

1. Einleitung



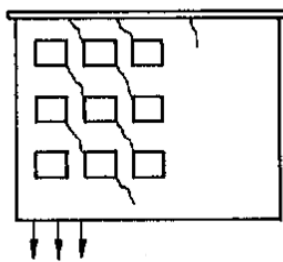
Jedes Bauteil eines Bauwerkes verformt sich. Die Verformungen sind so gering, dass sie in der Regel nicht wahrgenommen werden. Überschreiten die Verformungen ein bestimmtes Mass, entstehen Risse. Das Rissbild gibt uns Hinweise auf die Ursache, die Grösse und die Richtung der Verformungen.

Risse sind bei Massivbauten keine Seltenheit. Wir alle kennen die Wortspielerei "Eisenbeton ist eine gerissenen Bauweise". Risse entstehen oft schon während der Bauzeit oder unmittelbar nach der Fertigstellung.

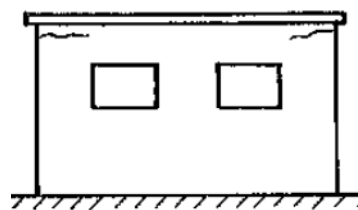
Die Ursachen die zur Rissbildung führen sind vielfältig. Bei Betonfassaden sind Risse nur selten auf äussere Kräfte wie Eigengewichte oder Nutzlasten zurückzuführen. Meistens werden sie durch behinderte Verformungen (Zwängungen) hervorgerufen. Die wichtigsten sind:

- Schwinden des Betons
- Abfliessende Hydratationswärme
- Temperaturänderungen
- Setzungen

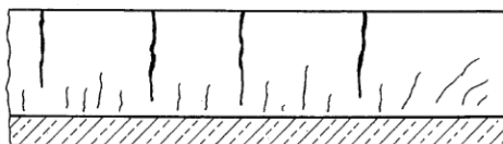
Die Ursache von Verformungen sind sehr unterschiedlich und führen zu entsprechend unterschiedlichen Rissbildern.



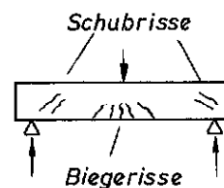
Verformung des Baugrundes



Verformung der Dachdecke



Verkürzung der Kellerwand



Verformungen aus Lasten

Bild 1-1 Mögliche Rissbilder [1]

Der Bauherr neigt dazu, Risse grundsätzlich als Schaden wahrzunehmen. Der Fachmann weiss, dass die Bewehrung im Beton erst mit der Bildung von Rissen wirksam wird. Risse entstehen immer aus der Kausalkette:

Verformungen → Spannungen → Risse.

2. Häufige Ursachen von Rissbildungen bei Fassaden

2.1 Schwinden des Betons

Schwinden ist die Volumenverminderung des erhärteten Zementsteins, die durch einen Wasserverlust infolge Austrocknung verursacht wird. Für Normalbeton ist der bedeutendste Teil das Trocknungsschwinden.

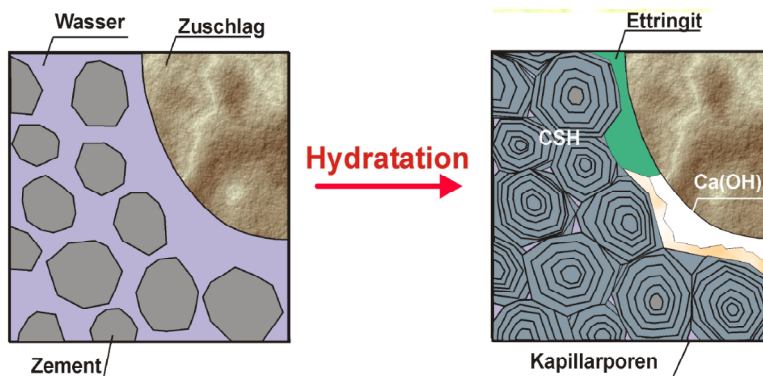


Bild 2-1 Hydratation

Das Schwinden nimmt u.a. zu bei:

- Abnahme des Alters bei Trocknungsbeginn
- Abnehmender relative Luftfeuchte
- Wind und Sonneneinstrahlung (rasche Austrocknung)

Gemäss Tabelle 1) wählen wir für das Trocknungsschwinden einer Fassade ein Schwindmass von 0.3 ‰. Bezogen auf eine 10 Meter lange Wand resultiert eine Wandverkürzung von 3 mm. Diese Schwindverkürzung verläuft je nach Austrocknungsbedingungen über mehrere Jahre hinweg. In der Norm SIA 262 Betonbau ist der zeitliche Verlauf in Abhängigkeit von der Bauteildicke dargestellt.

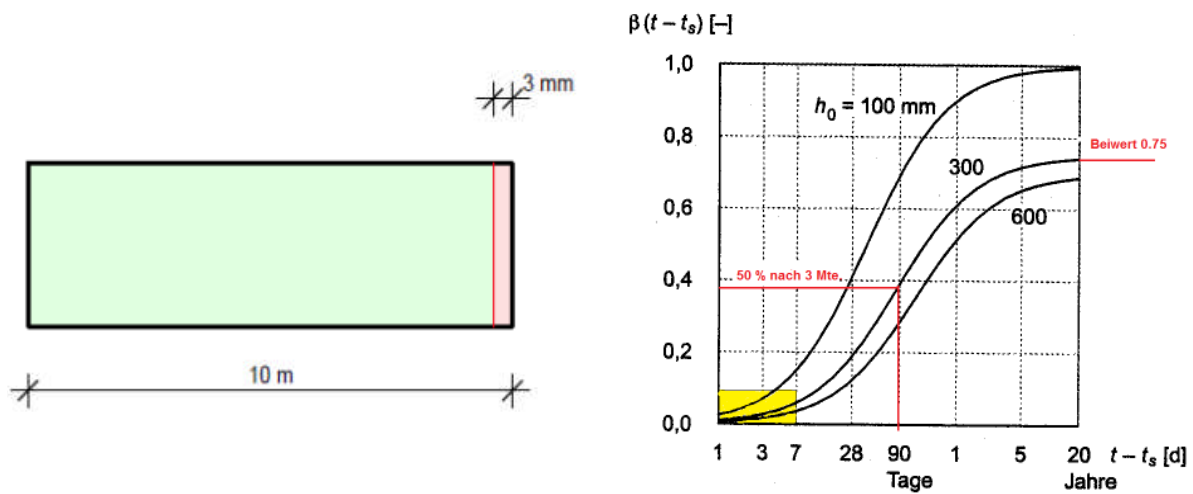


Bild 2-2 Wandverkürzung aus Schwinden

SIA 262, Figur 3

Schwindarten	Zeitpunkt	Schwindmass [%]	Bemerkungen
Kapillarschwinden	Bis zum Erstarren	0–4	Probleme bei grossen Oberflächen (Böden) Probleme bei Betonen ohne Blutungswasser
Chemisches Schwinden	Während der ersten Tage	0–0,3	Bedeutend vor allem bei tiefen W/Z-Werten (. 0,45)
Trocknungsschwinden	Ab Erstarren während Jahren	0,1 (Quellen)	Wasserlagerung
		0,1	Lagerung in sehr feuchter Luft (90 % r.F.)
		0,3	Lagerung im Freien (70 % r.F.)
		0,5	Lagerung in Innenraum mit trockener Luft (50 % r.F.)
Karbonatisierungsschwinden	Wochen bis Jahrzehnte	0–0,01	Schwinden maximal bei etwa 70–80 % r.F.

