

## Kapitel 8

# MAUERWERKSGERECHTE KONSTRUKTION

Stand: 08/2025

Dr.-Ing. Frank Purtak, Geschäftsführer TragWerk  
Ingenieure Döking+Purtak GmbH, Dresden



## 1. Einleitung

Der Mauerwerksbau ist eine äußerst leistungsfähige und sichere Bauweise zur Errichtung eines Gebäudes. In Abhängigkeit von der Festigkeit und Rohdichte der verwendeten Mauersteine sowie der Mörtelart können alle Anforderungen an Tragfähigkeit, Wärmeschutz, Brandschutz und Schallschutz erfüllt werden. Bis zur Hochhausgrenze und darüber hinaus ist Mauerwerk flexibel einsetzbar und erfordert keine lange Arbeitsvorbereitung. Dabei können spontane Planungsänderungen problemlos umgesetzt werden. Zudem werden Mauerwerkssteine in der Regel aus kurzfristig regional verfügbaren Baustoffen ohne lange Lieferwege hergestellt.

Ein Mauerwerksbau kann aus unterschiedlichen Mauersteinen mit differenzierten Eigenschaften erstellt werden. Im Allgemeinen wird er – unabhängig von der verwendeten Mauersteinart – in Kombination mit Stahlbetonbauteilen errichtet. Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Baustoffe und Bauteile – insbesondere während der abklingenden Feuchtedehnung – muss bereits bei der Planung berücksichtigt werden. Auch lastabhängige Verformungen und periodisch wiederkehrende thermische Längenänderungen von Bauteilen können durch konstruktive Maßnahmen bei entsprechender Planung schadlos aufgenommen werden.

Sollten bei Gebäuden aus mineralischen Baustoffen trotzdem Haarrisse auftreten, sind diese für die Funktion des Gebäudes und der Bauteile in der Regel nicht von Bedeutung. Beispiels-

weise sind bei Stahlbetonkonstruktionen im Innenbereich von Gebäuden Rissweiten bis 0,4 mm zulässig. Bei Putzen sind so genannte Haarrisse bis 0,2 mm unbedenklich. Auch bei Mauerwerk lassen sichtbare Risse in einer Wand noch nicht den Schluss zu, dass ein Mangel oder gar ein Schaden vorliegt. In der Regel handelt es sich um optische Auffälligkeiten. Durch das Herstellen des Mauerwerks mit einer Vielzahl von Steinen sind ohnehin Sollrisse in den Lager- und Stoßfugen vorhanden, wodurch konstruktionsbedingt etwaige Zwangsspannungen minimiert werden. Für eine Wandoberfläche ohne störende Risse ist weiterhin auch die Ausführung der Wandbeschichtung festzulegen.

Im Hinblick auf die Beurteilung einer Beeinträchtigung durch Rissbildungen gilt der Grundsatz, dass diese unter gebrauchstüblichen Bedingungen wie Betrachtungsabstand und Beleuchtungsbedingungen zu beurteilen sind. Die Beurteilung der Auswirkung von Rissen auf die Funktionstüchtigkeit des Bauteils orientiert sich am jeweiligen Anforderungsprofil: Bei Rissen im Innenbereich kann z.B. von Bedeutung sein, ob Luftdichtheit oder Schallschutz der betroffenen Wand beeinträchtigt sind. Bei Außenwänden stellt sich meist die Frage, ob durch eine Rissbildung die Schlagregenschutzfunktion und Dauerhaftigkeit des Putzes beeinträchtigt sind [1].

Nachfolgend sind Ursachen für das Entstehen von Rissen im Mauerwerk dargelegt und Hinweise zu deren Minimierung gegeben.

## 2. Entstehen von Zwangsspannungen und Rissen

Durch Quellen, Schwinden, Kriechen können Baustoffe wie Beton und Mauerwerk eine Formänderung erfahren. Die Formänderung wird durch Alter, Größe und Umgebungsbedingungen des Bauteils beeinflusst. Kann sich ein Bauteil hinsichtlich der Formänderung nicht frei verformen, kommt es häufig zu Rissen.

In der Praxis wird sich ein Bauteil in der Regel nicht behinderungsfrei verformen können, weil es mit Nachbarbauteilen verbunden ist. Verformen sich verbundene Bauteile unterschiedlich, so entstehen Spannungen. Wenn die Verformungen durch äußere Kräfte (Zwang) behindert werden, wird die dadurch verursachte Spannung als äußere bzw. Zwangsspannung bezeichnet. Spannungen in einem Bauteil können jedoch auch ohne Einwirkung äußerer Kräfte entstehen, z.B. wenn sich das Bauteil unterschiedlich erwärmt oder wenn es ungleichmäßig austrocknet, z.B. außen stärker als im Kern. Die dadurch entstehenden Spannungen werden dann als Eigenspannungen bezeichnet (Bild 1). Beim Mauerwerk tritt dieser Fall vor allem bei dickeren Wänden und Pfeilern

auf, wenn Steine mit hoher Einbaufeuchte vermauert werden und anschließend austrocknen. Durch die ungleiche Austrocknung über den Querschnitt entstehen Eigenspannungen, und zwar Zugspannungen in den äußeren, stärker austrocknenden Bereichen und Druckspannungen im Kernbereich.

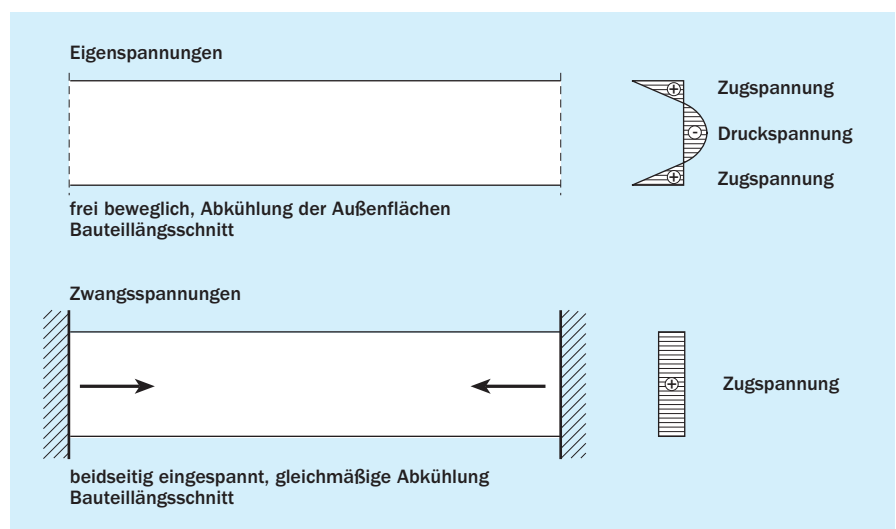


Bild 1 Eigen- und Zwangsspannungen

Die Größe der entstehenden Spannungen ist im Wesentlichen abhängig von

- der Größe der Formänderungen
- dem Behinderungs- und Einspanngrad
- den Steifigkeitsverhältnissen der miteinander verbundenen Bauteile mit Elastizitäts- und Schubmodul
- dem Spannungsabbau infolge Relaxation

Relaxation ist der zeitabhängige Spannungsabbau bei konstanter Dehnung. Beispielsweise wird in einem Bauteil eine Ausgangsspannung durch konstante Temperaturdehnung hervorgerufen. Diese Ausgangsspannung verringert sich infolge von Relaxation (innerer Spannungsabbau) nach einer gewissen Zeit auf eine wesentlich geringere Endspannung.

Kritisch sind Zugspannungen oder Scher- bzw. Schubspannungen, weil die Zugfestigkeit und die Schubbeanspruchbarkeit von Mauerwerk im Vergleich zur Druckfestigkeit relativ gering sind. Risse im Bauteil entstehen dann, wenn die Spannungen die entsprechende Festigkeit überschreiten bzw. die vorhandenen Dehnungen größer als die Bruchdehnung werden.

### 3. Formänderungen

Bauwerke und deren Bauteile (z.B. Mauerwerk) verformen sich in Abhängigkeit der Belastungssituation und aus lastunabhängigen Einwirkungen. Bild 2 gibt eine Übersicht über Formänderungen (Dehnungen) im Mauerwerk.

Der Oberbegriff Dehnung  $\varepsilon$  für ein Bauteil umfasst sowohl Verkürzen (Stauen) als auch Verlängern (Strecken) als bezogene Längenänderung mit der „Einheit“ [mm/m = ‰], z.B.  $\varepsilon = -0,3 \text{ ‰}$  entspricht 0,3 mm Verkürzung je Meter Bauteillänge.

Rechenwerte, d.h. im Allgemeinen zutreffende Formänderungswerte, sowie Angaben zum Bereich möglicher Kleinst- oder Größtwerte finden sich in DIN EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA.13 [2] und einem ständig aktualisierten Beitrag im Mauerwerk-Kalender [3]. In [4] werden die Formänderungen von Mauerwerk sowie entsprechende Prüfverfahren ausführlich behandelt.

#### 3.1 Wärmedehnung

Maßänderungen durch Wärmeeinwirkung bzw. Temperaturänderung werden als Wärmedehnung bezeichnet. Die Wärmedehnung  $\varepsilon_T$  ergibt sich aus der jeweiligen Temperaturänderung  $\Delta T$  in K und dem stoffspezifischen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  in 1/K:

$$\varepsilon_T = \Delta T \cdot \alpha_T$$

Der Koeffizient  $\alpha_T$  muss versuchsmäßig bestimmt werden und gilt näherungsweise für Mauerwerk im Temperaturbereich von -20 °C bis +80 °C als konstant.

Rechenwerte und Wertebereiche für den Wärmeausdehnungskoeffizienten sind in Tafel 1 angegeben. Die zur Berechnung der Wärmedehnung erforderliche Temperaturdifferenz  $\Delta T$  muss für den jeweiligen Anwendungs- und Betrachtungsfall festgelegt werden. Als Bezugstemperatur wird zumeist die Herstellungstemperatur des Bauteils bzw. der Bauteile gewählt.

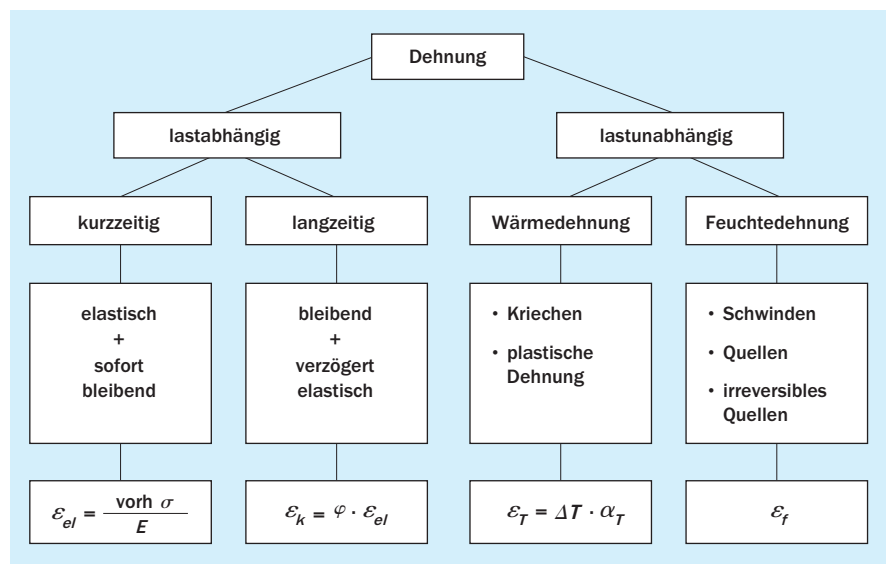
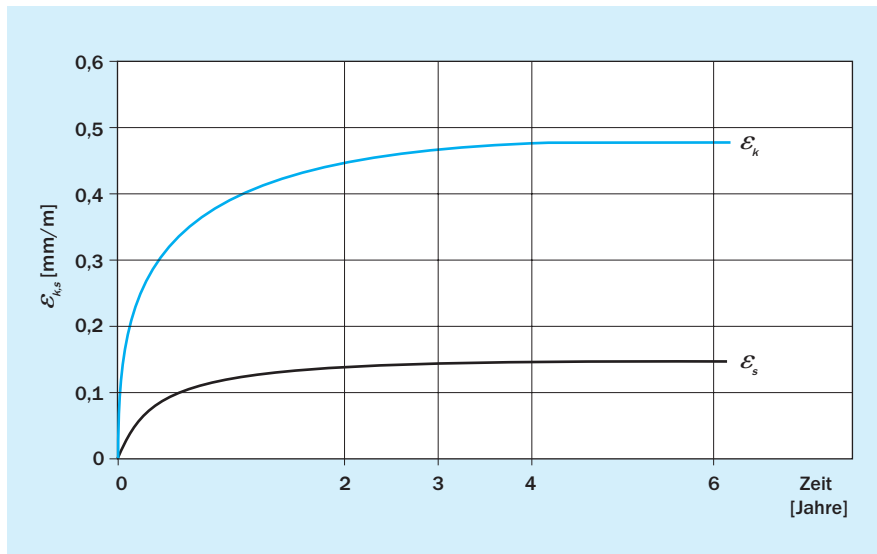


Bild 2 Formänderungen von Mauerwerk

#### 3.2 Feuchtedehnung

Als Schwinden und Quellen werden Dehnungen (Volumen- bzw. Längenänderungen) von Mauerwerk und Mauerwerksbaustoffen infolge Feuchtigkeitsabgabe bzw. -aufnahme bezeichnet. Dabei wird vom erhärteten Zustand (Mauersteine) bzw. von einer gewissen Anfangserhärtung (Mauermörtel) ausgegangen. Schwinden und Quellen sind physikalische Vorgänge und mit Ausnahme von chemischem Quellen teilweise umkehrbar.



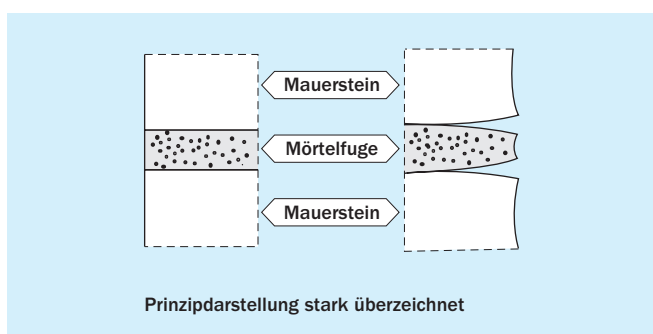
**Bild 3** Zeitlicher Verlauf von Schwind- ( $\epsilon_s$ ) und Kriechdehnung ( $\epsilon_k$ ) bei Mauerwerk, konstantes Lagerungsklima

Schwinden von Mauerwerk ist bedeutungsvoller als dessen Quellen, weil es im Allgemeinen mit rissgefährdenden Zugspannungen verbunden ist. Hygrisches Schwinden oder hygrisches Quellen, also durch Wasserabgabe bzw. -aufnahme, treten bei allen Mauersteinen sowie bei Mauermörtel auf.

