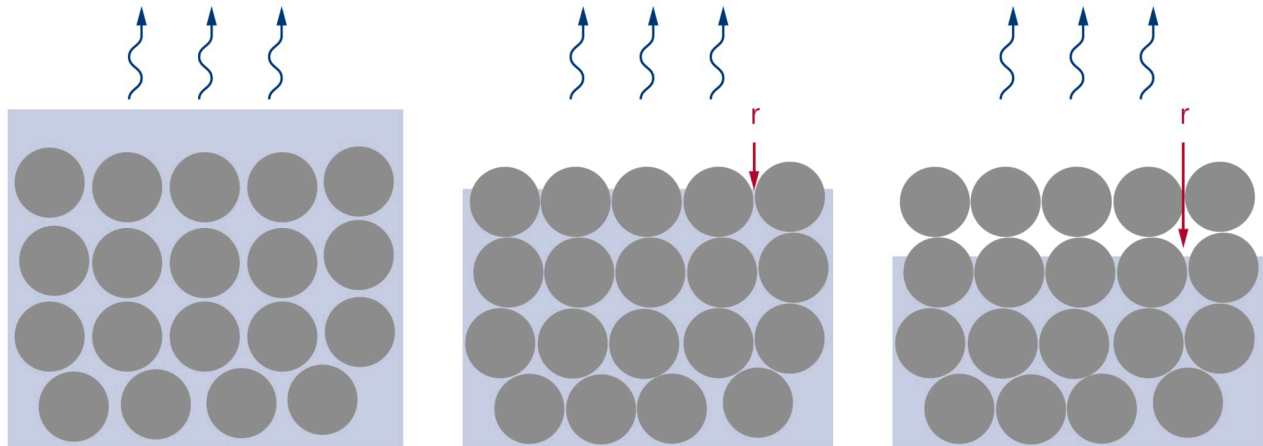


# Lastunabhängiges Verformungsverhalten von Beton

## Einleitung

Beton kann sich auch ohne äussere Lasteinwirkung verformen. Diese Verformungen werden durch Änderungen des Feuchtigkeitshaushalts im Beton (Schwinden und Quellen) oder durch Änderungen der Temperaturbedingungen hervorgerufen (Abb 3.9.1). Daneben können auch bei ungeeigneter Betonzusammensetzung und bestimmten Umgebungsbedingungen volumenvergrössernde, chemische Reaktionen, ein sogenanntes Treiben auftreten (siehe [chemisch lösender Angriff](#) und [Sulfatangriff](#)).

Werden die Verformungen behindert, entstehen sogenannte Eigen- und Zwangsspannungen. Eigenspannungen resultieren aus einer Behinderung durch das Bauteil selbst. Zwangsspannungen entstehen durch äussere Randbedingungen, z. B. eine Einspannung. Übersteigen diese Spannungen die Zugfestigkeit des Betons, erhöht sich das Risiko einer Rissbildung. Je grösser die Verformung, der E-Modul oder der Einspanngrad sind, desto grösser werden die Zugspannungen. Die Zugspannungen können durch Kriechen, insbesondere im jungen Alter, reduziert werden.



### Phase 1

Blutwasser verdunstet an der Frischbetonoberfläche. Die Verdunstungsmenge ist ähnlich wie bei der Verdunstung von freiem Wasser und ist kleiner als die Blutwassermenge.

### Phase 2

Wenn mehr Wasser verdunstet als durch Bluten an die Oberfläche transportiert wird, erreicht das Wasserniveau die ersten Zementpartikel. Die Zementpartikel ziehen sich zusammen, bis sie sich berühren. Es bauen sich Kapillarspannungen am Rand auf ( $r$ ).

### Phase 3

Bei weiterer Verdunstung sinkt der Wasserspiegel ins Innere und erreicht weitere Zementpartikel, die sich nicht weiter zusammenziehen können. Die entstehenden Kapillarspannungen können zur Rissbildung führen (siehe Kapitel 8.4).

Abb. 3.9.1: Drei Phasen des Fröhschwindens. Die Zementpartikel sind vereinfachend als Kugeln dargestellt.

## Schwinden und Quellen von Beton

### Allgemeines

Unter Schwinden wird eine Volumenverringernng eines porösen Baustoffs durch einen Wasserverlust verstanden. Demgegenüber wird eine durch Feuchteaufnahme verursachte Volumenzunahme als Quellen bezeichnet. Das Quellen hat baupraktisch nur wenig Bedeutung, weil die Verformungen gering sind. Es wird im Folgenden nicht weiter behandelt. Das Schwinden ist eine Funktion des Feuchtigkeitsverlustes und wird in der Praxis als eindimensionales oder lineares Schwindmaß angegeben:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{l_t - l_0}{l_0} = \frac{\Delta l}{l_0}$$

$\varepsilon_s(t)$  Schwindmass zum Zeitpunkt t [-]\*

$l_t$  Länge zum Zeitpunkt t [mm]

$l_0$  Ausgangslänge [mm]

$\Delta l$  Längendifferenz [mm]

\* Anstelle der dimensionslosen Angabe des Schwindmasses werden häufig folgende Dimensionen verwendet: [‰] oder [mm/m]

#### Gl. 3.9.1

Das Schwinden findet im Wesentlichen im Zementstein statt und hängt vom Volumenanteil und E-Modul des Zementsteins ab. Übliche Gesteinskörnungen tragen nicht zum Schwinden bei. Das Schwindmass wird vorwiegend von der Zusammensetzung des Betons, der Umgebungsfeuchtigkeit und den Abmessungen des Bauteils beeinflusst. Es werden vier Arten des Schwindens unterschieden:

- Früh- oder Kapillarschwinden
- Chemisches und autogenes Schwinden
- Trockenschwinden
- Karbonatisierungsschwinden

Das Karbonatisierungsschwinden hat baupraktisch eine geringe Bedeutung, weil die Verformungen gering sind. Es wird im Folgenden nicht weiter behandelt. Hinweise zu Schäden durch Rissbildung infolge Schwindens sind hier aufgeführt: Risse

## Früh- oder Kapillarschwinden

Das Früh- oder Kapillarschwinden, auch als plastisches Schwinden bezeichnet, entsteht durch Kapillarspannungen während der Verdunstung von Wasser aus dem noch Frischbeton. Dabei baut sich insbesondere im oberflächennahen Bereich des Betons ein kapillarer Unterdruck auf, welcher eine anziehende Kraft auf die Zementpartikel im Frischbeton ausübt und zu einer dichteren Lagerung führt. Der Vorgang ist rein

physikalisch und wird in Abbildung 3.9.1 für eine trocknende Betonoberfläche anhand von drei Phasen schematisch dargestellt. Signifikante Wasserverluste an der frischen Betonoberfläche durch hohe Luft- und Betontemperaturen, geringe relative Luftfeuchtigkeiten und hohe Windgeschwindigkeiten begünstigen das Fröhschwinden (siehe [Arten der Nachbehandlung](#) und [Warme Witterung](#)).

## Chemisches und autogenes Schwinden

Das chemische Schwinden, auch chemisches Schrumpfen genannt, ist eine Volumenkontraktion im Laufe der Hydratation. Dabei werden Wassermoleküle in die Hydratationsprodukte (CSH-Phasen) chemisch eingebunden. Das Volumen des chemisch gebundenen Wassers ist geringer als jenes von freiem Wasser. Die Volumenverminderung des Zementsteins von der Erhärtung bis zur vollständigen Hydratation beträgt etwa  $6 \text{ cm}^3/100 \text{ g}$  Zement. Für einen Beton mit einem w/z-Wert von 0.40 (vollständige Hydratation) beträgt demnach das Volumen des Zementsteins VZS 92 % des Volumens des Zementleims VZL.

### Beispiel 21:

### Berechnung der Volumenverminderung beim chemischen Schwinden

Masse Zement  $m_Z = 100 \text{ g}$

Dichte Zement  $\rho_Z = 3.1 \text{ g/cm}^3$

→ Volumen Zement  $V_Z = 33 \text{ cm}^3$

Zementleim ( $w/z=0.40$ )

→ Volumen Wasser  $V_W = 40 \text{ cm}^3$

Volumen Zementleim  $V_{ZL} = V_Z + V_W = 33 + 40 = 73 \text{ cm}^3$

Volumenverminderung durch chemisches Schwinden  $V_{CS} = 6 \text{ cm}^3$

Volumen Zementstein  $V_{ZS} = (V_{ZL} - V_{CS})/V_{ZL} = (73 - 6)/73 = 92 \%$

Durch die fortschreitende Hydratation wird freies Wasser gebunden. Wenn kein freies Wasser in den Kapillarporen mehr zur Verfügung steht, wird das Wasser in den Gelporen verbraucht. Damit bildet sich leerer Porenraum und die innere relative Feuchtigkeit sinkt. Diese innere „Trocknung“ aufgrund der Hydratation wird als Selbstaustrocknung bezeichnet. Die Reduktion der inneren relativen Luftfeuchtigkeit führt zu Kapillarkräften im Porenraum, welche wiederum eine äussere Volumenkontraktion,

das sogenannte autogene Schwinden, bewirken.

