

6 Formänderung von Beton

6.1 Verformungsursachen

Belastungen oder lastfreie Einwirkungen, wie z. B. Temperatur- und Feuchteänderungen, rufen im Frisch- und Festbeton *Formänderungen* hervor. Die auf die Anfangslänge bezogenen Formänderungen werden *Dehnungen* ε genannt.

Formänderungen des Frisch- bzw. des Festbetons müssen bei Entwurf, Berechnung und Konstruktion und entsprechend auch bei der Betonzusammensetzung und Nachbehandlung berücksichtigt werden. Einen Überblick über die unterschiedlichen Formänderungen von Beton gibt **Tafel II.6.1-1**.

Die Formänderungen von Beton und damit auch die zugehörigen Kennwerte sind in der Regel temperaturabhängig. Die in diesem Abschnitt eingeführten Zahlenwerte entsprechen im Wesentlichen den Angaben in DIN 1045-1 und gelten für mittlere Temperaturen zwischen 10 °C und 30 °C nach DIN 1045-1.

6.2 Formänderungen bei äußerer Lasteinwirkung

6.2.1 Last-Verformungsverhalten

Unter äußerer Last weist Beton Formänderungen auf, die nach Entlastung, bedingt durch innere zwischenmolekulare Kräfte, nicht sofort und nicht vollständig reversibel (umkehrbar) sind, d. h. neben elastischen treten auch viskoelastische oder plasti-

Tafel II.6.1-1: Formänderungen von Beton

Verformungen				
lastabhängig			lastunabhängig	
kurzzeitig ¹⁾	langzeitig		Wärme- dehnungen	Feuchtedehnungen (Schwinden, Quellen)
elastisch	verzögert elastisch	verzögert plastisch		
	Kriechen			
$\epsilon_{el} = \sigma / E$	$\epsilon_k = \varphi(t, t_0) \cdot \epsilon_{el}$		$\epsilon_T = \alpha_{th} \cdot \Delta T$	$\epsilon_{hygrisch}$
umkehrbar	umkehr- bar	nicht umkehr- bar	umkehrbar	teilweise umkehr- bar bei Feuchtig- keitsänderung
wenig temperaturabhängig			temperaturabhängig	

¹⁾ Neben elastischen Verformungen treten auch geringfügige bleibende Verformungen auf

sche Anteile auf. Beton wird daher als viskoelastischer Stoff betrachtet.

Die gesamte Formänderung von Beton unter äußerer Belastung kann in kurzzeitige, d.h. zeitunabhängige (sofort eintretende), und langzeitige, d.h. zeitabhängige (verzögert eintretende), Anteile aufgeteilt werden (s. Tafel II.6.1-1). Sie werden als *elastisch* ϵ_{el} bezeichnet, wenn sie reversibel sind, und meist als *plastisch* bezeichnet, wenn sie irreversibel sind. Auch bei kurzzeitiger Belastung verhält sich Beton nur näherungsweise elastisch. Bei Entlastung nach kurzzeitiger Spannungseinwirkung sind bleibende Dehnungen vorhanden, die umso größer sind, je näher die erreichte Spannung an der Bruchspannung lag. Die Summe aus verzögert elastischer ϵ_v und verzögert plastischer ϵ_f Formänderung wird als *Kriechen* ϵ_k bezeichnet. Das last- und zeitabhängige Verformungsverhalten ist in **Bild II.6.2-1(a)** dargestellt.

Zur Erläuterung der Begriffe siehe auch [Ros2, Hil3, Mue2]. Die unter einer bestimmten „Belastungsgeschichte“ aufgetretenen Dehnungen können auch in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm dargestellt werden (s. **Bild II.6.2-1(b)**).

6.2.2 Verformungen bei Kurzzeitbelastung

Die *Spannungsdehnungslinie* (σ - ϵ -Linie) von Beton hat unter kurzzeitiger einachsiger Druckbeanspruchung einen charakteristischen Verlauf (s. Bild II.6.2-1(b)). Sie ist von Anfang an leicht gekrümmt und folgt somit im aufsteigenden Ast nur näherungsweise dem Hooke'schen Gesetz:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad [\text{Gl. II.6.2-1}]$$

wobei E für den *Elastizitätsmodul* steht. Unter den im Gebrauchszustand auftretenden Kurzzeitbelastungen können die Verformungen ausreichend genau als linear von der Belastung abhängig betrachtet werden.

Die Krümmung der σ - ϵ -Linie geht im Wesentlichen auf *Mikrorisse* im Zementstein und in der Verbundzone Gesteinskörnung-Matrix zurück (s. Abschnitt II.3), die durch die Belastung bzw. durch Schwinden und Temperatureinflüsse verursacht werden (s. **Bild II.6.2-2**). Bei Laststeigerung bis zu rd. 40 % der Bruchspannung entwickeln sich Mikrorisse in kleiner Zahl, die an Inhomogenitäten der Matrix beginnen. Bis hier erstreckt sich der Bereich der Gebrauchsbeanspruchung. Darüber hinaus vermehren sich Risse lastabhängig in den Kontaktzonen zwischen Matrix und Gesteinskörnung und die Verformungen nehmen stärker zu. Ungefähr mit dem Ende des stabilen (lastabhängigen) Risswachstums bei rd. $0,7 \cdot f_c$ bis $0,9 \cdot f_c$ wird die *Dauerstandfestigkeit* erreicht. Weitere Laststeigerungen mit instabilem Risswachstum führen in begrenzter Zeit zum Bruch. Die Druckbruchdehnung von Beton beträgt rd. $\epsilon_{cu} = -2$ bis $-2,5$ mm/m.

