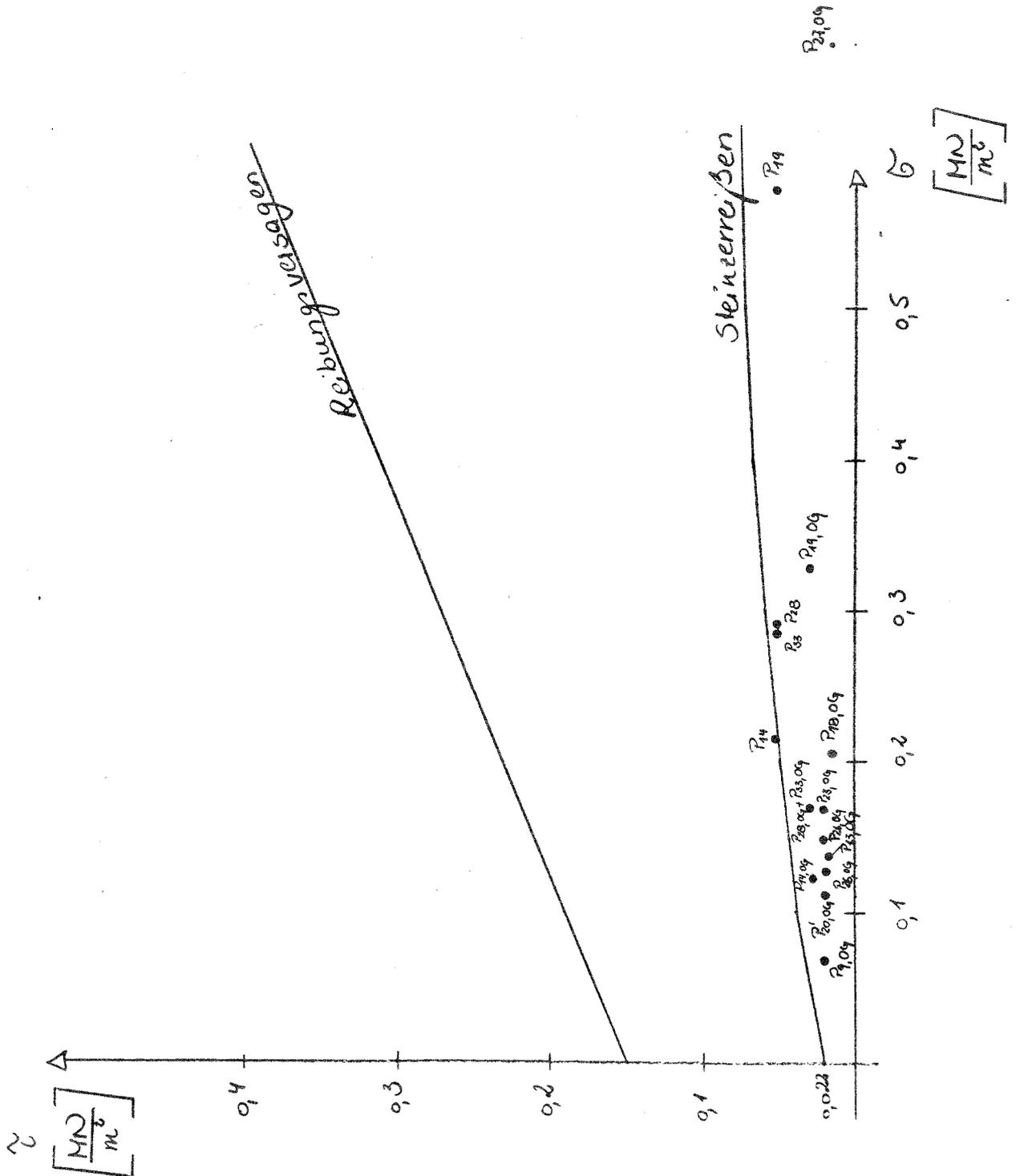
### Diagramm Nr. 3

Bearbeitung der Wände in Hbl 25, MG II  
 bei Erdbeben in Gebäudequerrichtung  
 und Wandversagen für  $\beta = 5,8 \%$



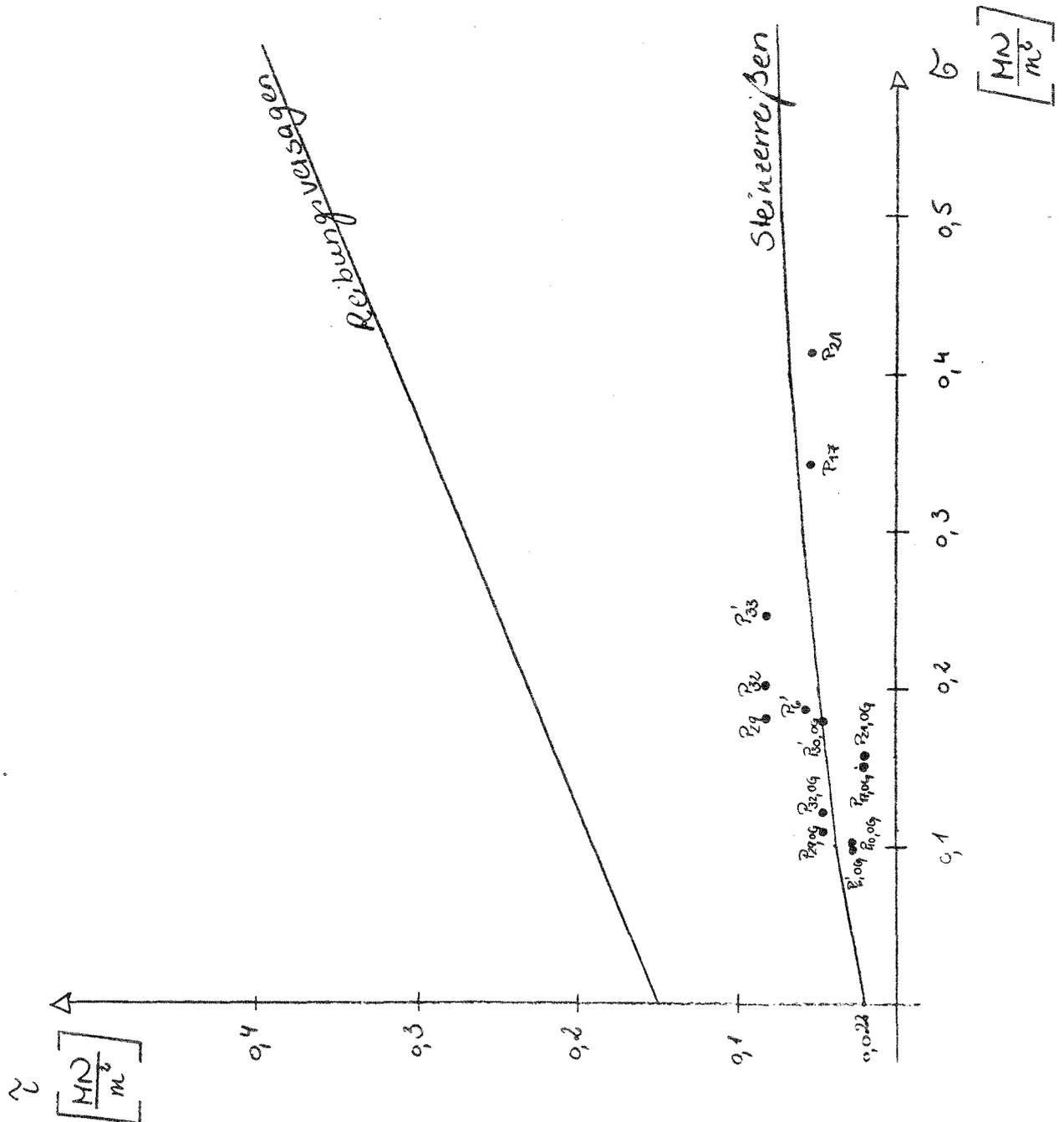
### Diagramm Nr. 4

Beanspruchung der Wände in Hb125, MG, II  
 bei Erdbeben in Gebäudelängsrichtung  
 und Wandversagen für  $\beta = 5,8\%$