Der zeitliche Verlauf des Schwindens (Bild 3) wird beeinflusst durch:

- die Mauerwerksart
- den Anfangsfeuchtegehalt der Mauersteine beim Vermauern
- das Schwindklima (relative Luftfeuchte, Luftbewegung)
- die Bauteilgröße

Das Schwinden beschleunigt sich mit abnehmender relativer Luftfeuchte und mit zunehmender Luftbewegung. Es verläuft bei Mauerwerk aus z.B. Leichtbeton- und Porenbetonsteinen langsamer als bei Kalksandsteinen. Durch schnelles oberflächennahes Austrocknen im Stein- und im Fugenbereich kann es im Extremfall zu Anrissen zwischen Mauerstein und Fugen-



**Bild 4** Rissbildung durch Randschwinden von Stein und Mörtel

mörtel (Aufreißen der Fuge, Bild 4) kommen, da der Feuchtegehalt im Innenbereich größer als im Randbereich der Fuge ist. Nach vollständigem Austrocknen schließen sich die Randsrisse in der Regel wieder.

Bei annähernd konstantem Schwindklima ist das Schwinden nach zirka zwei Jahren in der Regel abgeschlossen. Anhaltswerte zum Schwindverlauf sind in [4] angegeben.

Formänderungskennwerte sind auch in DIN EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA.13 angegeben (Tafel 1).

### 3.3 Elastische und plastische Dehnung

Formänderungen mit elastischer Dehnung steigen mit der Spannung an und gehen bei Entlastung wieder auf Null zurück. Im Mauerwerk ist nach Erstbe-

lastung bereits ein geringer Anteil an bleibender Dehnung (plastische Dehnung) enthalten, welcher nach vollständiger Entlastung erhalten bleibt.

### 3.4 Kriechen

Die Formänderung unter langzeitiger Lasteinwirkung wird als Kriechen bezeichnet. Im Allgemeinen wird unter Kriechen die Formänderung (Verkürzung) in Beanspruchungsrichtung verstanden. Die Kriechzahl  $\varphi = \epsilon_{k,t} / \epsilon_{el}$  ist der Verhältniswert von Kriechdehnung  $\epsilon_{k,t}$  zu elastischer Dehnung  $\epsilon_{el}$ . Die Kriechzahl ist im Gebrauchsspannungsbereich näherungsweise konstant. Das Kriechen ist überwiegend irreversibel.

Wesentliche Einflüsse auf den zeitlichen Verlauf des Kriechens sind:

- die Mauerwerksart
- der Anfangsfeuchtegehalt der Mauersteine
- der Mörtel- bzw. Steinanteil
- das Belastungsalter

Bei Mauerwerk mit Dünnbettmörtel verursacht die Anlegelfuge mit Normalmauermörtel den wesentlichen Kriechanteil.

Die Einflüsse auf den zeitlichen Verlauf des Kriechens können bislang nicht ausreichend quantifiziert werden. Bei näherungsweise konstanten Klimabedingungen und konstanter Belastung ist das Kriechen nach etwa drei Jahren weitgehend beendet.

Analog zur Endschwinddehnung sind in Abhängigkeit der Mauersteinart die Rechenwerte in Tafel 1 angegeben.



Tafel 1 Kennwerte für Kriechen, Quellen oder Schwinden und Wärmedehnung nach DIN EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA.13

Mauersteinart	Mauermörtelart	Endkriechzahl <sup>1)</sup> $\phi_{\infty}$		Endwert der Feuchtedehnung <sup>2)</sup> [mm/m]		Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_T$ [10 <sup>-6</sup> /K]	
		Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
Mauerziegel	Normalmauermörtel	1,0	0,5 bis 1,5	0	-0,1 <sup>3)</sup> bis +0,3	6	5 bis 7
	Leichtmauermörtel	2,0	1,0 bis 3,0				
Kalksandsteine	Normalmauermörtel/ Dünnbettmörtel	1,5	1,0 bis 2,0	-0,2	-0,3 bis -0,1	8	7 bis 9
Betonsteine	Normalmauermörtel	1,0	–	-0,2	-0,3 bis -0,1	10	8 bis 12
Leichtbetonsteine	Normalmauermörtel	2,0	1,5 bis 2,5	-0,4	-0,6 bis -0,2	10; 8 <sup>4)</sup>	
	Leichtmauermörtel			-0,5	-0,6 bis -0,3		
Porenbetonsteine	Dünnbettmörtel	0,5	0,2 bis 0,7	-0,1	-0,2 bis +0,1	8	7 bis 91

<sup>1)</sup> Endkriechzahl  $\phi_{\infty} = \epsilon_{\infty} / \epsilon_{el}$  mit  $\epsilon_{\infty}$  als Endkriechmaß und  $\epsilon_{el} = \sigma / E$

<sup>2)</sup> Endwert der Feuchtedehnung ist bei Stauchung negativ und bei Dehnung positiv angegeben.

<sup>3)</sup> Für Mauersteine < 2 DF gilt der Grenzwert -0,2 mm/m.

<sup>4)</sup> Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag

Bemerkung: Die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten können stark streuen. Der Streubereich ist in Tabelle NA. 13 als Wertebereich angegeben; er kann in Ausnahmefällen noch größer sein.

## 4. Rissbildung durch Längenänderung

Mit dem derzeitigen Kenntnisstand über das Verformungsverhalten von Mauerwerk und die aus den behinderten Formänderungen entstehenden Spannungen lassen sich praktische Fälle von Bauteilkombinationen lediglich näherungsweise hinsichtlich ihrer Rissicherheit beurteilen. Diese Näherung ist schon allein dadurch begründet, dass die bauseitigen Bedingungen nicht, bzw. nicht genau bekannt und erfassbar sind. Das betrifft z.B. die Eigenschaften des Mörtels im Mauerwerk, den Einfluss der Witterungsbedingungen auf Festigkeits- und Formänderungseigenschaften aber auch den Einspanngrad bzw. die Größe der Formänderungsbehinderungen durch die Verbindung mit benachbarten Bauteilen.

Vor Anwendung von Rechenverfahren ist eine gründliche qualitative Vorabbeurteilung des Gesamtbauwerks hinsichtlich möglicher Problemfälle empfehlenswert. Dies bedarf entsprechender Kenntnisse und Erfahrungen. Nach der Vorabbeurteilung sollten wahrscheinliche Problemfälle hinsichtlich der Rissicherheit mit Rechenverfahren beurteilt werden, soweit diese überhaupt auf den jeweiligen Fall anwendbar sind.

Der Unterschied der Formänderungen zwischen zwei Bauteilen oder die Formänderung innerhalb eines Bauteilquerschnitts bilden das wichtigste Kriterium für die Rissicherheit. Der Formänderungs- bzw. Dehnungsunterschied wird aus der Formänderungsdifferenz  $\Delta \epsilon$  der gedanklich getrennten Bauteile ermittelt.

Beispiel: Kalksandstein-Verblendschale auf Kelleraußenmauerwerk

- Annahme Schwinden Verblendschale:  $\epsilon_{s,V} = -0,3$  mm/m
- Annahme Schwinden Kelleraußenwand:  $\epsilon_{s,K} = -0,1$  mm/m

$$\Delta \epsilon = \epsilon_{s,V} - \epsilon_{s,K} = -0,2 \text{ mm/m.}$$

Mit Hilfe des Absolutwerts von  $\Delta \epsilon$  lässt sich zwischen miteinander verbundenen Bauteilen die Rissicherheit nach Tafel 2 grob beurteilen.

### 4.1 Rissbildung bei Verwendung unterschiedlicher Wandbaustoffe

Zwischen den miteinander verbundenen Innen- und Außenwänden können Verformungsunterschiede in vertikaler Richtung durch unterschiedliche Belastung und/oder unterschiedliche Formänderungseigenschaften des jeweiligen Mauerwerks entstehen. Eine unabhängige und unbehinderte Verformung von Außen- und Innenwand ist vor allem dann nicht möglich, wenn aussteifende Querwände und die auszusteiende Wand im Verband hergestellt werden.

Tafel 2 Beurteilung der Rissicherheit von miteinander verbundenen Bauteilen

$\Delta \epsilon$ [mm/m]	Rissicherheit
$\leq 0,2$	ja, bei Verformungsfall V2: $\Delta \epsilon \leq 0,1$
0,2 bis 0,4	fraglich → rechnerische Beurteilung
$> 0,4$	nein, ggf. rechnerische Beurteilung

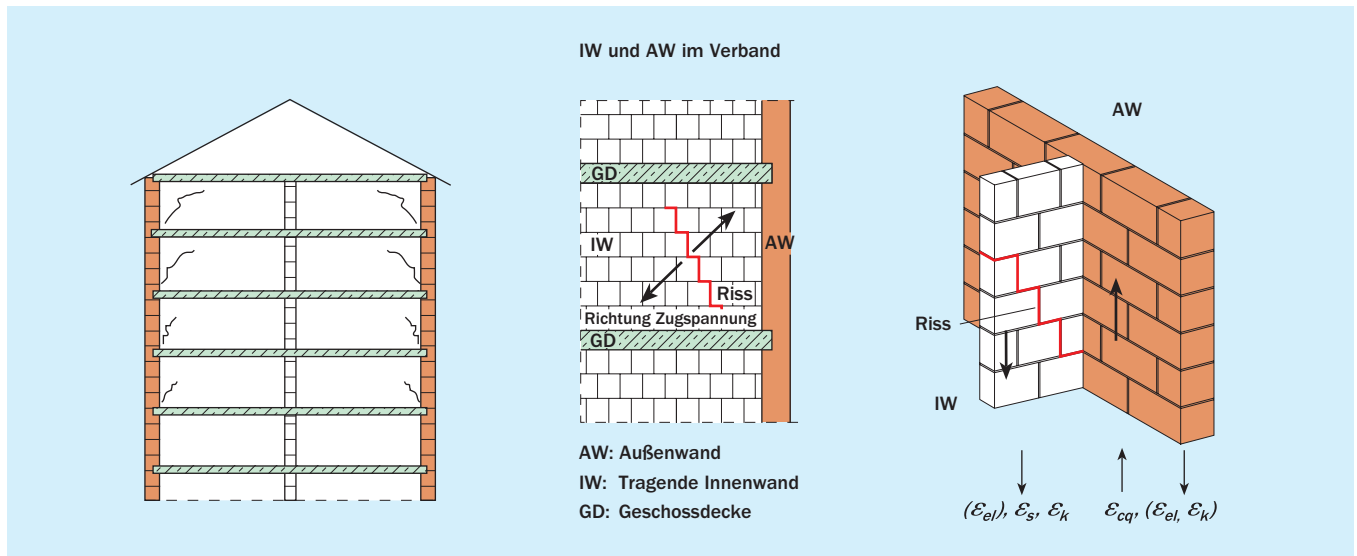


Bild 5 Verformungsfall V1: Die Innenwand verkürzt sich gegenüber der Außenwand

Die Formänderungsunterschiede zwischen Außen- und Innenwand führen deshalb zu Spannungen, in der Regel zu Zug- bzw. Schubspannungen. Diese entstehen in derjenigen Wand, die sich gegenüber der angebundenen Wand verkürzen „will“ (Bild 5 und 6). Die relative Verkürzung kann durch Belastungsunterschiede (Kriechverformungen), vor allem aber durch Schwinden bzw. irreversibles Quellen verursacht werden.

Große Temperaturunterschiede im maßgebenden Kernbereich der Außenwände treten wegen der heute erforderlichen hohen Wärmedämmung nicht mehr auf. Die Größe der entstehenden Spannungen bzw. das Rissrisiko hängen im Wesentlichen ab von der Größe des Verformungsunterschiedes zwischen Innen- und Außenwand und der Art der Verbindung der beiden Wände, d.h. vom Behinderungsgrad sowie den Steifigkeitsverhältnissen.

Grundsätzlich sind die im Folgenden aufgezeigten zwei Verformungsfälle V1 und V2 zu unterscheiden.

#### 4.1.1 Verformungsfall V1: Die Innenwand verkürzt sich vertikal gegenüber der Außenwand

Dies ist der Fall bei schwindenden Innenwänden sowie Außenwänden, die wenig schwinden ggf. sogar quellen (Mauerziegel). Wird der Verformungsunterschied zwischen Innen- und Außenwand zu groß, so entstehen Risse in der Innenwand, die vom Außenwandfußpunkt schräg ansteigend nach innen verlaufen (Bild 5).

Daher sind beispielsweise die Mauerwerks-Kombinationen: Außenwände in Leichtziegelmauerwerk, Innenwände in Kalksandstein- bzw. Leichtbetonsteinmauerwerk (Leichtbetonvollsteine) hinsichtlich Rissrisiko genauer zu analysieren.

#### 4.1.2 Verformungsfall V2: Die Außenwand verkürzt sich vertikal gegenüber der Innenwand

Dies ist der Fall, wenn die Innenwand nur wenig schwindet, ggf. sogar quillt (Mauerziegel) und die Außenwand dagegen sehr stark schwindet, z.B. Bimsmauerwerk (Bild 6).

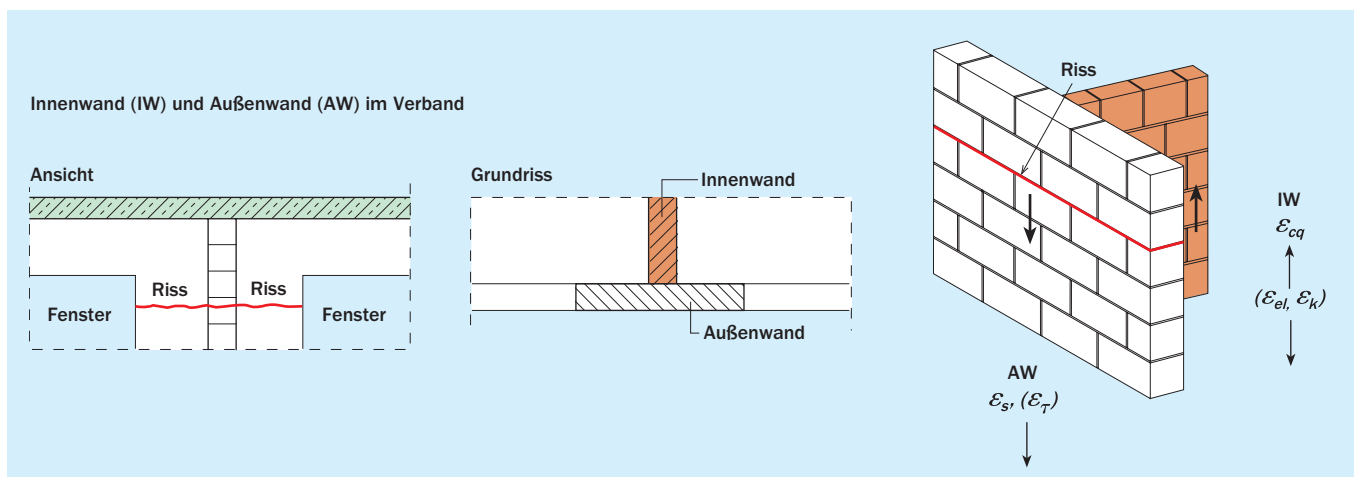


Bild 6 Verformungsfall V2: Die Außenwand verkürzt sich gegenüber der Innenwand

Durch das starke Schwinden bzw. Verkürzen der Außenwand kommt es zu einer Lastumlagerung auf die Innenwand. Die Außenwand „hängt“ sich an der Innenwand auf. Wird die Haftzugfestigkeit zwischen Stein und Mörtel in der Lagerfuge, bzw. in Einzelfällen auch die Zugfestigkeit der Mauersteine überschritten, so entstehen annähernd horizontal verlaufende Risse in der Außenwand. Diese werden im Allgemeinen im Anbindungsbereich zur Innenwand relativ fein verteilt, in größerem Abstand davon als wenige größere Risse auftreten. Die Risse finden sich vorzugsweise in vorgegebenen „Schwachstellen“, vor allem im Bereich von Öffnungen. Das Entstehen der Risse kann zusätzlich befördert werden aus Deckendurchbiegung mit der Verdrehung am Endauflager und damit exzentrischer Beanspruchung der Wand.