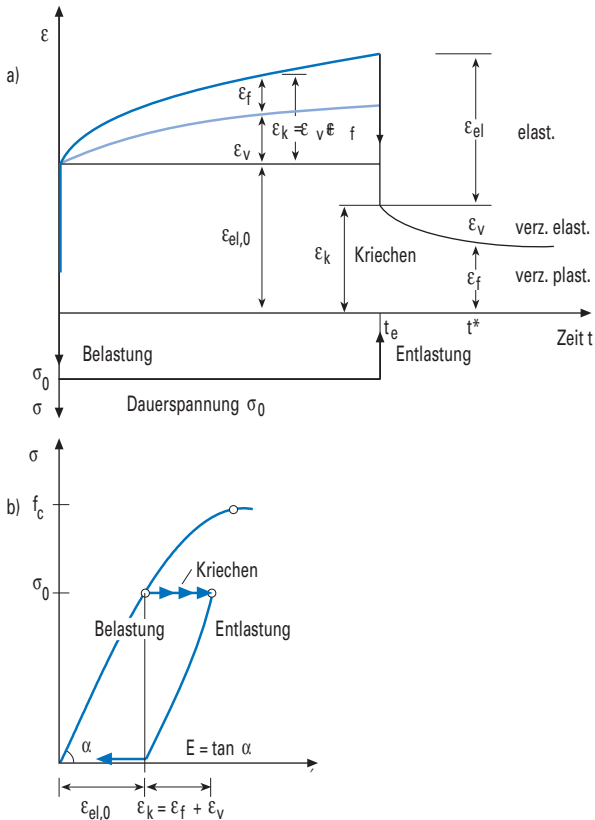


Bild II.6.2-1: Verformungsverhalten von Beton bei äußerer Belastung (schematisch)

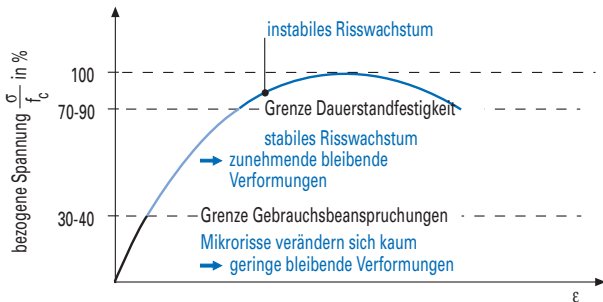


Bild II.6.2-2: Gefügeveränderungen unter Druckbeanspruchung

Unter Zugbeanspruchung wird eine weitgehend lineare Dehnungszunahme von ca. 70 bis 80 % der Zugfestigkeit beobachtet. Die Zugfestigkeit kann sehr stark durch Eigen- und Gefügespannungen, z. B. infolge Austrocknens, vermindert werden. Sie entwickelt sich zeitlich nicht proportional zur Druckfestigkeit (s. Abschnitt II.3), sondern schneller. Die Zugbruchdehnung von Beton beträgt rd. 0,1 bis 0,15 mm/m.

Quer zu den Dehnungen ϵ_1 in Beanspruchungsrichtung (Linie a in **Bild II.6.2-3**) treten Dehnungen ϵ_q auf (Linie b in **Bild II.6.2-3**), die über die *Querdehnungszahl* μ zu ϵ_1 proportional sind:

$$\epsilon_q = -\mu \cdot \epsilon_1 \quad [\text{Gl. II.6.2-2}]$$

Die Querdehnungszahl hängt von der Betonzusammensetzung, vom Alter und Feuchtigkeitszustand sowie von der Prüfspannung ab. Im elastischen Bereich liegt μ zwischen 0,15 und 0,25, steigt bei Druckspannungen oberhalb von etwa 40 % der Druckfestigkeit deutlich an und erreicht bei Spannungen knapp unter-

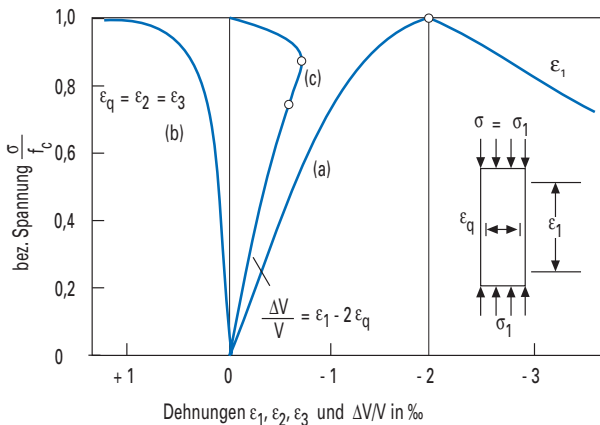


Bild II.6.2-3: Längs-, Quer- und Volumendehnung von Beton bei einachsigem Druck und konstanter Verformungsgeschwindigkeit

halb der Bruchspannung Werte um $\mu = 0,5$ [Rei2]. Die Volumenänderung $\Delta V/V$ des Betonkörpers (Linie c in Bild II.6.2-3) stellt ein Maß für die Verdichtung oder Auflockerung des Gefüges dar. Bei rd. 90 % der Bruchspannung findet infolge der rasch wachsenden *Querdehnung* ein Übergang von der Volumenverminderung zu einer Volumenvergrößerung statt. Bei diesem Lastniveau ist wegen der zunehmenden Gefügauflockerung die Dauerstandfestigkeit bereits überschritten.

Der Einfluss der Querdehnung ist bei der Bemessung von Bauteilen meist vernachlässigbar ($\mu = 0$); soll die Querdehnung z. B. bei Flächentragwerken berücksichtigt werden, darf einheitlich mit $\mu = 0,2$ gerechnet werden [Rei2, Zil1].

Für die Berechnung der Verformungen im *Gebrauchszustand* von Betonbauteilen wird elastisches Verhalten angenommen, das über den E-Modul berücksichtigt wird. Der *E-Modul* wird entweder durch die Neigung der σ - ϵ -Linie im Ursprung beschrieben oder durch die Neigung der Sekante zwischen Beanspruchungen von ca. 0 N/mm^2 und etwa $1/3$ der Festigkeit (s. DIN 1048-5 und Bild II.6.2-1 (b)). Näherungsweise entspricht der Ursprungsmodul auch dem Zugelastizitätsmodul.

Der E-Modul von Normalbeton nimmt mit der Festigkeit der Matrix, mit abnehmendem Matrixvolumen und mit dem Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung zu. Der E-Modul von Beton kann aus den E-Moduln und den Volumenanteilen der Gesteinskörnung und der Matrix anhand von Modellen abgeschätzt werden [Man4]. Der E-Modul von Normalbeton liegt mit $20\,000$ bis $40\,000 \text{ N/mm}^2$ im Alter von 28 d zwischen dem E-Modul der Matrix mit $5\,000$ bis $20\,000 \text{ N/mm}^2$ und dem E-Modul der Gesteinskörnung mit $10\,000$ bis $100\,000 \text{ N/mm}^2$ (s. Abschnitt II.3.3, Tafel II.3.3-1).

