

Ausführung von Mauerwerk mit Stumpfstoßen in den Wandecken bis zu 6 Vollgeschossen

(Masonry Laid up to a Maximum of Six Full Floors with Butt-jointed Wall Corners)

Dr.-Ing. E. Wiegand, Obering. in der Ingenieursozietät BGS,
6000 Frankfurt/Main. (Deutschland)

1. Einführung

Nach geltender Mauerwerksnorm [1, Ziff. 3.1] wird gefordert, daß die Standsicherheit gemauerter Bauten durch aussteifende Wände und Decken ausreichend gesichert sein muß. In [1, Ziff. 3.3.1] wird hierzu näheres ausgeführt:

" Die aussteifenden Wände sollen mit den auszusteifenden tragenden Wänden gleichzeitig hochgeführt und mit ihnen im Verband gemauert werden". Da ein gleichzeitiges Hochführen der in einer Wandecke oder kreuz zusammenlaufenden Wände sehr oft auf der Baustelle den Arbeitsfluß stört und deshalb nicht praktikabel ist, greift man auf die liegende Verzahnung (Abtreppung), die als gleichzeitiges Hochführen gilt, zurück. Dies gilt für jedes Geschoß, in dem gemauerte Wände errichtet werden.

Bisher wurde diese traditionelle Ausführung als notwendig hingenommen. In früheren Jahrzehnten, wo die Geschoßdecken überwiegend als Holzbalkendecken oder aus ähnlichen Decken, die in ihrer Ebene für die Abtragung von Horizontallasten nicht als Scheibe herangezogen werden können, ausgeführt wurden, hatte das Verbandsmauerwerk in den an den Stoßstellen zusammenlaufenden Wänden seine volle Berechtigung. Seit Anfang der 50er Jahre kommen - vor allem im Wohnungsbau - für die Geschoßdecken hauptsächlich Ortbetondecken oder aus Betonfertigteilen zusammengesetzte Decken, die durch Ringanker und Fugenbewehrung zu einer starren Scheibe zusammengefaßt werden, zur Ausführung.

Durch diese in horizontaler Richtung als nahezu starre Scheiben wirkenden Geschoßdecken ist es möglich, auch Mauerwerksbauten ohne Verband an den Stellen aneinander stoßender Wände auszuführen. Dieses Vorgehen ist gemäß [1, Ziff. 3.3.2] erlaubt, wo es unter anderem heißt: " Ist das gleichzeitige Hochführen der tragenden und der aussteifenden Wände besonders schwierig, so sind statisch gleichwertige Maßnahmen zu treffen."

Im Zeichen immer weiter steigender Lohnkosten zur Errichtung eines Bauwerkes sind die Bemühungen um eine lohnkostensparende Rationalisierung im verstärkten Maße im Gange. Eine solche Rationalisierung wird erzielt, wenn bei den Mauerwerksbauten für Wohnzwecke auf ein Verbandsmauerwerk zwischen Außen- und Innenwänden, sowie bei den Innenwänden untereinander verzichtet wird, d.h., die Wände werden dort stumpf gestoßen. Dies hat neben dem wirtschaftlichen, den großen konstruktiven Vorteil, daß aufeinanderstoßende Wände mit unterschiedlichen Steinformaten errichtet werden können.

Im Auftrag des Bundesverbandes Kalksandsteinindustrie e.V. wurden im Rahmen der Aufstellung einer statischen Typenberechnung für ein charakteristisches Wohngebäude (Bild 1) bis zu 6 Vollgeschossen die Voraussetzungen und Bedingungen für die Anwendung des stumpfgestoßenen Mauerwerks in den Wandecken erarbeitet. Für die Anwendung in der Praxis wurde ein Typenblatt (Bild 2), das die wichtigen zu beachtenden Daten enthält, entwickelt und von einem Prüfamt typengeprüft. Für Kellermauerwerk wurde schon im Jahre 1976 im Wege einer Typenprüfung das Stumpfstoßmauerwerk eingeführt; die Anzahl der darüber stehenden Vollgeschosse in herkömmlicher Ausführung ist allerdings hierfür beschränkt und beträgt ca. 2 Vollgeschosse.

In den folgenden Abschnitten werden im einzelnen die statischen und konstruktiven Grundsätze mitgeteilt, die bei der Anwendung von Stumpfstoßmauerwerk in den Geschossen über dem Keller zu beachten sind.

2. Beschreibung des typengeprüften Stumpfstoßmauerwerks

Das Mauerwerk unterscheidet sich von dem herkömmlichen Mauerwerk dadurch, daß in den Wandecken der Verband fehlt (Stumpfstoß). Dieses Mauerwerk eignet sich vor allem im Wohnungsbau mit der üblichen Geschoßhöhe von $h = 2,75 \text{ m}$, wo in beiden Richtungen genügend Wände durchlaufen. Wegen des sauberen und glatten Abschlusses an den Stoßstellen aufeinanderstoßender Wände werden die geschoßhohen Stoßfugen voll vermörtelt.

3. Statische Nachweise

Es sind folgende Nachweise in statischer Hinsicht notwendig:

3.1 Horizontale Gebäudeaussteifung

Das Gebäude muß in beiden Richtungen durch eine ausreichende Anzahl von Wänden ausgesteift sein, um Windkräfte und Horizontalkräfte aus Lotabweichung des Gebäudes gemäß [1, Ziff. 3.1_7] aufnehmen zu können. Wegen der Stumpfstoße in den rechtwinklig aufeinanderstoßenden Wänden beteiligen sich an der Horizontalaussteifung des Gebäudes in der jeweiligen Richtung vorwiegend nur gerade Einzelwände. Eine gewisse Verdübelungswirkung der über die Stumpfstoßstellen hinweg geführten Decken kann vernachlässigt werden; diese Vernachlässigung liegt auf der sicheren Seite. Weiterhin wird unterstellt, daß für den Fall, daß der Schwerpunkt der Trägheitsmomente der in einer Richtung fallenden Einzelwände nicht mit dem Lastschwerpunkt der Horizontalkräfte zusammenfällt, die hieraus resultierenden Verdrehungsmomente von den Wänden rechtwinklig zur Windrichtung aufgenommen werden können. Diese Unterstellung ist bei üblichen Wohnhausgrundrissen nach aller Erfahrung in der Regel gegeben. Die Decken sind wegen ihrer Verteilungsfunktion der Horizontallasten auf die jeweiligen Einzelwände als starre Scheiben auszubilden; dies ist bei Massivdecken und Fertigteildecken, deren Einzelteile durch umlaufende Ringanker und Fugeneisen zu einer Scheibe zusammengehalten werden, stets erfüllt.