#### 4.1.3 Maßnahmen zur Erhöhung der Rissicherheit

- Wahl von Mauerwerks-Kombinationen mit geringem Formänderungsunterschied  $\Delta \varepsilon_0$
- Wahl – soweit möglich – günstiger Steifigkeitsverhältnisse von Innen- und Außenwand. Im Verformungsfall V1 sollen die Innenwand möglichst steif (hoher E-Modul, großer wirksamer Wandquerschnitt) und die Außenwand möglichst nachgiebig sein. Folge: Die Innenwand zwingt der Außenwand rissunwirksam einen hohen Anteil ihrer Verformung (Verkürzung) auf.
- Gleiche Setzungen des Baugrunds unter dem Baukörper. Dies kann erreicht werden, indem die Gründungskörper auch unter dem Gesichtspunkt des Setzungsverhaltens festgelegt werden; ggf. ist ein Baugrundingenieur einzuschalten.
- Durch Stumpfstoßtechnik mit der in vertikaler Richtung relativ weichen Verankerung wird eine weniger behinderte Verformung von Innen- und Außenwand erreicht. Dies kann durch Einlage einer Bitumendachbahn R 500 zwischen Unterseite Geschossdecke und Innenwand noch weiter begünstigt werden (Bild 7). Anschlüsse durch Stumpfstoßtechnik haben ein geringeres Risspotenzial im Wandbereich gegenüber verzahnten Anschlüssen. Beim Stoß der verputzten Wände ist ein „Kellenschnitt“ empfehlenswert.
- Wände möglichst spät mit geeigneten Produkten verputzen

Näherungsweise ist aus der Erfahrung davon auszugehen, dass Verformungsunterschiede  $\Delta \varepsilon_o$  zwischen Innen- und Außenwand (aus Schwinden, irreversiblen Quellen) von 0,3 bis 0,4 mm/m unbedenklich sind.

Dies gilt prinzipiell auch für die in schallschutztechnischer Hinsicht optimierte Stumpfstoßausführung zwischen Trenn-

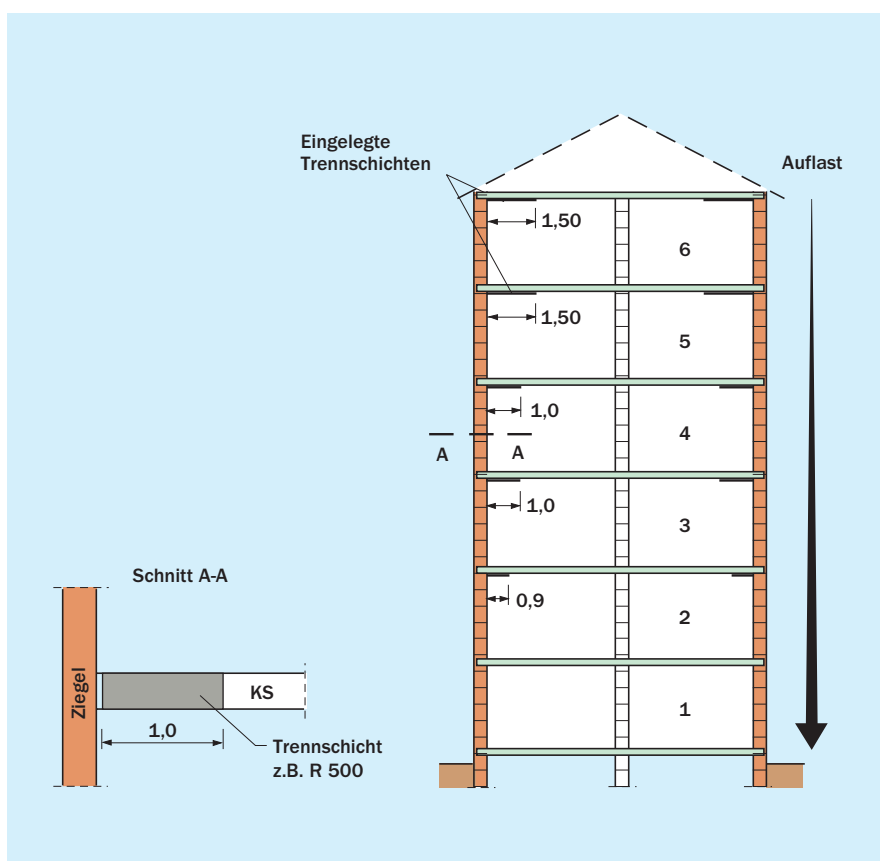
wand und Außenwänden. Die Trennwand wird bis zur Außenfläche der Außenwand durchgeführt, die Außenwand wird an die Trennwand mittels Stumpfstoßverbindung angeschlossen. Ein weiterer Vorteil liegt hiermit darin, dass die Längen der Außenwandabschnitte geringer sind.

#### 4.2 Rissbildung im Mauerwerk in Verbindung mit Stahlbetondecken

Bei der Rissicherheit aus Längenänderung in horizontaler Richtung wird hauptsächlich das Zusammenwirken der Mauerwerkswand mit anbindenden Stahlbetondecken betrachtet. Dabei spielen äußere vertikale Lasten eine wesentliche Rolle. Je kleiner die Auflast auf eine Mauerwerkswand ist, umso größer ist das Rissrisiko aus Längenänderung in horizontaler Richtung. Das ist besonders bei Dachdecken und längeren nicht tragenden Wänden von Bedeutung.

Es werden drei Situationen genauer beschrieben:

- Verformungsfall H1: Längsverformung der Wand gegenüber der Decke oder anschließenden Wänden
- Verformungsfall H2: Längsverformung der Geschossdecke in Wandlängsrichtung
- Verformungsfall H3: Längsverformung der Dachdecke in Wandlängsrichtung



**Bild 7**      Stumpfstoßtechnik mit eingelegter Trennschicht in der Innenwand

#### 4.2.1 Verformungsfall H1 – horizontale Verkürzung der Wand gegenüber der Decke

Dieser Verformungsfall ist für Gebäude aus Kalksandstein unter üblichen Baustellenbedingungen nicht relevant.

In der Massivbauweise ist eine Konstruktion mit Wänden aus Mauerwerk und Decken aus Stahlbeton üblich, wobei die Decke als aussteifende Scheibe wirkt. Bei Wahl einer anderen Deckenart (z.B. Holzbalkendecke) wird zur Festhaltung der Wand alternativ ein umlaufender Ringbalken ausgeführt.

Eine Verkürzung der Wände gegenüber den Decken ist schematisch in Bild 8 dargestellt. Gründe für eine Verkürzung können Schwinden der Mauerwerkswand und/oder eine Abkühlung nach Herstellung sein. Risse treten bei einer Verkürzung der Wand gegenüber der Decke von mehr als 0,2 mm/m auf [5], siehe auch Tafel 2. Dieser Verformungsfall tritt in der Regel nur im ungedämmten Bauzustand auf.

In Bild 9 sind einige typische Merkmale dieses Verformungsfalls zu erkennen. Die größten Zugspannungen treten in der Mitte von langen Wänden in den obersten Geschossen auf. Wenn die Zugspannungen in etwa der halben Wandlänge die Zugfestigkeit des Mauerwerks überschreiten, bildet sich an der Stelle ein spannungsentlastender Riss. Die Risse sind in halber Wandhöhe am breitesten. Nach unten und oben laufen sie zu den Geschossdecken auf Null aus.

Die Risse entstehen prinzipiell unabhängig vom Steinformat aus den Fällen (Bild 9):

- Überschreiten der Steinzugfestigkeit oder
- Überschreiten der Scherfestigkeit zwischen Mauerstein und -mörtel

Mit zunehmender vertikaler Belastung nimmt die Rissbreite in den unteren Geschossen ab bis keine Risse mehr aus der Formänderung der Wände auftreten. Die auf die Wände wirkende Auflast führt zu einer Stauchung in vertikaler und zu einer Dehnung in horizontaler Richtung. Die Querdehnung wirkt der Verkürzung der Wand entgegen und führt bei ausreichend großer Auflast zu einer rissfreien Wand.

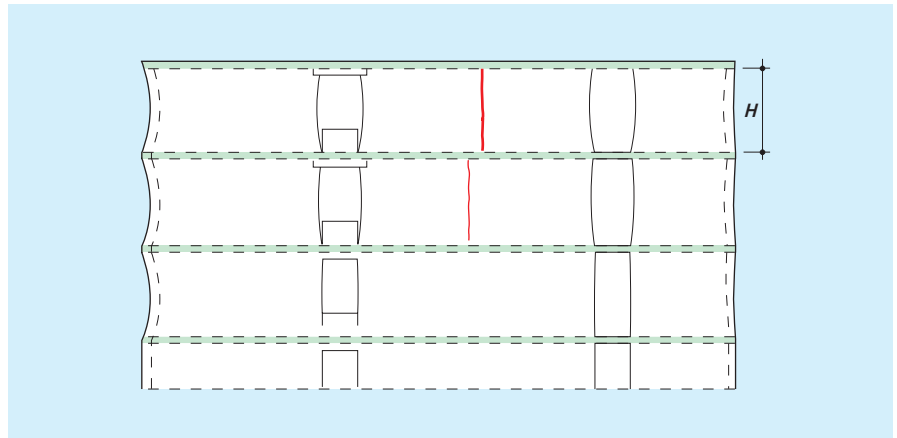


Bild 8 Verformungsfall H1: Verkürzung der Wände gegenüber den Geschossdecken

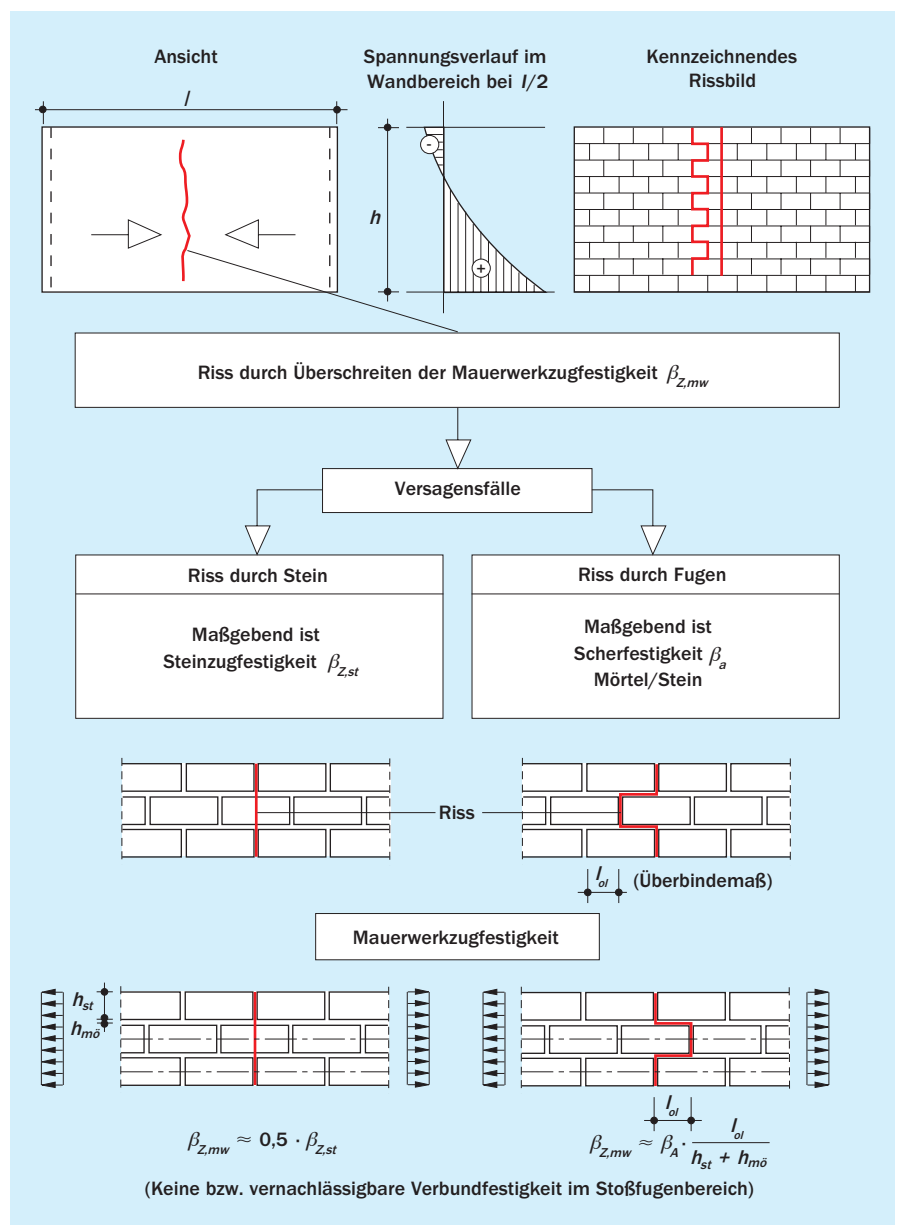


Bild 9 Prinzip der Rissentstehung



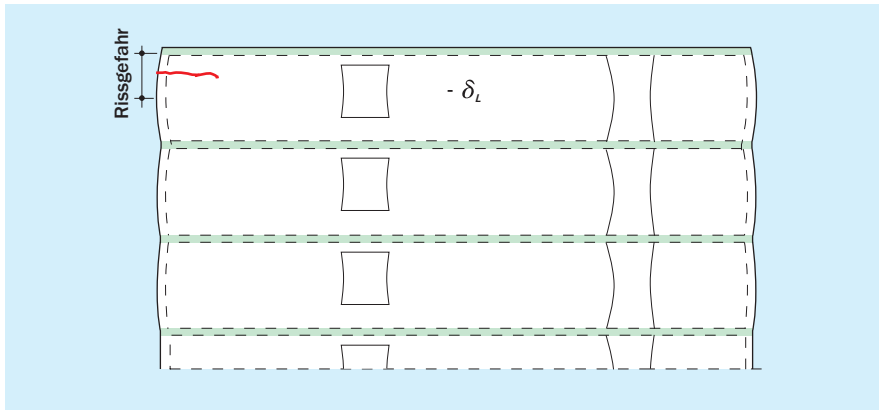


Bild 10 Verformungsfall H2: Verkürzung der Decken in Wandlängsrichtung

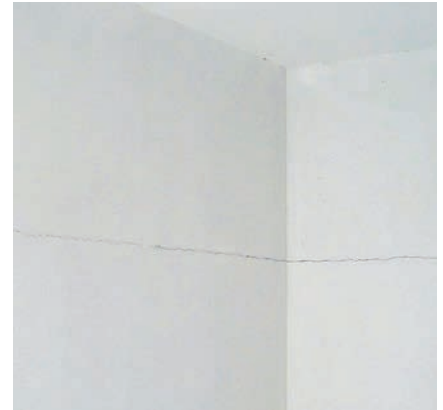


Bild 11 Rissbildung infolge Verkürzung der Decken in Wandlängsrichtung

#### 4.2.2 Verformungsfall H2 – horizontale Verkürzung der Decke gegenüber der Wand

Im Verformungsfall H2 verkürzen sich die Geschossdecken gegenüber dem Mauerwerk, woraus in diesem Fall horizontale Risse im oberen Bereich der Wandecke entstehen können. Der geringen Auflast wegen ist hier das oberste Geschoss besonders gefährdet. Das Rissbild (Bilder 10 und 11) ähnelt sehr den Rissen aus Aufschüsseln der Dachdecke und wird daher oftmals allein darauf zurückgeführt.

tig geringer Längenänderung des Fundamentes oder der unteren Geschossdecke auf Schub beansprucht, was auch im typisch diagonalen Rissverlauf erkennbar ist (Bilder 13 und 14).