Das autogene Schwinden ist vom w/z-Wert abhängig. Je kleiner der w/z-Wert eines Betons ist, desto höher ist der Anteil des autogenen Schwindens. Für übliche Betone ist es praktisch vernachlässigbar, jedoch tritt es bei Betonen mit w/z-Werten kleiner als 0.45 ohne Wasserzufuhr von aussen auf. Insbesondere bei hochfesten Betonen und Ultrahochleistungsbetonen ist das autogene Schwinden zu berücksichtigen. Bei Betonen mit einer Druckfestigkeitsklasse von z. B. C80/95 erreicht das autogene Schwinden etwa 30 % des Trocknungsschwindens, also ca. 0.18 ‰. Ultrahochleistungsbetone schwinden fast ausschliesslich autogen. Das autogene Schwindmass beträgt ca. 0.8 ‰.

In der Norm SIA 262 werden Richtwerte für das autogene Schwindmass  $\epsilon_{ca}$  für unterschiedliche Betone in Abhängigkeit vom Betonalter angegeben (Abb. 3.9.2).

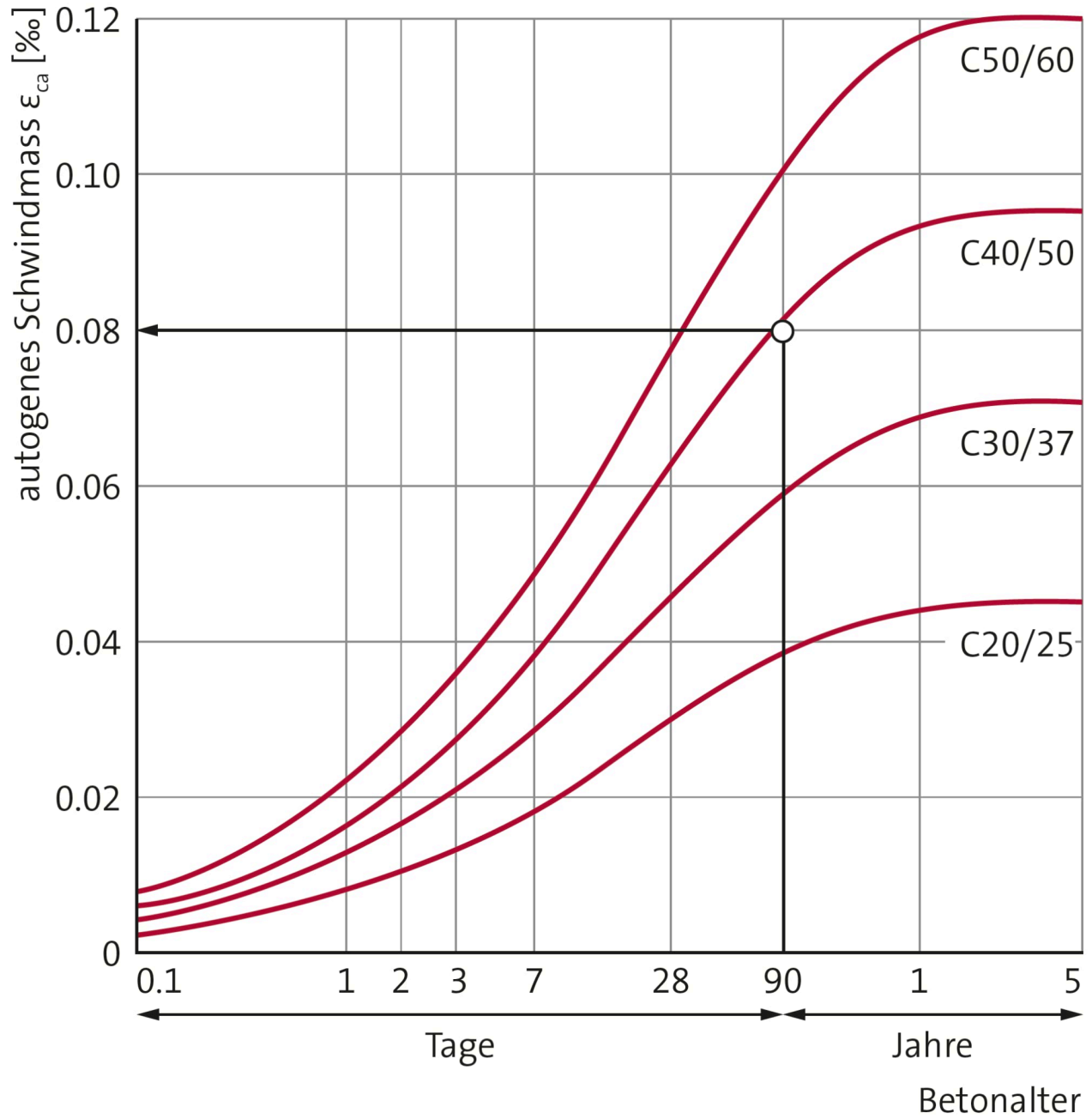


Abb. 3.9.2: Richtwerte für das autogene Schwindmass für Beton mit Festigkeitsklassen bis C50/60 gemäss Norm SIA 262.

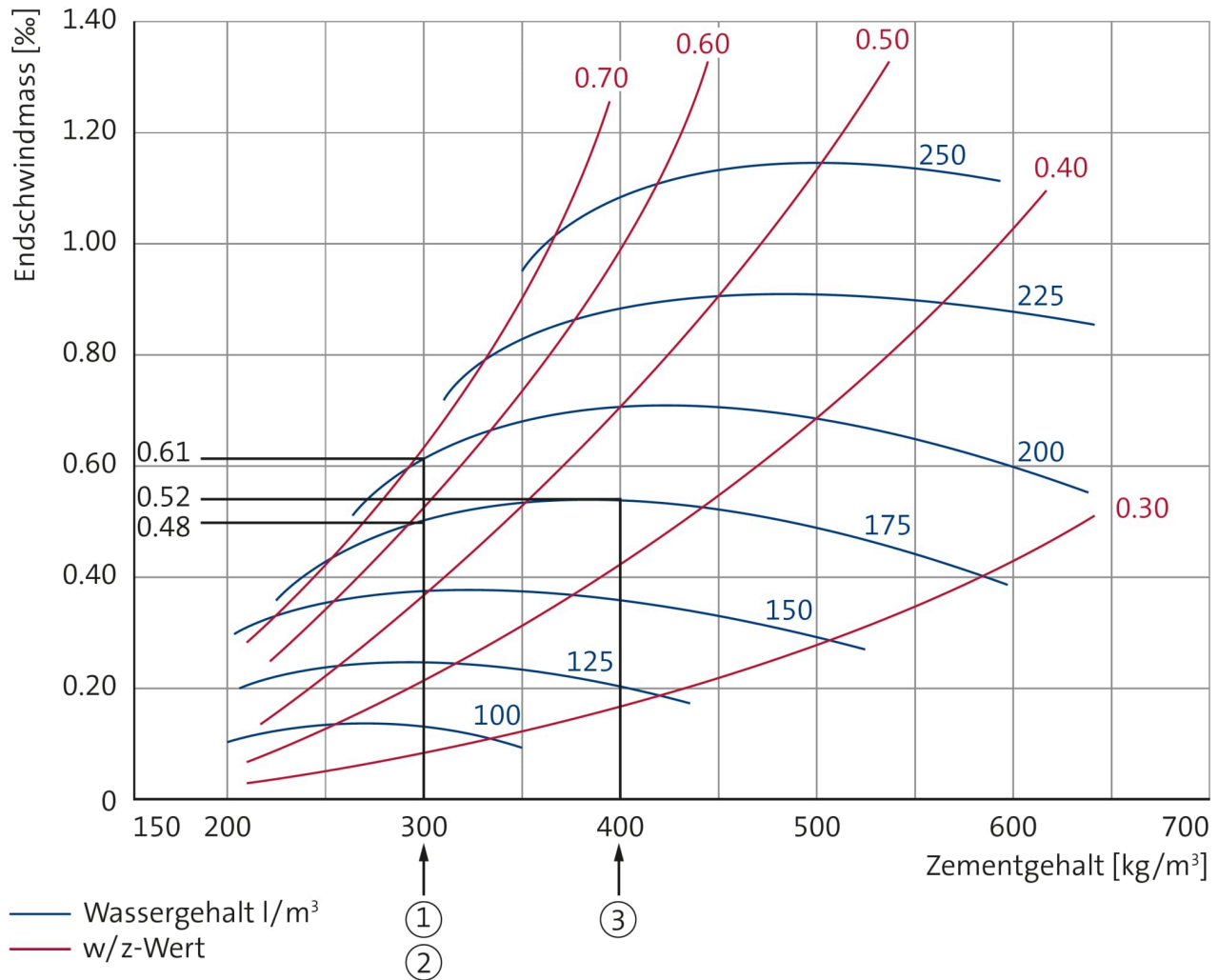


Abb. 3.9.3: Endschwindmass in Abhängigkeit von Zement-, Wassergehalt und w/z-Wert (gemessen an Prismen von 100x100x400 mm bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % ab dem 5. Tag). Die Graphik gilt für Betone mit CEM I und CEM II-Zementen.