Die Horizontalkräfte, und als Folge davon die Biegemomente, sind im Verhältnis der Trägheitsmomente der Einzelwände zur Summe aller Trägheitsmomente auf die einzelnen Wände aufzuteilen.

Über die Forderungen nach [1] hinaus sind die Steifigkeit und die Stabilität des Gebäudes nach [3 Ziff. 15.8] nachzuweisen.

$$M_{(i)} = \frac{M_G \cdot I_{(i)}}{\sum_1^n I_{(i)}} \quad (1)$$

und

$$Q_{(i)} = \frac{Q_G \cdot I_{(i)}}{\sum_1^n I_{(i)}} \quad (2)$$

Es bedeuten:

M_G = Gesamtmoment in einer Richtung

Q_G = Gesamte Horizontalkraft in einer Richtung (z.B. in x- oder y Richtung)

$M_{(i)}$, $Q_{(i)}$, $I_{(i)}$ = Moment, Querkraft und Trägheitsmoment der i-ten Wand

n = Gesamtzahl der in einer Richtung vorhandenen, geraden Wände.

Die von den Biegemomenten in den Einzelwänden hervorgerufenen vertikalen Normalspannungen σ_v^H betragen

$$\sigma_{Wmax(i)}^H = \pm \frac{M_{(i)}}{W_{(i)}} \quad (3)$$

Hierbei bedeutet $W_{(i)}$ das Widerstandsmoment der i-ten Wand.

Bei der Spannungsermittlung σ_v darf von einer geradlinigen Spannungsverteilung ausgegangen werden. Die Verteilung der Schubspannungen in der Wand erfolgt nach der technischen Biegelehre mit dem Maximalwert in Wandmitte von

$$\tau_{\max(i)} = 1,5 \cdot \frac{Q(i)}{F(i)} \quad (4)$$

$F(i)$ bedeutet Querschnittsfläche der i-ten Wand.

Über die Wandlänge sind die Schubspannungen parabolisch verteilt mit $\tau = 0$ an den Wandenden.

Ist ein Gebäude bis zu maximal 6 Vollgeschossen mit so vielen Wänden in beiden Richtungen ausgesteift, daß als Folge davon durch die Horizontalkräfte im Vergleich zur Tragfähigkeit der Wände nur geringe Spannungsspitzen $\sigma_v \max$ in den Wänden hervorgerufen werden, so kann der Nachweis der Horizontalaussteifung vernachlässigt werden. Um der Praxis ein Kriterium an die Hand zu geben, von wo an ein Nachweis der Horizontalaussteifung entbehrlich ist, soll die Bedingung eingeführt werden, daß die Spannung $\sigma_v \max$ infolge der Windbelastung in der am ungünstigsten beanspruchten Einzelwand nichtmehr als 100 kN/m^2 [1 kp/cm^2] beträgt. Da in der Wand mit der größten Länge auch die maximale Beanspruchung $\sigma_v^{\#}$ entsteht, gilt:

$$\frac{b}{\sum_1^n J(i)} \cdot \frac{M_G}{b} \cdot \frac{l}{2} \leq 100 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Es bedeuten:

b = Gebäudebreite rechtwinklig zur jeweiligen Windrichtung (x-, y-Richtung)

l = größte Wandlänge der in Windrichtung liegenden Wände.

Trägt man in einem Diagramm auf der Ordinate den Wert $b/\sum \ell_{(i)}$ und auf der Abszisse den Wert ℓ auf, so erhält man für jede gewählte Geschoßzahl eine Kurve (Bild 2). Es kann auf einen Nachweis der Gebäudeaussteifung verzichtet werden, wenn der Schnittpunkt des Wertepaares $b/\sum \ell_{(i)}$ und ℓ unterhalb der zutreffenden Geschoßkurve zu liegen kommt.

3.2 Vertikale Lastabtragung

Durch das fehlende Verbandsmauerwerk in den Wandecken sind die Wände nach [1] in der Wandebene als nicht ausgesteift anzusehen; die Wände sind nur in Höhe der Deckenebenen zweiseitig gehalten.

Die Höhe der zulässigen Normalspannung σ_v wird von der Wand-schlankheit $= h^*/d$ bestimmt; es sind hierfür die nach [1, Tab. 11] angegebenen Werte maßgebend. Es bedeuten h^* die Geschoßhöhe abzüglich der Deckendicke und d die Wanddicke. Bei einer Geschoßhöhe von $h = 2,75$ m ergibt sich bei einer $17,5$ cm dicken Wand und einer Deckendicke von z.B. 16 cm eine Schlankheit $\lambda = 259/17,5 = 14,8$.

Hieraus ergibt sich die Konsequenz, daß Wände mit $d < 17,5$ cm bei Mauerwerk mit Stumpfstößen nicht mehr ausgeführt werden können.

Die aus der Vertikallast resultierende Spannung ergibt sich allgemein in der i -ten Wand zu

$$\sigma_{v(i)} = \frac{N_{(i)}}{F_{(i)}} \quad (6)$$

$N_{(i)}$ bedeutet Vertikallast in der i -ten Wand.

$F_{(i)}$ bedeutet Querschnittsfläche der i -ten Wand.