Tabelle 1) Schwindwerte Quelle: TFB Cementbulletin 69 (2001)

2.2 Hydratationswärme

Bei der Erhärtung des Betons entsteht Wärme. Obwohl Beton ein guter Wärmeleiter ist, kommt es im Beton zu einem beträchtlichen Temperaturanstieg. Die Hydratationswärme des Betons wird grösser mit steigendem Zementgehalt und steigender Hydratationswärme des Zementes.

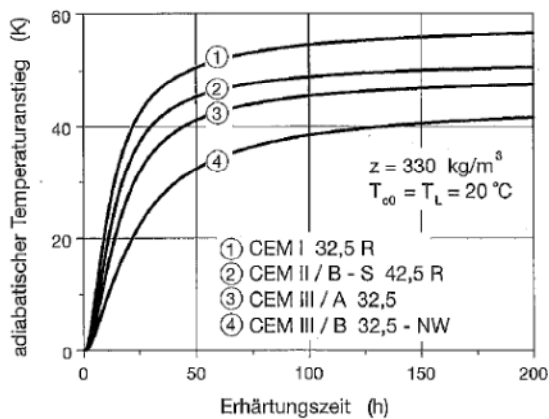


Bild 2-3:

Adiabatischer Temperaturanstieg der Zementarten [2]

- CEM I Portlandzement
- CEM II Portlandkompositzemente
- CEM III Hochofenzement

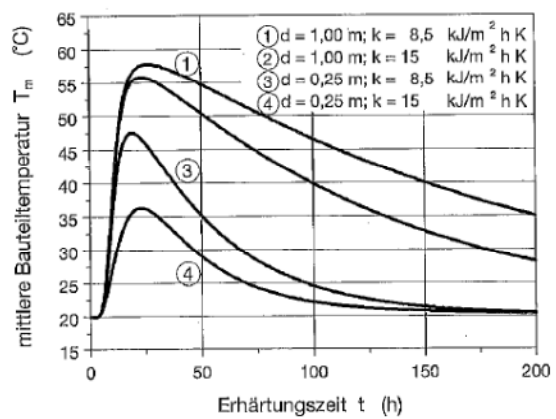
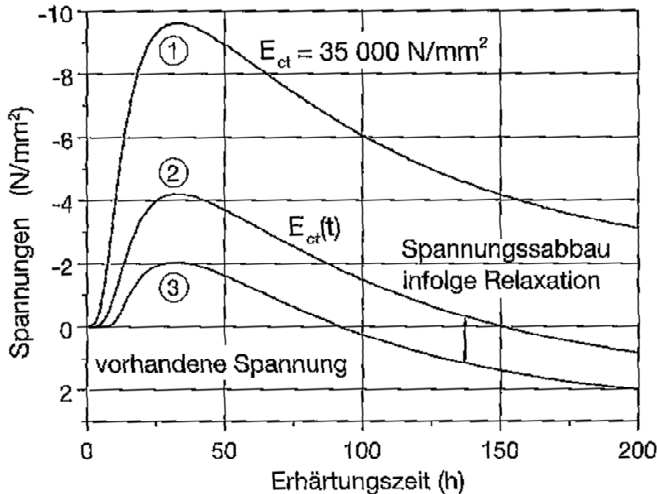


Bild 2-4

Mittlere Bauteiltemperatur bei unterschiedlichem Wärmedurchgangskoeffizient [2]

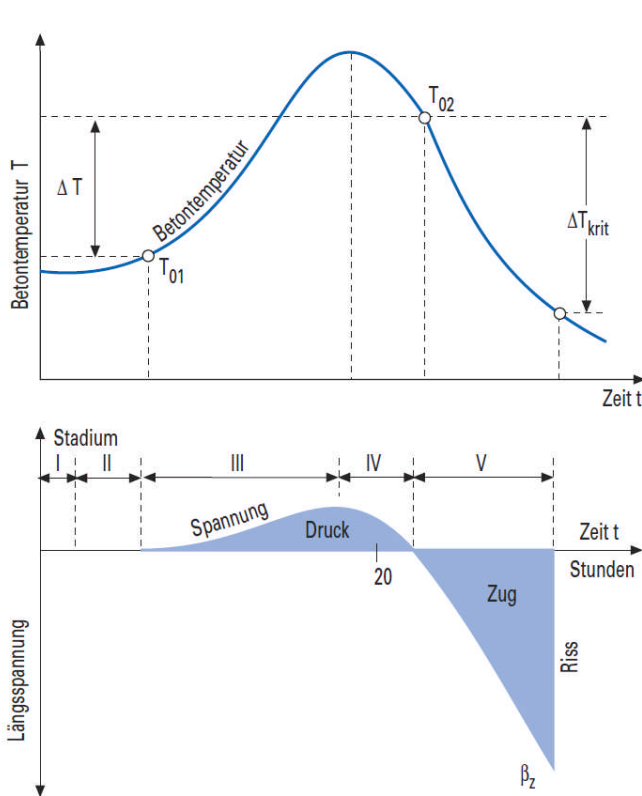
- k = 8.5 Holzschalung 24 mm trocken, kein Wind
- k = 15 Holzschalung 24 mm feucht, Wind 5 m/s

Ursache für die Zugspannungen aus abfließender Hydratationswärme ist der nicht konstante E-Modul. Bei konstantem E-Modul entstehen in der Erwärmungsphase Druckspannungen, die sich in der Abkühlphase wieder auf Null abbauen. Die Verhältnisse bei variablem E-Modul sind im Bild 9 dargestellt.



- 1) Temperature equilibrium with constant E-modulus
- 2) The E-modulus grows with curing, only a part of the temperature increase is converted into stresses
- 3) The young concrete reduces a part of the stresses by relaxation

Bild 2-5 Spannungen in Abhängigkeit vom E-Modul des Betons [2]



Stadium I (0 bis 2 Stunden)

Ruhezeit, keine Temperaturerhöhung

Stadium II (ca. 2 bis 6 Stunden)

Temperaturanstieg durch Hydratation
keine Druckspannungen, da Beton noch frei verformbar.

Stadium III (ca. 6 bis 9 Stunden)

Temperaturzunahme bis zum Maximum.
Aufbau von Druckspannungen infolge zunehmender Betonfestigkeit.

Stadium IV (ca. 9 bis 11 Stunden)

Wärmeabfluss grösser als Wärmeproduktion aus Hydratation. Die Betondruckspannungen werden abgebaut. Die 2. Nullspannungstemperatur T_{02} liegt über T_{01}

Stadium V (ca. 11 bis 15 Stunden)

Mit zunehmender Abkühlung entstehen Zugspannungen. Erreicht die Zugspannung die Zugfestigkeit des Betons entstehen Trennrisse.

Bild 2-6 Temperatur und Spannungsverlauf in der Hydratationsphase [3]

Massgebend ist die Temperaturdifferenz ΔT_{krit} die bei der Abkühlung von der 2. Nullspannungstemperatur auf die Umgebungstemperatur T_U entsteht. Da T_{02} nicht messbar ist, wird oft vereinfacht die maximale Temperaturhöhe ΔT_{max} eingesetzt.

Der Elastizitätsmodul steigt sofort stark an. Nacheinem Tag erreicht er ca. 65 % des Endwertes, nach zwei Tagen bereits 80%. Die Entwicklung der Zugfestigkeit verläuft deutlich langsamer wie Bild 2-8 zeigt.