## Trockenschwinden

Diese Art des Schwindens findet im Festbeton statt und beruht auf der Abgabe von Wasser an die Umgebung. Es beginnt mit dem Ausschalen oder beim Ende der Nachbehandlung und kann über Jahre, bei massigen Bauteilen über Jahrzehnte andauern. Das Trockenschwinden verläuft schneller bei Betonen mit hohen w/z-Werten, geringer Luftfeuchtigkeit, dünnen Bauteilen bzw. bei einem grossen Verhältnis von exponierter Oberfläche zu Volumen. Das Ausmass des Trockenschwindens steigt mit zunehmendem Zementleimvolumen an, weil das Korngerüst mit natürlicher Gesteinskörnung nicht schwindet und das Schwinden des Zementsteins sogar



behindert. Das Zementleimvolumen ist definiert als das Volumen von Zement, Zusatzstoffen, eingeschlossener Luft und Wasser.

Das Trockenschwinden wird durch die Änderung des Wassergehaltes stärker beeinflusst als durch die Änderung des Zementgehaltes.

Die grosse Bedeutung des Wassergehaltes für das Trockenschwinden von Betonen wird durch Abbildung 3.9.3 deutlich, bei welcher das Endschwindmass in Abhängigkeit von Zement-, Wassergehalt und w/z-Wert dargestellt wird. Dargestellt sind die Fallbeispiele 1, 2 und 3 :

- 1** Ein Beton mit einem Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> und einem Wassergehalt von 175 kg/m<sup>3</sup> hat ein Endschwindmass von ca. 0.48 ‰.
- 2** Wird der Wassergehalt auf 200 kg/m<sup>3</sup> bei gleichbleibendem Zementgehalt (300 kg/m<sup>3</sup>) erhöht, resultiert ein Endschwindmass von ca. 0.61 ‰.
- 3** Eine Erhöhung des Zementgehaltes auf 400 kg/m<sup>3</sup> bei gleich bleibendem Wassergehalt (175 kg/m<sup>3</sup>) zeigt dagegen nur ein geringfügig erhöhtes Schwindmass von ca. 0.52 ‰.

Das Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd}$  von Normalbeton kann gemäss Norm SIA 262 wie folgt abgeschätzt werden:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta(t - t_s) \epsilon_{cd,\infty}$$

$\epsilon_{cd}$       Trockenschwindmass [‰]

$\beta(t - t_s)$       Beiwert zur Berücksichtigung des Schwindbeginns  
( $t_s$  = Beginn des Schwindens)

$\epsilon_{cd,\infty}$       Trockenendschwindmass [‰]

Gl. 3.9.2

Richtwerte für das Trockenendschwindmass  $\epsilon_{cd,\infty}$  und für den Beiwert  $\beta(t - t_s)$  zur Berücksichtigung des Schwindbeginns können den Abbildungen 3.9.4 und

3.9.5 entnommen werden.

Die Beiwerte  $\beta(t - t_s)$  für 30 Jahre gelten auch für mehr als 30 Jahre. Für die bezogene Bauteildicke  $h_0$  gilt:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$h_0$  bezogene Bauteildicke [mm]

$A_c$  Querschnittsfläche [mm<sup>2</sup>]

$u$  Anteil des der Trocknung ausgesetzten Querschnittumfangs [mm]

Gl. 3.9.3

In Tabelle 3.9.1 ist die bezogene Bauteildicke für unterschiedliche Bauteilgeometrien und Trocknungsbedingungen aufgeführt.

Das Schwindmass  $\epsilon_{cs}$  von Normalbeton setzt sich aus dem Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd}$  und dem autogenen Schwindmass  $\epsilon_{ca}$  zusammen:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t)$$

Gl. 3.9.4

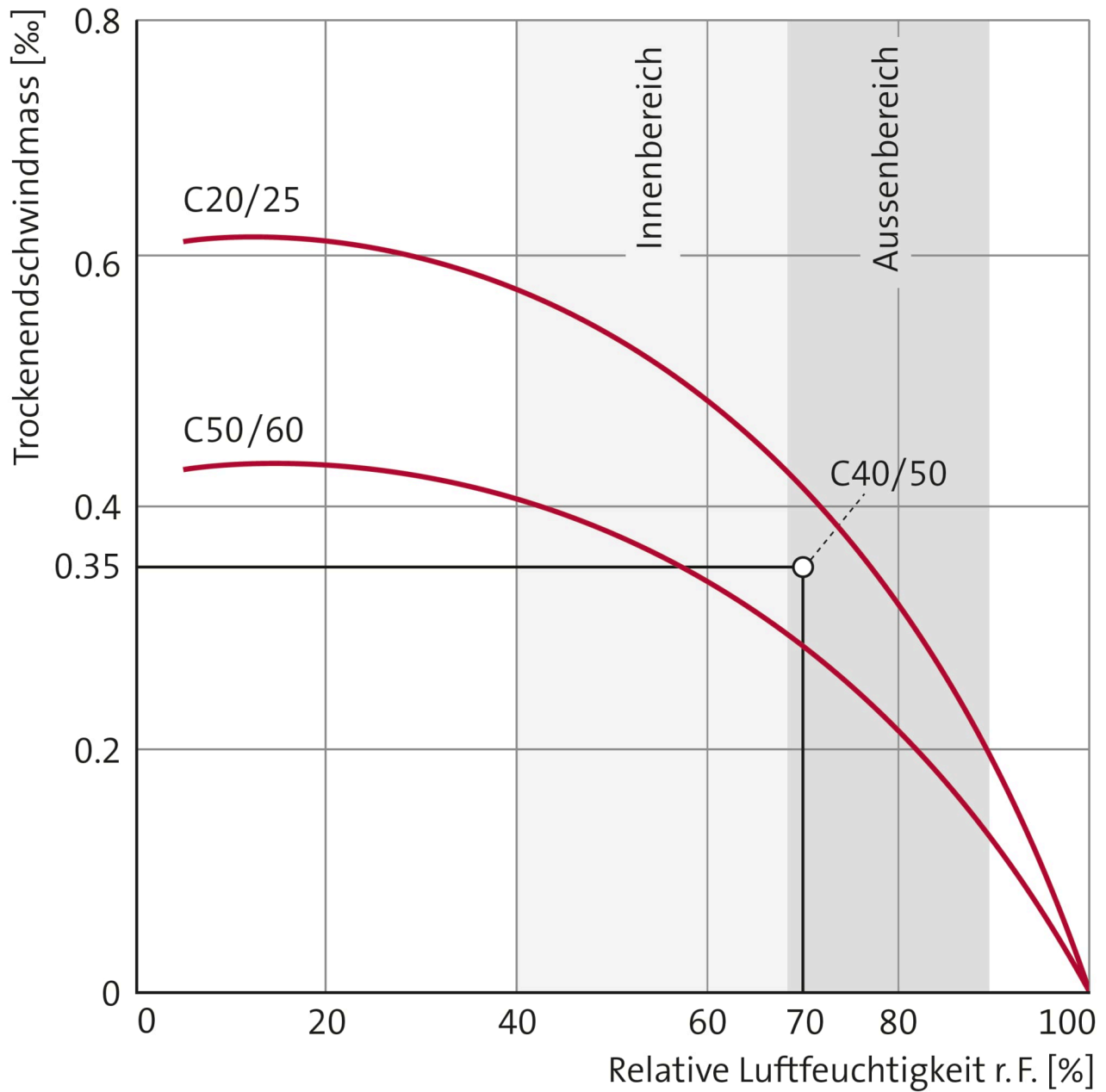


Abb. 3.9.4: Richtwert für das Trockenendschwindmass  $\epsilon_{cd,\infty}$  von Beton gemäss Norm SIA 262 und typische Bereiche für die relative Luftfeuchtigkeit.