Lastexzentrizitäten können im allgemeinen vernachlässigt werden, da sich diese über alle Wände eines Geschosses ausgleichen.

3.3 Überlagerung von vertikaler und horizontaler Lastabtragung

Aus der Überlagerung der lotrechten Normalspannungen G_v aus Vertikalbelastung nach Gleichung (6) und G_v^H aus Horizontalbelastung nach Gleichung (3) ergibt sich im allgemeinen eine ungleichmäßige Verteilung der Spannungen über die Wandlänge. Es wird daher vorgeschlagen, den Standsicherheitsnachweis an einem 1 m langen Wandstück mit der größten Beanspruchung bezüglich der Normalspannung zu führen, wobei dem Nachweis die mittlere Spannung G_v^{V+H} in diesem Wandstück zugrunde gelegt werden darf (Bild 3).

Voraussetzung für den vorgeschlagenen Nachweis ist, daß das Spannungsgefälle ΔG_v in dem 1 m langen Wandstück nicht größer als 200 kN/m^2 (2 kp/cm^2) ist. Wird das Spannungsgefälle $\Delta G_v > 200 \text{ kN/m}^2$, so ist dem Nachweis ein kürzeres als 1 m langes Wandstück zugrunde zu legen.

Da im allgemeinen neben den Beanspruchungen in vertikaler Richtung G_v noch Schubspannungen τ aus den Horizontallasten auftreten, ist es im allgemeinen notwendig, daß noch ein zusätzlicher Nachweis geführt wird. Der Nachweis besteht darin, daß die im Rechteckquerschnitt infolge Normal- und Schubspannungen auftretenden Hauptzugspannungen vorgegebenen Werte nach [1, Ziff. 7.4.4.2] nicht überschreiten.

Ein Klaffen der für die Horizontalaussteifung herangezogenen Wände wird ausgeschlossen, d.h., die bei der Überlagerung von Normalspannungen aus Vertikal- (Eigengewicht) und Horizontallast auftretende Normalspannung am minder belastenden Rand der Wand muß die Bedingung

$$G_{vmin}^{V+H} \geq 0 \quad (7)$$

erfüllen.

Dies bedeutet im vorliegenden Fall von Rechteckquerschnitten, daß der Nachweis zur Ermittlung der in dem Wandquerschnitt auftretenden maximalen Hauptzugspannung in Wandmitte zu führen ist. Das nachfolgende Bild 4 verdeutlicht diesen Sachverhalt.

Die Wandlänge der zur Horizontalaussteifung herangezogenen Wände muß mindestens 2,50 m betragen.

Für Pfeiler und Wände, die nicht für die Horizontalaussteifung herangezogen werden, ist nur ein Nachweis mit der Schubspannung $\tau = 0$ zu führen.

Nach [1] dürfen Zugspannungen senkrecht zu den Lagerfugen nicht in Rechnung gestellt werden.

3.4 Beanspruchungen aus Erdbeben

Für Gebäude, die in Erdbebengebieten erstellt werden, sind außer den vorgenannten Lasten noch Lasten aus Erdbebenwirkung zu berücksichtigen.

Beim Nachweis der Mauerwerkswände darf auf eine gleichzeitige Berücksichtigung von Wind- und Erdbebenlasten verzichtet werden. Es genügt daher, wenn für die Erdbebeneinwirkung der Lastfall "lotrechte Lasten (Eigengewicht + Verkehr) und Horizontallasten aus Erdbeben" untersucht wird.

Nach [4 S. 382] wird hierbei die Verkehrslast auf 0,50 kN/m² (50 kp/cm²) reduziert. Weiterhin dürfen die für die Horizontalaussteifung herangezogenen Wände bei Erdbebeneinwirkung höchstens bis zur Mitte klaffen. Die in den einzelnen Wandquerschnitten auftretenden Maximalwerte für Normal- und Hauptzugspannung dürfen die zul. Werte nach [1, Tab. 11] bzw. [1, Ziff. 7.4.4.2] um 50% überschreiten.

Wie der Nachweis an einem charakteristischen Wohngebäude zeigt, ist es prinzipiell möglich, Mauerwerksbauten auch in Erdbebengebieten zu errichten. So ist eine Ausführung für die Mehrzahl der zu errichtenden Wohngebäude bis zu drei Geschossen in Erdbebengebieten der Zone I bis IV möglich, während der Errichtung von Wohngebäuden mit mehr als drei

Geschossen - von wenigen Ausnahmen abgesehen - in Erdbebengebieten der Zone I bis III möglich ist.

3.5 Verdübelungswirkung der Decken an den Stoßstellen

Im Rahmen der Typenprüfung war unter anderem der Frage nachzugehen, in welchem Maße die über die Stoßstellen hinweglaufenden Decken durch aus unterschiedlicher Vertikalbelastung hervorgerufenen Verformungsdifferenzen und durch aus Horizontalbelastung aktivierter Verdübelungswirkung beansprucht werden. Da eine rechnerische Lösung des anstehenden Problems mit herkömmlichen, mechanischen Lösungsmethoden nicht möglich erscheint, wurde - um die Größenordnung der Zusatzbeanspruchungen in den Decken an den Stoßstellen zu ermitteln - für ein Wandkreuz (Bild 5) mit 6 Geschossen eine rechnerische Untersuchung nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Die vertikale Belastung der Außen- und Innenwand des Wandkreuzes (Bild 6) aus den Geschoßdecken wurde so gewählt, daß sich hieraus ein ungünstiger Grenzfall für die vertikale Verformungsdifferenz zwischen Innen- und Außenwand ergibt. Die Dicke der Stahlbetondecken wurde mit $d = 15 \text{ cm}$, das Belagsgewicht mit $g = 1 \text{ kN/m}^2$ (100 kp/m^2) und die Verkehrslast mit $2,75 \text{ kN/m}^2$ (275 kp/m^2) berücksichtigt. Als Mauerwerksgüte wurde die Steinfestigkeitsklasse 12 mit Mörtelgruppe II/II a zugrunde gelegt, mit einem spezifischen Gewicht der Steine von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (1800 kp/m^3). Der Verformungsmodul für das Mauerwerk wurde gemäß [1,7] mit 5000 N/mm^2 und der der Decken bei einer Betongüte von B 25 mit 30000 N/mm^2 gewählt. Die Höhe der Horizontalbelastung in jeder Geschoßebene wurde so gewählt, daß im untersten der 6 Geschosse die mittlere Schubspannung, bezogen auf die Innenwandlänge $\tau_m = 100 \text{ kN/m}^2$ (1 kp/cm^2) (Horizontalkraft dividiert durch Länge und Dicke der Wand) auftritt. Wie die Erfahrung mit gemauerten Wohnhäuser zeigen, liegen in der Mehrzahl der für die Horizontalaussteifung herangezogenen Wände die mittleren Schubspannungen unterhalb 100 kN/m^2 (1 kp/cm^2).