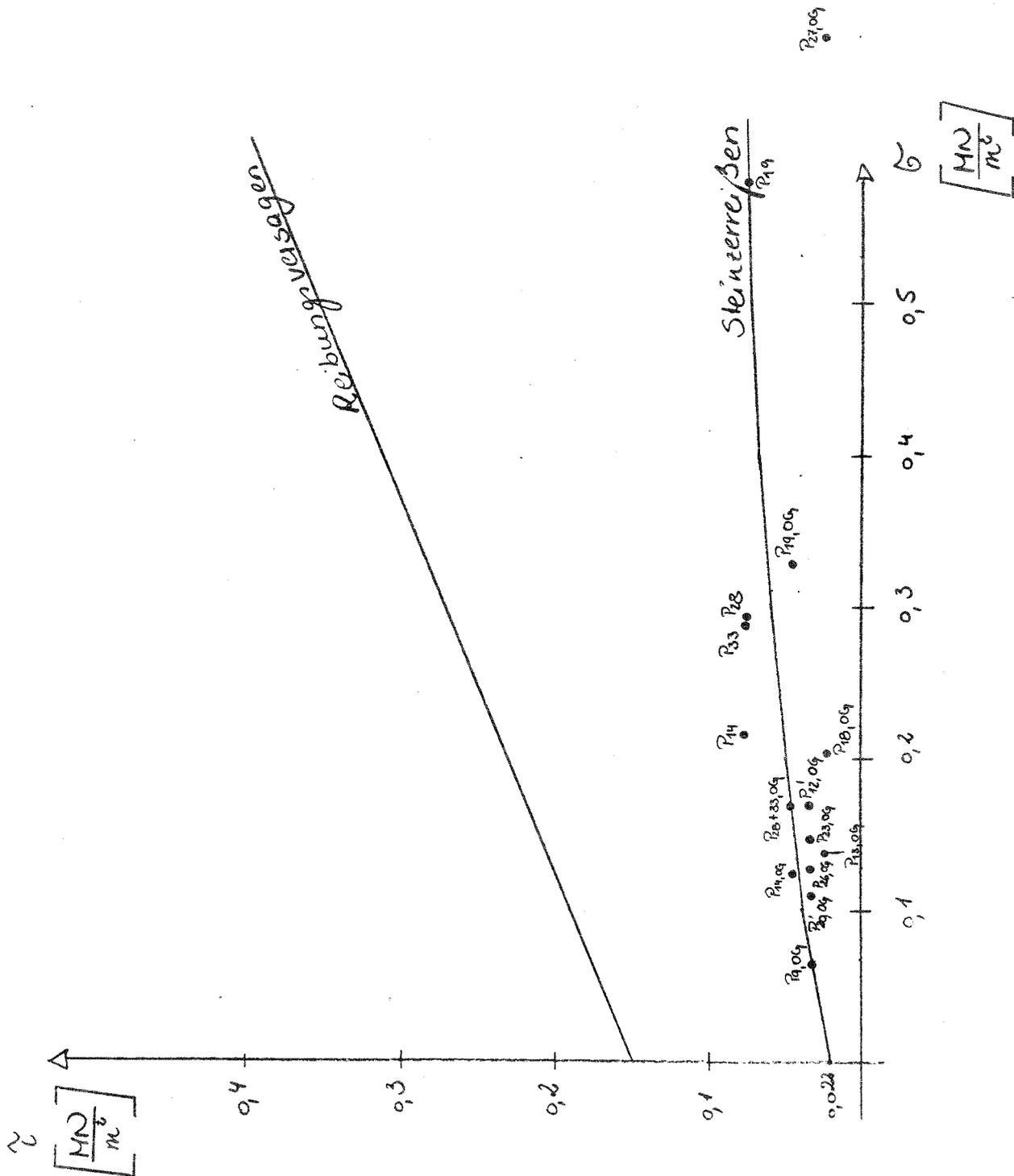
(Diagramm Nr. 5

Bearbeitung der Wände in HbI 25, MG II  
 bei Erdbeben in Gebäudequerrichtung und  
 Wandversagen bei  $\beta = 8,9\%$  im OG)



(Diagramm Nr. 6

Bearbeitung der Wände in Hb125, MG II  
 bei Erdbeben in Gebäudelängsrichtung  
 und Wandversagen für  $\beta = 8,9\%$  im OG)



### 3.6 Anzusetzende Erdbebenbeschleunigung nach DIN 4149

Bauwerksklasse: Für Wohnhäuser gilt die Bauwerksklasse 1.

Regelwert für die Horizontalbeschleunigung:  
Das Gelände befindet sich in der Erdbebenzone 4.

Daraus folgt:  $a_0 = 1,0 \text{ m/sec}^2$

Einfluß des Untergrundes:

Das Grundstück liegt in einer Flußniederung.  
Der Boden besteht aus weichem, bindigem Boden,  
ist also besonders ungünstig.

Damit ergibt sich der Baugrunderfaktor:  $\alpha = 1,4$   
Im folgenden wird mit  $\alpha = 1,4$  gerechnet, obwohl  
auch ein höherer Wert zu bestehen wäre.

Berücksichtigung der Bauwerksklasse:

Für die Bauwerksklasse 1 erhält man einen  
Abminderungsfaktor:  $\alpha = 0,8$ .

Die anzusetzende Erdbebenbeschleunigung lautet  
somit nach DIN 4149:

$$\text{cal } a = a_0 \cdot \alpha \cdot \alpha = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,8 = 1,12 \text{ m/sec}^2 = 0,112 \cdot g$$

Aufgestellt:

Darmstadt im Mai 1988  
C. Fröhner

**ANHANG A2**

**NACHRECHNUNG DER WANDVERSUCHE  
MIT EINEM ERWEITERTEN SCHUBBRUCHMODELL  
UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER SPANNUNGEN IN DEN STOSSFUGEN**

Anlage 2 zum Forschungsbericht

Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung

NACHRECHNUNG DER WANDVERSUCHE  
MIT EINEM ERWEITERTEN SCHUBBRUCHMODELL  
UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER SPANNUNGEN IN DEN STOSSFUGEN

von Prof. Dr.-Ing. W. Mann und Dr.-Ing. H. Müller, Darmstadt

Darmstadt, 5. Dez. 1988

## 1. Ziel der Untersuchungen und Zusammenfassung der Ergebnisse

### 1.1 Anlaß der Untersuchungen

Um das Verhalten von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung zu untersuchen, wurden Versuchswände aus Mauerwerk einer dynamischen Beanspruchung unterworfen. Die Ergebnisse dieser Versuche sind im Abschlußbericht [1] ausführlich dargestellt. Gleichzeitig wird im Abschlußbericht versucht, die Versuchsergebnisse anhand der für die Bemessung von Mauerwerk entwickelten Schubbruchtheorie [2, 3, 4] nachzurechnen.

Um diese Nachrechnung zu verbessern, wird die Schubbruchtheorie im folgenden um den möglichen Einfluß der Spannungen in den Stoßfugen erweitert. Außerdem wird die Spannungsverteilung in den Wänden über ein elektronisches Rechenprogramm auf der Grundlage der Scheibentheorie unter Berücksichtigung der beobachteten horizontalen Risse in der unteren Lagerfuge genauer erfaßt, als dies über die technische Biegelehre möglich ist.

Diese beiden Einflüsse werden bei der Bemessung von Wänden in der Praxis üblicherweise und sinnvollerweise vernachlässigt. Man liegt damit auf der sicheren Seite. Für die Nachrechnung und Interpretation von Versuchen jedoch ist es sinnvoll, alle im Versuch vorhandenen Einflüsse so genau wie möglich zu erfassen, um Versuch und Rechnung in möglichst gute Übereinstimmung zu bringen und um das tatsächliche Materialverhalten besser verstehen zu können.

### 1.2 Spannungen in den Versuchswänden unter Erdbebenlast

Während der Versuche konnte beobachtet werden, daß sich regelmäßig vor dem eigentlichen Versagen der Wand ein horizontaler Riß in der Lagerfuge oberhalb der untersten Steinschicht einstellte. Das Biegemoment aus der am Wandkopf wirkenden H-Kraft führte also dazu, daß die Lagerfuge bereichsweise klappte.

Im übrigen blieb die Wand in diesem Stadium ungerissen. Sie wirkte also

in diesem Lastfall als mehr oder weniger homogene Scheibe, die in einem Bereich des unteren Randes, d. h. der Rißfuge, exzentrisch gestützt war, während der restliche Bereich der Rißfuge als klaffende Fuge spannungsfrei blieb.

Dieser Spannungszustand wird mit einem elektronischen Rechenprogramm auf der Grundlage finiter Elemente untersucht. Er wird den weiteren Rechnungen zur Ermittlung des Schubbruches zugrunde gelegt.

### 1.3 Nachrechnung der Wände mit der erweiterten Schubbruchtheorie

In der für die Bemessung entwickelten Schubbruchtheorie wird vorausgesetzt, daß in den Stoßfugen keine Spannungen, insbesondere keine Schubspannungen, übertragen werden. Begründet wird diese Annahme u. a. damit, daß die Qualität der Stoßfuge meistens nicht so gut wie die der Lagerfuge ist und daß in der Stoßfuge nur geringe Druckspannungen auftreten.

Im Gegensatz zu diesen für die Praxis gerechtfertigten Annahmen waren die Versuchswände labormäßig so gut hergestellt, daß die Qualität der Stoßfugen annähernd so gut wie die der Lagerfugen war. Außerdem zeigte die Spannungsermittlung nach Abschnitt 2, daß die horizontal gerichteten Spannungskomponenten bei den hier vorhandenen Verhältnissen zwar stets sehr viel kleiner als die vertikalen Komponenten blieben, trotzdem aber eine nennenswerte Größe aufwiesen. Derartige horizontale Druckspannungen ermöglichen gewisse Reibungskräfte in den Stoßfugen und beeinflussen damit sowohl das Bruchkriterium "Fugenversagen" als auch das Bruchkriterium "Steinversagen" günstig.

Es war nicht von vorneherein erkennbar, ob in der Stoßfuge auch eine Kohäsion wirksam werden kann oder ob die Steine infolge des Kräftepaars aus  $\tau$  so große Verdrehungen erfahren, daß Stoßfugen gleiten, also die Kohäsion verschwindet und nur der reine Reibungsanteil  $\mu \cdot \sigma$  wirksam sein kann. Aus diesem Grund wurden die erweiterten Bruchkriterien für die Grenzfälle "volle Kohäsion" und "Kohäsion = 0" ausgewertet und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

#### 1.4 Materialkennwerte

Zur Bestimmung der Kennwerte der verwendeten Materialien wurden Kleinversuche durchgeführt, deren Ergebnisse im Abschlußbericht aufgeführt sind. Für die Nachrechnung sind folgende Annahmen von Bedeutung:

Reibungsbeiwert  $\mu$ : Der aus den Kleinversuchen ermittelte Wert wird für Lager- und Stoßfugen angesetzt.