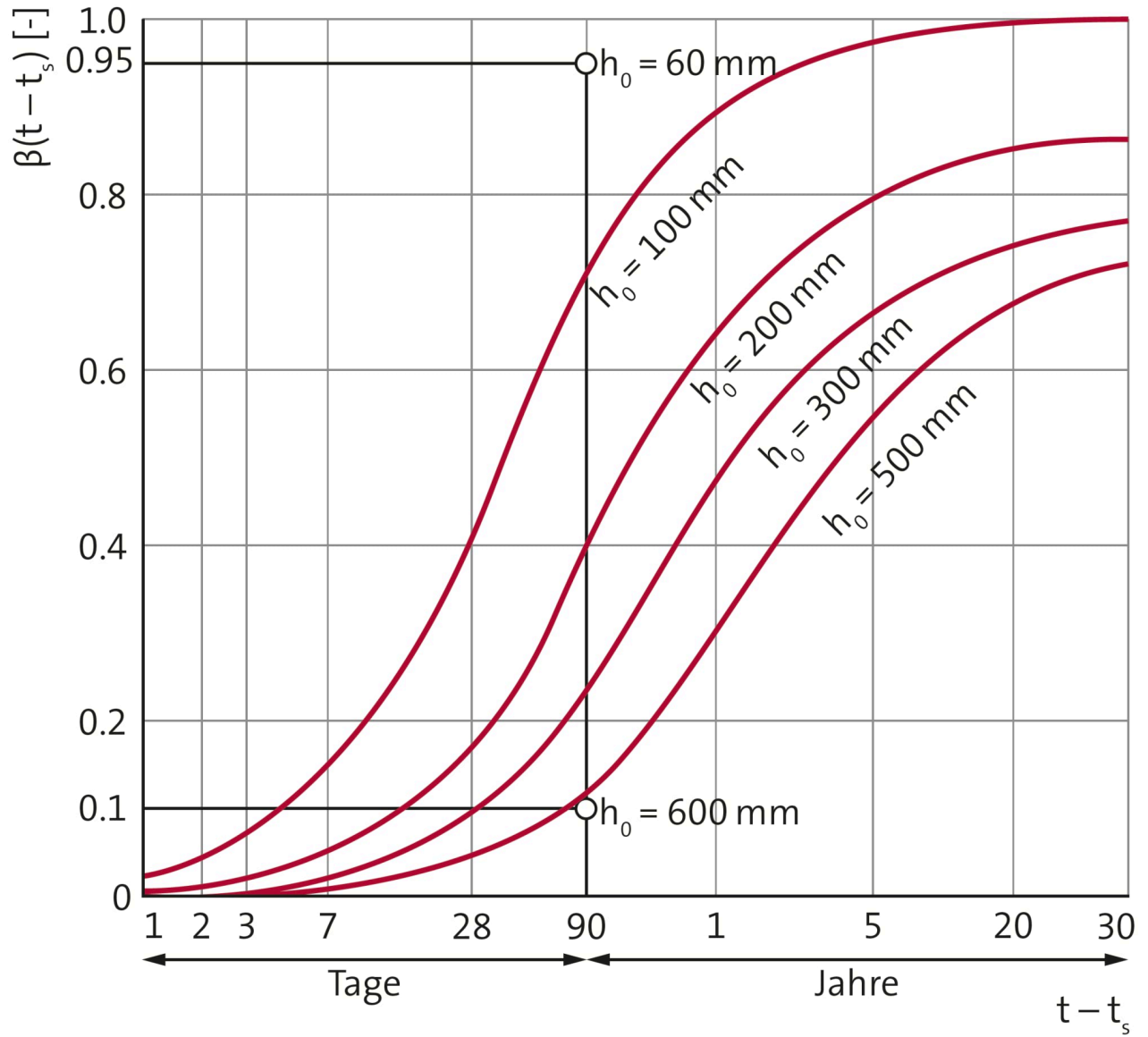
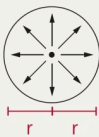
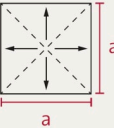
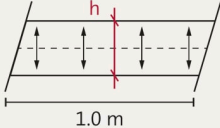
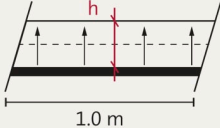


Abb. 3.9.5: Beiwert zur Berücksichtigung des Schwindbeginns gemäss SIA 262, inklusive Extrapolation auf 30 Jahre.

Bauteilgeometrie <sup>1)</sup>	Kreisquerschnitt z. B. runde Stützen	Quadratquerschnitt z. B. quadratische Stützen	Rechteckquerschnitt Ausschnitt z. B. Wand, Decke	Rechteckquerschnitt Ausschnitt z. B. Bodenplatte
				
Trocknungsbedingung	allseitig	allseitig	beidseitig	einseitig
h <sub>0</sub>	r	a/2	h	2 · h

1) Die Pfeile in den Graphiken kennzeichnen die Trocknungsrichtung.

Tab. 3.9.1: bezogene Bauteildicke h<sub>0</sub> für unterschiedliche Bauteilgeometrien und Trocknungsbedingungen.

## Schwindprüfungen

Das Schwindmass eines Betons ist bei einigen Anwendungen von Interesse. Es kann im Labor durch unterschiedliche Methoden bestimmt werden.

Die am häufigsten angewendete Methode ist die Messung des Schwindens am erhärteten Beton. Das in der Schweiz verwendete Verfahren ist in der Norm SIA 262/1, Anhang F, beschrieben und wird an Probekörpern mit den Abmessungen 120 x 120 x 360 mm durchgeführt. Die Nullmessung erfolgt 24 Stunden nach der Prüfkörperherstellung. Die Prüfkörper werden anschliessend bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 70 % gelagert. Weitere Messungen der Schwindverformungen erfolgen nach definierten Tagen nach der Betonherstellung. Aus der Längenänderung zu jedem Zeitpunkt wird das Schwindmass berechnet. Mit dieser Methode wird vornehmlich das Schwinden aus chemischem Schwinden, autogenem Schwinden und Trockenschwinden am Festbeton erfasst.

Die Zusammenhänge in Abbildung 3.9.6 gelten jedoch nur für Betone mit CEM I und CEM II-Zementen. Der zeitliche Verlauf des Schwindens von Betonen mit CEM III-Zementen ist sehr unterschiedlich zu jenem von Beton mit CEM I- und CEM II-Zementen, da das Trockenschwinden in den ersten Tagen bis Wochen wesentlich grösser ist.