Die entstehenden Zusatzbeanspruchungen in den Decken sind in Bild 7 dargestellt. Danach liegen die Schubbeanspruchungen in einer Größenordnung, für die keine Schubsicherung notwendig ist. Für die Aufnahme der Biegemomente genügen jeweils an der Ober- und Unterseite der Decken Zulageeisen von 2 Ø 10 der Güte 420/500 im Bereich der Stoßstellen (Bild 8). In den beiden oberen Geschossen genügen Zulageeisen von 2 Ø 8. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß bei der Ausführung von unterschiedlichem Mauerwerk (Mischmauerwerk, z.B. unterschiedlich zwischen Innen- und Außenwänden) hinsichtlich der Materialwerte wie Steinfestigkeitsklasse, Schwinden und Kriechen, die dadurch in den Geschoßdecken bewirkten vertikalen Kräfteumlagerungen so groß werden können, daß als Folge davon für den Lastfall Eigengewicht im Bereich der Stoßstellen in den Lagerfugen Zugspannungen auftreten, die zu Rissen führen können. Besonders davon betroffen sind die Stellen direkt unterhalb der Decke. Auch bei Verbandsmauerwerk in den Wandecken liegt nahezu der gleiche Sachverhalt vor [5]. In erster Linie besteht die Gefahr entstehender Risse im Mauerwerk, wenn die an der Stoßstelle zusammenlaufenden Wände wesentlich unterschiedlich schwinden. Andererseits kann die Gefahr entstehender Risse durch stark unterschiedliches Schwinden der in einer Ecke zusammenlaufenden Wände reduziert werden, wenn die elastischen Eigenschaften der Wände (Elastizitätsmodul) entsprechend unterschiedlich sind. So wäre es z.B. bei einem Wandkreuz (Außen- Innenwand), wo die Innenwand wesentlich mehr schwindet als die Außenwand, zur Vermeidung von Rissen im Mauerwerk sinnvoll, wenn der Elastizitätsmodul der Innenwand wesentlich höher ist als der der Außenwand. Hierdurch wird der Grad der Kräfteumlagerung entscheidend herabgesetzt. Wegen der in den unteren Geschossen höheren Auflast treten die Risse vornehmlich in den oberen Geschossen auf. Das Kriechvermögen der Wände hat ebenfalls Einfluß, tritt jedoch hinter dem Einfluß Schwinden zurück.

4. Konstruktive Grundsätze

- 4.1 Wegen der Stumpfstoße in den Wandecken sind die einzelnen geraden Wände nur oben und unten zweiseitig gehalten. Insofern kommt der horizontalen Halterung der Wände in Höhe der Deckenaufleger erhöhte Bedeutung zu. Als Mindestauflagertiefe der Decken auf den Wänden ist 17,5 cm zu wählen. Dadurch wird eine horizontale Halterung in den Deckenauflagern sichergestellt.
- 4.2 Bestehen die Geschoßdecken nicht aus Ortbeton sondern aus Fertigteilen, so ist in Anlehnung an [3] der Ringanker auf mindestens 30 kN Zugkraft zu bemessen.
- 4.3 Wird die Dachdecke als Flachdecke ausgeführt, so sind die Wände am oberen Rand durch Ringbalken, die im einzelnen nachzuweisen sind, gegen seitliches Ausweichen zu halten.
- 4.4 Es ist darauf zu achten, daß innerhalb eines Geschosses die Innen- und Außenwände nahezu gleiche Materialeigenschaften besitzen. Dies bezieht sich vor allem auf das Schwinden der Einzelwände.

5. Möglichkeiten der Anwendung des stumpfgestoßenen Mauerwerks

Nach der für einen charakteristischen Wohnhausgrundriss mit 6 Vollgeschossen durchgeführten Typenberechnung lassen sich folgende Ergebnisse mitteilen:

5.1 Innenwände

Nach [1, Tab. 2] dürfen unter bestimmten Bedingungen 17,5 cm dicke Wände nur bis zu 4 Vollgeschossen (von oben gezählt) ausgeführt werden. Aus den durchgeführten Untersuchungen ergibt sich, daß 17,5 cm dicke Wände bis zu 4 Vollgeschossen in statischer Hinsicht in den Steinfestigkeitsklassen 12 (150) bis 28 (350) und den MGr. II, IIa und III ausführbar sind.

5.2 Außenwände

Außenwände sind in der Regel mindestens 24 cm dick. Im Falle von zweischaligen Außenwänden kann die tragende Innenschale mit $d = 17,5$ cm je

nach Anzahl der Vollgeschosse in den Steinfestigkeitsklassen 12 (150), 20 (250) und 28 (350) mit den Mörtelgruppen II, IIa und III ausgeführt werden.