Kohäsion K: Der aus den Kleinversuchen ermittelte Wert wird für die Lagerfuge voll, für die Stoßfuge nur zu 2/3 angesetzt, da die Seitenflächen der Steine glatter als die Lagerflächen und nicht zusätzlich durch Grifflöcher "aufgerauht" sind.

Steinzugfestigkeit: Hier stehen mehrere Versuchswerte zur Verfügung: "Reine" Zugfestigkeit aus Zugversuchen, allerdings gestört durch die Art der Kräfteinleitung; Spaltzugfestigkeit im Lochquerschnitt und Spaltzugfestigkeit im ungeschwächten Querschnitt. Diese verschiedenen Festigkeiten wurden in Vergleichsrechnungen überprüft. Dabei führte eine gewichtete Spaltzugfestigkeit, bei der der Lochquerschnitt anteilmäßig berücksichtigt wird, auf die beste Annäherung an die Versuchsergebnisse.

#### 1.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der Nachrechnung

Um die Rechenergebnisse in eine übersichtliche Form zu bringen, wurde eine Art Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  gebildet:  $\gamma$  ist das Verhältnis von rechnerischer Bruchfestigkeit innerhalb eines Bruchkriteriums nach Abschnitt 3 zur rechnerischen Spannung unter den im Versuch gemessenen Kräften nach Abschnitt 2. Versagen ist also zu erwarten bei  $\gamma < 1$ .

In den Tabellen sind nur diejenigen Bereiche zahlenmäßig ausgefüllt, die aufgrund von Voruntersuchungen als ungünstigste Bereiche erkannt wurden. Für jeden untersuchten Punkt sind 4  $\gamma$ -Werte eingetragen:

- §<sub>1</sub> Reibungsversagen mit Kohäsion in den Stoßfugen
- §<sub>2</sub> Reibungsversagen ohne Kohäsion in den Stoßfugen
- §<sub>3</sub> Steinversagen mit Kohäsion in den Stoßfugen
- §<sub>4</sub> Steinversagen ohne Kohäsion in den Stoßfugen.

Die Nachrechnung beschreibt das Verhalten der Wände in befriedigender Weise. Sowohl die beobachtete Versagensart, nämlich vorwiegend Fugenversagen oder vorwiegend Reißen der Steine, als auch die Größe der im Versuch gemessenen angreifenden Kräfte spiegeln sich in den Rechenergebnissen wieder. Dabei beschreiben die §<sub>2</sub>- und §<sub>4</sub>-Werte, also die Werte ohne Kohäsion in den Stoßfugen, die Versuchsergebnisse besser.

Berücksichtigt man die Tatsache, daß der relativ kleine Versuchskörper in besonderem Maße von den Randbedingungen abhängig ist und daß Störungen hier unvermeidlich sind, und berücksichtigt man weiterhin die bekannt große Streuung der Materialkennwerte, so kann die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung nur als erstaunlich gut bezeichnet werden.

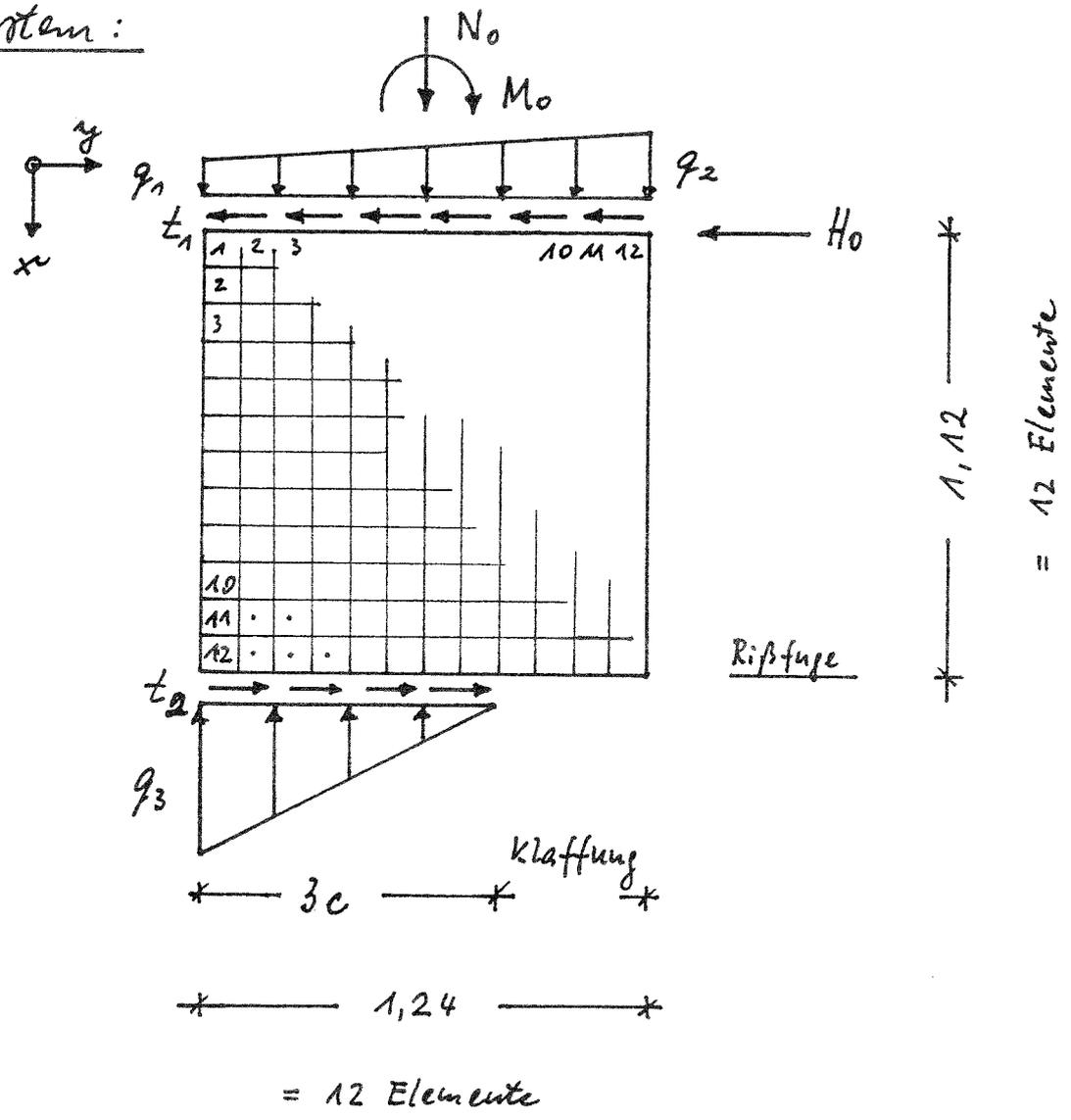
### L i t e r a t u r

- [1] König, G., Mann, W., Ötes, A.: Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, 1988
- [2] Mann, W. und Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1978, Seite 35
- [3] Mann, W. und Müller, H.: Failure of shear-stressed masonry — An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear-walls, Proceedings British Ceramic Society Nr. 30, 1982, Seite 223
- [4] Mann, W. und Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, Mauerwerk-Kalender 1985, Seite 95

2. Spannungsermittlung in den Versuchswänden

In den Versuchen wurde regel mäßig beobachtet, daß die Lagerfuge über der 1. Steinschicht bereichs weise aufriß. Offenbar bewirkte das Biegemoment klaffende Fugen. Deshalb wird diese Rißfuge als unterer Scherbrand angenommen und entsprechend den gemessenen Werten extensiviert gestützt.

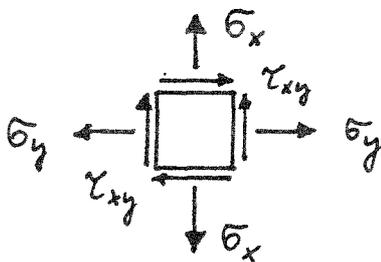
System:



Eingabewerte

Versuch	Meßwerte			Rechenwerte					
	$N_0$ kN	$H_0$ kN	$M_0$ kNm	$q_1$ kN/m	$q_2$ kN/m	$t_1$ kN/m	$z_c$ m	$q_3$ kN/m	$t_2$ kN/m
V 02 D	97	53	3,0	66,5	89,9	42,7	0,117	1658	453
V 03 D	145	71	2,6	106,8	127,1	57,3	0,269	1078	264
V 04 D	240	90	4,1	173,5	193,6	72,6	0,651	737	138
V M D	156	57	5,5	104,4	147,2	46,0	0,738	423	77

Der Spannungszustand wird mit einem Finite-Element-Programm gerechnet. Die auf den folgenden Seiten ausgedruckten Spannungen sind jeweils auf die Element-Mitte bezogen.