Die geringe Auflast oberhalb der Dachdecke hat einen erheblichen Einfluss auf das Rissrisiko des tragende Außen- und Innenmauerwerks. Die Auflast von nur einem Geschoss kann bereits ausreichen, um z.B. die Verdrehungen im Bereich von Decken-Endauflagern zu minimieren und trocknungs- oder temperaturbedingte Spannungen im Mauerwerk zu überdrücken.

#### Sonderfall: Stahlbetongurt auf Mauerwerks-Giebelwand

Bild 12 zeigt ein Beispiel mit Stahlbetongurt als oberem Abschluss einer Giebelwand aus Mauerwerk. Eine leichte Dachkonstruktion schließt das Gebäude ab und schützt es vor Witterungseinflüssen. Der Stahlbetongurt hat im Beispiel einen großen Querschnitt aber geringen Bewehrungsgehalt. Er verkürzt sich infolge Schwindens in Längsrichtung der Wand (Bild 13).

Die Schubkraft in der Fuge ist wegen der geringen Auflast nicht übertragbar, durch Rissbildung werden dann die Zwangsspannungen abgebaut.

Möglichkeiten zur Reduzierung des Rissrisikos:

- Mauerstein oben schräg schneiden („Zacken“ verhindern)
- U-Schale mit Stahlbetongurt einbauen
- Erhöhte Längsbewehrung im Gurt zur Reduzierung der Gesamtstauchung des Schwinden
- Verwendung von schwindarmem Beton, z.B. mit geringem w/z-Wert

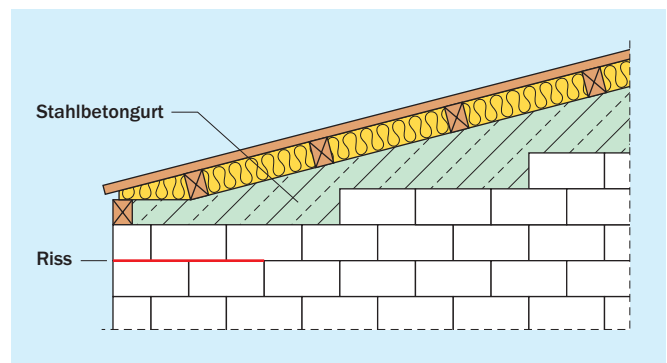


Bild 12 Stahlbetongurt auf Mauerwerks-Giebelwand



Bild 13 Rissbildung durch Verkürzung eines Stahlbetongurts

#### 4.2.3 Verformungsfall H3 – horizontale Verkürzung der Dachdecke gegenüber Wand und Geschossdecke

Der Verformungsfall H3 tritt besonders bei ein- und zweigeschossigen Gebäuden auf, bei denen das Fundament gegenüber der Dachdecke eine geringere Längenänderung aufweist. Bei Stauchung oder Streckung der Dachdecke aus z.B. Schwinden oder Temperaturanstieg wird das Mauerwerk bei gleichzei-

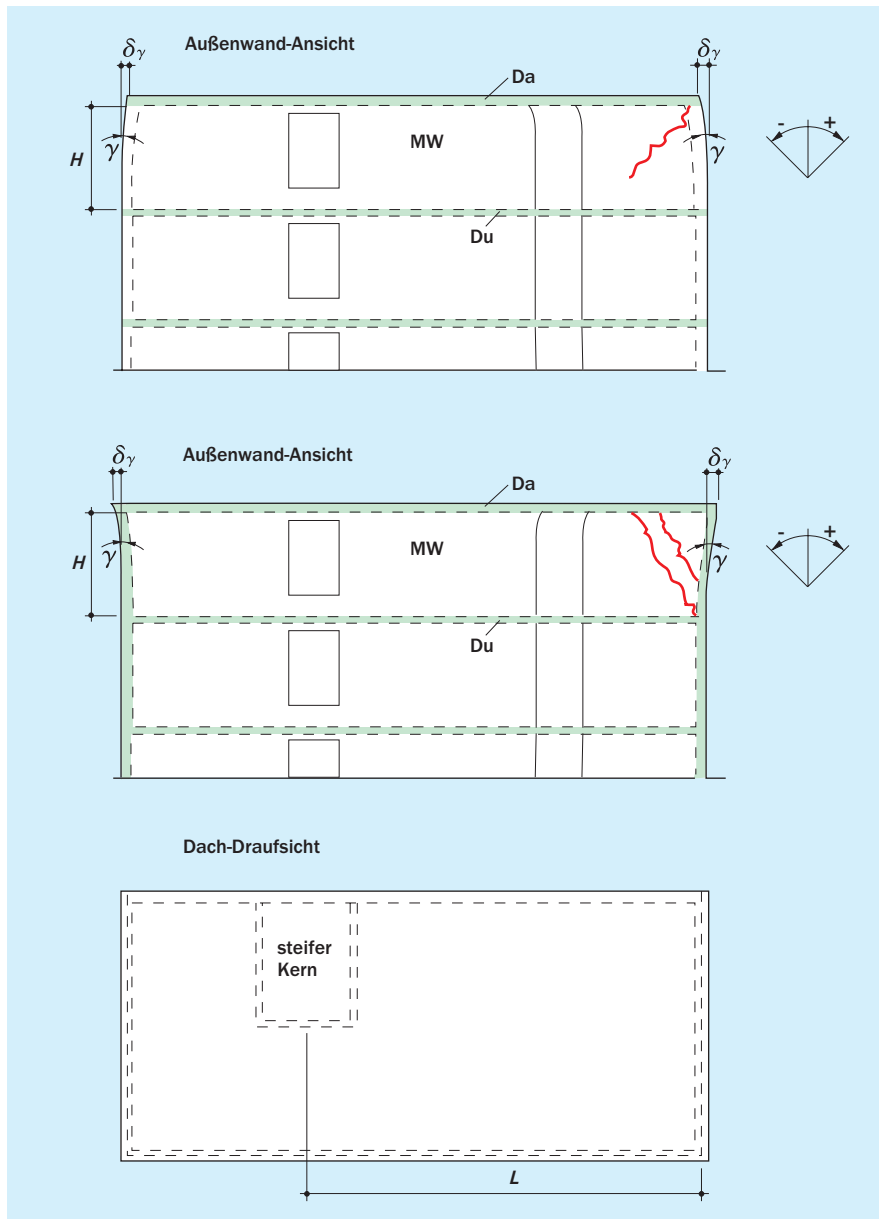


Bild 14 Verformungsfall H3: Verformung der Dachdecke gegenüber der Wand;  
Da = Dachdecke, Du = Decke unter Da, MW = Mauerwerkswand

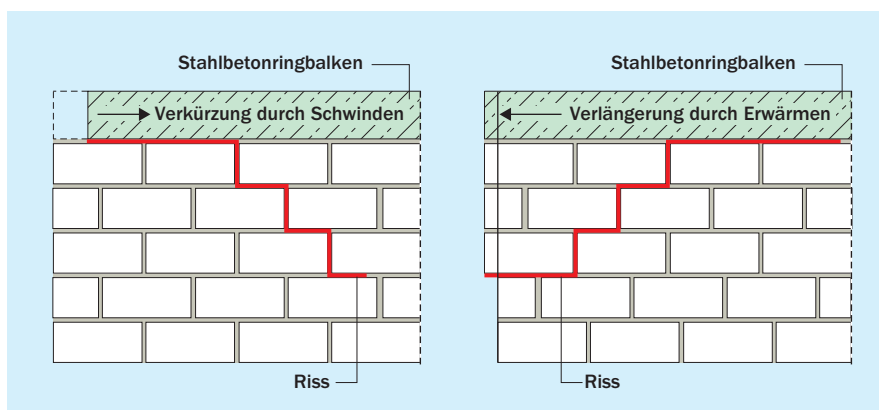


Bild 15 Verformungsfall H4: Verformung von einem ungedämmten Stahlbetonringbalken

Nach Erfahrungswerten und der nicht bauaufsichtlich eingeführten Norm DIN 18530:1987-03 [6] und [5] kann rechnerisch abgeschätzt werden, in welchen Fällen (Dachmaße, Baustoffeigenschaften, Formänderungen) ein Rissrisiko besteht. Ist hier mit Rissen zu rechnen, so sind geeignete Maßnahmen wie Trennschichten, Verformungslager, Gebäudetrennfugen etc. zu ergreifen.

Erfahrungen zeigen, dass bei mehrgeschossigen Gebäuden die Dachdecke auf Mauerwerk nur bis zur maßgebenden Verschiebelänge von  $l = 6$  m unverschieblich gelagert werden sollte (Bild 16). Bei mehrgeschossigen Gebäuden mit  $l > 6$  m und bei eingeschossigen Gebäuden muss, falls keine verschiebliche Lagerung vorgesehen ist, ein Nachweis der Unschädlichkeit der Verformungen geführt werden.

Bei dieser Untersuchung sind die zu erwartenden unbehinderten Verformungen mit den ohne Schaden aufnehmbaren Verformungen zu vergleichen. Maßgebend sind die Dehnungsdifferenz  $\delta_E$  zwischen Wand und Decke und der Verschiebewinkel  $\gamma$  der Wand, der am Wandende durch unterschiedliche Längenänderung der Dachdecke und der darunter liegenden Geschossdecke hervorgerufen wird (Bild 15). Bei fester Auflagerung der Dachdecke gelten folgende Werte als obere Grenze.

- Dehnungsdifferenz  $\delta_E$ :  $\pm 0,4$  mm/m Verkürzung bzw.  $+0,2$  mm/m Verlängerung
- Verschiebewinkel  $\gamma = \Delta l/h$ :  $-1/2.500$  bis  $+1/2.500$  rad

#### 4.2.4 Verformungsfall H4 – ungedämmte Dachdecken

In diesem Fall ist die Dachdecke möglichst reibungsfrei auf den Wänden zu lagern, damit nur geringe Schubkräfte auf diese übertragen werden. Eine solche Funktion kann eine „Gleitfuge“ übernehmen, bei der zwei Bauteile durch eine Gleitschicht voneinander getrennt sind, welche eine gegenseitige Verschiebung ohne große Reibung ermöglicht.

Bei Flachdachkonstruktionen mit Gleitfugen kann die Stahlbetondecke nicht die Funktion der oberen Wandhalterung übernehmen, weil zwischen der Decke und den Wänden durch die Anordnung einer Gleitschicht (Bild 17) bewusst auf ei-

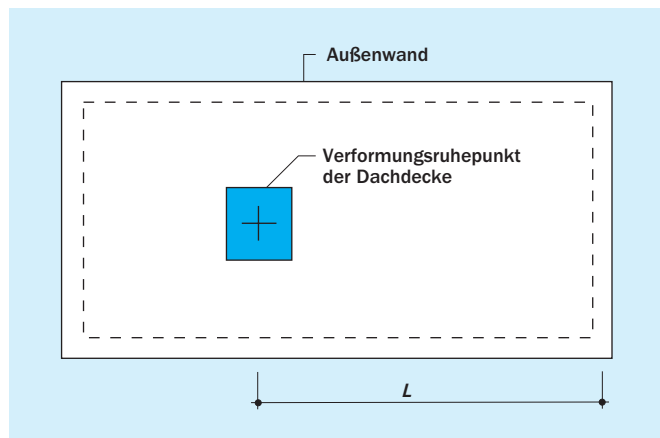


Bild 16 Maßgebliche Verschiebelänge, Dach-Draufsicht

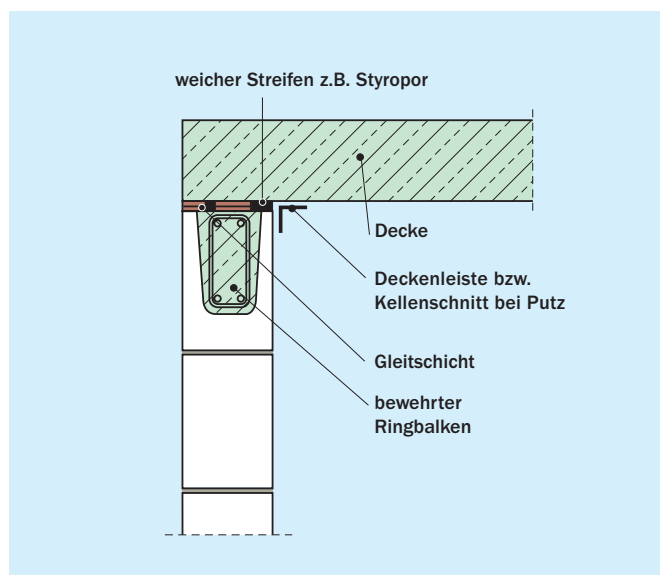


Bild 17 Konstruktive Maßnahmen zur Zentrierung der Deckenauf-lagerkraft am Beispiel der Außenwand unter einer unge-dämmten Dachdecke – Gleitlager mit weichem Streifen an der Wandinnenseite

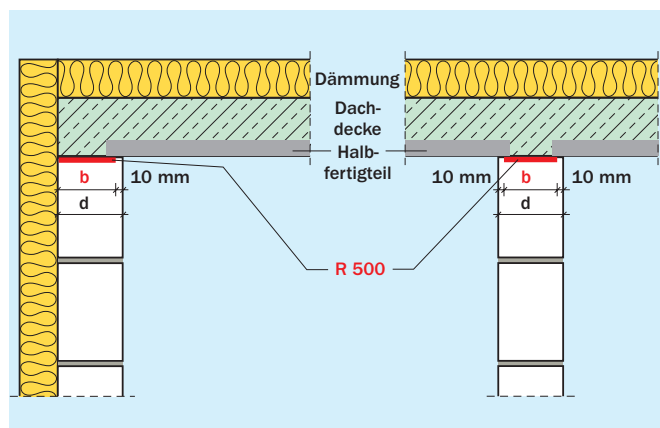


Bild 18 Trennschicht zur Aufnahme der Schwindverkürzung der Stahlbetondecke im obersten Geschoss unter Beibehal-tung der oberen Halterung

ne Schubübertragung verzichtet wird. Aus diesem Grund sind die oberen Wandenden unterhalb der Gleitfuge durch entsprechende Ringbalken zu halten. Diese Wandkopfhalterung nimmt bei entsprechender Dimensionierung die Windlasten auf, die auf die Außenwände des Gebäudes wirken.

#### 4.2.5 Maßnahmen zur Erhöhung der Rissicherheit

##### 1. Konstruktion am Wandkopf und Wandfuß

Geringe Verformungsbehinderung am Wandfuß, ausreichende Verformungsmöglichkeiten am Wandkopf und den seitlichen Bauteilrändern verringern das Rissrisiko. Die Verformungsbe-hinderung am Wandfuß und Wandkopf kann durch Anordnung von Bitumendachbahnen R 500 verkleinert werden (Bild 18).