Für Normalbeton kann der E-Modul mit ausreichender Genauigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit rechnerisch ermittelt werden (E_{cm} nach **Tafel II.6.2-1** gemäß DIN 1045-1). Für Leichtbeton mit E-Moduln der Gesteinskörnung zwischen $3\,000$ und $20\,000 \text{ N/mm}^2$, die oft niedriger als der E-Modul der Matrix sind, muss der Einfluss der Rohdichte ρ auf den E-Modul zusätzlich rechnerisch berücksichtigt werden (s. Tafel II.6.2-1). Erhebliche Abweichungen von diesen Rechenwerten sind möglich [Bra3, Rei2].

Für übliche Betonbauwerke kann das elastische Verformungsverhalten ausreichend genau mit den E-Moduln in Tafel II.6.2-1 abgeschätzt werden. Bei Bauwerken, deren Gebrauchs- und Tragverhalten stark von ihrem Verformungsverhalten beeinflusst

Tafel II.6.2-1: Festigkeitsklassen und E-Moduln von Normalbeton und Leichtbeton für die angegebenen Rohdichten. E_{cm} stellt den mittleren Elastizitätsmodul als Sekante bei einer Spannung von ca. $0,4 f_{cm}$ dar mit $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$ nach DIN 1045-1.

Normalbeton			Leichtbeton			
Festigkeitsklasse	$f_{ck,cyl}$ N/mm ²	E_{cm} kN/mm ²	Festigkeitsklasse	$f_{ck,cyl}$ N/mm ²	ρ kg/m ³	E_{cm} kN/mm ²
C12/15	12	26	LC12/13	12	1200	7,7
C16/20	16	27,5	LC16/18	16		8,2
C20/25	20	29	LC20/22	20	1300	10,1
C25/30	25	30,5	LC25/28	25		10,6
C30/37	30	32	LC30/33	30	1400	13
C35/45	35	33,5	LC35/38	35	1500	15,6
C40/50	40	35	LC40/44	40		16,3
C45/55	45	36	LC45/50	45	1600	19
C50/60	50	37	LC50/55	50		19,6
C55/67	55	37,8	LC55/60	55	1700	22,6
C60/75	60	38,8	LC60/66	60	1800	26
C70/85	70	43	<u>Normalbeton:</u> $E_{cm} = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3}$ <u>Leichtbeton:</u> $E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$ mit $\eta_E = (\rho/2200)^2$			
C80/95	80	44				
C90/105	90	44,5				
C100/115	100	45				

wird, wie z. B. Tragkonstruktionen mit großer Spannweite und/oder Vorspannung, muss sichergestellt werden, dass der E-Modul des eingebauten Betons den Annahmen bei der Trag-

werksplanung entspricht. In diesen Fällen ist besonders darauf zu achten, dass die Schnittstelle zwischen Rechenannahmen und Ausführung durch entsprechende qualitätssichernde Maßnahmen abgesichert wird.

Der mittels Resonanzfrequenz oder Ultraschall ermittelte *dynamische E-Modul* ist stets größer als der statisch ermittelte E-Modul. Das Verhältnis zwischen beiden Moduln ist jedoch keine konstante Größe. Daher kann die statische Prüfung des E-Moduls in der Regel nicht durch eine dynamische (zerstörungsfreie) Prüfung ersetzt werden.

6.2.3 Verformungen unter Dauerbeanspruchung

Unter Dauerlast besteht die gesamte Dehnung aus einem sofort eintretenden elastischen Teil ϵ_{el} und aus einem Teil, der im Laufe der Zeit zunimmt, der Kriechdehnung ϵ_k (s. Tafel II.6.1-1 und Bild II.6.2-1). Die Kriechvorgänge werden im Wesentlichen auf die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein und auf damit verbundene Gleitvorgänge zurückgeführt. Für die Größe des Kriechens ist deshalb der Wassergehalt des Betons bei Belastungsbeginn und der mögliche Wasserverlust während der Belastung von entscheidendem Einfluss.

Bis zu einer *Dauerspannung* σ_0 von etwa 40 % der Druckfestigkeit sind die Kriechverformungen proportional zur einwirkenden Dauerspannung und damit zur elastischen Verformung infolge σ_0 . Bei höheren Dauerbelastungen bilden sich zunehmend Mikrorisse (siehe Bild II.6.2-2). Oberhalb des Bereichs der Gebrauchsspannungen sind lineare Ansätze für eine theoretische Erfassung des Kriechens nicht mehr zutreffend. Die Nichtlinearität muss berücksichtigt werden, s. z. B. [She1, Rei2, Zil1] und CEB-FIB Model Code 1990 (s. Abschnitt IV.2.5). Die *Kriechzahl* $\varphi(t, t_0)$ gibt das Verhältnis von Kriechverformung im Zeit-

punkt t für ein Belastungsalter t_0 zur elastischen Verformung ϵ_{el} desselben Betons im Alter von 28 d bei gleicher Belastungshöhe wieder (Tafel II.6.1-1).

Die Größe der Kriechverformung hängt maßgeblich ab von der Belastungshöhe, von der Belastungsdauer, den Umweltbedingungen, der Betonzusammensetzung, vom Erhärtungszustand (Reifegrad) bei Belastungsbeginn sowie von den Bauteilabmessungen. Die verschiedenen Einflüsse auf die Kriechverformung bei der Bemessung werden mit einem einfachen Produktansatz in DIN 1045-1 berücksichtigt. Der Einfluss der Betonzusammensetzung wird über die Festigkeitsklasse des Zements sowie über die mittlere Betondruckfestigkeit erfasst.

Die Kriechverformung eines Bauteils strebt der *Endkriechdehnung* und damit einer *Endkriechzahl* zu. Da im Allgemeinen die Auswirkungen des Kriechens nur für den Zeitpunkt $t = \infty$ zu berücksichtigen sind, kann vereinfacht mit $\varphi(\infty, t_0)$ gerechnet werden. DIN 1045-1 enthält Angaben für die Bestimmung von $\varphi(\infty, t_0)$. **Bild II.6.2-4** zeigt als Beispiel einige Werte für Normalbeton und hochfesten Beton. Es ist zu erkennen, dass je feuchter die Umgebungsbedingungen, je höher der Reifegrad und je niedriger der Wasserzementwert (im Bild über die Betonfestigkeitsklasse berücksichtigt) sind, desto geringer fällt bei sonst gleichen Verhältnissen das Kriechen aus. Für Leichtbeton müssen zusätzliche Faktoren berücksichtigt werden.