Definitionen:

Zugspannungen = +

Druckspannungen = -

SPANNUNG  $\sigma_x$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	-643.459	-643.445	-634.041	-645.931	-657.075	-670.247
2	-875.603	-740.522	-699.197	-678.595	-669.459	-666.614
3	-1035.471	-899.193	-803.658	-737.771	-690.520	-659.092
4	-1191.863	-1062.274	-926.263	-807.343	-712.647	-643.858
5	-1370.927	-1229.590	-1049.749	-872.926	-724.796	-615.077
6	-1586.334	-1409.641	-1167.511	-921.498	-715.480	-566.155
7	-1853.272	-1610.724	-1273.801	-939.227	-672.459	-491.243
8	-2196.388	-1839.878	-1354.675	-905.684	-582.740	-387.513
9	-2660.374	-2098.618	-1374.672	-787.876	-437.578	-263.093
10	-3333.558	-2362.714	-1244.475	-547.397	-252.347	-141.194
11	-4420.625	-2457.527	-786.377	-221.292	-97.961	-49.584
12	-6413.013	-1479.660	-128.061	-49.415	-13.818	-8.604

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-684.423	-699.384	-714.623	-727.894	-737.204	-620.510
2	-669.406	-675.689	-681.426	-679.590	-632.904	-416.734
3	-640.535	-629.764	-617.732	-585.275	-491.877	-299.790
4	-597.750	-565.539	-532.435	-475.989	-370.964	-207.234
5	-540.357	-487.876	-438.942	-372.247	-270.063	-124.507
6	-467.626	-401.596	-345.809	-279.242	-185.809	-53.523
7	-379.931	-310.819	-257.372	-198.249	-117.295	2.011
8	-280.946	-220.591	-177.068	-130.247	-64.872	37.245
9	-180.539	-137.510	-108.785	-76.418	-28.625	50.234
10	-93.002	-71.075	-56.229	-37.732	-7.429	43.165
11	-33.253	-26.163	-21.462	-13.963	1.151	23.818
12	-5.468	-4.824	-4.162	-2.755	1.255	5.580

Versuch V 02 D

PROFESSOR DR.-ING. WALTHER MANN, 61 DARMSTADT

SPANNUNG  $\sigma_y$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	135.042	304.863	315.921	241.696	123.401	-11.491
2	24.052	78.211	102.815	77.771	19.628	-51.228
3	-2.996	-5.241	-9.472	-29.164	-60.755	-94.181
4	-8.771	-34.449	-67.725	-99.978	-126.560	-141.314
5	-11.813	-51.523	-107.886	-158.618	-189.831	-195.909
6	-15.904	-71.882	-153.286	-224.358	-261.829	-260.287
7	-23.276	-104.612	-220.042	-312.366	-349.982	-332.722
8	-36.515	-162.191	-326.043	-435.751	-454.172	-403.355
9	-64.625	-268.125	-502.472	-601.056	-558.199	-446.379
10	-122.928	-496.616	-794.641	-787.201	-598.356	-421.513
11	-359.813	-1049.427	-1223.216	-791.000	-482.536	-289.316
12	-1417.529	-2327.340	-893.152	-370.439	-149.556	-34.772

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-142.802	-255.543	-339.610	-381.371	-354.316	-158.683
2	-118.607	-169.606	-192.807	-174.843	-99.430	-20.890
3	-118.983	-127.154	-112.829	-73.691	-26.585	-3.036
4	-140.032	-121.303	-87.084	-45.878	-13.599	-0.549
5	-177.872	-141.284	-94.819	-49.708	-17.273	-2.752
6	-227.063	-174.877	-116.714	-63.988	-25.283	-5.038
7	-279.105	-209.405	-139.055	-77.985	-32.453	-6.936
8	-319.956	-231.411	-150.891	-84.630	-35.796	-7.842
9	-329.254	-226.312	-142.515	-78.239	-32.848	-7.227
10	-283.466	-180.679	-106.146	-54.270	-21.292	-4.485
11	-165.670	-86.326	-37.551	-10.653	0.570	1.397
12	28.826	60.190	66.843	53.857	29.185	7.426

Versuch V 02 D

SPANNUNG TXY IN KN/M2

=====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	-217.800	-343.175	-396.978	-424.101	-437.035	-439.066
2	-91.078	-283.338	-412.143	-488.962	-525.204	-531.794
3	-77.141	-258.628	-417.147	-520.185	-570.362	-577.094
4	-88.936	-274.357	-436.893	-545.764	-595.042	-593.569
5	-108.197	-313.881	-478.276	-578.884	-613.200	-593.396
6	-133.872	-373.118	-542.036	-624.458	-629.854	-581.404
7	-169.938	-458.405	-631.696	-681.826	-641.780	-554.720
8	-224.907	-585.091	-753.208	-743.231	-635.502	-503.505
9	-316.224	-782.049	-909.029	-782.503	-583.604	-414.374
10	-485.926	-1105.440	-1068.111	-728.498	-448.189	-286.484
11	-886.374	-1622.930	-1024.235	-459.494	-245.700	-142.839
12	-2366.872	-1598.847	-313.078	-116.866	-56.687	-31.030

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-433.307	-422.181	-406.713	-385.579	-350.954	-195.221
2	-516.268	-484.254	-437.381	-369.704	-249.597	-67.353
3	-551.034	-499.891	-426.231	-323.684	-187.053	-49.323
4	-553.718	-485.703	-394.659	-282.875	-159.764	-46.598
5	-535.671	-453.106	-354.268	-246.338	-139.451	-43.333
6	-501.898	-407.044	-306.237	-206.605	-115.477	-36.270
7	-451.715	-347.905	-249.524	-160.544	-85.289	-25.353
8	-381.272	-275.673	-185.085	-109.311	-50.584	-11.849
9	-289.384	-193.925	-117.447	-57.729	-15.883	1.995
10	-183.435	-110.615	-55.045	-13.452	12.098	12.915
11	-83.492	-41.944	-9.583	14.321	25.652	16.303
12	-15.953	-4.330	5.834	13.865	16.316	7.669

Versuch V 02 D

SPANNUNG  $\sigma_x$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	-1076.209	-995.262	-984.070	-991.095	-998.961	-1008.673
2	-1371.247	-1141.647	-1068.043	-1036.171	-1017.657	-1006.705
3	-1569.089	-1356.726	-1212.044	-1118.413	-1051.239	-1002.217
4	-1762.188	-1569.618	-1379.712	-1219.235	-1090.228	-990.653
5	-1981.407	-1783.239	-1548.199	-1319.467	-1121.574	-964.660
6	-2239.478	-2009.376	-1712.431	-1405.163	-1131.829	-915.475
7	-2547.894	-2259.108	-1871.826	-1465.036	-1107.125	-833.621
8	-2923.732	-2544.097	-2023.131	-1483.206	-1030.668	-709.703
9	-3395.172	-2879.752	-2152.242	-1430.249	-879.956	-538.674
10	-4014.675	-3284.221	-2215.483	-1247.615	-634.519	-330.326
11	-4897.620	-3758.759	-2069.747	-854.601	-305.446	-139.078
12	-6448.791	-3989.469	-1393.316	-226.058	-76.489	-24.269

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-1019.661	-1031.471	-1043.458	-1052.853	-1057.156	-891.888
2	-1001.907	-1000.530	-998.818	-986.634	-914.712	-616.947
3	-967.588	-941.524	-913.169	-857.750	-721.744	-456.159
4	-916.406	-858.108	-798.196	-708.012	-554.625	-325.736
5	-847.048	-756.390	-671.199	-564.536	-412.999	-206.621
6	-757.205	-641.250	-542.478	-433.657	-292.304	-100.799
7	-644.231	-515.669	-416.405	-316.588	-191.556	-15.696
8	-507.349	-383.325	-296.673	-214.630	-111.806	41.349
9	-352.202	-252.549	-188.932	-130.251	-54.117	56.169
10	-198.881	-137.003	-100.904	-66.480	-18.080	60.467
11	-77.157	-52.589	-39.312	-25.257	-1.345	34.581
12	-14.795	-9.887	-7.733	-5.018	1.206	8.890

Versuch V 03 D

SPANNUNG  $G_y$  IN KN/M<sup>2</sup>  
 =====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	181.032	425.405	443.167	347.294	192.026	12.113
2	27.214	99.873	148.072	123.078	49.933	-43.807
3	-4.832	-6.599	-4.449	-19.929	-56.124	-99.618
4	-10.647	-39.562	-74.671	-107.536	-137.143	-157.237
5	-12.947	-55.603	-115.539	-171.076	-208.982	-221.612
6	-15.742	-71.395	-155.617	-235.684	-287.145	-298.368
7	-20.274	-95.305	-210.488	-319.442	-383.554	-389.300
8	-28.895	-133.200	-295.530	-437.508	-506.594	-490.449
9	-39.593	-201.857	-431.845	-612.289	-655.035	-585.388
10	-76.772	-324.320	-689.211	-858.739	-809.814	-624.716
11	-124.704	-711.813	-1149.769	-1195.743	-843.330	-519.899
12	-832.225	-1791.557	-2153.351	-1167.661	-486.905	-175.730

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-166.331	-323.299	-442.273	-504.892	-473.355	-212.732
2	-136.028	-208.594	-245.046	-226.241	-129.441	-27.014
3	-135.408	-151.175	-137.564	-90.423	-31.761	-3.148
4	-160.407	-142.183	-103.166	-53.727	-14.852	-0.514
5	-207.212	-168.494	-114.741	-60.310	-20.653	-3.162
6	-271.024	-215.700	-147.544	-82.267	-32.848	-6.581
7	-344.576	-269.395	-184.246	-105.554	-44.594	-9.626
8	-415.232	-313.277	-210.142	-120.260	-51.623	-11.424
9	-458.716	-326.222	-209.905	-117.134	-49.843	-11.080
10	-435.817	-282.627	-168.206	-87.258	-34.858	-7.476
11	-300.228	-159.465	-73.069	-24.692	-2.867	1.223
12	-18.167	59.779	85.968	75.139	42.333	11.024