6. Zusammenfassung

Nach den durchgeführten statischen Untersuchungen für ein charakteristisches Wohngebäude läßt sich feststellen, daß bei üblichen Wohngebäuden bis zu 6 Vollgeschossen Mauerwerkswände, die in den Ecken stumpf gestoßen sind, nach [1] in statischer Hinsicht ausgeführt werden können. Die Mindestdicke der Einzelwände muß dabei mindestens 17,5 cm betragen.

Summary

The structural analysis of a typical residential building has shown that for normal residential buildings with up to 6 full floors masonry walls which are butt-jointed in the corners conform to the structural requirements of (1). In this case, the thickness of the individual walls must not be less than 17.5 cm.

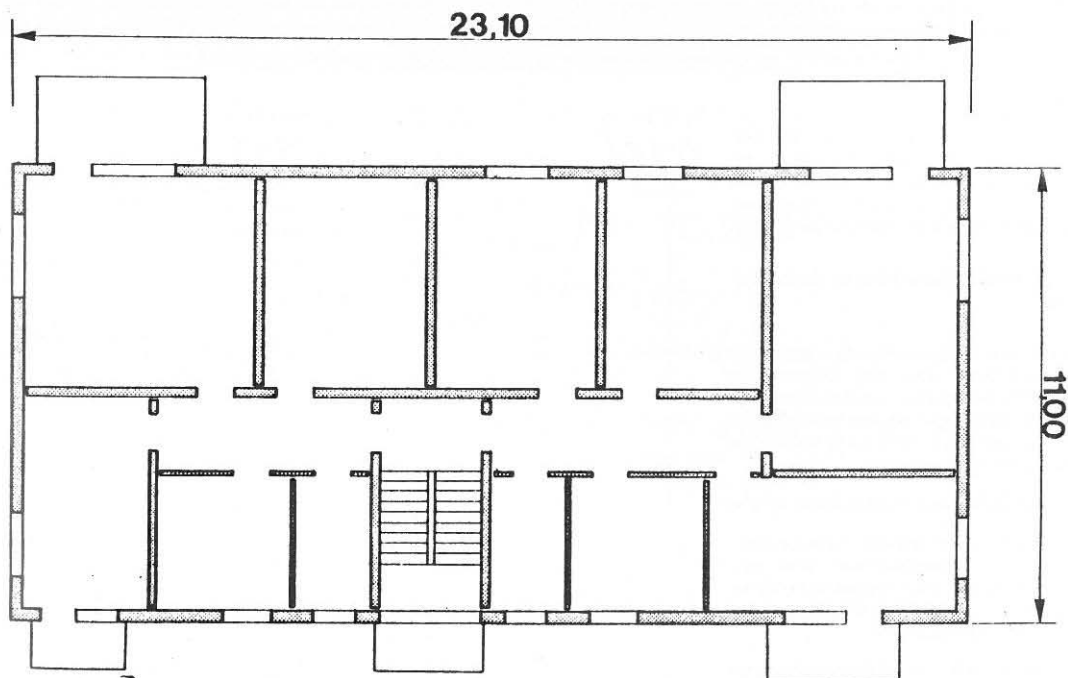


Bild 1

Mauerwerk aus Kalksandsteinen (KS) mit Stumpfstoß für Wohngebäude bis zu 6 Vollgeschossen

1 Normen und Zulassungen

DIN 106 – Kalksandsteine

Teil 1 (Ausg. Sept. 1980)

- KS-Vollsteine
- KS-Lochsteine (KSL)
- KS-Blocksteine
- KS-Hohlblocksteine (KSL)

Teil 2 (Ausg. Nov. 1980)

- KS-Vormauersteine und Verblender

Zulassungsbescheide für von der Norm abweichende Steinformate

2 Nachweise wegen Stumpfstoß

Der statische Nachweis bei Vertikalbelastung aller Außen- und Innenwände ist wegen des Stumpfstoßes stets für zweiseitig gehaltene Wände zu führen. Wegen der fehlenden Knickaussteifung ist die Verwendung von Ersatzschlankheiten zur Ermittlung der zulässigen Druckspannungen für Mauerwerk unzulässig.

Tafel 1: Zulässige Tragfähigkeit einer KS-Wand in kN/m Wandlänge gemäß DIN 1053, Abschnitt 7.4.2. (Wände ≤ 24 cm) bei mittlerer Belastung und zweiseitiger Halterung

Steinart		KSL						KSL/KS						KSL/KS						KS													
Steingüte		6						12						20						28													
h _k		2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70								
Mörtelgruppe	II	11,5							38	nicht zulässig						53	nicht zulässig						65	55	45	35	nicht zulässig						
									42							65							55	45	35								
									53							91							78	68	58								
	IIa	17,5							160	140	130	120	110	100	90	80	217	193	178	163	148	135	125	115	297	263	238	213	188	167	152	137	
									195	175	160	145	130	117	107	97	257	228	208	188	168	150	135	120	337	298	268	238	208	185	170	155	
									217	193	178	163	148	135	125	115	297	263	238	213	188	167	152	137	400	350	320	290	260	235	215	195	
	IIa	24	216	216	216	216	216	201	186	171	288	288	288	288	288	268	248	228	384	384	384	384	384	359	334	309	528	528	528	528	493	458	423
			240	240	240	240	240	225	210	195	336	336	336	336	336	316	296	276	456	456	456	456	456	426	396	366	600	600	600	600	560	520	480
			288	288	288	288	288	268	248	228	384	384	384	384	384	359	334	309	528	528	528	528	528	493	458	423	720	720	720	720	670	620	570

h_k = lichte Geschoßhöhe (Wandhöhe) in m.