Zur Berechnung der Endkriechdehnung und der Kriechzahl zu einem beliebigem Zeitpunkt sowie zur Berücksichtigung unterschiedlicher Bauteilabmessungen, Temperaturen, Dauerbelastungen (höher als $0,45 f_{ck}$) und nicht konstanter Betonspannung sind DIN 1045-1 und z. B. [Rei2, Zil1, Mue1, Mue2] zu beachten. Weitere Angaben über das Betonkriechen können auch aus [Nev1, Baz1, Baz2, Hil3] entnommen werden.

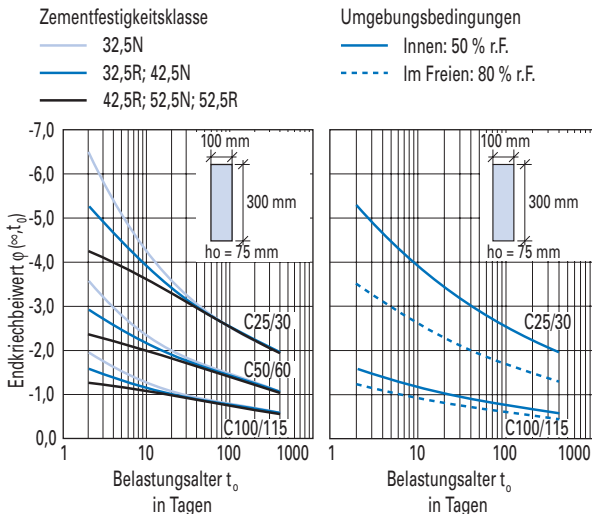


Bild II.6.2-4: Endkriechzahl nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit vom Belastungsalter, von der Zementfestigkeitsklasse, von der relativen Feuchte (r.F.) der Umgebung und von der wirksamen Dicke h_0 für ausgewählte Betonfestigkeitsklassen. Diese Werte gelten für Konstruktionsbetone, die einer Temperatur zwischen 10 °C und 30 °C ausgesetzt sind, und für eine Dauerspannung kleiner 0,45 f_{ck} . Die wirksame Dicke wurde für allseitige Austrocknung des Bauteils berechnet.

Ein Sonderfall des Kriechens unter veränderlicher Spannung stellt die *Relaxation* dar. Sie drückt den Spannungsabfall bei konstant gehaltener Dehnung aus. Analog zur Kriechzahl kann die Relaxation durch eine Relaxationszahl Ψ beschrieben wer-

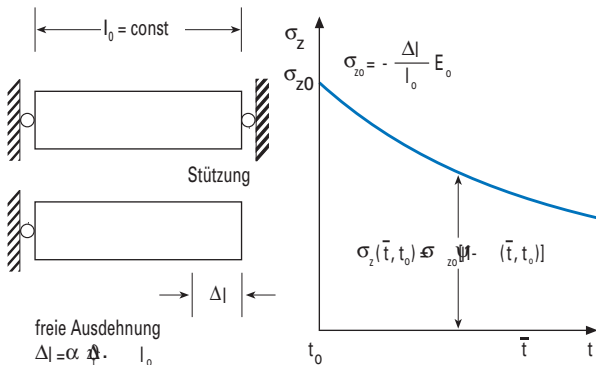


Bild II.6.2-5: Relaxation einer thermischen Zwangspannung von Beton, Beispiel [Ros2]

den (Bild II.6.2-5). Näherungsweise gilt folgender Zusammenhang zwischen Relaxations- und Kriechzahl:

$$\Psi(t, t_0) = \varphi(t, t_0) / [1 + \xi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad [\text{Gl. II.6.2-3}]$$

mit ξ (Relaxationsbeiwert), der nach [Tro1, Baz3] i. d. R. mit 0,8 bis 1 angesetzt werden kann. Umfassendere Angaben über die Relaxation können aus [She1, Tro1, Baz3, Ros3, Hin3] entnommen werden.

6.3 Lastunabhängige Verformungen

6.3.1 Ursachen

Formänderungen ohne äußere Lasteinwirkung werden durch Änderungen des Feuchtehaushalts im Beton (Schwinden und Quellen) oder durch Temperaturänderungen hervorgerufen.

Daneben können auch bei nicht sachgerechter Betonzusammensetzung volumenvergrößernde chemische Reaktionen (Treiben) auftreten (s. Abschnitte II.7.3.3 und II.7.6).

6.3.2 Hygrisch bedingte Verformungen

Zementgebundene Werkstoffe werden durch Änderungen des Feuchtehaushalts in den Poren des Zementsteins verformt. Durch Austrocknung bedingte Volumenabnahmen werden als *Schwinden*, durch Feuchtezufuhr verursachte Volumenzunahmen als *Quellen* bezeichnet. Die Feuchtegehaltsänderung kann durch kapillaren Wassertransport oder durch Diffusion erfolgen. Diese Zusammenhänge sind u. a. in [Gru3] näher dargestellt. Schwind- und Quellmaße werden in der Regel als lineare (eindimensionale) Formänderungen angegeben. Beim Schwinden unterscheidet man vier Arten.

Das *Kapillarschwinden* (*Frühschwinden*, *plastisches Schwinden*) entsteht durch Kapillarkräfte beim Entzug des Wassers aus dem frischen noch verarbeitbaren Beton, z. B. durch wassersaugende Gesteinskörnungen oder durch Verdunstung an der Oberfläche. In Betonen kann das plastische Schwinden bei fehlender Nachbehandlung zu Dehnungen bis zu rd. 4 mm/m führen. Wenn der „grüne“ Beton nicht mehr plastisch verformbar ist, kommt das Kapillarschwinden zum Stillstand. Durch Kapillarschwinden können Risse senkrecht zur Oberfläche auftreten, die mehrere Zentimeter tief in den Beton hineinreichen.