Versuch V 03 D

PROFESSOR DR.-ING. WALTHER MANN, 61 DARMSTADT

SPANNUNG TXY IN KN/M2

=====

SPALTE ZEILE	1	2	3	4	5	6
1	-269.547	-464.128	-531.775	-567.390	-585.249	-589.450
2	-107.479	-365.647	-546.235	-649.519	-701.072	-714.282
3	-93.572	-326.610	-540.862	-684.480	-758.517	-775.574
4	-108.529	-342.473	-557.278	-710.346	-788.650	-799.378
5	-131.090	-385.268	-600.562	-746.599	-811.970	-804.096
6	-157.741	-446.320	-668.575	-800.284	-838.482	-799.191
7	-191.262	-528.724	-764.021	-873.988	-869.487	-784.681
8	-236.467	-643.082	-895.600	-967.734	-897.508	-751.472
9	-301.187	-810.748	-1077.330	-1074.521	-899.477	-678.779
10	-402.088	-1076.371	-1327.343	-1155.085	-826.795	-535.546
11	-596.825	-1553.497	-1602.621	-1093.637	-581.883	-318.639
12	-1305.025	-2306.827	-1589.360	-500.001	-184.637	-86.579

SPALTE ZEILE	7	8	9	10	11	12
1	-583.393	-569.569	-549.177	-520.316	-472.527	-261.695
2	-697.815	-657.633	-595.875	-503.881	-339.726	-91.661
3	-747.637	-683.469	-585.914	-446.638	-259.387	-69.229
4	-755.870	-670.124	-549.027	-396.529	-226.272	-67.093
5	-739.335	-634.066	-501.107	-352.093	-202.017	-63.690
6	-706.475	-582.342	-443.399	-302.693	-171.854	-55.076
7	-657.431	-514.774	-373.275	-243.124	-131.709	-40.325
8	-585.591	-428.308	-289.899	-173.721	-83.251	-21.113
9	-480.557	-322.053	-196.873	-100.155	-32.418	-0.450
10	-338.903	-203.005	-104.385	-33.074	10.931	16.645
11	-178.049	-91.228	-29.950	12.962	34.420	23.467
12	-43.141	-16.280	3.551	18.134	23.546	11.600

Versuch V 03 D

SPANNUNG  $G_x$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	-1774.452	-1607.711	-1595.564	-1597.509	-1601.893	-1607.850
2	-2141.824	-1800.400	-1695.575	-1654.049	-1628.091	-1610.249
3	-2278.342	-2073.892	-1876.383	-1759.006	-1677.253	-1614.460
4	-2604.482	-2333.458	-2087.088	-1892.156	-1739.264	-1616.364
5	-2835.392	-2584.919	-2296.016	-2029.811	-1890.707	-1609.290
6	-3141.330	-2841.451	-2497.822	-2157.242	-1849.134	-1585.933
7	-3468.189	-3112.838	-2694.070	-2267.520	-1875.113	-1539.223
8	-3944.111	-3406.514	-2865.906	-2355.424	-1871.354	-1462.443
9	-4282.779	-3728.499	-3068.697	-2415.044	-1831.491	-1349.825
10	-4811.660	-4073.388	-3227.328	-2440.112	-1757.707	-1192.989
11	-5491.966	-4394.458	-3304.206	-2474.842	-1662.648	-969.372
12	-5484.939	-4430.435	-3367.660	-2506.004	-1708.116	-610.545

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-1614.894	-1622.414	-1629.878	-1633.793	-1632.338	-1412.502
2	-1597.568	-1587.338	-1573.903	-1547.369	-1446.010	-1062.015
3	-1564.032	-1518.812	-1466.944	-1379.755	-1192.943	-850.716
4	-1514.688	-1423.403	-1323.917	-1184.693	-969.572	-670.463
5	-1449.411	-1308.596	-1166.352	-995.783	-774.027	-496.002
6	-1366.748	-1179.950	-1005.579	-819.204	-599.237	-329.127
7	-1263.699	-1038.429	-843.393	-653.610	-442.868	-179.562
8	-1136.068	-881.782	-678.058	-496.627	-305.677	-59.220
9	-978.487	-707.456	-507.787	-347.429	-189.238	20.462
10	-784.146	-513.560	-335.411	-206.621	-96.919	52.340
11	-537.499	-309.485	-160.743	-88.366	-34.493	41.019
12	-117.640	-118.659	-29.740	-19.968	-5.254	12.410

Versuch V 04 D

SPANNUNG  $\sigma_y$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	256.615	570.506	591.732	474.842	284.742	60.765
2	28.688	131.523	211.279	191.708	107.817	-6.707
3	-5.255	-2.552	16.353	15.407	-17.236	-66.253
4	-11.399	-38.241	-63.143	-82.155	-102.096	-120.200
5	-12.309	-50.112	-97.944	-138.123	-164.510	-174.140
6	-13.292	-58.080	-122.516	-181.837	-221.264	-233.580
7	-15.171	-69.630	-151.085	-229.927	-283.266	-301.864
8	-19.735	-87.672	-192.233	-289.211	-355.670	-377.135
9	-25.238	-122.631	-250.034	-364.676	-430.768	-456.534
10	-34.576	-183.720	-349.186	-431.704	-502.375	-514.990
11	-81.835	-394.424	-465.330	-457.971	-476.861	-612.664
12	-572.634	-608.213	-514.521	-417.900	-343.153	-375.144

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-166.933	-373.539	-536.230	-628.124	-597.331	-269.960
2	-124.958	-223.576	-280.061	-267.658	-154.741	-31.704
3	-113.166	-141.204	-136.271	-90.333	-28.917	-1.290
4	-127.624	-116.453	-83.767	-39.069	-5.692	2.337
5	-164.098	-134.018	-89.322	-43.181	-11.584	-0.746
6	-218.020	-178.483	-124.526	-69.476	-27.044	-5.146
7	-284.200	-237.571	-172.655	-103.973	-45.305	-9.921
8	-357.254	-300.540	-223.144	-138.414	-63.158	-14.506
9	-425.740	-359.010	-263.172	-164.698	-75.988	-17.678
10	-493.693	-389.703	-281.263	-166.974	-72.872	-16.696
11	-496.105	-409.920	-242.794	-110.538	-36.071	-5.615
12	-855.952	-289.234	-31.493	53.348	48.959	15.408

Versuch V 04 D

PROFESSOR DR.-ING. WALTHER MANN, 61 DARMSTADT

SPANNUNG TXY IN KN/M2

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	-335.202	-595.815	-673.451	-715.936	-738.577	-746.059
2	-124.038	-455.400	-685.120	-812.324	-879.706	-902.928
3	-108.920	-392.254	-661.503	-844.484	-944.897	-978.906
4	-125.809	-401.021	-663.147	-859.757	-972.651	-1007.184
5	-148.069	-437.703	-693.587	-883.228	-989.461	-1012.869
6	-171.907	-487.774	-744.723	-921.938	-1009.627	-1011.600
7	-198.475	-543.506	-813.870	-976.915	-1038.459	-1010.503
8	-230.553	-626.896	-902.259	-1047.516	-1075.867	-1010.474
9	-273.159	-728.240	-1010.927	-1128.973	-1117.954	-1009.427
10	-340.134	-867.392	-1128.947	-1204.449	-1160.645	-1007.809
11	-475.857	-1075.260	-1178.964	-1228.321	-1238.528	-1014.442
12	-945.891	-1092.273	-1127.474	-1176.829	-1235.483	-1278.143

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-741.450	-726.695	-702.133	-664.764	-601.708	-330.672
2	-890.474	-847.068	-772.093	-654.058	-439.594	-117.733
3	-957.800	-888.321	-770.673	-592.655	-347.024	-93.973
4	-974.253	-883.038	-738.190	-543.392	-316.707	-96.386
5	-963.651	-854.187	-696.482	-504.779	-299.486	-97.968
6	-940.749	-813.704	-648.243	-462.936	-275.852	-92.692
7	-912.020	-764.802	-590.509	-409.660	-238.485	-79.109
8	-878.251	-706.441	-520.680	-341.537	-185.661	-57.049
9	-836.348	-636.248	-436.518	-259.622	-119.196	-27.733
10	-782.335	-545.442	-340.163	-165.629	-46.744	4.086
11	-692.016	-438.862	-216.098	-67.091	12.719	26.339
12	-515.594	-194.359	-60.589	-3.244	25.492	18.195

Versuch V 04 D

SPANNUNG  $G_x$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	-1066.416	-982.647	-999.102	-1024.434	-1051.263	-1078.924
2	-1297.156	-1102.221	-1060.926	-1060.759	-1070.118	-1083.707
3	-1441.825	-1271.078	-1173.498	-1128.557	-1105.531	-1092.336
4	-1575.979	-1429.116	-1304.806	-1215.437	-1151.312	-1102.261
5	-1721.073	-1579.491	-1434.707	-1306.752	-1199.578	-1109.891
6	-1882.411	-1729.887	-1559.724	-1393.651	-1243.337	-1111.635
7	-2062.236	-1885.711	-1680.756	-1472.342	-1277.860	-1104.413
8	-2264.012	-2050.842	-1798.261	-1540.315	-1300.097	-1086.082
9	-2495.024	-2227.508	-1909.134	-1593.881	-1308.532	-1095.940
10	-2771.235	-2414.504	-2001.181	-1629.056	-1305.941	-1015.869
11	-3129.882	-2535.538	-2043.900	-1651.693	-1309.919	-968.416
12	-3662.071	-2598.180	-2072.831	-1667.765	-1320.446	-983.286