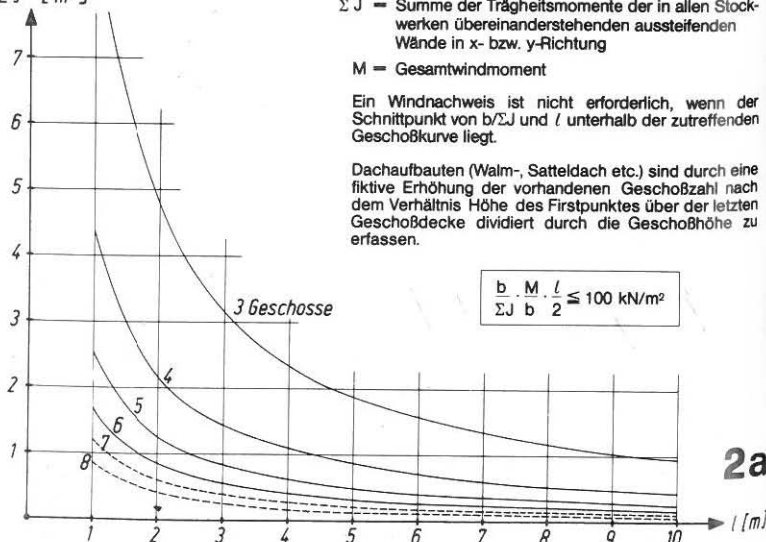
Der Nachweis der Horizontalaussteifung gegen Wind und Lotabweichung nach DIN 1045 Abschnitt 15.8.2. ist in jedem Einzelfall zu erbringen. Die Horizontalkräfte müssen in beiden Richtungen von geraden Wänden (keine zusammengesetzte Querschnitte) aufgenommen werden.

Auf einen Windnachweis kann verzichtet werden, wenn

- es sich um einen quaderförmigen Baukörper mit Flachdach oder mit Dachneigung $\alpha \leq 50^\circ$ handelt, dessen Aussteifungswände in beiden Richtungen so gleichmäßig verteilt sind, daß sie durch Wind kaum auf Torsion beansprucht werden und
- die Bedingung nach Tafel 2 erfüllt ist und
- von den tragenden Wänden in beiden Richtungen der Gebäudeachsen eine ausreichende Anzahl von Außenwand zu Außenwand oder von Außenwand zur tragenden Innenwand durchläuft und
- am Bauort nicht mit außergewöhnlichen Windlasten zu rechnen ist.

Tafel 2:

$$\frac{b}{\Sigma J} \left[\frac{1}{m^3} \right]$$



Unter erhöhtem Windsog am oberen Rand (Erg. Best. zu DIN 1055 Bl. 4, März 1969) dürfen die nur oben und unten gehaltenen Außenwände höchstens bis zur Querschnittsmitte aufklaffen. Dies ist sichergestellt, wenn am Kopf der Außenwand (unter der obersten Decke) mindestens die in Tafel 3 angegebene Auflast ständig wirkt.

Tafel 3: Erforderliche Auflast aus ständiger Last in kN/m am Kopf der Außenwand im obersten Geschoß

lichte Geschoß- höhe h_{GK} in m	Gebäudehöhe bis 8 m			Gebäudehöhe von 8 bis 20 m		
	Wanddicke in cm			Wanddicke in cm		
	17,5 ¹⁾	24	30	17,5 ¹⁾	24	30
2,30	4,47	2,22	0,78	8,12	4,88	2,91
2,40	4,66	2,34	0,86	8,44	5,10	3,07
2,50	4,85	2,46	0,94	8,76	5,31	3,22
2,60	5,04	2,58	1,02	9,08	5,53	3,37
2,70	5,22	2,70	1,09	9,39	5,74	3,53

¹⁾ nach DIN 1053 Bl. 1 Abschn. 5.2.1. nur als Innenscheile von zweischaligen Außenwänden zulässig.

3 Konstruktion

Alle Außenwände sind im Verband zu mauern. Beim Anschluß von Innenwänden und bei der Verbindung von Innenwänden untereinander wird das nach DIN 1053 Abschn. 3.3.2. geforderte gleichzeitige Hochführen der tragenden und der aussteifenden Wände durch folgende statisch gleichwertige Maßnahmen ersetzt:

- 3.1 Stumpfstoße sind schichtweise zu vermörteln und druckflüssig auszuführen (Bild 1).
- 3.2 Geschoßdecken sind als Scheiben auszubilden, deren statische Höhe an jeder Stelle mindestens 4 m beträgt.
- 3.3 Innerhalb eines Geschosses dürfen jeweils für Innen- und Außenwände nur Steine einer Festigkeitsklasse vermauert werden.
- 3.4 Die Auflagertiefe der Decken muß mindestens $t \geq 17,5$ cm betragen oder Wandstärke bei Wänden mit $d \leq 17,5$ cm.
- 3.5 Anordnung einer Verdübelungsbewehrung in den Stahlbetongeschoßdecken oberhalb der Stumpfstoße (Bild 3).
- 3.6 Die außenliegende Ringbewehrung in den Geschoßdecken ist für mindestens 30 kN Zugkraft zu bemessen.

4 Erdbebensicherheit

Für Gebäude mit stumpf gestoßenen Innenwänden ist, abweichend von DIN 4149 Abschn. 6, die Erdbebensicherheit grundsätzlich rechnerisch nachzuweisen. Der Nachweis darf nur entfallen, wenn es sich um Bauten handelt

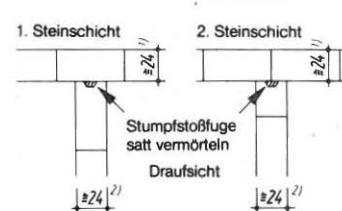
- in Erdbebenzone 1 oder 2
- mit höchstens zwei Vollgeschossen über einem Untergeschoß

und wenn

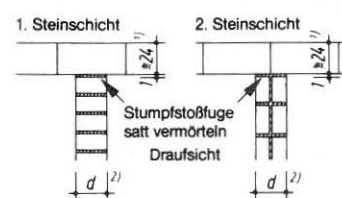
- die Bedingungen aus DIN 4149 Abschn. 6 erfüllt sind.