Das *chemische Schwinden* entsteht durch die chemische Bindung des Anmachwassers in den Hydratphasen und die dadurch verursachte Volumenverminderung, die der aus Zement und Anmachwasser bestehende Zementleim während der Hydratation erfährt. Nach vollständiger Hydratation, die einen w/z-Wert von $\geq 0,40$ voraussetzt (siehe Bild II.3.3-1), beträgt diese Volu-

menverminderung 8 Vol.-%. Bei konservierender Lagerung (ohne Wasserzufuhr von außen) hat das chemische Schwinden eine innere Austrocknung (Selbstaustrocknung) zur Folge. Dadurch verursacht bauen sich während der Hydratation und der zunehmenden Erhärtung bzw. Gefügeentwicklung Spannungen im Porenraum auf, die äußere Volumenänderungen bewirken. Die äußere Verringerung des Volumens wird als *autogenes Schwinden* bezeichnet und i. d. R. als lineare Verformung erfasst [Thi6]. Messbare Schwindverformungen durch „innere Austrocknung“ treten bei Betonen mit Wasserzementwerten $<$ rd. 0,5 auf [Gru3]. Übliche Praxisbetone können Verformungen infolge autogenen Schwindens von bis zu rd. $\epsilon_{cs} = -0,1$ mm/m, hochfeste Betone von rd. $\epsilon_{cs} = -0,15$ bis $-0,25$ mm/m erreichen. Bei zwangbeanspruchten Bauteilen mit niedrigem w/z-Wert wird die frühe Rissbildung durch autogenes Schwinden gefördert, weil die Schwindverformung sich schon sehr früh auf den gesamten Querschnitt erstreckt. Langfristig ist das autogene Schwinden Teil des normalen Trocknungsschwindens.

Unter *Carbonatisierungsschwinden* versteht man ein irreversibles Schwinden, das durch die Reaktion des Kohlendioxids der Luft mit dem Calciumhydroxid im Zementstein entsteht. Es wird wie die Carbonatisierung durch niedrige Umgebungsfeuchten (50 bis 70 % relative Feuchte) begünstigt. Durch Carbonatisierungsschwinden können Netzzrisse entstehen, die den Korrosions- und Frostwiderstand des Betons im oberflächennahen Bereich beeinträchtigen können. Das Carbonatisierungsschwinden kann bis zu rd. 50 % des Austrocknungsschwindens erreichen. Es ist jedoch bemessungstechnisch für Bauteile i. d. R. nicht relevant, weil es nur in der schmalen carbonatisierten Randzone auftritt.

Unter *Trocknungsschwinden* versteht man das Schwinden, das bei Festbeton während der Austrocknung durch Wasserverlust

nach außen auftritt. Es wird durch Abgabe des chemisch nicht gebundenen Wassers aus den Kapillarporen hervorgerufen. Das Trocknungsschwinden hängt vor allem von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung ab.

Autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden haben eine Volumenkontraktion in der Zementsteinmatrix zur Folge, die durch die nichtschwindende Gesteinskörnung behindert wird.

Bei gleichen Umweltbedingungen und Bauteilabmessungen hängt das Schwinden des Betons vom Zementsteinvolumen, vom E-Modul der Gesteinskörnung und vom Verbund der Gesteinskörnung zum Zementstein ab. Übliche Wasserzementwerte im Bereich von $w/z = 0,4$ bis $0,6$ führen zum gleichen Schwindmaß, wenn die vorgenannten Einflussgrößen gleich sind [Gru3].

Art und Volumenanteil der Gesteinskörnung beeinflussen die hygrischen Verformungen des Betons, da einerseits ein zunehmender Gehalt an Gesteinskörnung zu einer Verringerung des Zementsteinvolumens führt und andererseits die Verformungen durch das Gerüst der Gesteinskörnung behindert werden. Bei mindestens eintägiger Schalzeit und anschließender Austrocknung im Klima $20\text{ °C}/65\text{ \% r.F.}$ weist der Zementstein allein ein Schwindmaß von rd. 3 mm/m auf [Gru3]. Für praxisnahe Normalbetone mit nicht schwindender quarzitischer Gesteinskörnung reduziert sich dieser Wert infolge des geringeren Zementsteinvolumens und der aussteifenden Wirkung des Gerüsts der Gesteinskörnung auf rd. $0,6\text{ mm/m}$, d. h. rd. ein Fünftel. Die Behinderung durch die Gesteinskörnung ist umso ausgeprägter, je größer der E-Modul der Gesteinskörnung ist und je weniger die Gesteinskörnung selbst schwindet. Ein Beton, der mit schwindfähigem Sandstein hergestellt wurde, wies dementsprechend mit $1,25\text{ mm/m}$ ein wesentlich höheres Endschwindmaß auf als Beton mit dem steifen und nichtschwindenden Basalt,

der nur $-0,4$ mm/m erreichte. Weiterhin können poröse Gesteinskörnungen, z. B. einige Muschelkalksplitte oder rezyklierte Gesteinskörnungen, die hygrischen Verformungen der damit hergestellten Betone erheblich vergrößern, wenn sie selbst quellen oder schwinden.

Gegenüber trockenen Innenraumbedingungen verringern sich die Schwindmaße bei Außenbauteilen wegen der dort wesentlich höheren Umgebungsfeuchte und möglicher Wiederbefeuchtungszyklen erheblich. So reduzieren sich für den vorgenannten Normalbeton die Schwinddehnungen, die unter trockenen Innenraumbedingungen rd. $0,6$ mm/m betragen, auf etwa $0,3$ mm/m im Außenbereich, wie z. B. bei Betonfahrbahnen [Eic1].

Der Einfluss des Zementsteinvolumens auf das Schwinden wurde bisher in DIN 4227 durch die Konsistenz des Frischbetons erfasst, sodass die Rechenwerte für das Endschwindmaß in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen, der Konsistenz und der mittleren Bauteildicke angegeben wurden.

Durch die Anwendung von verflüssigenden Zusatzmitteln für die Betonherstellung ist die Konsistenz des Frischbetons als Ersatzparameter zur Berücksichtigung der Zusammensetzung zunehmend weniger geeignet [Mue1].

Die Schwindverformungen werden für die Bemessung mit einem neuen Ansatz in DIN1045-1 angegeben. Der Einfluss der Betonzusammensetzung wird anhand der Zement- und Betonfestigkeitsklasse berücksichtigt. Dabei erfasst die Betonfestigkeitsklasse als Hilfsgröße im Wesentlichen den Einfluss des w/z -Werts [Rei2, Mue2]. Darüber hinaus sind in der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 auch hochfeste Konstruktionsbetone enthalten, bei denen der Anteil des autogenen Schwindens nicht zu vernachlässigen ist. Die gesamte Schwindverformung kann nach DIN 1045-1 als Superposition der Schrumpfdehnung (autogenes Schwinden) und des Trocknungsschwindens angegeben

werden. DIN 1045-1 enthält Endwerte für die Schwinddehnungen. Wie beim Kriechen nähert sich das Schwinden bei konstanten Lagerungsbedingungen asymptotisch dem Endwert.