##### 2. Geringe Schwinddehnung der Mauersteine nach dem Einbau

Die Steine sollen besonders während der Lagerung in den Winter-monaten gegen Feuchteaufnahme (Niederschlag) geschützt wer-den; Abdeckung und Lagerung auf Palette (Bild 19). Stark was-sersaugende Mauersteine (Sommerbaustelle) sind ggf. vor dem Vermauern vorzunässen (Bild 20). Das Vornässen soll nur kurz-zeitig und oberflächlich unmittelbar vor dem Vermörteln erfolgen.

##### 3. Vermörteln der Lagerfugen

Durch vollflächig vermörteltes Mauerwerk wird ein ausrei-chender Haftverbund zwischen Stein und Mörtel erreicht. Um dies sicherzustellen, soll der Mörtel gut verarbeitbar sein („sä-mig“), nicht zu schnell ansteifen und auch wenig schwinden.

Bei nicht sichtbarem Mauerwerk hat sich mittlerweile die Ver-arbeitung im Dünnbettverfahren als Standard etabliert. Mauer-werk mit Dünnbettmörtel ist wirtschaftlicher herzustellen und führt zu einer höheren Tragfähigkeit im Vergleich zu Normal-mörtel. Die von der KS-Industrie empfohlene Lagerfugendicke im fertigen Mauerwerk bei Dünnbettmörtel von mindestens 2 mm ist vorteilhaft für Verarbeitung und Verbund und mini-miert das Rissrisiko.

Bei Verwendung von Normalmauermörtel wird die Verwendung der Gruppen NM II und NM IIa nach DIN 20000-412 bzw. DIN V 18580 empfohlen, da Normalmauermörtel NM III und NM IIIa sich in der Regel schlechter verarbeiten lassen und aufgrund der hohen Festigkeit einen steifen und spröden Mauermörtel in der Fuge ergeben.

##### 4. Große Überbindelängen

Von Bedeutung für die Zugbeanspruchung und damit auch für die Minimierung des Rissrisikos z.B. einer Verblendschale ist der Mauerwerkverband. Eine halbsteinige Überbindung (Bild 21) ist stets anzustreben, weil sie die größtmögliche Scherkraft übertragende Fläche zwischen Stein und Mörtel ergibt.

##### 5. Großer Verhältniswert Wandhöhe zu Wandlänge

Soweit möglich, sollten lange Wände mit geringer Wandhöhe vermieden werden, weil in diesem Falle die größten Zugspan-nungen auftreten. Gegebenenfalls sind lange Wände, z.B. bei nicht tragenden Wänden, in Abschnitte zu unterteilen.

##### 6. „Kurze“ Wandabschnitte

Die Ausbildung von kurzen Wandabschnitten durch geschoss-hohe Fenster- oder Türöffnungen sowie die bewusste Anord-nung von stumpf gestoßenen oder aus Schallschutzgründen „durchgeführten“ Wänden sind als spannungsabbauende Maß-nahmen nützlich.



**Bild 19** Lagern von Steinen mit Schutz gegen Niederschlag

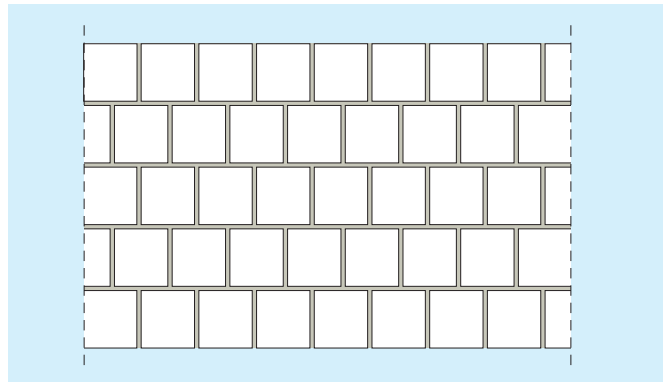


**Bild 20** Bei sehr hohen Außentemperaturen sind die Steine vorzunässen

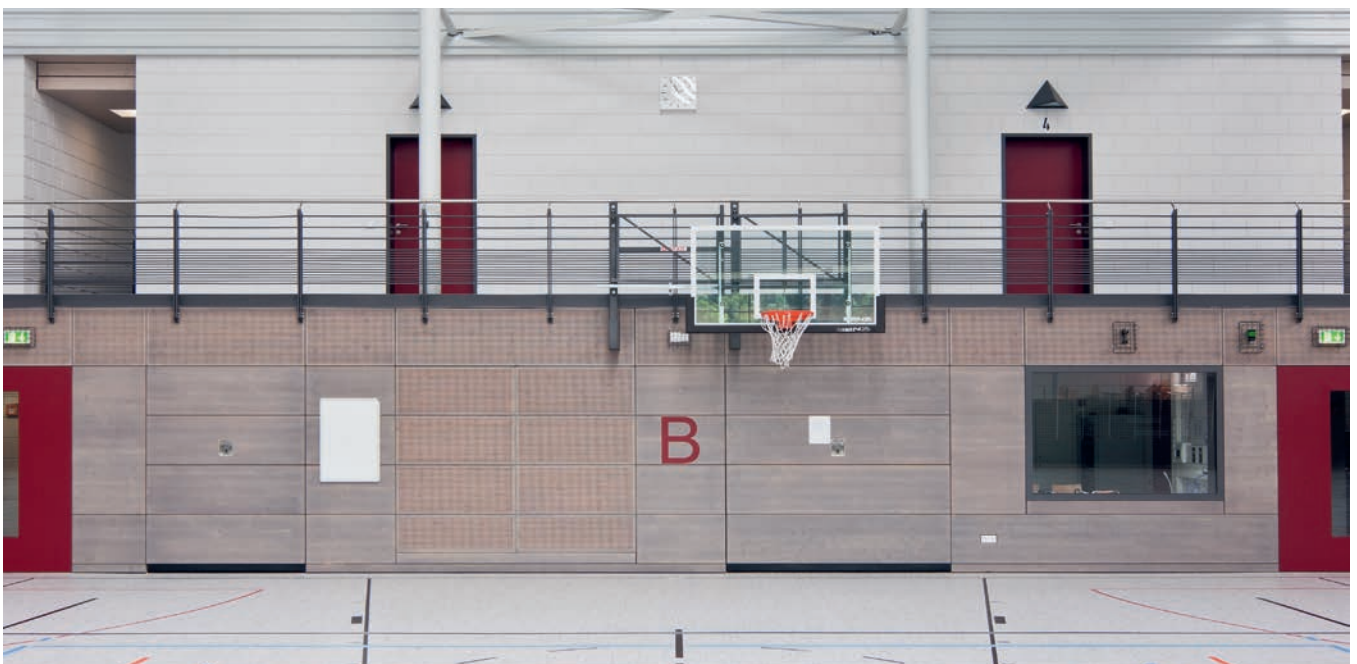
#### 4.3 Rechnerische Beurteilung der Rissicherheit

Sollte in besonderen Fällen eine rechnerische Beurteilung erforderlich sein, kann diese nach einem Verfahren erfolgen, das auf theoretischen Untersuchungen basiert [7] und die Steifigkeitsverhältnisse der Wände berücksichtigt.

Erwartungsgemäß ergibt sich für ein erhöhtes Rissrisiko der Formänderungsanteil aus der Feuchtedehnung (Schwinden, irreversibles Quellen). Der Einfluss von unterschiedlichen Kriechdehnungen in Innen- und Außenwänden ist in der Regel geringer. Wesentliche temperaturbedingte Verformungsunterschiede sind wegen der guten Wärmedämmung der Außenwände nicht zu erwarten. Für den rechnerischen Nachweis wird auf [8] verwiesen.



**Bild 21** Halbstein-Überbindung minimiert Rissrisiko





## 5. Rissbildung infolge Durchbiegung von Stahlbetondecken

Verformungen von Stahlbetondecken sind so zu begrenzen, dass angrenzende Bauteile (wie leichte Trennwände, Verglasungen) nicht beeinträchtigt werden. DIN EN 1992-1-1 [9] gibt für Durchbiegungen, die angrenzende Bauteile beschädigen können, unter quasi-ständiger Einwirkungskombination einen Richtwert der Begrenzung von  $1/500$  der Stützweite an.

Der Nachweis des Grenzzustandes der Verformung ist über den Nachweis der Begrenzung der Biegeschlankheit oder rechnerischen Verformungsbetrachtung möglich – siehe DIN EN 1992-1-1 7.4.2 und 7.4.3 [9].

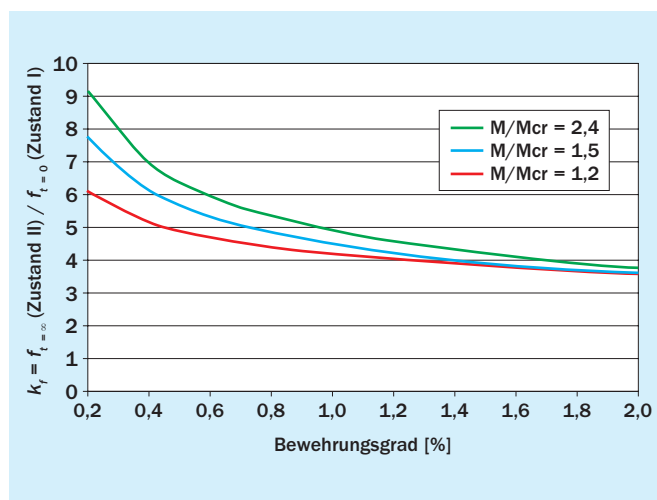


Bild 22 Verformungsvergrößerung im Zustand II ( $t = \infty$ ) gegenüber Zustand I ( $t = 0$ ) [10]

Im Allgemeinen erfolgt heute der Nachweis von Plattentragwerken mit Hilfe von FEM-Programmen. Betrachtet man dabei auch den Zustand II (gerissener Beton) sowie Langzeitverformungen aus Kriechen und Schwinden, so ist die ermittelte Verformung um ein Vielfaches größer als bei einer rein elastischen Betrachtung mit ungerissenem Querschnitt. Nach Bild 22 [10] ist je nach Bewehrungsgrad ein Erhöhungsfaktor von 3,5 bis 9 zu erwarten. Darüber hinaus haben der  $w/z$ -Wert, die Nachbehandlung und die Art der Belastung wesentlichen Einfluss auf die tatsächlich auftretende Verformung. Aufgrund der vielen stark streuenden Einflussfaktoren auf die reale Durchbiegung ist eher von einer Abschätzung als von einer Berechnung der Verformungen zu sprechen.

Die vielen Einflussfaktoren machen eine genaue rechnerische Analyse des Rissrisikos in angrenzenden Bauteilen schwierig und erfordern vielmehr die Einhaltung von Konstruktionsprinzipien, die im Wesentlichen aus der praktischen Erfahrung gewonnen wurden.

### 5.1 Nicht tragende Trennwände ober- und unterhalb von Stahlbetondecken

Die Durchbiegung von Geschossdecken ruft in Trennwänden auch Schub- und Zugspannungen hervor. Dabei kann die Durchbiegung der oberen Decke zu einer ungewollt hohen Belastung einer nicht tragenden Trennwand führen. Bedingt durch Zugspannungen können in der Wand dann verschiedene Rissverläufe auftreten (Bilder 23 und 24). Derartige Risse werden nicht durch fehlerhaftes Mauerwerk verursacht, sondern entstehen meist aufgrund unzureichender Durchbiegungsbegrenzungen der Decken.

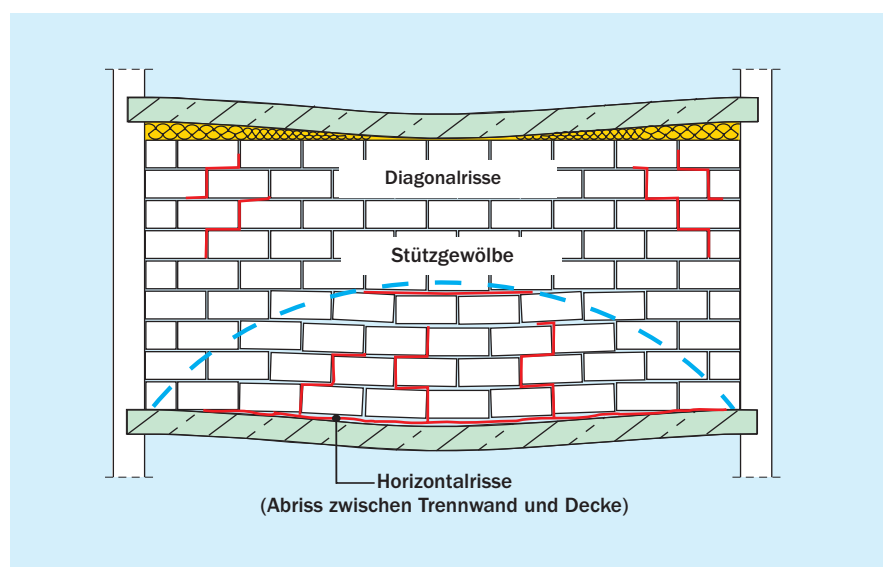


Bild 23 Riss in nicht tragender Trennwand infolge Durchbiegung der unteren Geschossdecke (Aufstandsfläche)



Bild 24 Rissbildung in nicht tragender Trennwand infolge Durchbiegung der unteren Geschossdecke



### 5.1.1 Maßnahmen zur Minimierung des Rissrisikos

Folgende Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit werden empfohlen:

1. Deckendurchbiegung genauer abschätzen, rechnerischer Nachweis nach DIN EN 1992 [9]
2. Deckendurchbiegung mit baulichen Maßnahmen begrenzen: durch spätes Ausschalen bei größeren Deckenspannweiten ab ca. 6 m Verformungsanteile aus Fröhkriechen verringern, gute Nachbehandlung (Feuchthalten) und spätes Entfernen der Schalungsstützen
3. Verwendung kleinformatiger Steine und eines Normalmauermörtels mit niedrigem Elastizitätsmodul: größere Verformungsfähigkeit (Duktilität) der Mauerwerkswand
4. Erstellen der nicht tragenden Trennwand: nach dem Ausschalen der Decke, wenn ein hoher Anteil der Deckendurchbiegung bereits erfolgt ist
5. Nicht tragende Trennwand am Wandfuß von der unteren Geschossdecke trennen (Bild 25): Durch Anordnung von geeigneten Trennschichten, z.B. Bitumendachbahn R 500, wird erreicht, dass der horizontale Abriss zwischen Wand und Decke an einer unsichtbaren Stelle vorgesehen wird.
6. Nicht tragende Trennwand am Wandkopf: Ausreichende Verformungsmöglichkeit der Decken oberhalb der nicht tragenden Trennwand im oberen Wandbereich: Dazu sind zwischen der Geschossdecke und dem Wandkopf eine ausreichend verformungsfähige Zwischenschicht in genügender Dicke anzuordnen; vor allem bei Wandlängen über 5 m. Eine ausreichende Verformungsmöglichkeit der vertikalen Wandanschlüsse kann durch die Verwendung von beweglichen Wandanschlussankern verbessert werden. Das in vielen Fällen vorteilhafte Vermörteln der oberen Fuge sollte daher individuell überprüft werden.
7. Lange nicht tragende Trennwände vermeiden [11]: einzelne Türöffnungen raumhoch ausführen
8. Dehnungsfugen bei sehr langen Wänden: Anordnung in Abhängigkeit der Deckenfelder
9. Kein Betonieren von Stahlbetonstützen im Verband mit Mauerwerk: Rissrisiko durch Verformungsunterschieden zwischen Mauerwerk und Beton
10. Vermeiden baulicher Durchfeuchtung, möglichst geringes Schwinden
11. Konstruktives Bewehren der Lagerfugen (Bild 27): Durch eine sinnvoll über die Wandhöhe gestaffelte Bewehrung – im unteren, zugbeanspruchten Wandbereich geringerer vertikaler Abstand der Bewehrung – lässt sich eine ausreichende Rissverteilung mit genügend kleinen Rissbreiten erreichen.