Krit. Alter 15 bis 20 Stunden
E- Modul Beton ca. 20 kN/mm²
Annahme $\Delta T_{max} = 20$ K
Wandverkürzung aus Hydratation
 $\Delta L = \epsilon_H * L = 20 * 10^{-5} * 10'000 = 2$ mm

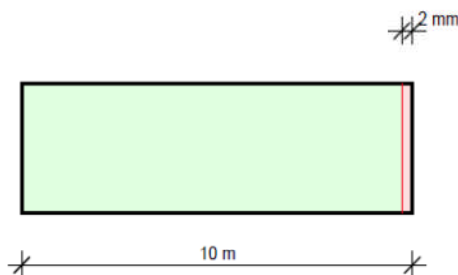


Bild 2-7
Wandverkürzung aus Hydratation

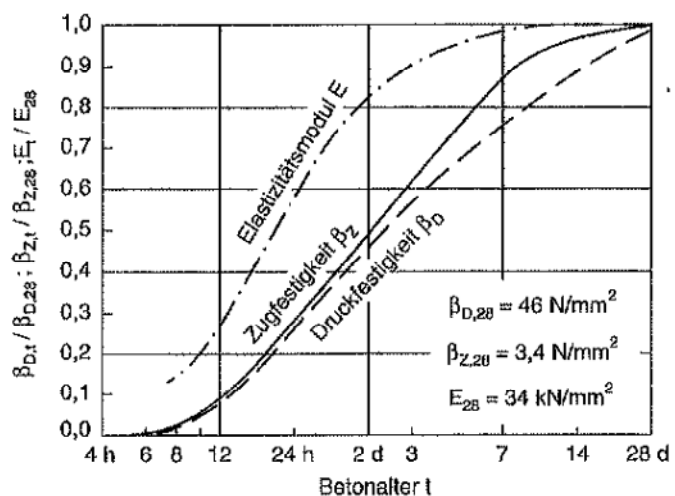


Bild 2-8
Werkstoffeigenschaften in Funktion der Erhärtungszeit

2.3 Temperaturänderungen

Die Oberflächentemperatur der Fassade hängt hauptsächlich von der Temperatur der Außenluft, der Intensität, der Dauer und der Absorption der Sonneneinstrahlung ab. Die grössten Temperaturdifferenzen zwischen Tag und Nacht treten im Mai und Oktober auf und können 20 - 25 K erreichen. Sommerliche Gewitterregen können in kurzer Zeit (1 bis 2 Stunden) einen Temperaturabfall von 10 - 15 K verursachen. Die Differenzen Sommer-Winter können wesentlich grösser werden. In [4] sind Messungen an Sandwichelementen erwähnt, bei denen eine maximale Sommer-Winter-Differenz von 76 K gemessen wurden.

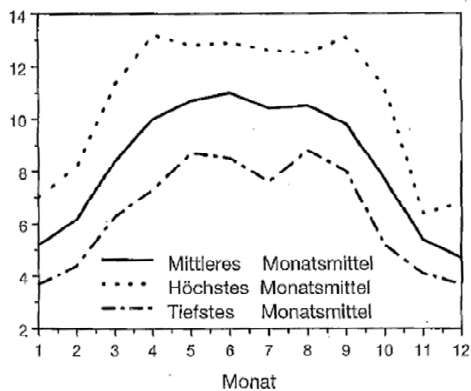


Bild 2-9 Mittelwert der Tagesschwankungen der Lufttemperatur [2]

Durch die erhöhte Strahlungsabsorption erhalten dunkle oder betonfarbene Oberflächen bis zu doppelt so hohe Temperaturen wie weisse Oberflächen, deren Temperatur ungefähr der Lufttemperatur folgt. Höhenlage, möglicher Einfallswinkel der Bestrahlung und Himmelsrichtung der betrachteten Fassade sind von Bedeutung. Bild 2-11 gibt einen Hinweis auf den Einfluss der Himmelsrichtung.

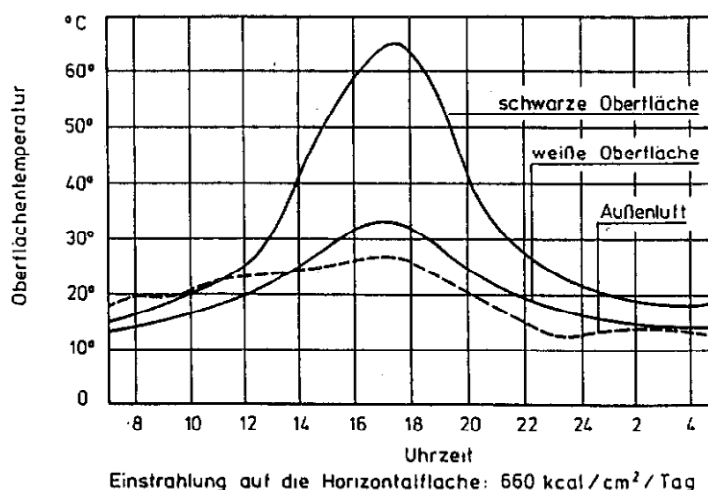
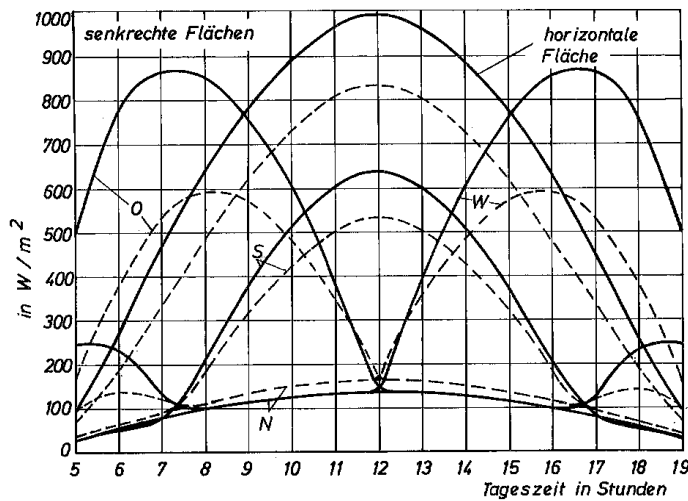


Bild 2-10
Gemessene Oberflächentemperaturen Einstrahlung auf die Horizontalfäche $660 \text{ kcal/cm}^2/\text{Tag}$ [4]

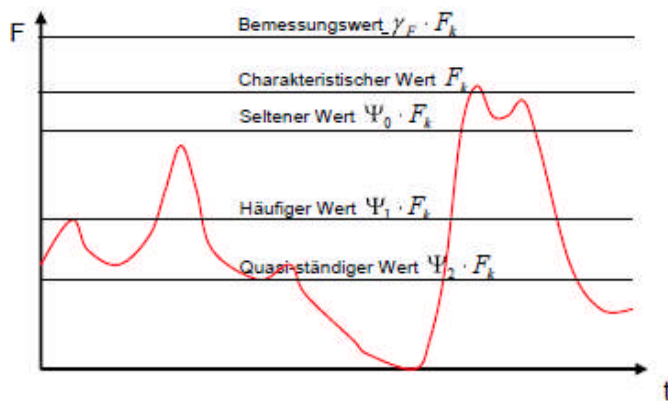


Gemessene Höchsttemperaturen:

Dächer:	schwarze Fläche	90 °C
	weisse Fläche	60 °C
	Betonplatte	68 °C
Betonwand:	Süd	40 °C
	Ost	45 °C
	West	50 °C

Bild 2-11
Gesamtstrahlung im Juli, 50° nördlicher Breite [1]

Die SIA Norm 261 gibt in der Tabelle 6 für Stahlbetontragwerke den charakteristischen Wert der gleichmässigen Temperaturänderungen für Tragwerke im Freien mit $\pm 20\text{ °C}$ an. Zu beachten ist zudem der Artikel 7.2.6 Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Dilatationsfugen, beweglichen Brückenlagern und Fahrbahnübergängen sind die in der Tabelle 6 aufgeführten Werte der Temperaturänderungen um 50 % zu vergrössern



Temperaturänderungen für eine Sichtbetonfassade

$$\Delta T = \pm 30 \text{ K}$$

Annahme: Einbautemperatur 15 °C

Bild 2-12
Charakteristischer Wert einer Einwirkung
Wiederkehrperiode 50 Jahre

Bild 2-13
Bemessungswert E_d Temperatur

Die Angaben der SIA Normen sind für direkt der Sonneneinstrahlung ausgesetzte Bauteile nicht auf der sicheren Seite. In [5] wird für Sichtbetonfassaden eine Temperaturänderung von $+25\text{ °C} \pm 45 \text{ K}$ (-20 °C bis $+70\text{ °C}$) empfohlen.