Bild II.6.3-1 zeigt die Endwerte der Schrumpfdehnung nach DIN 1045-1, wonach der Einfluss des w/z -Werts stellvertretend durch die Betonfestigkeit erfasst wird, und als Beispiel die Endwerte des Trocknungsschwindens für einen Betonbalken bei zwei ausgewählten Umgebungsbedingungen. Das gesamte Schwinden kann als Summe von beiden Endwerten ermittelt werden. Diese Werte gelten für normalfesten und hochfesten Konstruktionsbeton. Für Leichtbeton müssen zusätzliche Faktoren berücksichtigt werden.

Bild II.6.3-2 zeigt den Verlauf der gesamten mittleren Schwinddehnung für einen Normalbeton und für einen hochfesten Beton. Die Endwerte sind nach ca. drei Jahren fast gleich. Die gesamte Schwinddehnung des Normalbetons beträgt das ca. 1,2fache des Trocknungsschwindens, die des hochfesten Betons das ca. 3,8fache. Der Unterschied zwischen den normalfesten und hochfesten Betonen liegt darin, dass die zum maximalen Schwinden erforderliche Austrocknung hochfester Betone bereits weitgehend während der Hydratation des Zements infolge der inneren Selbstaustrocknung erfolgt. Das gesamte Schwinden ist also zu einem wesentlichen Teil mit der Festigkeitsentwicklung bereits abgeschlossen und hängt weniger von umgebungsbedingten Austrocknungsvorgängen ab [Thi6]. Bild II.6.3-2 zeigt, dass z.B. im Alter von 14 Tagen die Schrumpfdehnung des hochfesten Betons bei den ausgewählten Abmessungen etwa mehr als 33 % der gesamten Endschwinddehnung beträgt und bei dem Normalbeton nur ca. 11 %.

Das Schwinden bei wiederholtem Austrocknen nach Wiederbefeuchtung ist deutlich kleiner als bei erstmaligem Austrocknen, da nur ein Teil reversibel ist.

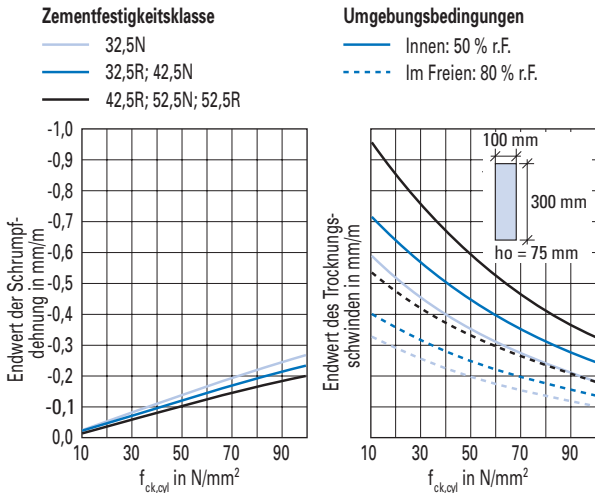


Bild II.6.3-1: Endwerte der Schrumpfdehnung (autogenes Schwinden) nach DIN 1045-1 und Beispiele für die Endwerte des Trocknungsschwindens nach DIN 1045-1. Diese Werte gelten für Konstruktionsbetone, die einer Temperatur zwischen 10 °C und 30 °C ausgesetzt sind und die nicht länger als 14 Tage feucht nachbehandelt werden. Die wirksame Dicke h_0 wurde für allseitige Austrocknung des Bauteils berechnet.

Als Restschwindmaß wird der Anteil des Schwindens bezeichnet, der nach einem bestimmten Zeitpunkt noch auftritt.

Als *Quellen* bezeichnet man die durch Wasserzufuhr verursachte Volumenzunahme. Das Quellen von Zementstein, der nach dem Ausschalen in Wasser gelagert wird, beträgt $\epsilon_{s,\infty} \approx 1$ mm/m. Das

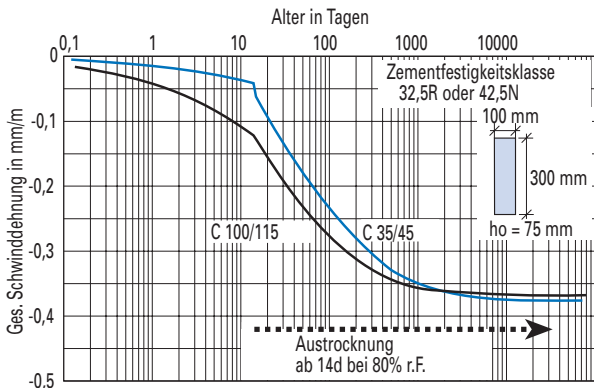


Bild II.6.3-2: Beispiel für die mittlere gesamte Schwinddehnung für einen Normalbeton und einen hochfesten Beton in Abhängigkeit des Alters. Diese Verläufe wurden berechnet mit dem Ansatz der DIN 1045-1, siehe [Rei2, Zil1, Mue2]. Die wirksame Dicke h_0 wurde für allseitige Austrocknung des Bauteils berechnet.

Quellen von Beton erreicht analog zum Schwinden etwa $1/5$ des Quellens von Zementstein [Gru3]. Entsprechend können sich Quellausdehnungen in Betonbauteilen von 0,1 bis 0,2 mm/m ergeben. Größer ist das Quellen nach einer ersten Austrocknung. Es beträgt etwa 40 bis 80 % der durch die Austrocknung bedingten Schwindverformung.

6.3.3 Treiben

Treiberscheinungen gehen auf chemisch-mineralogische Reaktionen zurück, die im erhärteten Beton unter Volumenzunahme

ablaufen. Ursache der Volumenzunahme ist in der Regel die Bildung großvolumiger Reaktionsprodukte, wie z. B. sekundäres Ettringit (Sulfattreiben) (s. Abschnitt I.5.8.2 und II.7.3.3) oder Alkalikieselsäuregel (Alkalireaktion) (s. Abschnitt II.7.6).

Da Zementstein aus normgerechtem Zement raumbeständig ist, kann er nur treiben, wenn Reaktionen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, wie z. B. bei einer Alkalikieselsäurereaktion, auftreten oder wenn reaktionsfähige Stoffe von außen in den Beton eindringen, wie z. B. beim Sulfattreiben. Ein kontrolliertes *Treiben* durch Anwendung von *Quellzementen* [Rei1] kann in Sonderfällen gezielt genutzt werden, um z. B. das Schwinden zu kompensieren [Ram1]. Hierfür wird z. B. in den USA ein spezieller Zement (Typ K) produziert. In Deutschland dürfen solche Zemente nicht für Konstruktionsbauteile verwendet werden, weil das Treibmaß vom Feuchteangebot abhängt und dementsprechend für ein Bauteil nicht gezielt einstellbar ist. Außerdem ist das Treiben während des normalen Hydrationsprozesses stets mit einer Auflockerung des Gefüges sowie mit einer Festigkeitsabnahme und Vergrößerung der Permeabilität verbunden. Möglichst großes Treiben ist z. B. bei der Herstellung von „*Expansionsmörteln*“ erwünscht. Sie werden seit einigen Jahren alternativ zu Sprengstoffen als Hilfsmittel für den Abbruch von Bauwerken eingesetzt [Dub1].