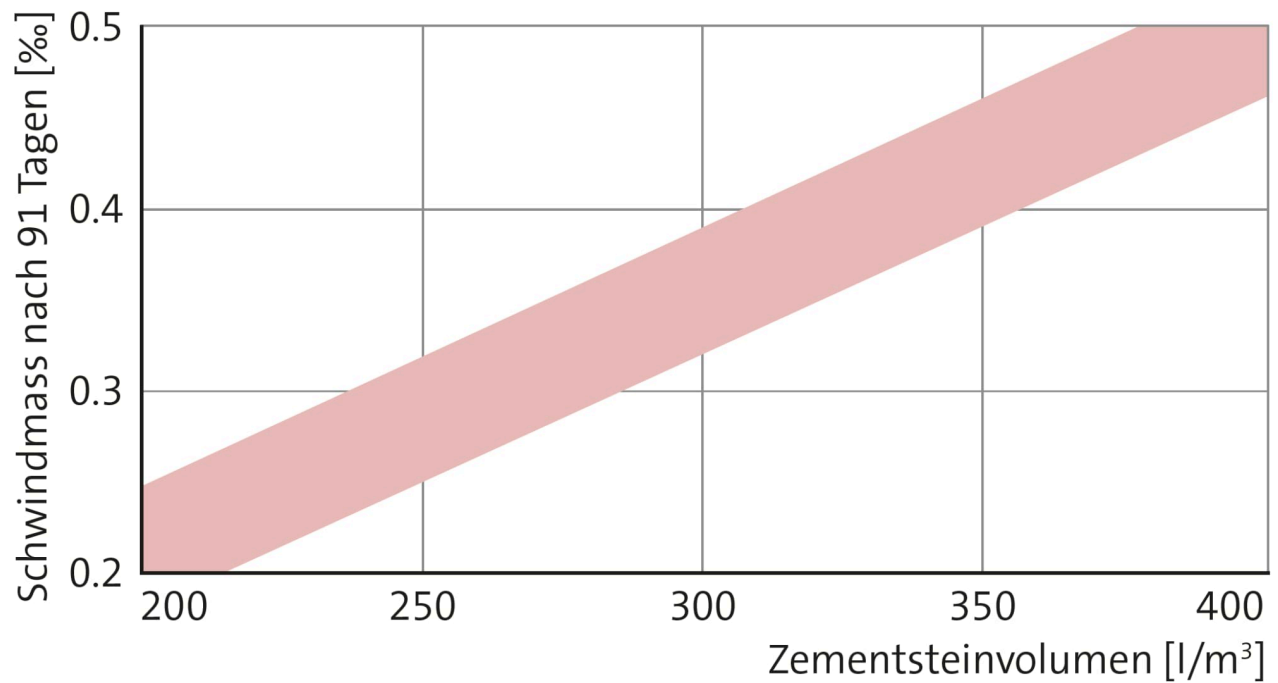
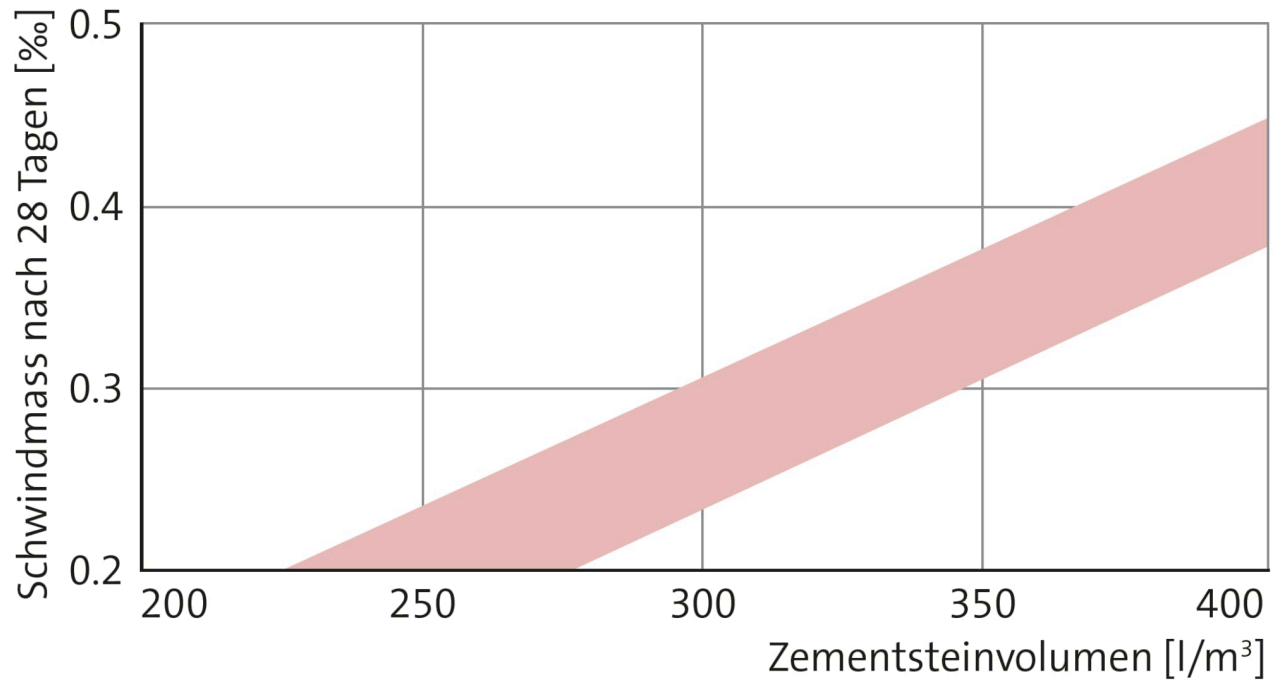


Abb. 3.9.6: Trockenschwindmass in Abhängigkeit vom Zementsteinvolumen für Betone mit CEM I und CEM II-Zementen gemäss Norm SIA 262/1: nach 28 Tagen (oben), nach 91 Tagen (unten).

Eine Ergänzung für die ersten Stunden nach der Betonherstellung stellt die Messung mit

einer sogenannten Schwindrinne dar. Die Schwindverformungen werden im Übergang vom Frisch- zum Festbeton erfasst. Insbesondere frühhochfeste und hochfeste Betone mit signifikantem Erhärtungsfortschritt innerhalb der ersten 24 Stunden und autogenem Schwinden können mit dieser Methode besser charakterisiert werden. Die Austrocknung des Betons kann bei diesem Versuch nur über die Probenoberfläche erfolgen, was dem tatsächlich auftretenden Austrocknungsverhalten entspricht. Die Längenänderung wird in der Mitte des Querschnitts kontinuierlich über die Zeit verfolgt. Das Verfahren ist jedoch nicht normiert.

### Beispiel 22a:

Für eine Fahrbahnplatte mit einer Dicke von 30 cm soll das Schwindmass nach 90 Tagen abgeschätzt werden

Festigkeitsklasse C 40/50, Trocknen bei 70 % r. F., einseitiges Trocknen

Schwinden im Bauteil: Die feste Fahrbahn wird als Platte betrachtet, die nur einseitig austrocknen kann.

$h_0 = 2 \cdot h = 2 \cdot 300 = 600 \text{ mm} \rightarrow \beta (t - t_s) = 0.1$   
(siehe Abb. 3.9.5 und Tab. 3.9.1)

Endschwinden nach 90 Tagen =  $0.08 + (0.1 \cdot 0.35) = 0.12 \text{ ‰}$  (Abb. 3.9.4)

Beispiel 22b:

Abschätzen des Schwindmasses für einen Probekörper, mit dem Beton für die feste Fahrbahn, gemäss SIA 262/1, Prüfung F (120 × 120 × 360 mm)

autogenes Schwinden:  $\epsilon_{ca} = 0.08\text{‰}$  (siehe Abb. 3.9.2)

Trockenschwinden:  $\epsilon_{cd} = 0.35\text{‰}$  (siehe Abb. 3.9.4)

Reduktion des Trockenschwindmasses mit Beiwert  $\beta(t - t_s)$

$a = 120\text{ mm} \rightarrow h_0 = a/2 = 60\text{ mm} \rightarrow \beta(t - t_s) = 0.95$   
(siehe Abb. 3.9.5 und Tab. 3.9.1)

Trockenschwindmass:  $\epsilon_{cd} = 0.95 \cdot 0.35 = 0.33\text{‰}$

Schwindmass nach 90 Tagen =  $0.08 + 0.35 = 0.41\text{‰}$



Beispiel 22c:

Überprüfen des Schwindmasses für einen Probe-  
körper mit Abb. 3.9.7

Zementsteinvolumen = 348 l/m<sup>3</sup>

Schwindmass nach 90 Tagen = 0.42 ‰

Beide Abschätzungen führen zu dem gleichen Ergebnis für das Schwindmass nach 90 Tagen.

Schwindarten	Zeitpunkt	Schwindmass [%]	Bemerkung
Früh- oder Kapillarschwinden	In den ersten Stunden bis zum Erstarren	bis zu 4.0	Problem vor allem bei grossen Oberflächen (Böden und Decken) und bei Betonen ohne Blutwasser
Chemisches Schwinden	In den ersten Tagen	bis zu 0.2	Hydratationsbedingt, tritt bei allen Betonen auf
Autogenes Schwinden	Während Wochen	bis zu 0.12	Normalbetone w/z-Werten < 0.45
		0.6 – 0.7 0.8 – 1.0	Hochfeste Betone, ultrahochfeste Betone
Trocknungsschwinden	Ab Erstarren während Jahren	bis zu 0.1 0.3 0.5	<ul style="list-style-type: none"><li>• Lagerung in sehr feuchter Luft (90 % r.F.)</li><li>• Lagerung im Freien (70 % r.F.)</li><li>• Lagerung im Innenraum mit trockener Luft (50 % r.F.)</li></ul>

Ta

## Temperaturverformungen

### Allgemeines

Temperaturänderungen und -differenzen des Betons können sowohl durch Änderungen der

Umgebungstemperatur im Tages- und Jahresverlauf als auch durch die bei der Hydratation des Zements freigesetzte Wärmeenergie zustande kommen und bewirken eine Längenänderung der Bauteile.