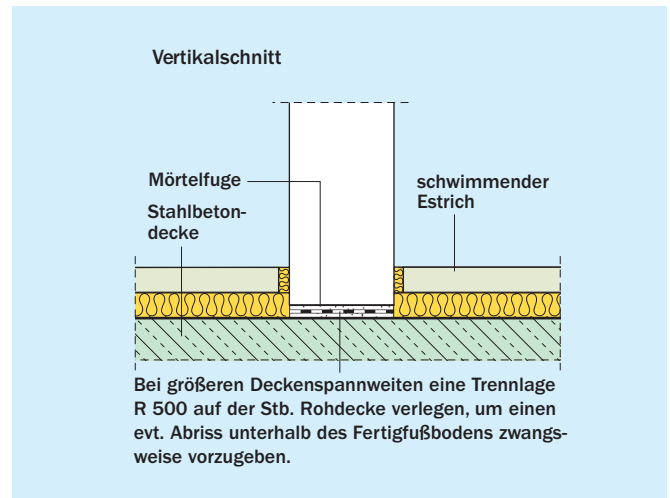


Bild 25 Trennlage am Wandfuß zwischen Mauerwerkswand und Stahlbetondecke

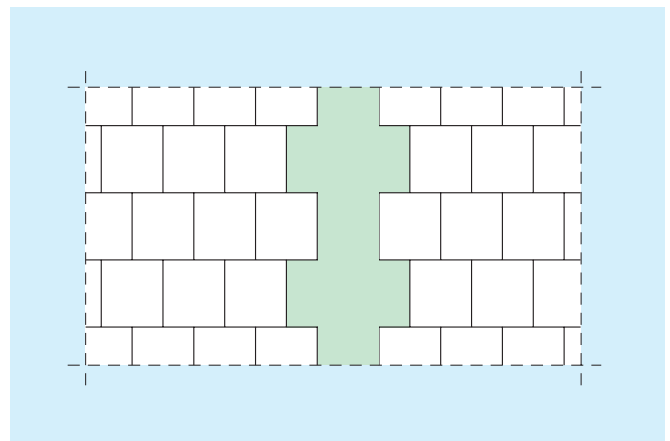


Bild 26 Rissrisiko beim nachträglichen Betonieren von Stahlbetonstützen im Verband mit Mauerwerk

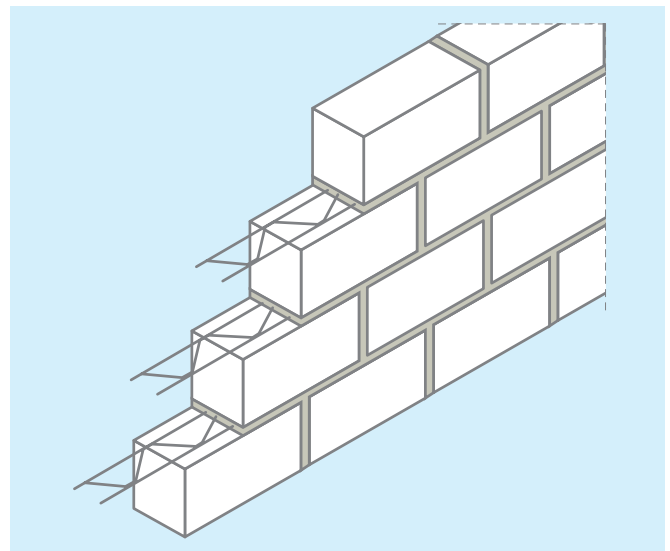


Bild 27 Lagerfugenbewehrung zur konstruktiven Risssicherung

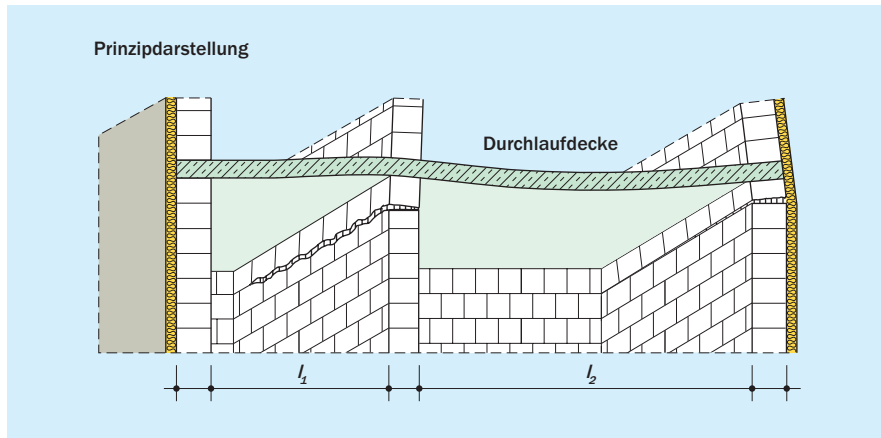


Bild 28 Rissbildung infolge großer Deckendurchbiegung

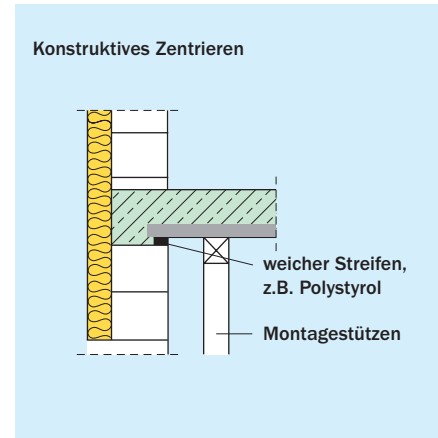


Bild 29 Einlage weicher Streifen zur Lastzentrierung

## 5.2 Verdrehung der Decke am Auflager

Die Durchbiegung der Decke führt zu einer Lageveränderung in Deckenmitte und einem Drehwinkel an den Auflagern. Infolge großer Deckendurchbiegungen kann es bei geringer Auflast zum Abriss zwischen Stahlbeton und Mauerwerk oder in der darunter liegenden Lagerfuge kommen (Bild 28). Bei Außenwänden werden diese Risse vom Wärmedämm-Verbundsystem bzw. Fassadensystemen überdeckt und sind daher in der Regel unproblematisch.

Zum Zentrieren der Deckenlast auf die Mauerwerkswand ist das Einlegen eines weichen Dämmstreifens empfehlenswert (Bilder 29 und 30).

Falls Schwind-, Temperaturverformungen und eine große Deckendurchbiegung gleichzeitig auftreten, können spezielle Verformungslager für eine mittige Lastzentrierung angeordnet werden. Ein Ringbalken ist dann nicht erforderlich, wenn die auftretenden Querkkräfte vom Verformungslager aufnehmbar sind (Bild 31).

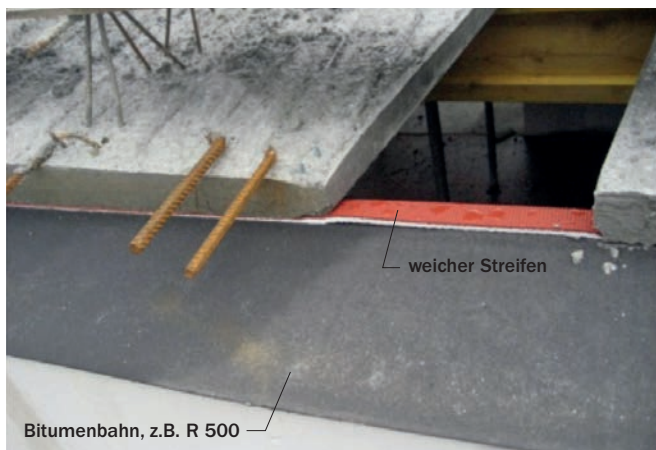


Bild 30 Beispiel für Einlage weicher Streifen und Bitumenbahnen

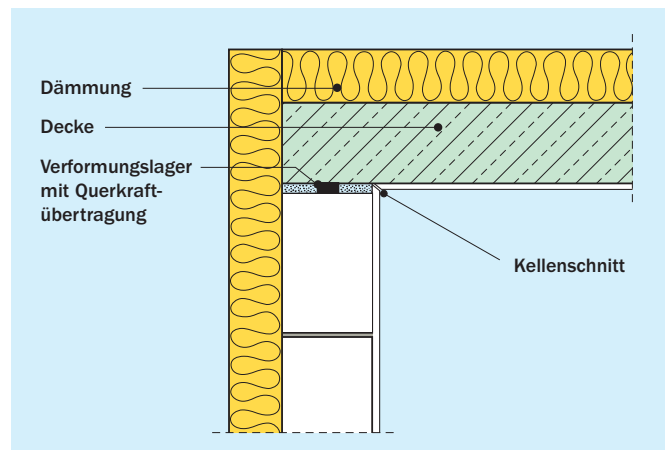


Bild 31 Konstruktive Maßnahmen zur Zentrierung der Deckenauf-lagerkraft am Beispiel der Außenwand unter einer Dach-decke – Verformungslager mit Zentrierstreifen zwischen Wand und Decke

### 5.3 Verdrehung der Dachdecke durch Aufschüsseln

Die Verdrehung am Auflager von Dachgeschossdecken ist um ein Vielfaches größer als im Regelgeschoss, da hier ohne aufgehende Wände eine wesentlich geringere rissüberdrückende Auflast vorhanden ist.

Als Folge entstehen Risse in der ersten Steinschicht unter der Decke oder im Bereich ecknaher Öffnungen. Der Ortbeton der Dachdecke bildet einen größeren Haftverbund mit der obersten Steinreihe, so dass sich nur mit Einlage einer Trennschicht der Riss hierhin verlagern lässt (Bild 32).

#### 5.3.1 Maßnahmen zur Erhöhung der Rissicherheit

##### 1. Einlegen einer Trennschicht im Eckbereich

Durch die Anordnung je eines von der Ecke aus mindestens 1,50 m langen Streifens einer besandeten Bitumendach-

bahn R 500 (nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202) tritt der planmäßige Sollriss in der Fuge zwischen Mauerwerk und Stahlbetondecke auf.

##### 2. Besondere Maßnahmen, um das Aufschüsseln der Betondecke zu verhindern (Bild 33)

- durch Auflast, z.B. Dachstuhl
- Stahlbetonüberzug (Unterzug) für erhöhte Biegesteifigkeit
- Sollbruchstelle durch getrennte obere Bewehrung („drillweiche Ecke“)
- Zugstütze zur unteren Konstruktion

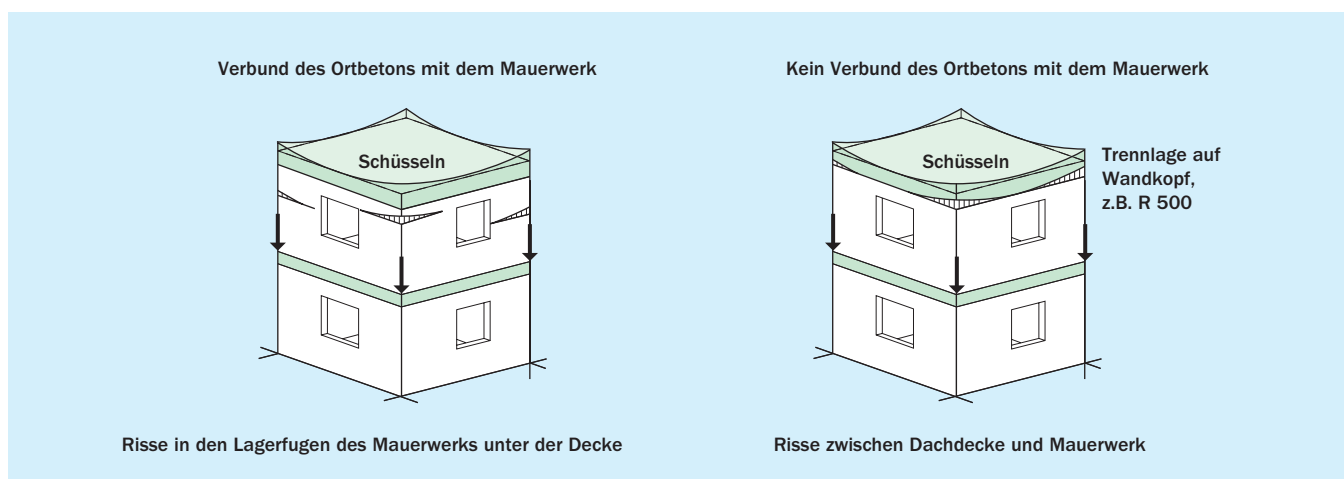


Bild 32 Eckabhebung der Dachdecke – Risse im Mauerwerk und zwischen Mauerwerk und Decke

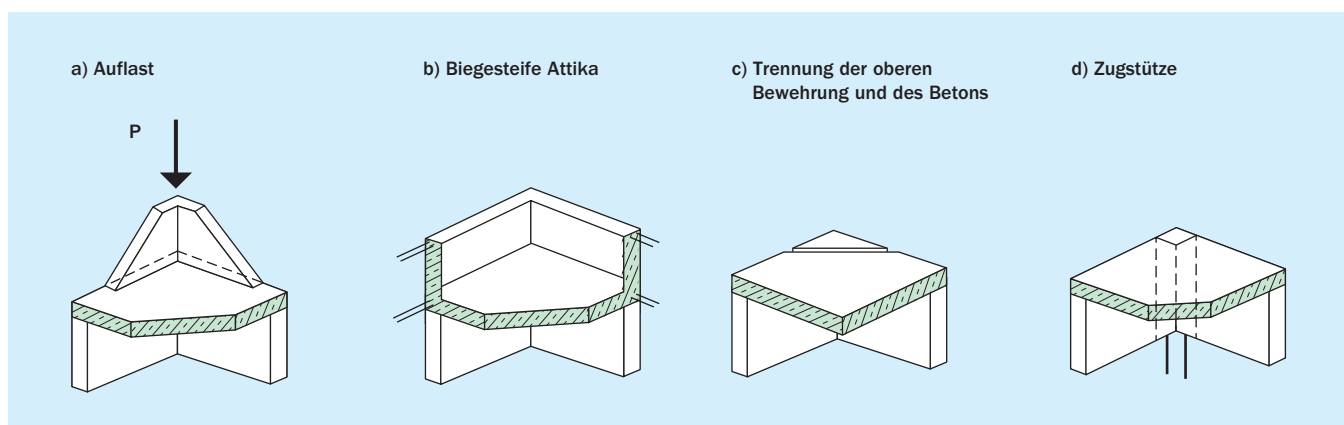


Bild 33 Maßnahmen zum Verhindern von „Schüsseln“ von Betondecken im Eckbereich

## 6. Rissbildung infolge von Baugrundeigenschaften

Ein weiterer Grund für Risse im Mauerwerk können zu große Setzungsunterschiede im Baugrund sein.