Die Temperaturänderungen ΔT haben Wärmedehnungen und damit Längenänderungen in der Fassade zur Folge. Die Längenänderungen berechnen sich zu

$$\Delta L = \alpha_T \times \Delta T \times L$$

Der Temperatureausdehnungskoeffizient α_T (1/K) des Betons ist abhängig von der Gesteinskörnung. Mit Kalkstein als Zuschlag beträgt $\alpha_T = 0.9 \times 10^{-5}$, für Beton mit Granit als Zuschlag $\alpha_T = 1.0 \times 10^{-5}$, mit quarzitäen Zuschlägen $\alpha_T = 1.2 \times 10^{-5}$. Wenn keine Versuchswerte vorliegen, rechnet man mit $\alpha_T = 1.0 \times 10^{-5}$ (SIA 262, Art. 3.3.2.5)

Die Wärmedehnungen addieren sich zu den Dehnungen aus Schwinden des Betons. Bei der Betonherstellung im Frühjahr subtrahiert sich die Wirkung, bei Betonieren im Herbst addiert sie sich.

Wandverkürzung aus $\Delta T = 30$ K

$$\Delta L = \alpha_T \times \Delta T \times L$$

$$= 1 \times 10^{-5} \times 30 \times 10'000 = 3 \text{ mm}$$

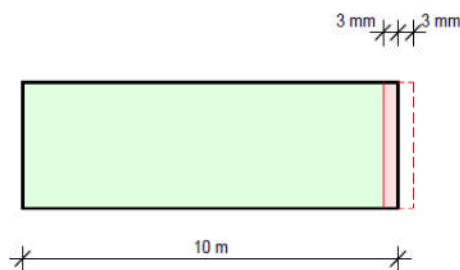


Bild 2-14

Wandverkürzung aus Temperatur

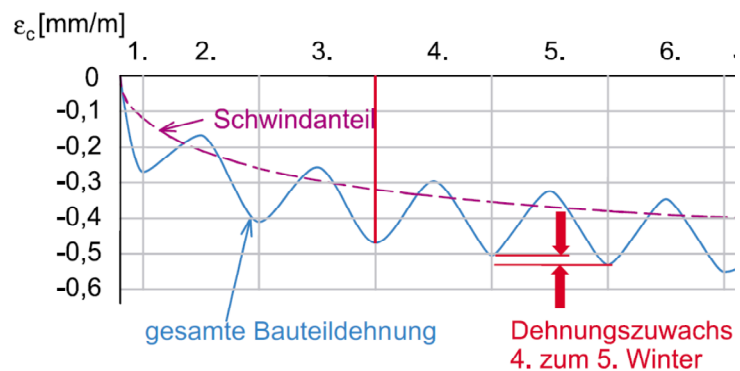


Bild 2-15

ϵ_c aus Schwinden und Temperaturänderung [6]

3. Eigenschaften des Betons

3.1 Druckfestigkeit

Das Tragverhalten von Beton unter Druckbeanspruchung lässt sich gut an Bild 3-1 erläutern. Füllt man ein gut abgestuftes Kies-Sand-Gemisch in ein Stahlrohr, so entsteht nach intensivem Verdichten ein stabiles Korngerippe. Über die Kontaktflächen der Körner können erhebliche Druckkräfte in vertikaler Richtung abgetragen werden, wenn durch das Stahlrohr die horizontalen Kraftkomponenten aufgenommen werden.

Ersetzt man die seitliche Fixierung, die im Beispiel das Stahlrohr übernimmt, durch eine innere Kraft zwischen den einzelnen Körnern, so sieht man, dass man eine Art Klebstoff zwischen den Körnern benötigt. Diesen Klebstoff bildet der Zementleim bzw. der Zementstein nach dem Erhärten des Betons. Diese Modellvorstellung macht deutlich, dass Beton unter Druckbeanspruchung versagt, wenn die seitliche Stützung durch die Klebewirkung des Zementsteins infolge Zugbeanspruchung versagt. Da die erforderliche seitliche Kraft im Vergleich zur Vertikaldruckkraft gering ist, ist Beton in der Lage große Druckkräfte über das Korngerüst abzutragen.

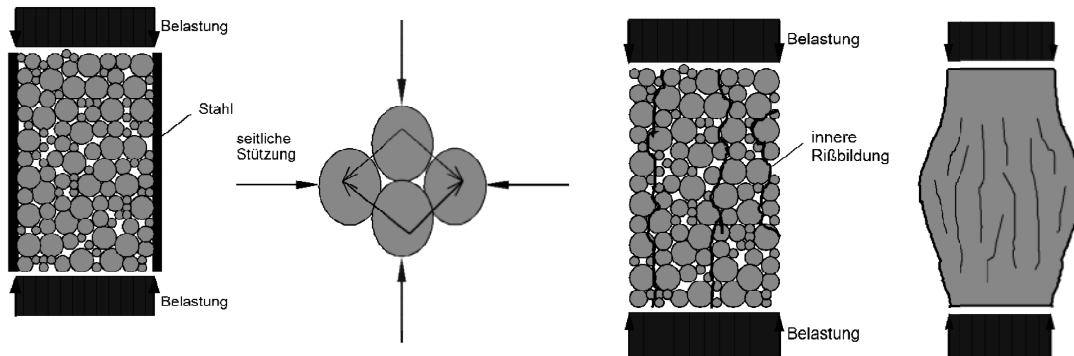


Bild 3-1 Tragverhalten von Beton auf Druck

Die aufnehmbaren Druckkräfte sind beträchtlich und können bei hochfestem Beton bis über 100 N/mm² betragen. Bei Beton für Sichtbeton beträgt die Druckfestigkeit ca. 40 N/mm². Die Betonsorten sind in der Norm SIA 262 nach der Druckfestigkeit definiert.

Festigkeitsklasse	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	.../...
f _{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	> 50
f _{ck.cube} (N/mm ²)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	> 60

Tabelle 3-1: Festigkeitsklassen Norm SIA 262

Die Festigkeitsklassen der Norm schreiben die Mindestfestigkeit der Prismen bzw. Würfel-druckfestigkeit vor. In der Regel liegen die effektiven Werte höher, man spricht von der sogenannten Überfestigkeit. In der Tabelle 2-2 sind die Festigkeiten gemäss Kontrolle Betonwerk für einen C30/37 abgebildet die Messwerte entsprechen einem C 40/50.