## Temperaturausdehnung

Zur Berechnung der Temperaturverformungen wird im Allgemeinen der Temperaturausdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  verwendet:

$$\epsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$$

$\epsilon_T$  Temperaturdehnung [-]\*

$\alpha_T$  Temperaturausdehnungskoeffizient [ $K^{-1}$ ]

$\Delta T$  Temperaturunterschied [K]

\* Anstelle der dimensionslosen Angabe der Temperaturdehnung werden häufig folgende Dimensionen verwendet: [%] oder [mm/m]

Gl. 3.9.5

Der Temperaturausdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  ist im Wesentlichen abhängig von der Zusammensetzung, dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons und der Art der Gesteinskörnung. Er variiert zwischen  $6 \cdot 10^{-6}$  und  $15 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ . Bei der Tragwerksanalyse kann für Normalbeton ein Wert von  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$  und für Leichtbeton ein Wert von  $\alpha_T = 8 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$  angenommen werden. Diese Werte entsprechen damit in etwa dem Temperaturausdehnungskoeffizienten von Stahl und sind damit eine Grundvoraussetzung für das günstige Materialverhalten des Verbundbaustoffs Stahlbeton.

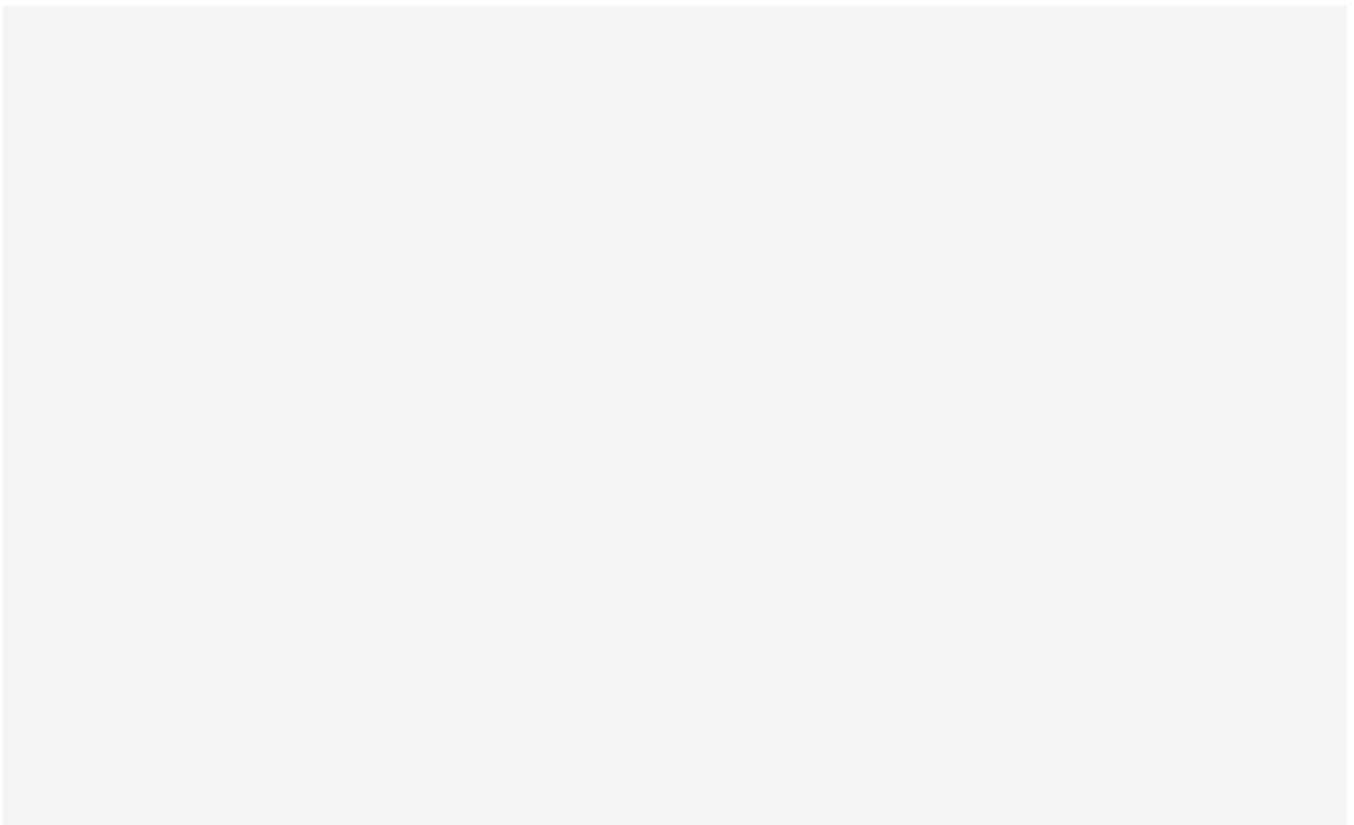
Nach Gleichung 3.9.5 hat die Temperaturdehnung für z. B.  $\Delta T = 20$  K einen Wert von  $\epsilon_T = 0.2$  ‰.

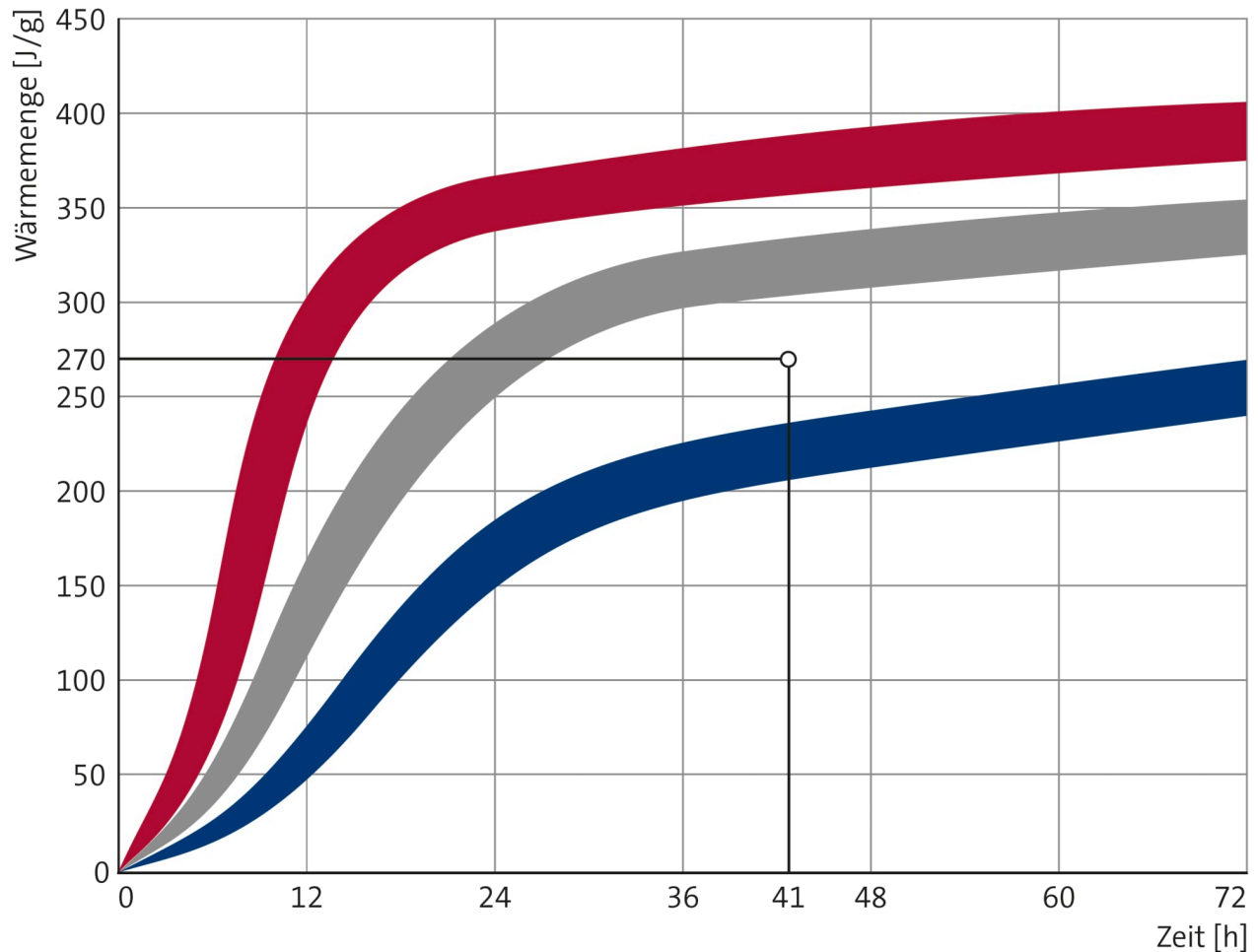
# Abfliessende Hydratationswärme

## Hydratationswärme des Zements

Die Hydratation von Zement ist ein exothermer Prozess, d.h. es wird Wärme freigesetzt. Die maximal freigesetzte Wärmemenge hängt im Wesentlichen von der Hydratationswärme des Zementes und dem Zementgehalt im Beton ab. Der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung im Beton wird durch die Zementart (z. B. CEM I, CEM III), die Betonzusammensetzung (Zusatzmittel, w/z-Wert), sowie die Frischbeton- und Umgebungstemperatur beeinflusst. Steigende Temperaturen beschleunigen die Wärmefreisetzung des Zementes.