Bild 1: Ausführung des Stumpfstoßes Außenwand - Innenwand bzw. Innenwand - Innenwand

a) Stumpfstoß mit KS-Hohlblocksteinen



b) Stumpfstoß mit KS-Voll- und KS-Lochsteinen



¹⁾ Wanddicke nach DIN 1053, Abschnitt 3.2.2.
²⁾ Wanddicke nach DIN 1053, Tabellen 2 und 3

Bild 2: Ringbalken über den Wänden des obersten Geschosses

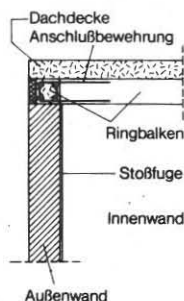
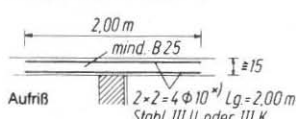


Bild 3: Verlegeplan für die Verdübelungsbewehrung im Bereich des Stumpfstoßes

a) Stumpfstoß bei Innenwänden oder gegen aus-springende Außenwand



Auflast

Grundriß 1

Grundriß 2

Grundriß 3

Grundriß 4

Grundriß 5

Grundriß 6

Grundriß 7

Grundriß 8

Grundriß 9

Grundriß 10

Grundriß 11

Grundriß 12

Grundriß 13

Grundriß 14

Grundriß 15

Grundriß 16

Grundriß 17

Grundriß 18

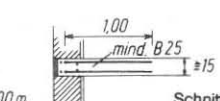
Grundriß 19

Grundriß 20

Grundriß 21

Grundriß 22

b) Stumpfstoß gegen Außenwand



Schnitt

Grundriß 1

Grundriß 2

Grundriß 3

Grundriß 4

Grundriß 5

Grundriß 6

Grundriß 7

Grundriß 8

Grundriß 9

Grundriß 10

Grundriß 11

Grundriß 12

Grundriß 13

Grundriß 14

Grundriß 15

Grundriß 16

Grundriß 17

Grundriß 18

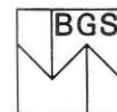
Grundriß 19

Grundriß 20

Grundriß 21

Grundriß 22

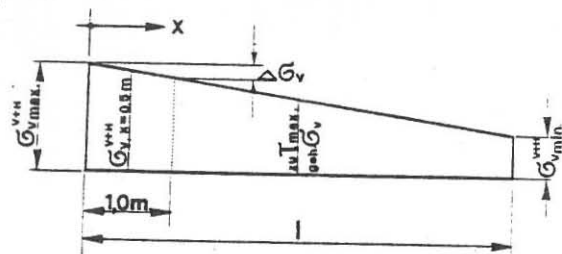
¹⁾ in den beiden obersten Decken genügt Ø 8



Aufgestellt:

Ingenieursozietät BGS
Beratende Ingenieure für Bauwesen
Frankfurt (Main)