Betonsorte C330-0 : C30/37										
Herstellungszeitraum: 01.01.11 - 31.12.11										
Prüf-Nr	Herstell-datum	Prüf-datum	Sorte	Zementgehalt und	Druckfestigkeit	Kriterium 2	Kriterium 1			
Erstherstellung			EN 206	Zementtyp	28 Tage	> f _{ck} -4	3-er/15-er	OK		
					Sigma12= 4.5	OK	Mittelwert	f _{cm} > (f _{ck} + 4)		
12	12.12.11	09.01.12	C330-0	305 kg CEM II	54.40	> 33	✓	53.57	> 41.0	✓
11	30.11.11	28.12.11	C330-0	305 kg CEM II	54.70	> 33	✓			
10	15.11.11	13.12.11	C330-0	305 kg CEM II	51.60	> 33	✓			
9	17.10.11	14.11.11	C330-0	305 kg CEM II	49.20	> 33	✓	51.07	> 41.0	✓
8	29.09.11	27.10.11	C330-0	305 kg CEM II	50.30	> 33	✓			
7	27.05.11	24.06.11	C330-0	305 kg CEM II	53.70	> 33	✓			
6	24.05.11	21.06.11	C330-0	305 kg CEM II	46.20	> 33	✓	55.10	> 41.0	✓
5	10.05.11	07.06.11	C330-0	305 kg CEM II	56.80	> 33	✓			
4	03.05.11	31.05.11	C330-0	315 kg CEM II	62.30	> 33	✓			
3	23.02.11	23.03.11	C330-0	304 kg CEM II	55.95	> 33	✓	57.52	> 41.0	✓
2	10.02.11	10.03.11	C330-0	304 kg CEM II	57.52	> 33	✓			
1	19.01.11	16.02.11	C330-0	305 kg CEM II	59.38	> 33	✓			

Tabelle 3-2 Würfel-druckfestigkeit C30/37, Kontrolle Betonwerk Druckfestigkeit nach SN EN 206-1:2000

3.2 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit f_{ct} von Beton ist, wie Bild 3-1 zeigt, mit der Druckfestigkeit verknüpft. Ähnlich wie die Druckfestigkeit hängt die Zugfestigkeit von einer Vielzahl von Parametern ab, wobei insbesondere der Einfluss der Prüfkörperform grösser ist als bei der Druckfestigkeit.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist die Kenntnis der vorhandenen zentrischen Zugfestigkeit eine entscheidende Grösse. Wenn keine genauen Werte vorliegen, kann die zentrische Betonzugfestigkeit mit folgenden Gleichungen gemäss SIA 262 ermittelt werden.

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{mit:} \quad f_{ctm} : \quad \text{Mittelwert der Betonzugfestigkeit}$$

$$f_{ctk 0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctk 0.05} : \quad 5\% \text{-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit}$$

$$f_{ctk 0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctk 0.95} : \quad 95\% \text{-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit}$$

Beton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ctm}	1.60	1.90	2.20	2.60	2.90	3.20	3.50	3.80	4.10

Tabelle 3-3 : Mittelwert der Betonzugfestigkeit (SIA 262 Tab. 3)

3.3 Verformungseigenschaften

Zur Beurteilung der zu erwartenden Rissbildung sind die Verformungseigenschaften eines Baustoffs von grosser Bedeutung. Es ist nicht möglich die Verteilung der Spannungen innerhalb eines Querschnitts zu messen, sondern nur die hieraus resultierenden Formänderungen. Will man aus diesen auf die Spannungen schliessen, so muss man die Zusammenhänge zwischen Formänderungen und Spannungen kennen. Der bekannteste Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen ist die Elastizitätstheorie nach Hook.

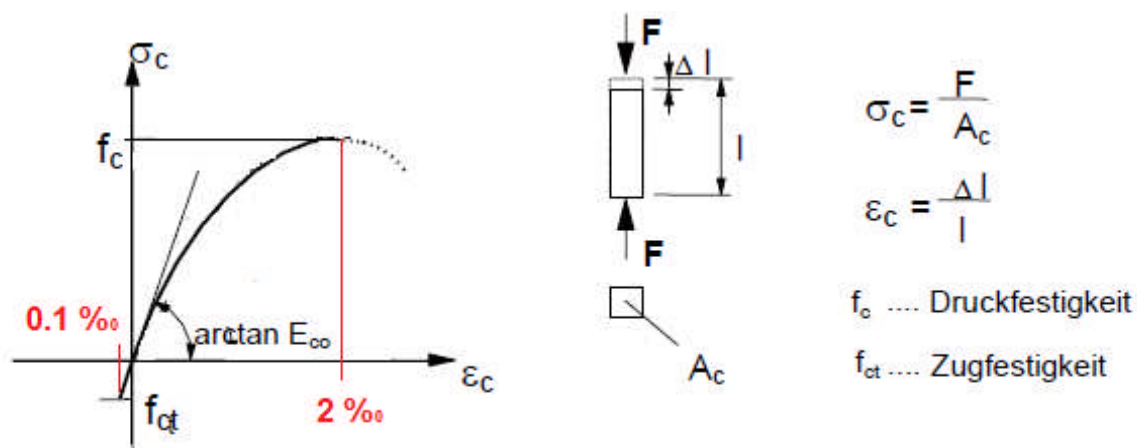


Bild 3-2 Spannungs-Dehnungs-Diagramm Beton

**Die Zugspannung im Beton beträgt nur ca. 10 % der Druckspannung
Die Zug-Bruchdehnung von Beton beträgt unabhängig von der Betonsorte ca. 0.1‰
oder 1 mm auf eine 10 Meter lang Wand**

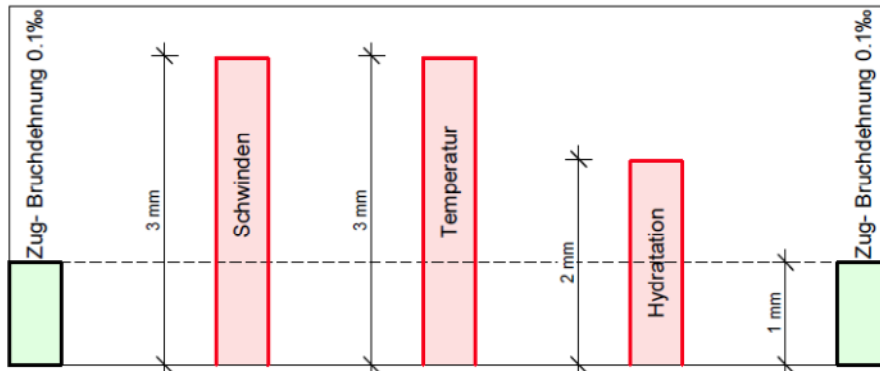


Bild 3-3 Verformungen und Verformungsvermögen einer Betonfassade

Die aufgezwingenen Verformungen sind bereits jede für sich betrachtet grösser als die Zug-Bruchdehnung des Betons. Auch mit Berücksichtigung der Relaxation, die bei jungem Beton und langsam aufgebrachter Belastung Werte von $\psi > 0.50$ erreicht, bleiben die maximalen Dehnungen deutlich über dem kritischen Wert von $\epsilon_C = 0.1 \text{ ‰}$.

Das Zusammenwirken der Anteile Hydratation, Schwinden und Temperaturänderungen unter Berücksichtigung des ungleichen zeitlichen Auftretens, führt dazu, dass Risse zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten können.

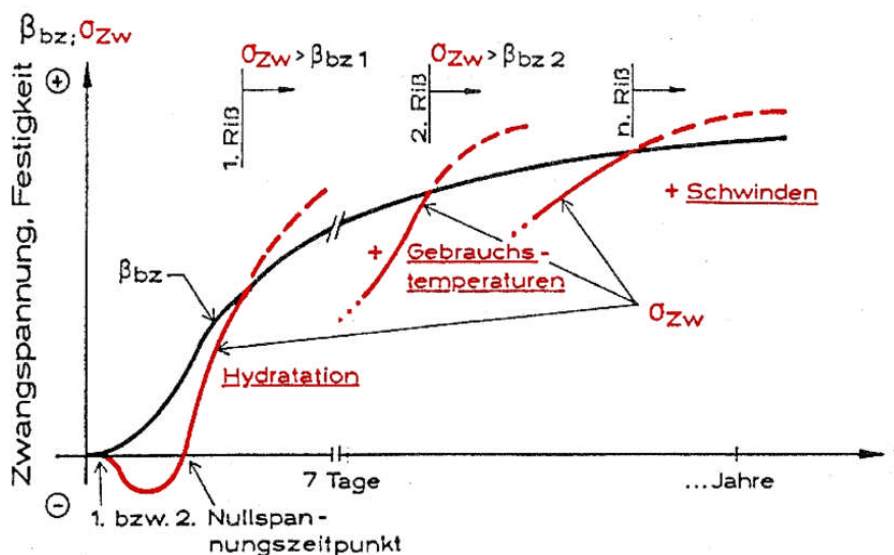


Bild 3-4 Zeitlicher Verlauf der Rissbildung

3.4 Junger Beton

Die Zugbruchdehnung des Betons nimmt mit Beginn der Erstarrung rasch ab und erreicht ein Minimum an 8 bis 12 Stunden. Die Bruchdehnung für schnelle Zugbeanspruchung sinkt auf ca. 0.04 mm/m. Es entsteht dabei ein ungünstiges Verhältnis zwischen dem sich rasch entwickelnden E-Modul und der noch niedrigen Betonzugfestigkeit. In dieser Situation führen bereits geringe Dehnungen z.B. durch Austrocknen oder Abkühlen zu Rissen im Bauteil.