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-1107.004	-1135.117	-1163.007	-1188.456	-1211.182	-1093.100
2	-1099.338	-1115.273	-1128.225	-1132.523	-1089.539	-869.517
3	-1084.094	-1076.266	-1061.995	-1024.305	-924.307	-730.871
4	-1061.515	-1022.268	-973.909	-898.572	-776.518	-607.753
5	-1032.054	-958.391	-877.851	-776.569	-644.277	-483.611
6	-995.617	-888.586	-780.971	-661.818	-522.524	-358.507
7	-951.385	-813.744	-683.985	-552.705	-409.281	-239.263
8	-898.014	-732.528	-584.505	-446.305	-304.343	-132.519
9	-834.338	-642.468	-479.044	-338.847	-207.984	-47.594
10	-758.765	-540.628	-362.846	-227.343	-119.422	3.697
11	-665.531	-422.037	-230.719	-105.330	-49.317	17.501
12	-532.607	-217.188	-63.220	-23.300	-9.548	7.315

Versuch V 11 D

PROFESSOR DR.-ING. WALTHER MANN, 61 DARMSTADT

SPANNUNG  $G_y$  IN KN/M<sup>2</sup>

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	163.055	364.270	383.089	316.258	202.549	64.675
2	19.186	88.229	144.500	138.340	90.464	20.920
3	-2.069	4.056	22.868	-29.409	14.441	-13.479
4	-5.736	-17.460	-24.757	-27.976	-33.581	-41.326
5	-5.944	-23.186	-42.914	-57.238	-65.190	-66.840
6	-6.059	-26.005	-53.520	-77.220	-91.327	-94.116
7	-6.719	-30.795	-66.134	-98.822	-119.656	-125.731
8	-9.084	-40.079	-86.724	-127.932	-153.592	-162.447
9	-12.372	-60.494	-120.362	-167.898	-192.800	-199.761
10	-23.363	-97.756	-182.859	-214.142	-224.993	-237.991
11	-45.412	-220.137	-261.227	-251.895	-235.275	-238.007
12	-322.148	-350.232	-306.218	-258.740	-216.306	-185.514

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-79.524	-214.296	-324.328	-390.211	-376.663	-171.167
2	-53.932	-119.446	-160.440	-156.697	-92.497	-18.512
3	-43.247	-64.156	-66.565	-44.204	-11.949	0.699
4	-46.269	-43.213	-29.401	-9.505	3.501	3.116
5	-61.213	-47.621	-28.229	-9.410	0.886	1.407
6	-85.886	-68.583	-45.835	-23.619	-7.875	-1.157
7	-118.300	-99.518	-73.526	-44.682	-19.516	-4.174
8	-155.517	-136.886	-106.662	-70.516	-33.395	-7.919
9	-196.629	-175.177	-144.468	-98.015	-49.809	-12.234
10	-228.925	-222.187	-175.399	-127.202	-61.800	-14.866
11	-297.337	-235.356	-231.639	-126.964	-48.005	-9.443
12	-211.521	-555.697	-168.734	-15.747	19.869	9.072

Versuch V M D

SPANNUNG TXY IN KN/M2

=====

SPALTE	1	2	3	4	5	6
ZEILE						
1	-212.063	-375.882	-423.599	-449.954	-455.139	-471.614
2	-76.807	-282.735	-425.144	-505.083	-550.104	-569.338
3	-65.067	-237.659	-403.967	-519.753	-587.399	-616.044
4	-73.219	-236.587	-397.526	-522.633	-600.379	-632.429
5	-84.195	-252.589	-407.439	-528.989	-605.359	-634.349
6	-95.366	-274.694	-428.045	-542.825	-611.204	-631.878
7	-107.249	-301.863	-457.161	-564.440	-621.156	-629.937
8	-121.657	-336.467	-495.435	-592.883	-635.168	-629.610
9	-141.940	-384.469	-543.342	-625.422	-649.515	-630.846
10	-176.637	-455.565	-598.513	-647.920	-662.406	-632.347
11	-251.111	-569.555	-621.756	-646.987	-659.929	-656.941
12	-515.044	-585.418	-596.570	-616.300	-634.070	-658.132

SPALTE	7	8	9	10	11	12
ZEILE						
1	-470.786	-463.250	-448.657	-424.722	-383.441	-208.815
2	-566.802	-543.555	-499.017	-423.885	-284.379	-75.752
3	-610.894	-574.026	-503.658	-390.780	-230.808	-63.437
4	-623.072	-575.262	-489.553	-366.689	-217.832	-67.779
5	-618.848	-562.582	-471.312	-350.984	-214.237	-71.938
6	-608.077	-545.322	-451.038	-334.929	-207.668	-72.206
7	-595.657	-525.146	-427.292	-313.089	-193.030	-67.436
8	-583.417	-503.254	-398.819	-282.811	-167.642	-56.716
9	-571.776	-480.024	-365.639	-242.618	-130.393	-38.611
10	-563.427	-456.338	-325.488	-193.833	-79.372	-13.728
11	-557.216	-428.191	-284.136	-117.353	-22.953	10.035
12	-688.303	-389.902	-115.379	-28.252	8.345	12.428

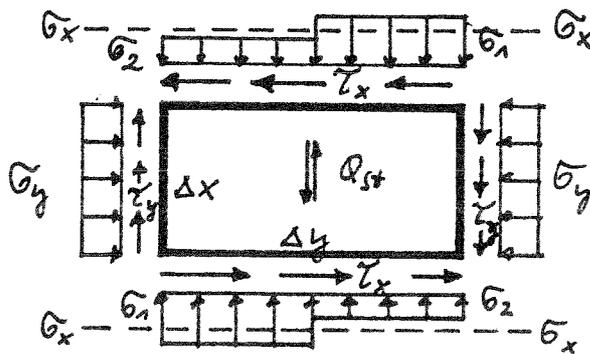
Versuch V 11 D

### 3. Ableitung der erweiterten Schubbruchtheorie

Die Schubbruchtheorie, die in [2,3,4] beschrieben ist, setzt voraus, daß die Stoßfugen keine Spannungen, insbesondere keine Schubspannungen übertragen.

Diese für die Bemessung von Mauerwerk sinnvolle Annahme ist für die Nachrechnung von Versuchen zu ungünstig. Sie wird deshalb im folgenden erweitert, indem Schubspannungen in den Stoßfugen zugelassen werden.

#### Kräfte am Einzelstein $\Delta x \cdot \Delta y$



Achtung:

In diesem Abschnitt  
Druckspannung = +

$$\sigma_x = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2)$$

$$\tau_x = k_x + \mu_x \cdot \sigma_x$$

$$\tau_y = k_y + \mu_y \cdot \sigma_y$$

Gleichgewicht am Element:

$$\tau_x \cdot \Delta x \cdot \Delta y = \tau_y \cdot \Delta x \cdot \Delta y + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{\Delta y^2}{4}$$

$$\tau_x = \tau_y + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{1}{4} \cdot \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (1)$$

$$Q_{st} = \tau_y \cdot \Delta x + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{\Delta y}{2} = (2\tau_x - \tau_y) \cdot \Delta x$$

$$\frac{Q_{st}}{\Delta x} = \tau_y + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta y}{\Delta x} = 2\tau_x - \tau_y \quad (2)$$

$$\tau_y = k_y + \mu_y \cdot \sigma_y \quad \text{falls Kohäsion wirkt} \quad (3a)$$

oder

$$\tau_y = \mu_y \cdot \sigma_y \quad \text{falls ohne Kohäsion} \quad (3b)$$

Bruchkriterium Fugenebenen:

$$\tau_x = k_x + \mu_x \cdot \sigma_2 \quad (4)$$

$$\sigma_2 = \sigma_x - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

Mit (1) und (3a):

$$(\sigma_1 - \sigma_2) = (\tau_x - \tau_y) \cdot 4 \frac{\Delta x}{\Delta y}$$

$$\tau_x = k_x + \mu_x \cdot \sigma_x - \mu_x \cdot (\tau_x - k_y - \mu_y \cdot \sigma_y) \cdot 2 \frac{\Delta x}{\Delta y}$$

$$\tau_x \left(1 + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}\right) = k_x + \mu_x \cdot \sigma_x + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y)$$

Bruch der Lagerfuge tritt ein, wenn gilt

$$\tau_x = \frac{k_x + \mu_x \cdot \sigma_x + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y)}{1 + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}} \quad (5a)$$

bzw. mit  $k_y = 0$  (5b)

Für die Nachrechnung der Versuche:

Sicherheit  $f_{1,2} = \frac{\tau_x^{\text{Bruch}}}{\tau_x^{\text{vorhanden}}}$  gegen Fugenversagen:

$$f_1 = \frac{k_x + \mu_x \cdot \sigma_x + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y)}{\tau_x \cdot \left(1 + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}\right)} \quad (6a)$$

bzw. mit  $k_y = 0$ :

$$f_2 = \frac{k_x + \mu_x \cdot \sigma_x + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} \cdot \mu_y \cdot \sigma_y}{\tau_x \cdot \left(1 + 2 \mu_x \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}\right)} \quad (6b)$$

Für die hier verwendeten Steine gilt  $\frac{\Delta x}{\Delta y} = \frac{1}{2}$

$f_1$  und  $f_2$  stellen Grenzwerte dar: Ist Kohäsion in den Stoßfugen möglich, gilt (6a). Ist die Rotation der Steine jedoch so groß, daß die Stoßfuge reißt, wird  $k_y = 0$  und es gilt (6b).