Ursache für ungleichmäßige Setzungen unterhalb der Gründung können ungleichmäßige Baugrundverhältnisse sein, Lastkonzentrationen über Gründungsbereichen oder Veränderungen infolge von Anbauten oder Nachbargebäuden (Bodenaushub, Tiefe und Art der Gründung, evt. Grundwasserabsenkung). Als seltene Fälle, aber mit sehr großer Auswirkung, sind die Gründung auf gestörtem Baugrund (z.B. Bergbaugbiet), die Unterspülung infolge von Hochwasser und Erdbeben bekannt.

In heute üblicher Bauweise werden die Gründungsbauteile (Bodenplatte und Kellerwände), sowie die Decke über dem Kellergeschoss meistens aus Stahlbeton hergestellt. Hier wird über die ausreichende Steifigkeit das Rissrisiko in den aufgehenden Mauerwerkswänden verringert. Stahlbetontragglieder können durch Umlagerung von Lasten ungleichmäßige Baugrundsetzungen teilweise ausgleichen.

Bei der Bemessung der Gründungsbauteile ist auf eine Begrenzung der Setzungsunterschiede zu achten. In Bild 34 ist erkennbar, dass bei einem Grenzwert  $s/L$  von  $1/1.000$  das Schadensrisiko

siko sehr klein ist, damit sind jedoch auch besondere Aufwendungen und erhebliche Kosten verbunden. Hier ist vom Planer ein Optimum zwischen Rissrisiko und Kostenaufwand herauszuarbeiten. Bereits in der Planungsphase sollte in Abhängigkeit der Einflussfaktoren die Notwendigkeit von Gebäudetrennfugen überprüft werden.

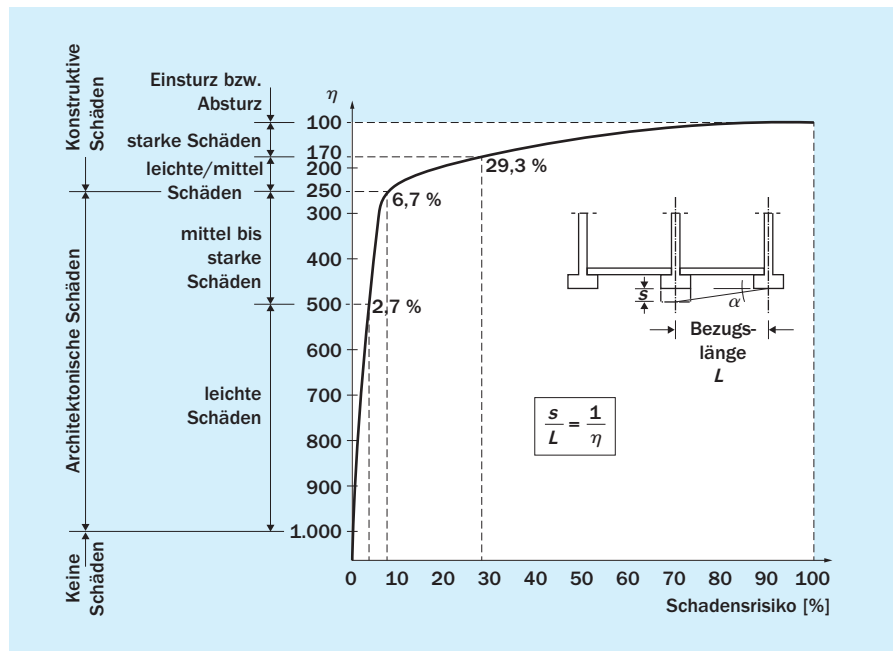


Bild 34 Verhältnis von Setzungsunterschied bei Gründungen und dem Schadensrisiko





## 7. Gebäudegliederung durch Fugen

Die Gliederung komplexer Gebäudegrundrisse in einzelne Baukörper durch Gebäudetrennfugen verringert die Zwangsspannungen z.B. aus Kriechen, Schwinden und Temperatureinflüssen. Je nach vorhandener Gründung und Gebäudegeometrie sind Setzungsugen zu planen. Arbeitsfugen in Stahlbetondecken werden aus technologischen Gründen gewählt, lassen sich aber auch vom Planer festlegen und sind dann in den Bauunterlagen, insbesondere in der Ausschreibung, aufzuführen. Sind weder Arbeitsfugen noch Schwindgassen geplant und ausgeschrieben, werden in der Praxis sehr große Deckenbereiche in einem Zuge hergestellt, womit das Rissrisiko in den angekoppelten Mauerwerkswänden erheblich steigt.

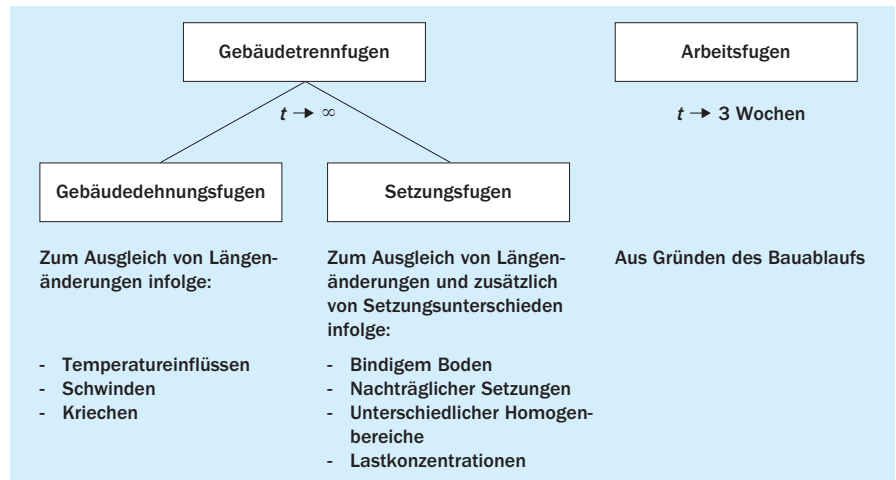


Bild 35 Gebäudegliederung durch Fugen

Tragende Außen- und Innenwände sollten möglichst geschossweise übereinander angeordnet sein. Neben den Einwirkungen aus Eigen- und Nutzlasten sowie möglichen Baugrundsetzungen sind insbesondere bei Dachdecken ohne Auflast die folgenden Einwirkungen zu beachten:

- einmaliges Schwinden des Betons im Zuge der Austrocknung (Einsatz von schwindarmen Betonen mit entsprechender Nachbehandlung)
- Verdrehungen im Bereich von Endauflagern
- Verformungen durch Temperaturänderungen zwischen Herstell- und Nutzungszeitraum

Dehnungsfugen sind konsequent zwischen den Baukörpern bis zur Oberkante des Fundamentes durchzuführen. Die Anordnung auch durch die Ausbauelemente ist daher mit erhöhtem Aufwand verbunden.

Bei Setzungsugen wird zusätzlich die Gründung in Abschnitte getrennt, wenn dies komplizierte Baugrundverhältnisse erfordern, z.B. bei bindigem Boden, unterschiedlicher Homogenbereiche [12] oder Lastkonzentrationen.

Für nachhaltige Bauwerke ist deshalb schon in den frühen Planungsphasen zu prüfen, ob und an welchen Stellen Gebäudetrennfugen oder Arbeitsfugen sinnvoll sind (Bild 35).

### 7.1 Abstand von Gebäudedehnungsfugen

Verformungsbetrachtungen sollten grundsätzlich schon ab Gebäudelängen von etwa 20 m unternommen werden. In der Regel sind bei außengedämmten Konstruktionen größere Abstände der Gebäudetrennfugen möglich. Grundlage für die Planung von Gebäudetrennfugen ist zunächst die Wahl der Wandkonstruktion für die tragenden Innen- und Außenwände in Verbindung mit den angrenzenden Massivbauteilen aus Stahlbeton.

Wegen der außen angeordneten Dämmung bei KS-Funktionswänden sind Temperatureinwirkungen auf den gesamten Bau-

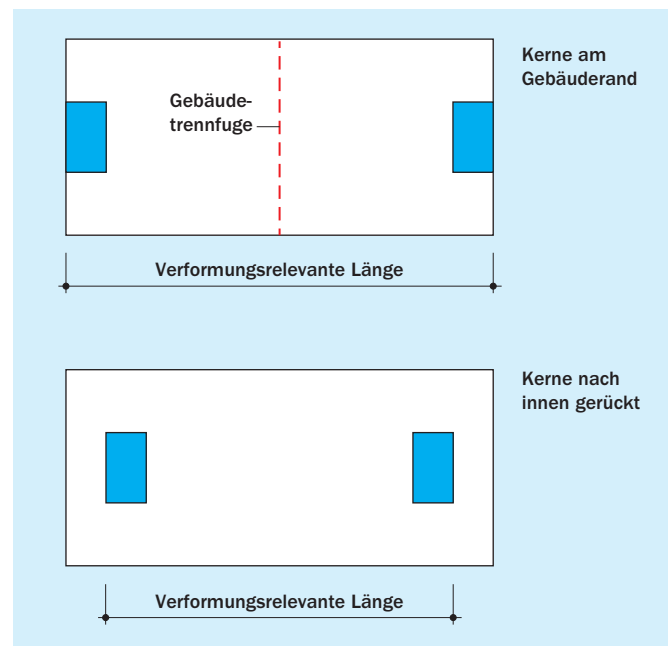


Bild 36 Auswirkung des Gebäudegrundrisses auf die Anordnung von Dehnungsfugen

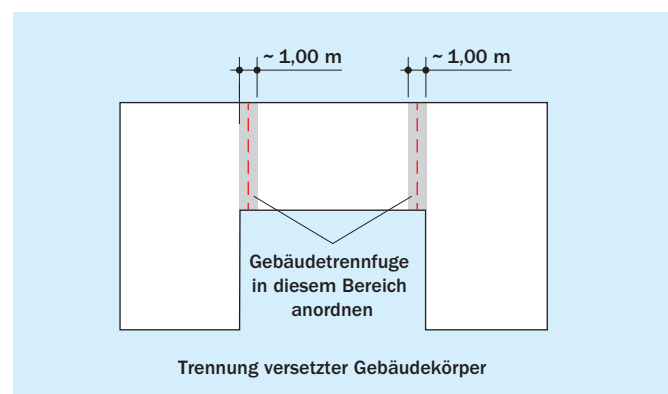


Bild 37 Trennung versetzter Gebäudekörper mit Gebäudetrennfugen



körper gering. Praxisbeispiele aus den letzten 20 Jahren zeigen, dass bei günstiger Grundrissplanung mit geeigneten Maßnahmen zur Mauerwerksausbildung und sorgfältiger Bauausführung deutlich größere Gebäudelängen ohne Gebäudetrennfugen möglich sind.

Zu beachten ist, dass bei gegliederten Gebäudeformen (z.B. L-, T- oder Z-förmige Grundrisse) das zu erwartende Rissrisiko infolge der unterschiedlichen Formänderungen im Übergang der einzelnen Gebäudeteile grundsätzlich durch Dehnungsfugen minimiert werden muss (siehe Bilder 36 und 37).

Ausgehend von den Festpunkten (z.B. Aussteifungswänden, Aufzugsschächte und Treppenhäuser) können mit Hilfe von Schwind- und Temperaturkennwerten die zu erwartenden Längenänderungen von Dachdecken und Wänden abgeschätzt wer-

den. Die zu erwartenden Schwind- und Temperaturverformungen von KS-Mauerwerk und Stahlbeton sind in den Tafeln 3 und 4 dargestellt.

Der in DIN EN 1996/NA angegebene Rechenwert der Feuchte-dehnung von Kalksandsteinen (Schwindmaß)  $\varepsilon_{s\infty} = -0,2 \text{ mm/m}$  bezieht sich auf Prüfergebnisse an wasservorgelagerten Steinen. Ein Schwindmaß von  $-0,1 \text{ mm/m}$  ist daher in vielen Fällen baupraktisch erreichbar, da in der Regel auf Baustellen trockene bzw. evt. nur oberflächenfeuchte Steine verarbeitet werden. Risserzeugend wirken vor allem Dehnungsdifferenzen der einzelnen Bauteile und nicht die absolute Verformung eines Einzelbauteils. Daher ist die Kombination von Kalksandsteinwänden und Betondecken bei sorgfältiger Analyse der möglichen Verformungsdifferenzen im Regelfall eine Konstruktion mit verhältnismäßig geringer Rissneigung der einzelnen Bauteile.

**Tafel 3 Schwindverformungen durch Kalksandsteine und Stahlbeton für reale Gebäudelängen**

Schwinddehnung	Kennwerte für Schwinden $\varepsilon_f$	Gebäudelängen $L$		
		$L = 10 \text{ m}$	$L = 20 \text{ m}$	$L = 50 \text{ m}$
Kalksandstein	$-0,2/-0,1 \text{ mm/m}$	$-2,0/-1,0 \text{ mm}$	$-4,0/-2,0 \text{ mm}$	$-10,0/-5,0 \text{ mm}$
Stahlbeton w/z-Wert	Je höher der Bewehrungsgehalt, desto geringer das Schwindmaß			
0,3	$\approx -0,25 \text{ mm/m}$	$-2,5 \text{ mm}$	$-5,0 \text{ mm}$	$-12,5 \text{ mm}$
0,5	$\approx -0,50 \text{ mm/m}$	$-5,0 \text{ mm}$	$-10,0 \text{ mm}$	$-25,0 \text{ mm}$
0,7	$\approx -0,90 \text{ mm/m}$	$-9,0 \text{ mm}$	$-18,0 \text{ mm}$	$-45,0 \text{ mm}$

Einzelne Verformungen (Längenänderungen) können sich auch überlagern.

**Tafel 4 Temperaturverformungen durch Kalksandsteine und Stahlbeton für reale Gebäudelängen**

Temperaturdehnung $\Delta l_T = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l$	Kennwerte für Temperaturdehnung $\alpha_T$ (bei Temperaturunterschied von 20 K)	Gebäudelängen $L$		
		$L = 10 \text{ m}$	$L = 20 \text{ m}$	$L = 50 \text{ m}$
Kalksandstein	$0,008 \text{ mm/m} \cdot \text{K}$	$\pm 1,6 \text{ mm}$	$\pm 3,2 \text{ mm}$	$\pm 8,0 \text{ mm}$
Stahlbeton	$0,010 \text{ mm/m} \cdot \text{K}$	$\pm 2,0 \text{ mm}$	$\pm 4,0 \text{ mm}$	$\pm 10,0 \text{ mm}$

Einzelne Verformungen (Längenänderungen) können sich auch überlagern.



## 8. Dehnungsfugen in Ausfachungswänden und Verblendschalen

Gering belastete und damit wenig überdrückte, nicht tragende innere Trennwände (z.B. Ausfachungswände in Skelettbauten) sowie Verblendschalen sind in ihrer Länge zu begrenzen. Für nicht tragende innere Trennwände gelten die Werte aus [11].

Es ist ausreichend, wenn die einzelnen Wandabschnitte je nach Wandart und Beanspruchung durch entsprechend ausgebildete Fugen voneinander getrennt werden. Zur Unterteilung eignen sich beispielsweise Stahlbetonstützen oder Stumpfstöße an Querwände.

Für Verblendschalen aus KS-Mauerwerk sollte der Abstand der Fugen nicht mehr als 6 m betragen. Die Dehnungsfugen sind nach DIN 18540-19 auszubilden.