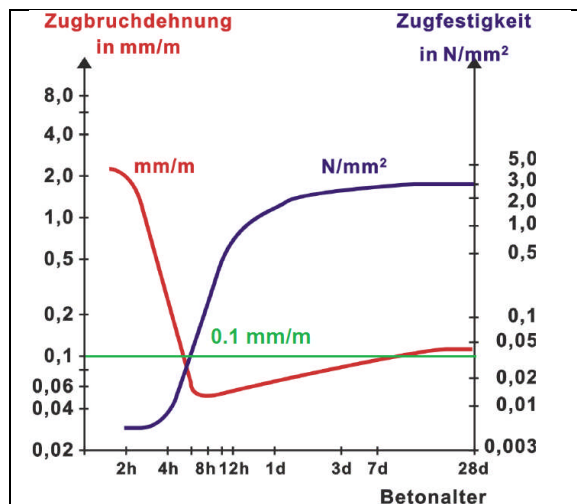


Bild 3-5
Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung

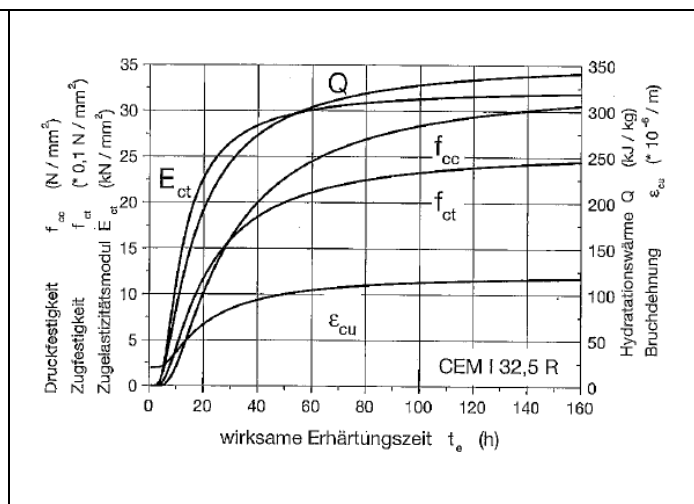


Bild 3-6
Entwicklung des Festigkeitsverhaltens des jungen Betons und der Hydratationswärme [2]

4. Massnahmen der Planer

4.1 Planung

4.1.1 Baustoff

Wahl von Zement mit niedriger Hydratationswärme und kleinem w/z Wert. Wie unten stehende Beispiele zeigen, gibt es deutliche Unterschiede.

- CEM I 42.5 N (Normo 4) 320 - 360 J/g
- CEM II 42.5 N (Optimo 4) 314 J/g
- CEM III 32.5 N (Modero 3B) 260 J/g
- CEM I 52.5 R (Albaro 5R) > 380 J/g

Unter Berücksichtigung des Zwängungsgrades und der Relaxation muss bei Betonbauteilen mit Trennrissen gerechnet werden bei:

$$\Delta T = 15 - 20 \text{ K}$$

Die Temperaturdifferenzen zwischen Kern und Rand zur Vermeidung von Schalenrissen liegen in der gleichen Grössenordnung. Wie Bild 4-1 zeigt, sollte das bei normalen Temperaturen kein Problem sein.

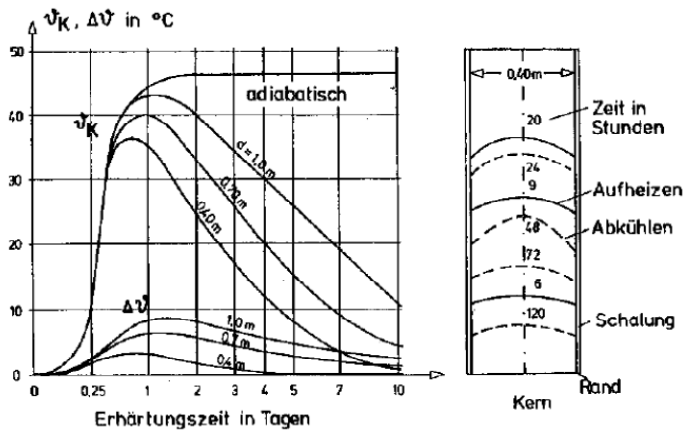


Bild 4-1
Temperatur und Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand [7]

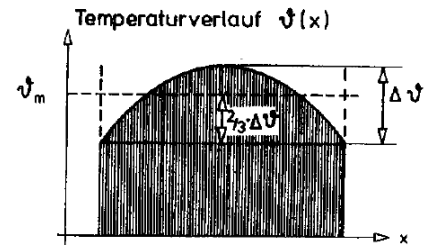


Bild 4-2
Temperaturverlauf über den Querschnitt [7]

Neben der Wahl der Zementsorte ist die Frischbetontemperatur und die Lufttemperatur zu beachten. Die Steigerung der Frischbetontemperatur um 10 °C hat etwa die gleiche Wirkung wie 60 kg/m³ mehr Zement. Die zulässige Einbautemperatur des Betons ist deshalb in der Norm SIA 262 begrenzt.

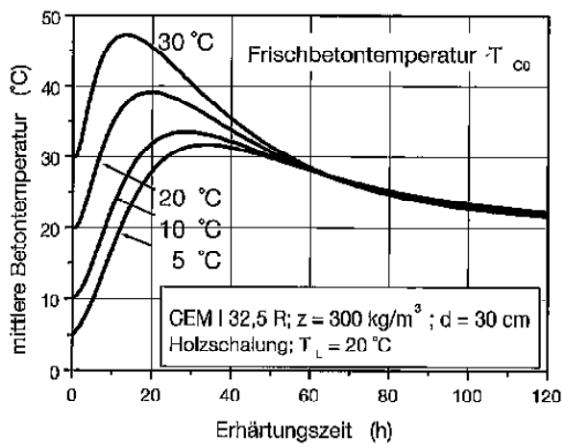


Bild 4-3
Frischbetontemperatur [2]

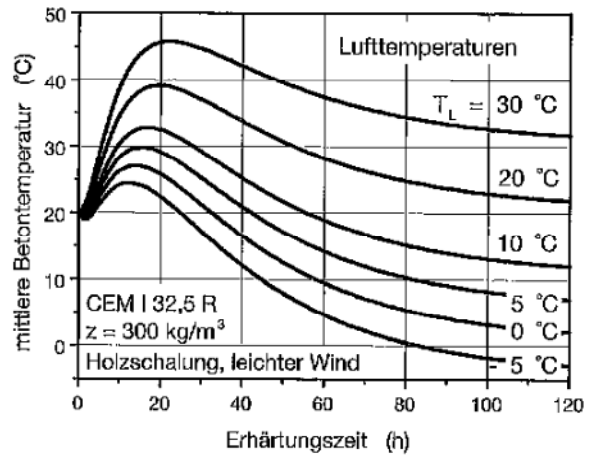


Bild 4-4
Lufttemperatur [2]

6.4.5.5 Beim Einbringen und während des Verdichtens darf der Frischbeton ohne besondere Massnahmen nicht kälter als +5°C und **nicht wärmer als +30°C** sein. Das Anmachwasser und die Gesteinskörnung sind gegebenenfalls vorzuwärmen oder abzukühlen.