Normalspannungsverlauf



Schubspannungsverlauf

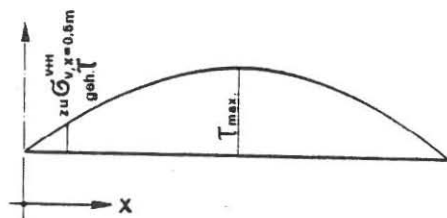


Bild 3

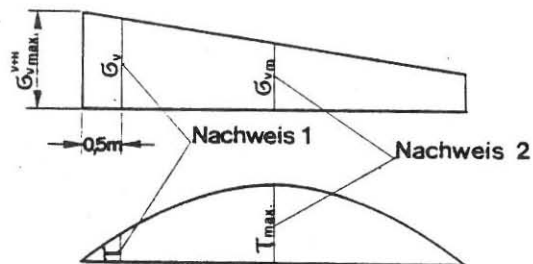


Bild 4

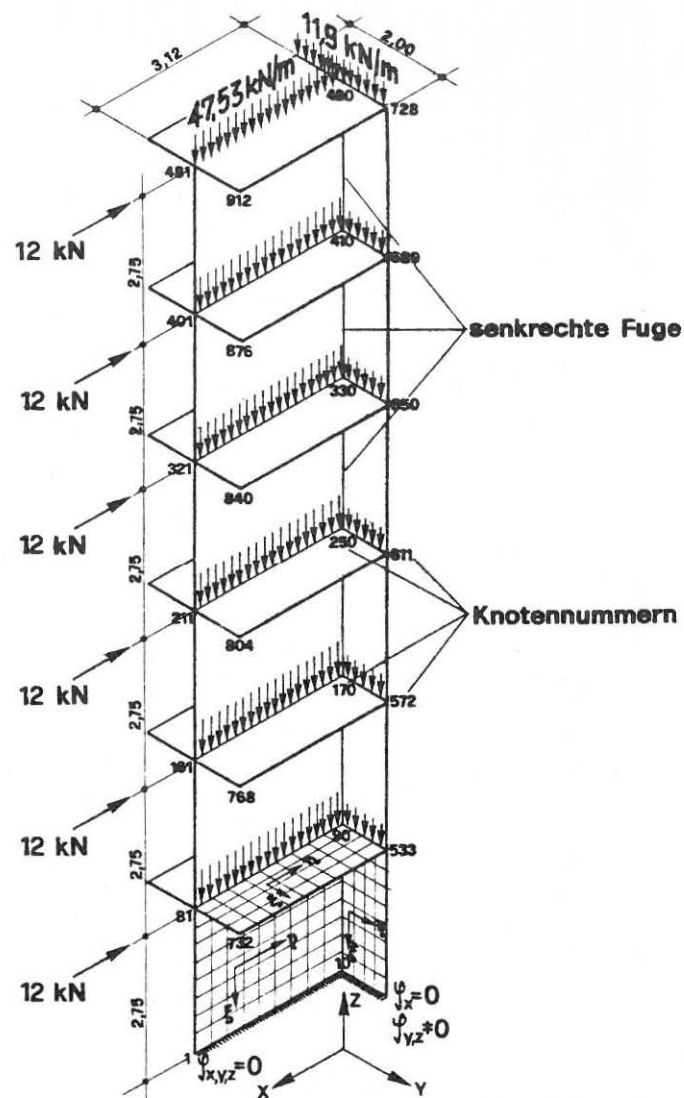


Bild 5

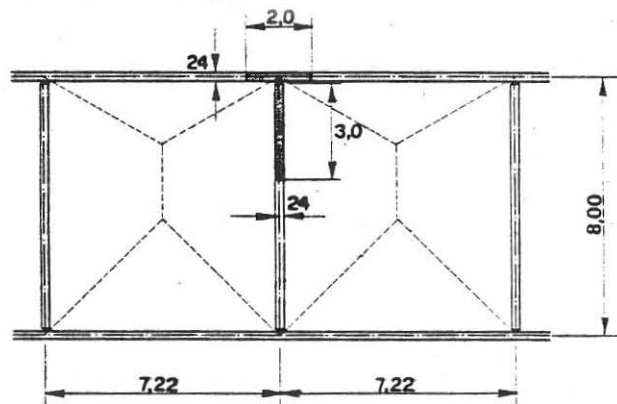
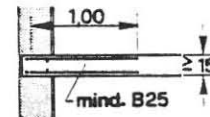
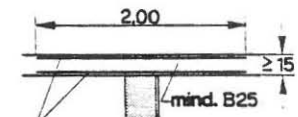


Bild 6

Schnitt

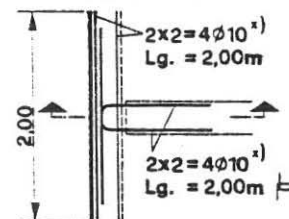


Schnitt



$2 \times 2 = 4 \phi 10^{*)}$
Lg. = 2,00m
Stahl III U oder III K

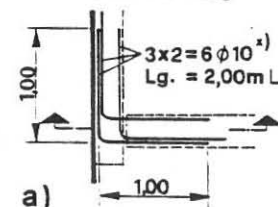
Grundriss 1



Grundriss 3



Grundriss 2
Aussenwand mit
Unterbrechung



Grundriss 4



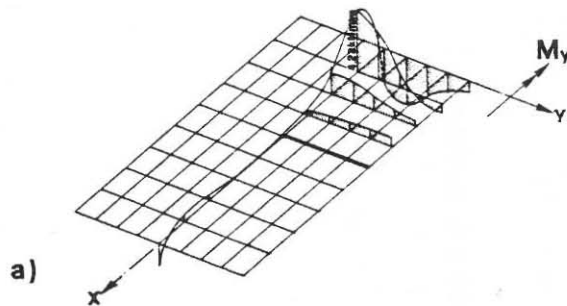
^{*)} in den beiden obersten
Decken genügt $\phi 8$

a)

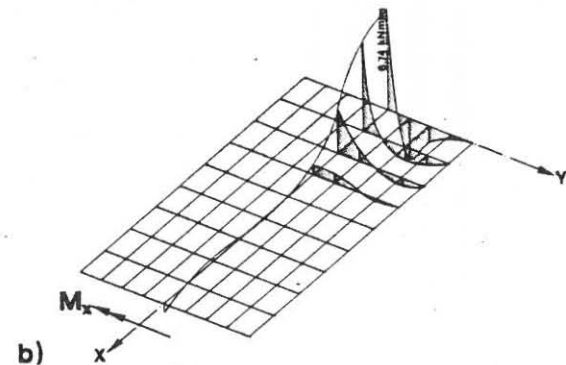
b)

Bild 8

Bild 7



a)



b)

Bildunterschriften

Bild 1: der Typenstatik zugrunde gelegter . Gebäudegrundriss

Bild 2: entwickeltes Typenblatt für Stumpfstoß-Mauerwerk in den Vollgeschossen.

Bild 3: Normal- und Schubspannungsverlauf in einer Wand infolge vertikaler und horizontaler Beanspruchung.

Bild 4: Verdeutlichung der zu führenden Nachweise.

Bild 5: Isometrische Darstellung des 6-geschossigen Wandkreuzes mit Aufteilung in finierte Elemente.

Bild 6: Gewähltes Wandkreuz mit Deckeneinzugsflächen und Abmessungen.

Bild 7: . . . Darstellung der Beanspruchungen in der Decke an der Stoßstelle.

a) für Biegemomente M_y

b) für Biegemomente M_x

Bild 8: Verlegeplan für die Verdübelungsbewehrung im Bereich des Stumpfstoßes.

a) Außenwand - Innenwand

b) Innenwand - Innenwand

Literatur

- [1] ^{Berechnung} DIN 1053 - Mauerwerk und Ausführung, Ausgabe November 1974, Teil 1
- [2] DIN 106 - Kalksandsteine, Vollsteine, Lochsteine und Hohlblocksteine, Ausgabe November 1972.
- [3] DIN 1045 - Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Januar 1972.
- [4] Mauerwerkskalender 1976.
- [5] Pfefferkorn W.: Diagonalrisse infolge lotrechter Verformungsdifferenzen. Veröffentlicht in Zeitschrift DAB 2.2./81, S. 210.
- [6] Vorläufige Richtlinien für das Bauen in Erdbebengebieten des Landes Baden Württemberg, Fassung 1972.
- [7] DIN 4149 Entwurf Teil 1.
Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, 1976.
- [8] DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Ausgabe September 1977 für Teil 1-3 und Ausgabe März 1978 für Entwurf Teil 4.
- [9] DIN 4109 - Schallschutz im Hochbau, Entwurf Februar 1979, Teil 1-3, 5 und 6.
- [10] KS-Mauerwerk: Konstruktion und Statik von K.H. Schneider unter Mitw. von H. Breehner.
Hrsg. Kalksandstein-Information GmbH & Co KG.
Hannover - 2. Auflage - Düsseldorf: Betonverlag 1979.