6.3.4 Wärmedehnungsverhalten

Temperaturänderungen, die sowohl durch die bei der Hydratation des Zements freigesetzte Wärmeenergie (s. Abschnitt I.5) als auch durch Änderungen der Umgebungstemperatur im Tages- und Jahresverlauf verursacht werden können, bewirken mittlere

Längenzu- bzw. -abnahmen der Bauteile (Tafel II.6.1-1).

Die Erwärmung durch Hydratation führt in der Regel außerdem zu einem Temperaturgefälle vom Kern zum Rand hin. Der Beton kann sich bei sehr dicken Bauteilen außen bereits wieder abkühlen und verkürzen, während er sich innen noch erwärmt und ausdehnt. Es können bei massiven Bauteilen Temperaturunterschiede zwischen Kern und Rändern von bis zu rd. 60 K auftreten, wenn keine Maßnahmen zur Verminderung der Temperaturgradienten getroffen werden. Außenbauteile sind zum Teil erheblichen Schwankungen der Umgebungstemperatur unterworfen. Die Temperaturunterschiede können zu größeren Dehnungsgradienten im Bauteil führen. Im Sommer z. B. kann sich im oberen Bereich einer Betonfahrbahndecke während eines Gewitterregens eine Temperaturdifferenz von bis zu 40 K einstellen.

Die *Wärmedehnzahl* von Beton α_{bT} ist im Wesentlichen abhängig von der Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung α_{gT} , von der Wärmedehnzahl der Matrix α_{zT} , vom anteiligen Volumen der Gesteinskörnung und der Matrix sowie vom Feuchtigkeitsgehalt [Dell, Ziel].

Die Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung liegt, abhängig von der Gesteinsart, zwischen 5 und $14 \cdot 10^{-6}/K$ (siehe Tafel II.2.5-2); die Wärmedehnzahl der Matrix liegt zwischen $10 \cdot 10^{-6}/K$ und $23 \cdot 10^{-6}/K$. Für Beton liegt die Wärmedehnzahl zwischen 5 bis $14 \cdot 10^{-6}/K$, für Zementmörtel zwischen rd. 10 bis $20 \cdot 10^{-6}/K$. Für Normalbeton darf α_{bT} nach DIN 1045-1 mit $10 \cdot 10^{-6}/K$ und für Leichtbeton mit $8 \cdot 10^{-6}/K$ angenommen werden und entspricht damit in etwa der Wärmedehnzahl von Stahl. Wegen dieses günstigen Verhaltens ist im Stahlbeton nicht mit Temperaturzwang zwischen Bewehrung und Beton zu rechnen.

6.4 Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im jungen Beton

Behinderte Verformungen aus Schwinden oder infolge abfließender *Hydratationswärme* können zu erheblichen Zugspannungen im Betonbauteil führen. Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit bzw. die behinderten Zugdehnungen die Zugbruchdehnung des Betons, so treten Risse auf. Wird die mittlere Formänderung von Bauteilen behindert, z. B. die Formänderung einer Wand auf bereits vorhandenem Fundament oder dicker Sohlplatte, so spricht man von *Zwang*. Dadurch ausgelöste Risse stellen sich in der Regel als durchgehende Trennrisse (Spaltrisse) dar. **Bild II.6.4-1** zeigt den möglichen Spannungsverlauf in einem solchen verformungsbehinderten Bauteil während der Erwärmung durch Hydratation. Während die Druckspannungen im Laufe der Erwärmung durch einen niedrigen E-Modul und die Relaxation des *jungen Betons* gering bleiben, entstehen schon bald nach Überschreiten der Höchsttemperatur Zugspannungen, die gegebenenfalls zur Rissbildung führen. Bei *hochfesten Betonen* basieren die lastunabhängigen Dehnungen nicht allein auf Wärmedehnungen, Verkürzungen infolge des autogenen Schwindens sind überlagert. Durch diese Überlagerung von autogenem Schwinden und Temperaturverkürzungen infolge abfließender Hydratationswärme steigt die Rissneigung hochfester Betone gegenüber der des Normalbetons [Thi6].

Temperatur- oder Feuchtegradienten innerhalb eines Bauteils verursachen *Eigenspannungen*. Es handelt sich um einen Gleichgewichtszustand, der überwiegend (außen kalt/innen warm, außen trocken/innen feucht) durch Zugspannungen außen und Druckspannungen innen gekennzeichnet ist. Dadurch ausgelöste Risse im oberflächennahen Bereich werden als Schalenrisse bezeichnet. Im jungen Beton treten üblicherweise Eigen- und

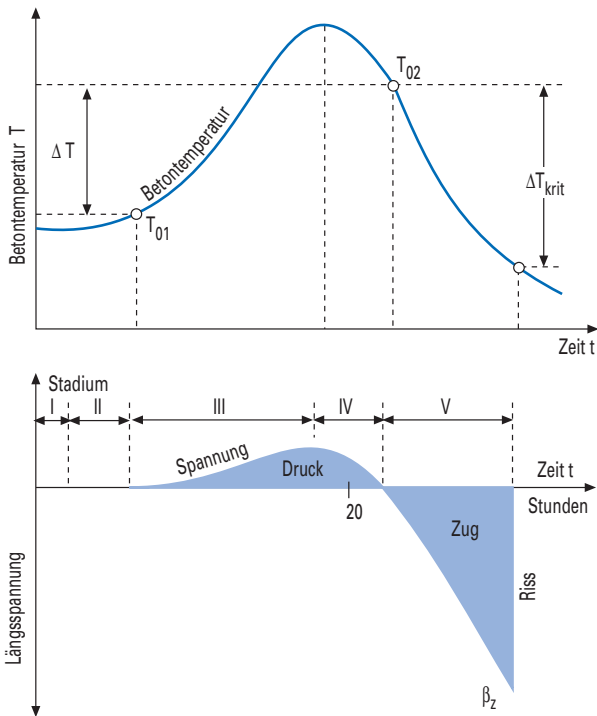


Bild II.6.4-1: Temperaturverlauf und Zwangsspannungen im jungen Beton bei behinderter Temperaturverformung (schematisch) [Spr6, Wei2]