4.1.2 Bauteilabmessung

Für eine einwandfreien Betoneinbau ist die Wandstärke ausreichend zu wählen.

- Betondeckung $i+a = 20 + 40 = 60$ mm (Expositionsklasse XC4 XF1)
- Bewehrung Annahme $\pm 12 t = 15 = 50$ mm
- Raum zwischen den Bewehrungen 180 mm (ab 2.00 Meter Höhe Fallrohr einsetzen)
Gesamtwanddicke. ca. 28 bis 30 cm

4.1.3 Fassadengliederung:

Jedes Bauwerk braucht Arbeitsfugen und ev. Dilatationsfugen. Bei regelmässigen Fassadengliederung können sie so ausgebildet werden, dass sie möglichst unauffällig bleiben. Bei unregelmässig angeordneten Öffnungen wird die Anordnung der Fugen ausführungstechnisch und gestalterisch sehr schwierig.

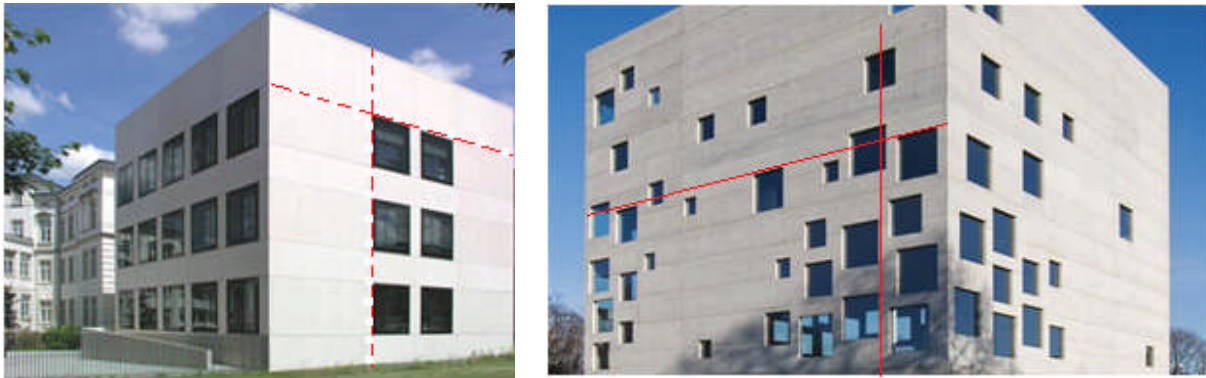


Bild 4-6 Arbeitsfugen und Fassadengliederung

4.1.4 Bewegungskonzept

Wie im Kapitel 2 dargestellt, ist der Beton nicht in der Lage, die infolge Hydratation, Schwinden und Temperaturänderungen auftretenden Längenänderungen rissfrei aufzunehmen. Risse oder Fugen sind (unvermeidliche) Bewegungsstellen der Konstruktion. Beide müssen gezielt geplant werden.

ANORDNUNG VON FUGEN

in dieser "alten Philosophie" der Betonbauweise wird versucht, Zwangräfte wie Schwinden Temperaturänderungen, Setzungen etc. durch die Anordnung von Fugen zu reduzieren oder zu verhindern. Die Aufgabe der Fuge besteht darin, die zu erwartenden Verformungen in einem definierten Bereich konzentriert aufzunehmen. Fugenabstände und Fugenanordnung sind entsprechend der zu erwartenden Einwirkungen und der Steifigkeit der Konstruktion anzuordnen. Für Wände finden wir in [3] folgende Angaben:

- Dilatationsfugen: $a \leq 9 \text{ m} - 2.5 d$
- Arbeitsfugen $a \leq 2.5 \times \text{Bauteilhöhe}$

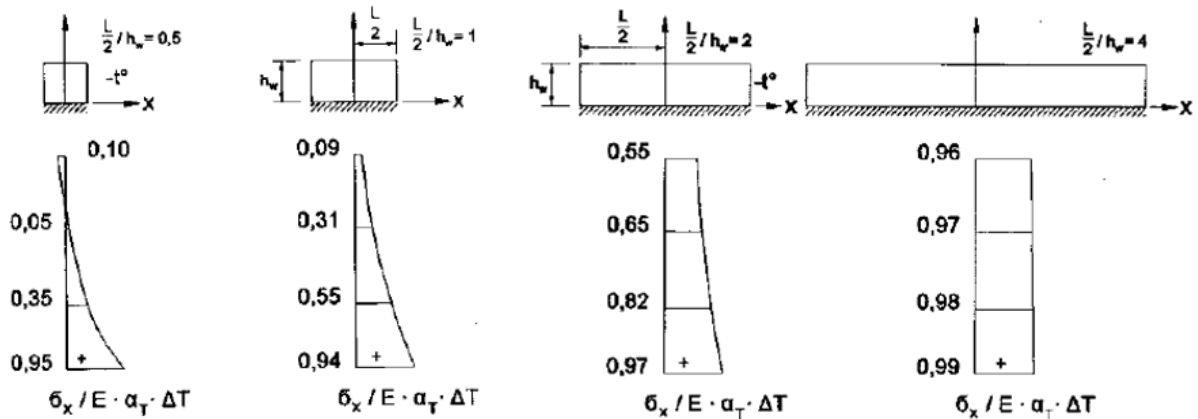


Bild 4-8 Einfluss der Fugenteilung auf die Spannungen in der Wand [8]

Die Erfahrung zeigt, dass die Bewegungsfugen oft nicht in der beabsichtigten Weise funktionieren. Die Bauwerksverkürzungen konzentrieren sich an anderer Stelle, durch die Bildung grober Risse, was häufig Nachteilen für das Betonbauwerk mit sich bringt.

KONTROLLIERTE RISSBILDUNG

Bei einer Abkühlung um 30 K beträgt die zu erwartende Verkürzung einer 12,6 Meter langen Wand infolge Temperaturänderung $\Delta L = 30 \times 1 \times 10^{-5} \times 12 \times 600 = 3,8$ mm. Diese Verkürzung kann sich lokal an einer Stelle konzentrieren oder sie kann sich gleichmässig über die Wandlänge verteilen.