Für Verblendschalen zeigt Bild 38 die Anordnung vertikaler Dehnungsfugen. Diese sollten in der Regel an den Gebäudeecken angeordnet werden. Ist dies beispielsweise aus ästhetischen Gründen unerwünscht (Eckverband als wesentliches Stilelement im Mauerwerksbau), so sind auch zwei Dehnungsfugen im Abstand von jeweils etwa maximal 2 m bzw. halbem Dehnungsfugenabstand von der Ecke sinnvoll. Bei Ausbildung der Dehnungsfugen ist auf deren ausreichende Breite ( $\geq 10$  mm) zu achten.

Weiterhin ist auch zu prüfen, ob eine Verformung der Verblendschalen in vertikaler Richtung sinnvoll ist. Wenn erforderlich, sind entsprechende horizontale Dehnungsfugen anzuordnen, die bei mehrgeschossigen Bauten unterhalb der notwendigen Abfangkonstruktion für die Verblendschale vorzusehen sind (Bild 39).

### 8.1 Rissbildung durch Längenänderung in vertikaler und horizontaler Richtung

#### 8.1.1 Verformungsfall HV1: Zweischalige Außenwände mit Verblendschale

Bei zweischaligen Außenwänden treten in der Regel sehr unterschiedliche Verformungen der beiden Mauerwerksschalen auf.

Die Innenschale verformt sich im Wesentlichen durch Kriechen und Schwinden; nennenswerte temperaturbedingte Verformungen sind wegen der weitgehend konstanten Raumtemperatur nicht zu erwarten. Die Außenschale (Verblendschale)

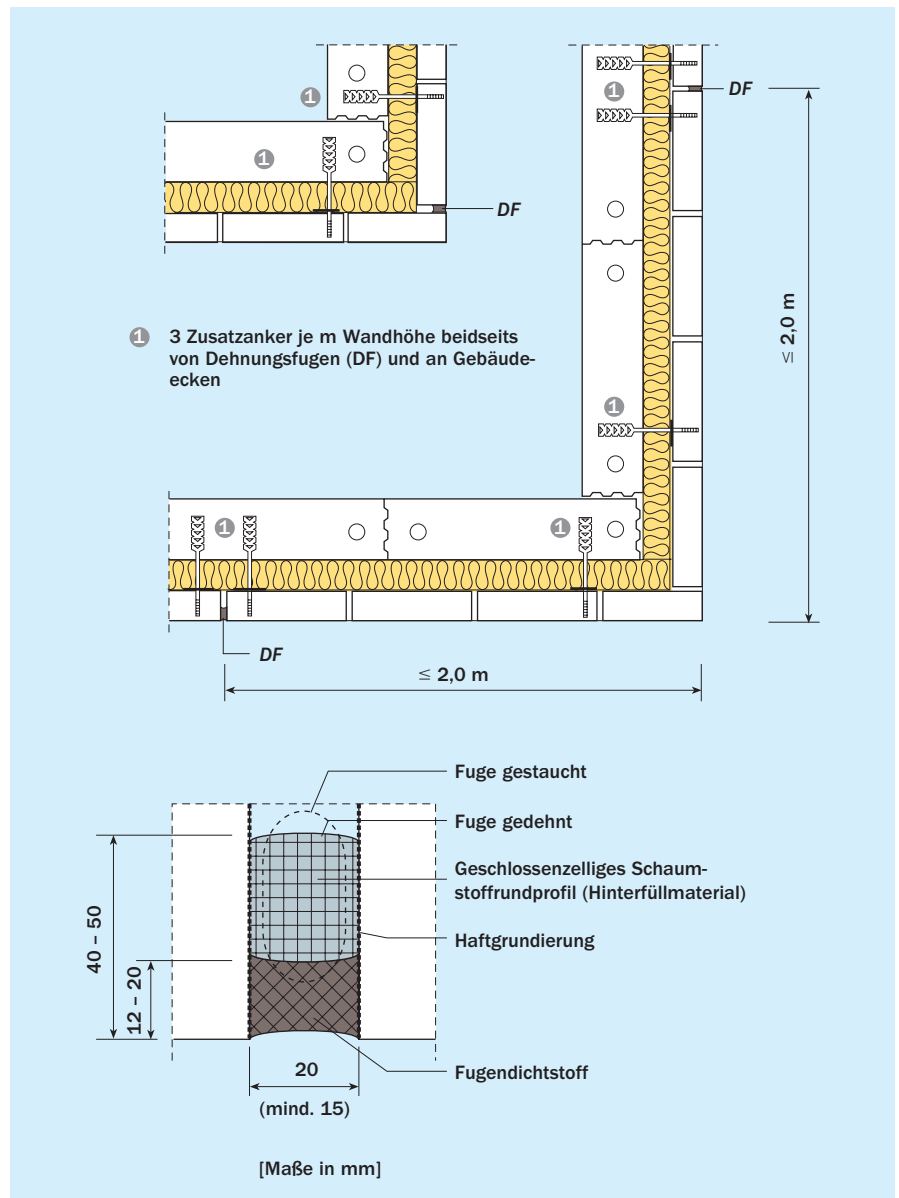


Bild 38 Verblendschalen mit vertikaler Dehnungsfuge (DF) an den Gebäudeecken

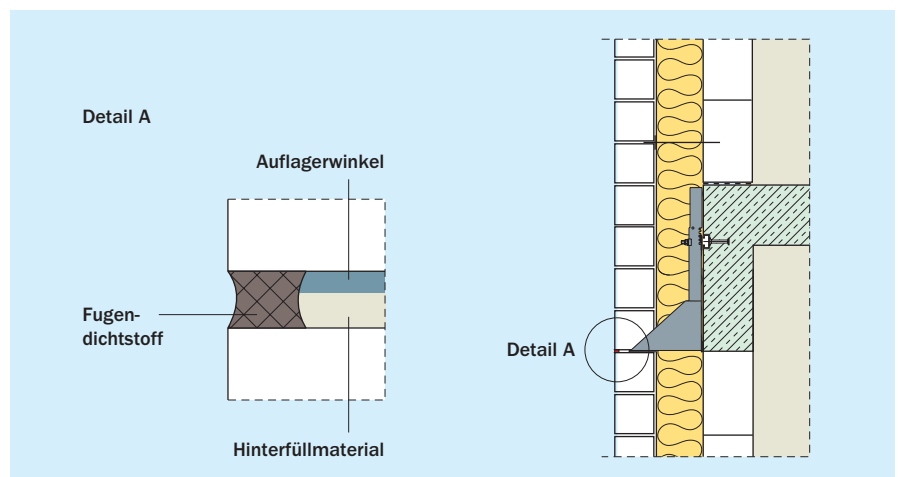
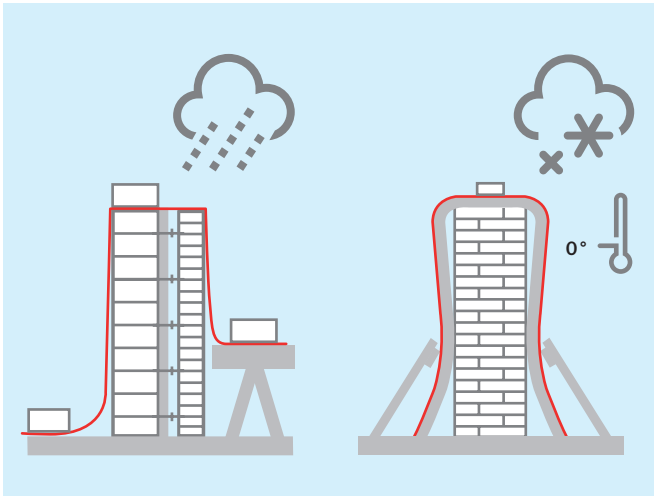


Bild 39 Verblendschalen mit horizontaler Dehnungsfuge



**Bild 40** Frisches Mauerwerk ist vor Regen und Frost zu schützen

le) ist unmittelbar den klimatischen Einflüssen, d.h. Temperatur- und Feuchteänderungen, ausgesetzt. Die Verblendschale sollte sich deshalb weitgehend unbehindert von der Innenschale verformen können. Die notwendige Verankerung zwischen beiden Schalen ist in Richtung Wandhöhe und -länge so weich auszuführen, dass sie nicht zu wesentlichen Verformungsbehinderungen führt.

Die Verformungen der Verblendschale werden jedoch durch die notwendige Auflagerung und ggf. auch durch das seitliche Anbinden an Nachbarbauteile (weiterführende Verblendschalen oder z.B. Stützen) behindert. Durch diese Verformungsbehinderungen entstehen Zugspannungen in der Verblendschale, die ab einer bestimmten Wandlänge bzw. einem gewissen Verhältniswert Wandlänge/Wandhöhe im mittleren Bereich der Wandlänge nahezu horizontal verlaufen. Die Höhe dieser Zugspannungen hängt ab von der Größe der Formänderungen (Schwinden, Wärmedehnung), dem Zug-E-Modul des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen, dem Behinderungsgrad (im Auflagerbereich) sowie dem Spannungsabbau durch Relaxation.

Durch ein einfaches Berechnungsverfahren [8], das theoretisch und versuchsmäßig ausreichend begründet ist, lassen sich die

rissfreie Wandlänge bzw. der Dehnungsfugenabstand von Verblendschalen mit guter Genauigkeit abschätzen. Die Berechnungsergebnisse stimmen mit den Praxiserfahrungen zufriedenstellend überein.

Bei längeren nicht oder nur wenig belasteten Mauerwerkswänden (nicht tragende Wände, Verblendschalen, Ausfachungen), die durch angrenzende Wände oder durch Stahlbetondecken an der Formänderung in horizontaler Richtung behindert sind, entstehen ebenfalls Zugspannungen, die durch entsprechende Rissbildung abgebaut werden. Insbesondere im Bereich von Brüstungen besteht ein erhöhtes Rissrisiko. In [8] werden ausführlich Rechenverfahren zu diesem Verformungsfall aufgezeigt und bewertet.

### 8.1.2 Maßnahmen zur Erhöhung der Rissicherheit

#### 1. Herstellen der Verblendschalen bei günstiger Außentemperatur

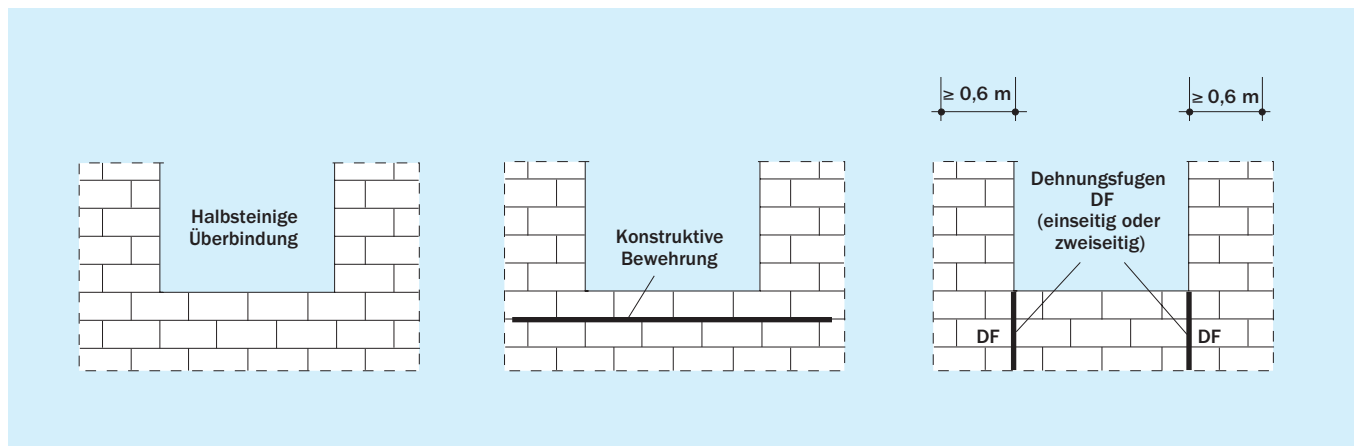
Soweit möglich, sollen die Verblendschalen bei niedriger Außentemperatur hergestellt werden. Dadurch werden die jahreszeitlich bedingte Abkühlung unter die bei der Erstellung des Mauerwerks vorherrschende Temperatur und damit die zugspannungserzeugende Temperaturverformungen klein gehalten. Gleichzeitig verringert sich im Allgemeinen auch das Risiko einer zu schnellen und zu starken Austrocknung. Durch diese würde ein zu hohes Anfangsschwinden im äußeren Mörtel-Stein-Bereich hervorgerufen, was den Haftverbund zwischen Mörtel und Stein und damit auch die Zugbeanspruchbarkeit des Mauerwerks beeinträchtigt.

#### 2. Schutz vor ungünstigen Witterungseinflüssen

Die Verblendschalen sollen zumindest bis zum Alter von einer Woche nach dem Herstellen vor Regen (Schlagregen) und zu schnellem und starkem Austrocknen ausreichend geschützt werden. Dies kann z.B. durch Abdecken mit Folien erfolgen, Bild 40. Frühzeitiges starkes Durchfeuchten der Mauerwerkswände vergrößert das spätere Schwinden bei Austrocknung.

#### 3. Konstruktive Bewehrung

Anordnen von konstruktiver Bewehrung in den Lagerfugen besonders rissempfindlicher Bereiche bei Verblendschalen, z.B. Brüstungen (Bild 41).



**Bild 41** Brüstungsbereiche von Verblendschalen

## Literatur

- [1] Gänßmantel, J.: Klassifizierung, Beurteilung und Instandsetzung gerissener Putze und Fassaden, Dormettingen
- [2] DIN EN 1996-1-1:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und bewehrtes Mauerwerk; in Verbindung mit: DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05
- [3] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen. In: Mauerwerk-Kalender 35 (2010), S. 3–25, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [4] Schubert, P.: Schadensfreies Konstruieren mit Mauerwerk, Teil 1: Formänderungen. In: Mauerwerk-Kalender 27 (2002), S. 313–331, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [5] Pfefferkorn, W.; Klaas, H.: Rißschäden an Mauerwerk. In: Schadenfreies Bauen, Band 7, 3. überarbeitete Auflage, Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart 1996
- [6] DIN 18530:1987-03: Massive Deckenkonstruktionen für Dächer; Planung und Ausführung
- [7] König, G.; Fischer, A.: Vermeiden von Schäden im Mauerwerk- und Stahlbetonbau. Darmstadt: Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1991 – Abschlussbericht
- [8] Schubert, P.: Zur rissfreien Wandlänge von nicht tragenden Mauerwerkswänden. In: Mauerwerk-Kalender 13 (1988), S. 73–488, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [9] DIN EN 1992-1-1: 2004 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [10] Minnert, Jens: Verformung von Stahlbetonbauteilen. In: Konstruktiver Ingenieurbau 04/2017
- [11] DGfM Merkblatt „Nicht tragende innere Trennwände aus Mauerwerk“, Berlin 2017
- [12] Engel, J.; Lauer, C.: Charakteristische Kennwerte und Homogenbereiche – Bewertung von Böden im Erd- und Grundbau. In: Konstruktiver Ingenieurbau 01/2017

### Bildnachweise

Bild S. 158, Bild S. 169 unten: Stefan Witte;  
Bild 30: Frank Purtak; Bild S. 174 unten: Andreas Friese;  
Bild S. 176 unten: Wohnungsgenossenschaft Kleefeld-Buchholz/  
Daniel Junker/KS-ORIGINAL

Bild 11, Bild 13, Bild 19, Bild 20, Bild 24:  
Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V.