Die Wärmemenge eines Zementes kann gemäss den Normen SN EN 196-8 oder SN EN 196-9 bestimmt werden. In der Schweiz ist zusätzlich ein Alternativprüfverfahren mittels eines isothermen Wärmeflusskalorimeters normiert. Isotherm bedeutet, dass die Temperatur konstant gehalten und die entstehende Hydratationswärme abgeführt wird. Isotherme Bedingungen liegen in der Praxis jedoch nie vor, genauso wenig wie rein adiabatische Bedingungen, bei denen die gesamte freigesetzte Wärmeenergie im Körper gespeichert wird. In Abbildung 3.9.7 ist die Hydratationswärme in Abhängigkeit von der Zeit für unterschiedliche Zementarten dargestellt.





- Festigkeitsklasse 52,5  
z.B. Fortico 5R, Normo 5R, Albaro 5R
- Festigkeitsklasse 42,5  
z.B. Normo 4, Robusto 4R–5, Optimo, Fluvio 4
- Festigkeitsklasse 32,5  
z.B. Normo 3, Modero 3B

Abb. 3.9.7: Hydratationswärme in Abhängigkeit der Zeit für unterschiedliche Zementarten von Holcim (Messung nach SN EN 196-9 (Langavant)).

### Temperaturen und Spannungen im Bauteil

#### *Maximale Bauteiltemperatur*

Es besteht ein Zusammenhang zwischen der Hydratationswärme des Zements und der maximalen, mittleren Bauteiltemperatur. Solange die zu einer bestimmten Zeit freigesetzte Hydratationswärme grösser ist als die über die Oberfläche des Bauteils abfließende Wärme, erhöht sich die mittlere Bauteiltemperatur. Als Folge dehnt sich der Beton aus. Wird die Verformung behindert, entstehen Druckspannungen. Diese sind sehr gering, da

der Beton zu diesem Zeitpunkt einen sehr geringen E-Modul aufweist. Während der Abkühlungsphase zieht sich der Beton annähernd auf seine Ausgangsabmessungen zusammen. Zwischen der Erwärmung und der Abkühlung steigt der E-Modul mit zunehmendem Alter deutlich an. Die Zugspannungen, die während der Abkühlung entstehen, sind deutlich grösser als die Druckspannungen während der Erwärmung und können zur Entstehung von Rissen führen.

Je massiger das Bauteil ist, umso länger dauert die Phase des Temperaturanstiegs und umso höher ist die Maximaltemperatur. Für massige Bauteile von 2 m Bauteildicke wird oft erst nach 3 bis 4 Tagen die maximale Bauteiltemperatur erreicht.

Temperaturen ab 70 °C können zudem zu Schädigungen des Beton aufgrund einer verzögerten Ettringitbildung führen (siehe Chemisch lösender Angriff). Deshalb wird für massige Bauteile eine maximal zulässige Temperatur im Bauteilkern von 60 °C empfohlen.

#### *Temperaturdifferenz zwischen Kern- und Randbeton*

Bei grossen Bauteildicken (massige Bauteile) ist die Temperatur nicht gleichmässig über den Querschnitt verteilt. Die im Kern entstehende Wärme fliesst bei diesen Bauteilen wegen der grossen Abmessungen nur langsam an die Umgebung ab, so dass sich der Kernbeton stärker erwärmt als der Randbeton. Die Temperaturunterschiede führen innerhalb des Querschnitts im Kern zu Druck- und in den Randzonen zu Zugspannungen (Abb. 3.9.8). Diese sind besonders ausgeprägt, wenn die Temperatur des ausgeschalteten Betons deutlich höher ist als die Umgebungstemperatur, so dass sich die Betonoberfläche rasch abkühlen und zusammenziehen kann. Diese Verformung wird durch den Kernbeton behindert. Daraus entstehen Eigenspannungen im Querschnitt, die zur Rissbildung in der Betonrandzone führen können. Die Rissbildung aufgrund des Temperaturunterschiedes entsteht im Allgemeinen kurz nach dem Ausschalen oder dem Entfernen der Dämmmatten.

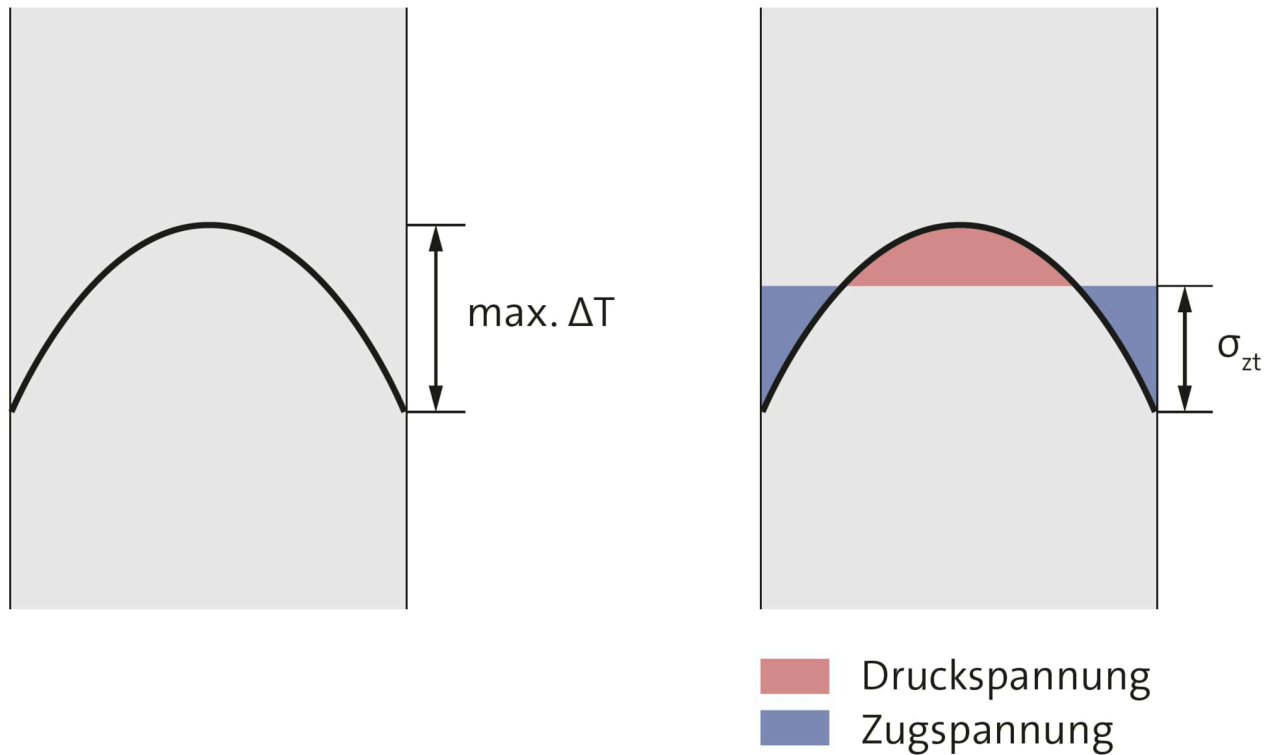


Abb. 3.9.8: Temperaturverlauf und Eigenspannungen in einem Bauteil.

Zugspannungen können auch zwischen verschiedenen Bauteilen auftreten, wenn ein Bauteil als neuer Abschnitt auf einen schon bestehenden Bauteil betoniert wird. Der frische Beton entwickelt Wärme, während der Beton des ersten Bauabschnitts bereits abgekühlt und erhärtet ist. Beim Abkühlen will sich der später betonierte Teil zusammenziehen, wird aber durch den Verbund mit dem ersten Bauabschnitt daran gehindert. Es entstehen Spannungen infolge der Verformungsbehinderung, die zu Rissen führen können.