Zwangsspannungen gleichzeitig auf. Anrisse in der äußeren Schale fördern die Einleitung von Trennrissen [Thi4]. Alle Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Verminderung von Rissen

im jungen Beton (s. Abschnitt II.3) müssen demnach eine Verringerung der lastunabhängigen Verformungen oder der Verformungsbehinderung zum Ziel haben. Obwohl sich hochfester Beton maßgeblich vom Normalbeton in Hinblick auf die Temperatur- und Steifigkeitsentwicklung und vor allem bezüglich der Entwicklung des autogenen Schwindens unterscheidet, ist es möglich, eine Beurteilung des Verhaltens unter Zwang wie beim Normalbeton durchzuführen [Thi6].

Um eine temporäre Temperaturerhöhung über die langfristige Lagerungstemperatur hinaus zu begrenzen, dienen folgende Maßnahmen:

Die Auswahl von Zementen mit langsamer und niedriger Wärmeentwicklung, die Begrenzung des Zementgehalts sowie die Wahl einer niedrigen Frischbetontemperatur. Werden gleichzeitig aus Gründen der Bauausführung (Ausschaltakt) Mindestanforderungen an die Festigkeitsentwicklung während der ersten Tage gestellt, ist die Betonzusammensetzung abhängig von der Frischbeton- und Umgebungstemperatur so zu wählen, dass einerseits eine ausreichende Frühfestigkeit erreicht wird und andererseits die damit verbundene Erwärmung auf das notwendige Maß begrenzt wird (s. Abschnitt II.5). Dabei ist darauf zu achten, dass die sonstigen Anforderungen, z. B. an Frostwiderstand, Verarbeitbarkeit, Undurchlässigkeit, erfüllt werden [Thi3, Hin3]. Eine weitere wirksame Maßnahme bei großen monolithischen Baukörpern besteht darin, die Hydratationswärme durch Kühlrohre abzuführen.

Um die Verformungsbehinderung zu vermindern, hat sich im Tunnelbau eine Trennung zwischen der Ortbetoninnenschale und der Spritzbetonaußenschale durch Folien bewährt. Frühzeitige wasserrückhaltende oder wasserzuführende Nachbehand-

Tafel II.6.4-1: Anhaltswerte für die Abstände a von Bewegungsfugen in Betonbauteilen [Lam2]

Bauteil		Abstand a in m	
unbewehrter Beton	allg. aufgehende Bauteile	bis 5 bis 10	
Stahlbeton im Hochbau	allg.	bis 30	
Konstruktions-Leichtbeton	allg.	8 bis 10	
Brücken und Binder mit Rollenlagern		100 bis 200	
Fundamentplatten	mit elastischer Oberkonstruktion mit steifer Oberkonstruktion	30 bis 40 15 bis 25	
Skelettbauten	mit elastischer Unterkonstruktion mit steifer Unterkonstruktion lang gestreckte feingliedrige Teile	30 bis 40 15 bis 25 bis 10	
Deckenplatten	Geschossdecken, Ortbeton Balkone, Brüstungen, Konsolen wärmegeämmte Dachdecken (Kaltdach)	20 bis 30 15 bis 20 10 bis 15	
	ungedämmte Dachdecken (Warmdach)	5 bis 6	
	ungedämmte Gefälle-Leichtbetone (Warmdach)	4 bis 6	
Estriche	in Räumen im Freien	4 bis 6 2 bis 4	
Stützwände	auf rolligen oder bindigen Böden	bewehrt unbewehrt	10 bis 15 bis 10
	auf Fels oder Beton	bewehrt unbewehrt	8 bis 10 bis 5
Widerlager und Flügelwände		bis 0,60 m Dicke	8 bis 12
		0,60 bis 1,00 m Dicke	6 bis 10
		1,00 bis 1,50 m Dicke	5 bis 8
		1,50 bis 2,00 m Dicke	4 bis 6
Fahrbahnen		bewehrt	30 bis 50
		unbewehrt	5 bis 10
Schwimmbecken, Klärbecken		12 bis 15	
Die Werte schwanken je nach Sonneneinstrahlung, Bewehrung oder Verankerung erheblich.			

Tafel II.6.4-2: Richtwerte für den Fugenabstand in Wänden auf dickeren Fundamenten oder Sohlplatten nach [Gru1, Dah2]

Wanddicke in cm	Fugenabstand in m
30 bis 60	6 bis 4
60 bis 100	10 bis 6
100 bis 150	8 bis 5
150 bis 200	6 bis 4

lung sind bewährte Maßnahmen, um Schwindverformungen im jungen Beton zu begrenzen. Durch eine gezielte leichte Wärmedämmung können auch die Temperaturgradienten und damit die Eigenspannungen infolge Hydratationswärme gering gehalten werden, ohne die mittlere Temperaturerhöhung im Bauteil zu steigern [Gru1].

Durch die Anordnung von *Fugen* werden die Zwangverformungen begrenzt. Der erforderliche Fugenabstand hängt insbesondere von den Bauteilabmessungen ab. Es gibt keine allgemein gültige Berechnungsmethode für den Fugenabstand und für die erforderliche Fugenbreite, allerdings liegen ausreichend begründete Erfahrungswerte vor, besonders für einzelne Bauteile, wie z. B. für Betonfahrbahnen und Brückenwiderlager (s. Abschnitt II.12). Für die Abstände von Bewegungsfugen in Bauteilen werden je nach Bauteilart und Dicke, Bewehrung, Konstruktionssystem, Umwelteinflüssen und Verankerung unterschiedliche Werte empfohlen (s. **Tafel II.6.4-1**).

Unter Berücksichtigung des großen Einflusses der Schwindverformungen bei dünnen zwangbeanspruchten Wänden einerseits und des großen Einflusses der Temperaturerhöhung bei dicken

zwangbeanspruchten Wänden andererseits werden Fugenabstände gemäß **Tafel II.6.4-2** zur Herstellung rissfreier Wände empfohlen.

Die Fugenbreite muss die Herstellbedingungen, die Fugenbewegung sowie die Abdichtungsart berücksichtigen, siehe hierzu DIN 18540, DIN 1045-1 und E DIN 18197 sowie [Kla2, Me104].