## Bruchkriterium Steinversagen:

In Steinmitte gilt mit (2) und (3a) analog zu [2]:

$$\tau_{st} \approx 1,15 \cdot \frac{Q_{st}}{\Delta x} = 2,3 \tau_x - 1,15 (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y)$$

Bruch tritt ein, wenn die schiefe Hauptzugspannung im Stein gleich der Steinzugfestigkeit  $\beta_{z,st}$  ist:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left[ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \tau_{st}^2} \right] \stackrel{!}{=} -\beta_{z,st} \quad (7)$$

(rechte Seite negativ, da in dieser Ableitung Druck positiv, also Zugspannungen negativ eingeführt sind!)

Nach längerer Umformung läßt sich (7) schreiben:

$$2,3 \cdot \tau_x = 1,15 \cdot (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y) + \sqrt{\beta_{z,st}^2 + \beta_{z,st}(\sigma_x + \sigma_y) + \sigma_x \cdot \sigma_y}$$

Bruch durch Steinzerreißen tritt ein, wenn gilt:

$$\tau_x = \frac{1}{2} (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y) + \frac{\beta_{z,st}}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\beta_{z,st}} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\beta_{z,st}^2}} \quad (8a)$$

bzw. mit  $k_y = 0$

(8b)

Für die Nachrechnung der Versuche:

$$\text{Sicherheit } \beta_3 = \frac{\tau_x^{\text{Bruch}}}{\tau_x^{\text{vorhanden}}}$$

Hieraus Sicherheit gegen Steinerreißen:

$$\rho_3 = \frac{1}{\gamma_x} \cdot \left[ \frac{1}{2} (k_y + \mu_y \cdot \sigma_y) + \frac{1}{2,3} \cdot \beta_{z,St} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\beta_{z,St}} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\beta_{z,St}^2}} \right] \quad (9a)$$

bzw. mit  $k_y = 0$ :

$$\rho_4 = \frac{1}{\gamma_x} \cdot \left[ \frac{1}{2} \mu_y \cdot \sigma_y + \frac{1}{2,3} \cdot \beta_{z,St} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\beta_{z,St}} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\beta_{z,St}^2}} \right] \quad (9b)$$

Auch hier stellen  $\rho_3$  und  $\rho_4$  Grenzwerte dar: Ist Kohäsion in den Stoßfugen möglich, gilt (9a). Ist die Rotation der Steine jedoch so groß, daß die Stoßfugen reißen, wird  $k_y = 0$  und es gilt (9b).

Der kleinere der  $\rho$ -Werte nach (6a,b) und (9a,b) ist maßgebend. Er gibt gleichzeitig an, nach welchem der Kriterien - Fugenversagen oder Steinerreißen - die Wand versagt.

#### 4. Auswertung der Bruchkriterien und Rißsicherheit

Die Bruchkriterien nach der erweiterten Schubbruchtheorie werden für die 4 Versuche V 02D, V 03D, V 04D und V 11D ausgewertet. In den folgenden Tabellen sind jeweils diejenigen Wandbereiche zahlenmäßig ausgefüllt, die sich als ungünstigste Bereiche ergaben.

Für jedes untersuchte Wandelement sind 4  $\beta$ -Werte angegeben, u. z. nach (6a), (6b), (9a) und (9b):

$\beta_1$	$\beta_3$
$\beta_2$	$\beta_4$

$\beta_1$  = Sicherheit gegen Fugenversagen mit Kohäsion in Stoßfuge

$\beta_2$  = " " " ohne " " "

$\beta_3$  = " " Steinversagen mit " " "

$\beta_4$  = " " " ohne " " "

Die  $\beta$ -Werte bezeichnen eine rechnerische Sicherheit nach folgender Definition:

$$\beta = \frac{\text{Rechn. Bruchspannung } \tau \text{ nach Bruchkriterium gemäß Abschnitt 3}}{\text{vorhandene Spannung } \tau \text{ im Bruchzustand, gerechnet nach Abschnitt 2}}$$

Nach dieser Definition bedeutet:

$\beta < 1$  : Versagen ist in diesem Punkt zu erwarten

$\beta > 1$  : Versagen ist nicht zu erwarten

Versuch V 02 D

KSV 12 / Mörtelgruppe I, Vollsteine mit 3 Grifflöchern  
 Auflast relativ gering, wämlid  $\sim 57\%$  von  $\sigma$

Materialkennwerte:

$$\mu_{\text{Lagerfuge}} = \mu_{\text{Stoßfuge}} = 0,86$$

nach Kleinversuchen

$$\text{Kohäsion Lagerfuge } k_x = 390 \text{ kN/m}^2$$

nach Kleinversuch

$$\text{Kohäsion Stoßfuge angenommen } k_y = \frac{2}{3} k_x = 260$$

Steinzugfestigkeit: Spaltzugfestigkeit im ungeschrägten

$$\text{Bereich: } \beta_{z1} = 970 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{senkrechtlicher Bereich: } \beta_{z2} = 740$$

Die Risse verliefen diagonal durch die Steine, betrafen also den maximal geschrägten Bereich nur sehr gering. Deshalb wird angesetzt:

$$\beta_{z,St} = 0,9 \cdot \beta_{z1} + 0,1 \cdot \beta_{z2} = 950 \text{ kN/m}^2$$

Rißbild im Versuch: Vorent horizontaler Riß in der Lagerfuge oberhalb der 1. Kluft; danach Hauptriß durchgehend diagonal abgetrept, entsprechender zweiter Riß in Gegenrichtung; in der nächsten Laststufe zusätzlich

vereinzelt Steinrisse.

Bruchverhalten nach Bruchtheorie: Zu erwartender Bruch  $\beta_2 < 1$  im mittleren Wandbereich infolge Fugenversagen. Dies entspricht dem beobachteten abgetroppten Ribbild. Minimaler Wert  $\beta_2 = 0,95$  im Element 6/4. Die Sicherheit gegen Steinversagen  $\beta_3$  bzw.  $\beta_4$  ist überall größer 1, lediglich in einem Punkt in der unteren Ecke 2/11 mit  $\beta_4 = 0,98$  kündigt sich ein Steinriß an.

Die  $\beta_1$ -Werte, also Fugenversagen mit Kohäsion in den Stoßfugen, liegen stets über 1, beschreiben das Verhalten also nicht so gut wie die  $\beta_2$ -Werte.

Versuch und Redanwerte stimmen insgesamt gut überein, n.z. sowohl im Charakter der Risse (Fugenversagen) als auch in der Größe der Sicherheitswerte  $\beta_2$  und  $\beta_4$ .

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1												
2				1,26	1,20	1,25	1,24	1,33	1,33			
3				0,99	0,97	1,00	1,07	1,08	1,10			
4				1,35	1,18	1,26	1,16	1,27	1,22			
5				1,10	0,97	1,03	0,96	1,05	1,00			
6				1,40	1,19	1,29	1,15	1,29	1,20			
7				1,16	0,99	1,02	0,95	1,07	0,98			
8					1,27	1,33	1,17	1,34	1,27			
9					1,07	1,11	0,96	1,12	0,99			
10					1,27	1,37	1,20		1,27			
11					1,02	1,16	0,99		1,03			
12				1,30	1,21		1,24		1,36			
13				1,13	1,03		1,03		1,10			
14				1,24	1,23		1,33					
15				1,08	1,04		1,09					
16		1,80	1,39	1,28	1,26	1,19		1,29	1,52			
17		1,65	1,22	1,15	1,12	1,04		1,09	1,23			
18	2,29	1,47	1,17	1,14	1,24	1,23						
19	2,03	1,36	1,05	1,03	1,12	1,07						
20	1,62	1,16	1,06	1,15	1,47	1,63						
21	1,48	1,09	0,98	1,03	1,34	1,36						
22												

Versuch Nr  
V02 D

Legende:  

$\delta_1$	$\delta_3$
$\delta_2$	$\delta_4$

$K_x = 390 \text{ kN/m}$   
 $K_y = 260 \text{ "}$   
 $c_{ux} = 0,86$   
 $c_{uy} = 0,86$   
 $b_{x,St} = 950 \text{ kN/m}$

Versuch V 03 D

KSV 12 / Mörtelgruppe II, Vollsteine mit 3 frifflödem Auflast relativ hoch, mäßig  $\sim 85\%$  von zulö.

Materialkennwerte: Wie Versuch V 02 D

Rißbild im Versuch: Horizontaler Riß in der Fuge über der 1. Steinschicht. Es treten gleichzeitig abgetroppte Fugenrisse und Steinrisse in beiden Diagonalen auf.

Bruchverhalten nach Bruchtheorie: Im mittleren Wandbereich sowohl  $\beta_2$  als auch  $\beta_4 < 1$ , z. B. im Element 6/4  $\beta_2 = 0,91$  und  $\beta_4 = 0,88$ . Das bedeutet zu erwartenden Bruch sowohl als Fugenversagen als auch als Steinversagen. Die  $\beta_1$ - bzw  $\beta_3$ -Werte liegen stets über 1,0, beschreiben die Verhältnisse also schlechter als  $\beta_2$  und  $\beta_4$  für Kohäsion = 0 in den Stoßfugen.