In Abbildung 3.9.9 sind Temperaturmessungen eines Abschnitts einer 1.10 m dicken Bodenplatte und eine qualitative Auswertung der Spannungsentwicklung aufgrund abfließender Hydratationswärme exemplarisch dargestellt.



Abb. 3.9.10: Massige Bodenplatte.

#### Berechnung der Temperaturen und Spannungen im Bauteil

In der Literatur wird zur Abschätzung der maximalen, mittleren Bauteiltemperatur eine einfache Formel auf Basis der Einbautemperatur des Frischbetons und der adiabatischen Temperaturerhöhung angegeben. Auf Basis dieser ermittelten maximalen, mittleren Bauteiltemperatur kann auch die Temperaturdifferenz zwischen Kern- und Randbeton mit Hilfe der sogenannten Biot- Zahl abgeschätzt werden. Beide Formeln stellen jedoch nur sehr grobe Näherungen dar und sind für eine Voraussage der Bauteiltemperaturen unter realistischen Bedingungen nicht geeignet.

Für grosse Projekte kann anhand der geplanten Betonzusammensetzungen, der Bauteilgeometrien und der zu erwartenden Umgebungsbedingungen die Temperaturentwicklung im Bauteil mit Hilfe von speziellen Computerprogrammen abgeschätzt werden. Damit können Vorschläge für eine Optimierung der Betonzusammensetzung gegeben werden, denn die projektbezogenen Anforderungen unterscheiden sich häufig sehr.

Unter Verwendung eines Hochofenzementes mit niedriger Hydratationswärme und einer Verschiebung des Betonnachweisalters auf 56 oder 91 Tage können sehr gut klassische massive Bauteile mit einer maximalen Betontemperatur unter 60 °C ausgeführt werden. Sind jedoch höhere Festigkeitsklassen, z. B. C50/60 oder frühere Ausschulfristen erforderlich, können Kombinationen von Portlandzement mit höheren Mengen an Flugasche zielführender sein. Zusammen mit der Prognose der Festigkeitsentwicklung können die jeweils optimale Betonzusammensetzung ermittelt werden und durch Bestimmung der Zeitpunkte des Temperaturmaximums und der Temperaturdifferenzen im Bauteil und zur Umgebung die geeigneten Massnahmen der Nachbehandlung vorgegeben werden. Grundlage solcher Prognosen ist die genaue Kenntnis der Zementeigenschaften (Wärmemenge und der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften).



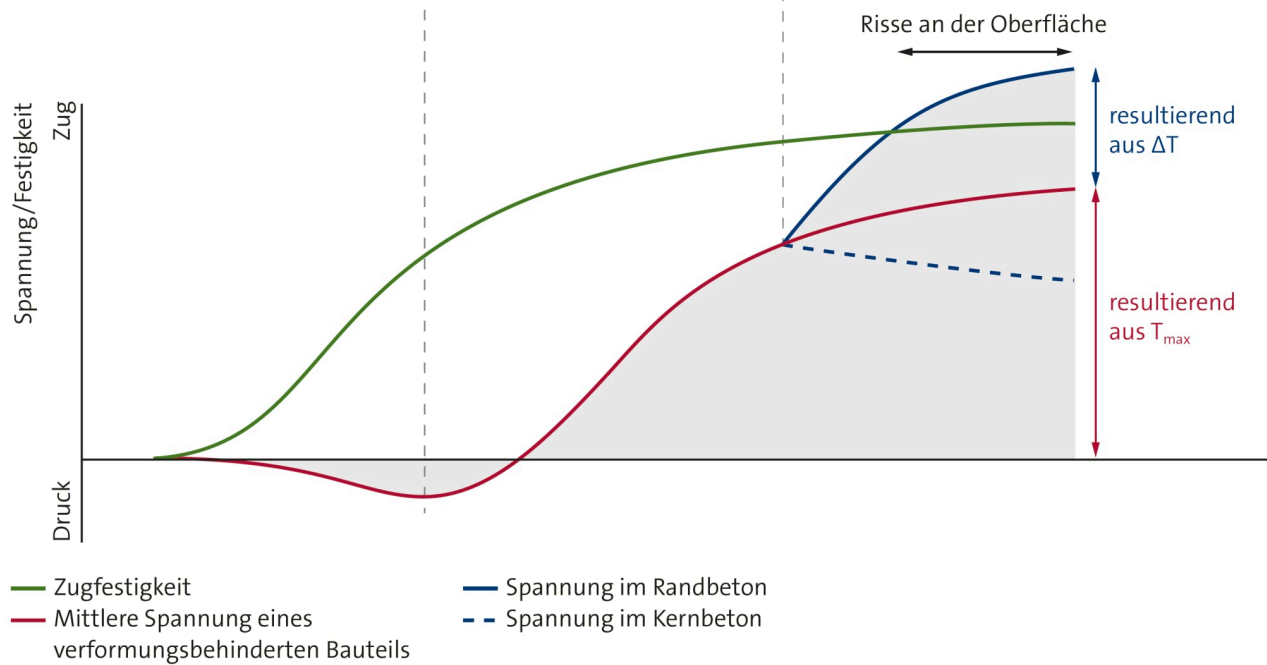
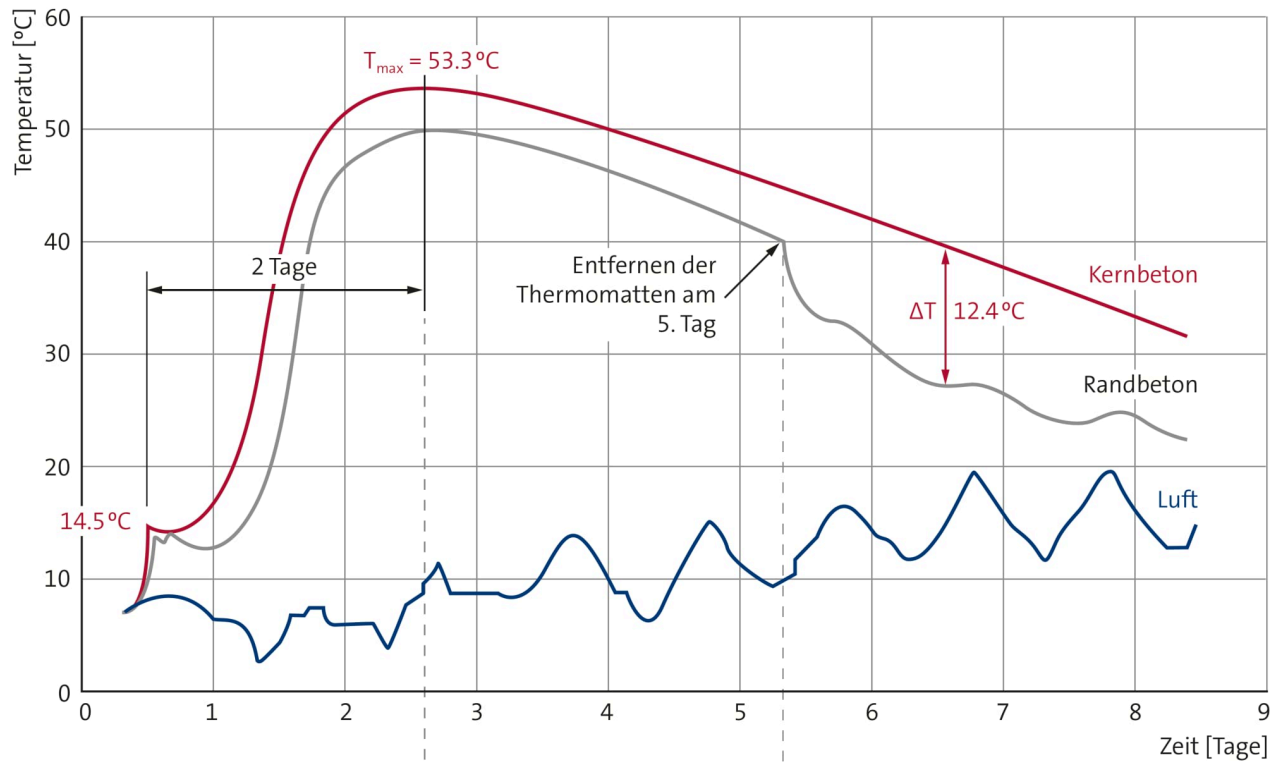


Abb. 3.9.9: Temperaturmessungen in einem Abschnitt einer 1.10 m dicken Bodenplatte (oben) und qualitative Auswertung der Spannungsentwicklung aufgrund abfließender Hydratationswärme (unten).