Versuch und Rechnung stimmen insgesamt fast überein, u. z. sowohl im Charakter der Risse (Fugen und Steinversagen) als auch in der Größe der Sicherheitsbeiwerte  $\beta_2$  und  $\beta_4$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1												
2			1,40	1,13	1,17	0,98	1,11	0,98	1,14	1,06		
			1,18	0,90	0,98	0,78	0,94	0,80	0,97	0,88		
3					1,10	1,11	1,02	1,07	1,03	1,11	1,09	
					0,91	0,95	0,84	0,92	0,86	0,95	0,92	
4					1,13	1,06	1,06	1,04	1,08	1,09		
					0,97	0,90	0,91	0,88	0,92	0,92		
5					1,15	1,10	1,09	1,09	1,09	1,14	1,18	1,27
					1,00	0,94	0,94	0,93	0,93	0,97	0,99	1,06
6				1,20		1,14		1,15		1,24		
				1,04		0,98		0,99		1,05		
7				1,18		1,17		1,23				
				1,03		1,02		1,07				
8			1,22		1,15		1,21					
			1,08		1,02		1,07					
9		1,39		1,13	1,15	1,15						
		1,23		1,01	1,04	1,02						
10		1,19	1,23	1,07	1,08	1,18	1,14	1,46				
		1,07	1,14	0,97	0,98	1,07	1,00	1,30				
11		1,57	1,06	1,09	1,07	1,10	1,37					
		1,44	0,98	1,01	0,99	0,99	1,25					
12												

Versuch Nr

V03 D

Legende:

$\delta_1$	$\delta_3$
$\delta_2$	$\delta_4$

$K_x = 390 \text{ kN/m}^2$

$K_y = 260 \text{ "}$

$\mu_x = 0,86$

$\mu_y = 0,86$

$\beta_{x,y} = 950 \text{ kN/m}^2$

Versuch V 04 D

KSV 12 / Mörtelgruppe II, Vollsteine mit 3 Grifflöchern

Auflast sehr hoch, hässlich  $\sim 155\%$  von zul. 5.

Materialkennwerte: Wie Versuch V 02 D

Rißbild im Versuch: Vorent diagonale Steinrisse im mittleren Wandbereich, danach durchlaufende diagonale Steinrisse sowie vereinzelt abgebrochene Fugenrisse.

Bruchverhalten nach Bruchtheorie: Im mittleren Bereich sind die  $f_4$ -Werte stets wesentlich niedriger als die  $f_2$ -Werte. Deshalb ist Steinversagen zu erwarten. Ungünstigster Wert im Element 5/3 mit  $f_4 = 0,74$  gegenüber  $f_2 = 1,05$ . Die  $f_1$ - bzw.  $f_3$ -Werte liegen auch hier höher als die Werte für  $k=0$ .

Versuch und Rechnung stimmen insgesamt gut überein. Der Charakter der Risse als Steinrisse ist deutlich erkennbar. Die  $f_4$ -Werte liegen allerdings relativ niedrig.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
1															
2			1,46	0,94	1,25	0,81	1,18	0,82							
3			1,28	0,76	1,11	0,65	1,04	0,68							
4					1,35	0,97	1,18	0,88	1,13	0,88	1,15	0,93			
5					1,20	0,81	1,05	0,74	1,00	0,75	1,02	0,79			
6							1,27	0,93	1,12	0,90	1,11	0,92	1,17		
7							1,08	0,80	1,00	0,77	0,99	0,78	1,03		
8							1,28	0,98	1,13	0,93	1,10	0,95	1,16		
9							1,16	0,85	1,07	0,80	0,98	0,87	1,02		
10							1,26	1,00	1,14	0,97	1,11	1,00	1,16		
11							1,14	0,87	1,02	0,84	0,99	0,86	1,07		
12							1,26	1,02	1,15	1,02	1,13	1,06	1,18		
13							1,15	0,90	1,03	0,89	0,99	0,92	1,03		
14							1,08	1,24	1,04	1,14	1,06	1,14	1,21		
15							0,96	1,13	0,92	1,03	0,93	1,00	0,99	1,04	
16							1,06	1,27	1,04	1,13	1,10	1,14	1,22		
17							0,95	1,10	0,93	1,07	0,97	0,99	1,07		
18							1,15	1,35	1,04	1,16	1,04	1,08	1,11	1,14	1,32
19							1,03	1,25	0,94	1,05	0,93	0,96	0,98	0,98	1,15
20							1,18	1,35	1,04	1,04	0,95	1,07	1,13	1,12	1,42
21							1,07	1,25	0,94	0,94	0,84	0,89	1,00	0,95	1,23
22															

Versuch Nr  
V04 II

Legende:  

$\delta_1$	$\delta_3$
$\delta_2$	$\delta_4$

$K_x = 390 \text{ kN/m}^2$   
 $K_y = 260$   
 $\mu_x = 0,86$   
 $\mu_y = 0,86$   
 $\rho_{x,y} = 950 \text{ kN/m}^2$

Versuch V 11 D

KSV 20 / Mörtelgruppe  $\bar{M}_9$ , Vollsteine ohne Grifflöcher  
 Auflast relativ gering, nämlich 58% vonzul  $\sigma$ .

Materialkennwerte:

Reibungsbeiwert  $\mu_{\text{Lagerfuge}} = \mu_{\text{Stoßfuge}} = 0,67$  aus Kleinversuchen

Kohäsion Lagerfuge  $k_x = 110 \text{ kN/m}^2$  aus Kleinversuchen

Stoßfuge  $k_y = \frac{2}{3} k_x = 75 \text{ kN/m}^2$  angenommen

Steinzugfestigkeit wird abgeleitet aus der Spaltzugfestigkeit der Steine des Versuchs V 02 D im ungeschrägten

Bereich:  $\beta_{z2} = 740 \text{ kN/m}^2$ . Verhältnis der gemessenen  
 Steindruckfestigkeiten:  $26,1 / 14,7$ . Hieraus

$$\beta_{z, st} = 740 \cdot 26,1 / 14,7 = 1.300 \text{ kN/m}^2$$

Rißbild im Versuch: Fugenversagen, diagonale  
 abgetruppte Fugennisse.

Bruchverhalten nach Bruchtheorie: Die Werte für  
 Fugenversagen  $\beta_2$  liegen weit unter 1, die Werte für  
 Steinversagen sind wesentlich größer als 1. Die Rechnung  
 bestätigt also den Versuch und kündigt Fugenversagen

im gesamten mittleren Bereich an. gleichzeitig ist die Sicherheit gegen Steinversagen relativ groß.

Die Kohäsion in den Stoßfugen tritt sich in diesem Fall nicht besonders aus.

Versuch und Rechenwerte stimmen insgesamt gut überein, m.z. sowohl im Charakter der Risse (Fugenversagen) als auch in der Größe der Sicherheitsbeiwerte.

Für alle Versuche gilt, daß die Zahlenwerte in der untersten und obersten teile mit Vorsicht zu betrachten sind, da sich hier möglicherweise die Steifigkeit der Randbalken aus Stahlbeton in einer Weise auswirkt, die durch die Rechnung nicht voll erfaßt ist.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1														
2				0,96	1,41	0,91	1,35	0,92	1,39					
3				0,90	1,33	0,86	1,28	0,87	1,32					
4				1,04	1,52	0,91	1,36	0,87	1,32	0,89	1,36			
5				0,98	1,45	0,86	1,29	0,82	1,26	0,84	1,30			
6					0,94	1,39	0,87	1,32	0,86	1,33	0,90	1,43		
7					0,89	1,33	0,82	1,26	0,81	1,27	0,85	1,36		
8						0,88	1,34	0,85	1,34	0,88	1,44			
9						0,83	1,28	0,80	1,28	0,82	1,38			
10						0,90	1,37	0,85	1,38	0,86	1,49			
11						0,85	1,37	0,80	1,32	0,81	1,42			
12						0,91	1,40	0,85	1,43	0,86	1,56			
13						0,86	1,34	0,80	1,37	0,80	1,49			
14						0,91	1,44	0,85	1,49	0,85	1,64	0,90	1,96	
15						0,87	1,38	0,80	1,42	0,79	1,57	0,83	1,86	
16					1,04	1,48	0,91	1,46	0,85	1,54	0,83	1,73	0,87	2,14
17					0,99	1,42	0,86	1,40	0,79	1,47	0,77	1,66	0,81	2,04
18					1,03	1,48	0,90	1,48	0,82	1,57	0,82	1,84	0,89	2,39
19					0,98	1,42	0,85	1,42	0,77	1,51	0,75	1,76	0,80	2,28
20					1,04	1,49	0,83	1,47	0,80	1,63	0,77	1,92	0,88	2,75
21					0,99	1,44	0,79	1,36	0,74	1,56	0,70	1,84	0,78	2,62
22														

Versuch Nr  
V M D

Legende:  

$\delta_1$	$\delta_3$
$\delta_2$	$\delta_4$

$K_x = 110 \text{ kN/m}^2$   
 $K_y = 75 \text{ "}$   
 $c_{ux} = 0,67$   
 $c_{uy} = 0,67$   
 $\rho_{z, st} = 1300 \text{ kN/m}^2$