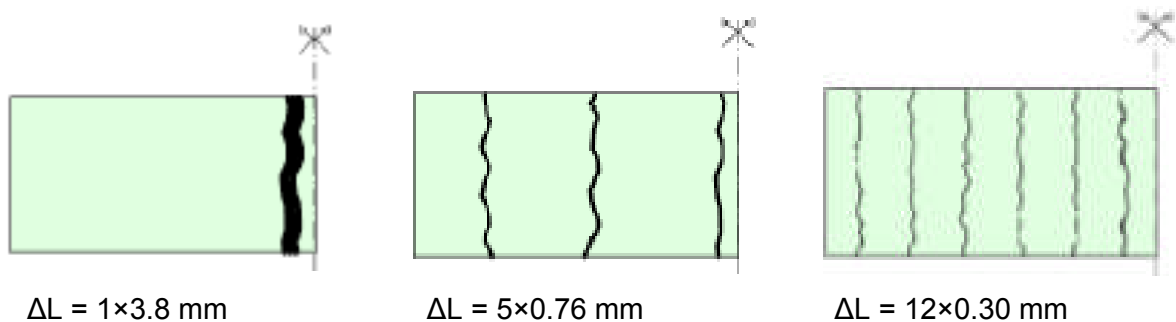


Bild 4-9 Kontrollierte Rissbildung

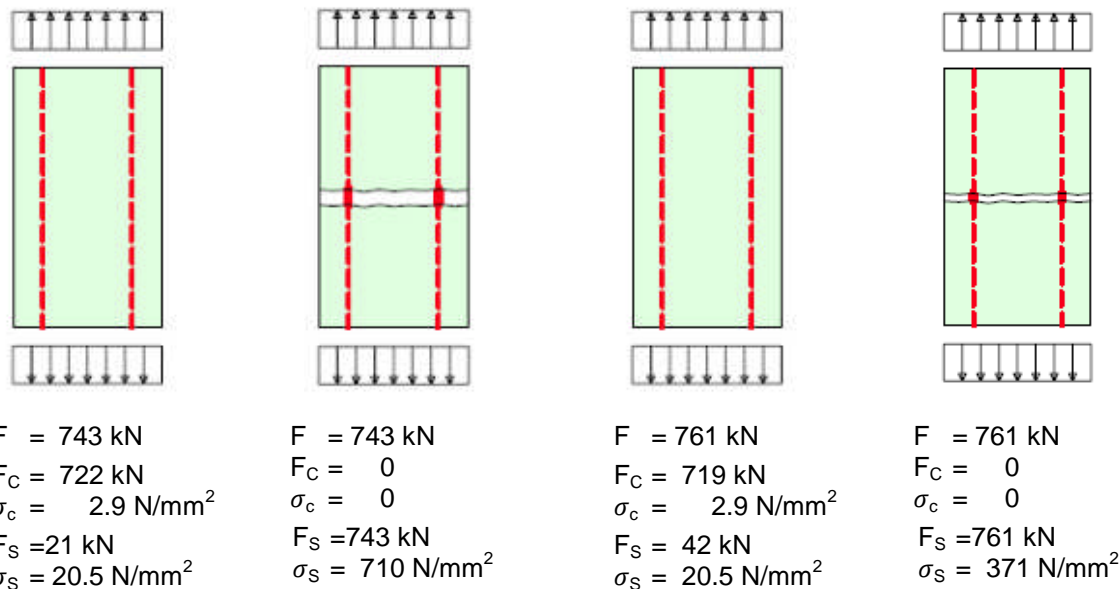
Die zu erwartenden Bauteilverkürzung stellt sich ein. Entweder durch das Öffnen der Fugen oder durch Rissbildung

Das Konzept "kontrollierte Rissbreiten" geht davon aus, dass sich die Rissbreiten steuern lassen. Die Rissbreite ist so zu wählen, dass die Funktion und die Dauerhaftigkeit des Bauteils gewährleistet ist. In der [9] finden wir z.B. folgende Werte für die grössten zulässigen Rissbreiten:

Innenbauteile (trockene Luft)	$w = 0.4 \text{ mm}$
Bauteile im Freien	$w = 0.3 \text{ mm}$
Wasserdichte Bauteile	$w = 0.1 \text{ mm}$

BEMESSUNGSPRINZIP

Solange der Beton ungerissen bleibt, übernimmt er praktisch die gesamte Belastung. Sobald sich ein Riss (an der zufällig schwächsten Stelle) bildet muss im gerissenen Querschnitt die gesamte Kraft vom Stahl allein aufgenommen werden.

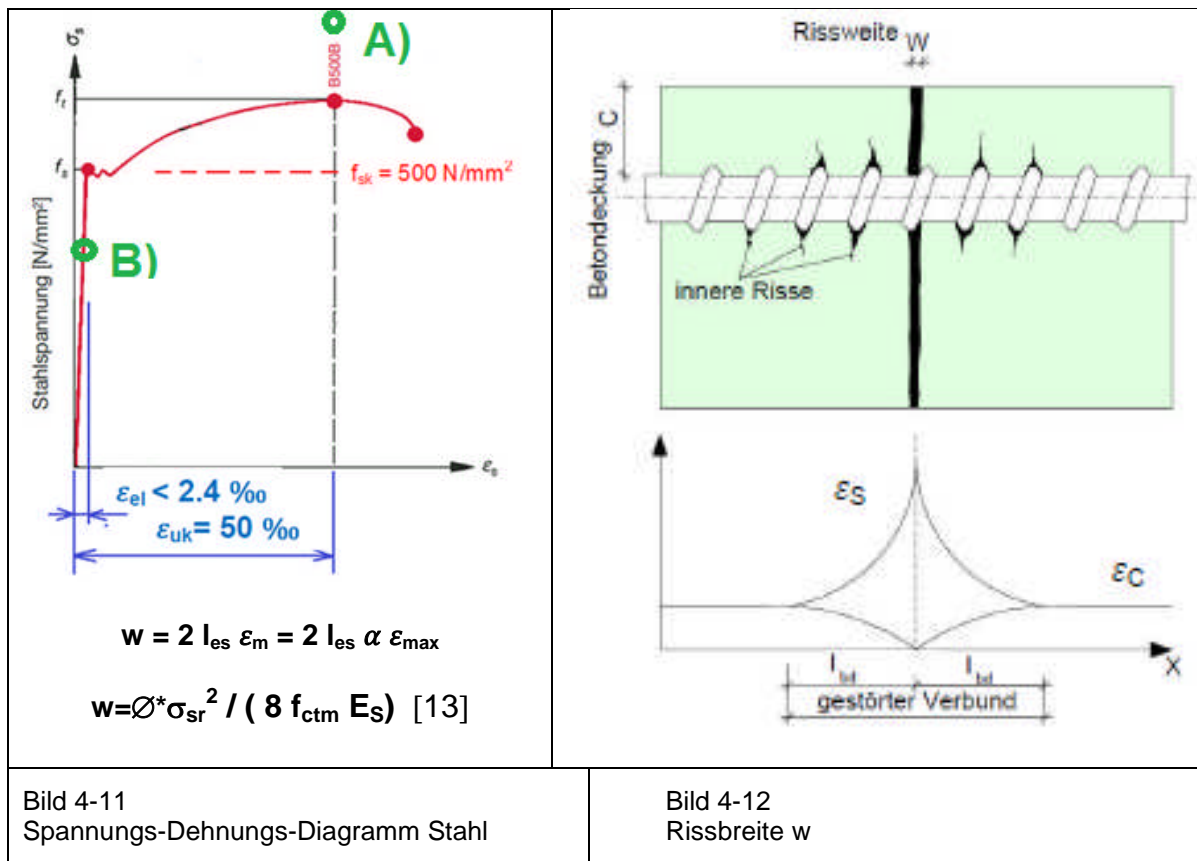


A) Querschnitt
 Beton 1000/250 mm
 C30/37; $f_{ct} = 2.9 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon_r = 0.1 \text{ ‰}$
 Stahl $\phi 10 \text{ t} = 15$; $1047 \text{ mm}^2/\text{m}$

B) Querschnitt
 Beton 1000/250 mm
 C30/37; $f_{ct} = 2.9 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon_r = 0.1 \text{ ‰}$
 Stahl $\phi 14 \text{ t} = 15$; $2053 \text{ mm}^2/\text{m}$

Bild 4-10 Zugelement Stahlbeton

Für die sich einstellende Rissbreite ist offensichtlich das Verhalten der Bewehrung im Rissquerschnitt massgebend. Wie Bild 4-10) zeigt, liegen wir mit der Bewehrung A) über der Fließgrenze d.h. grosse Rissbreite, mit der Bewehrung B) im elastischen Bereich d.h. kleine Verformungen.

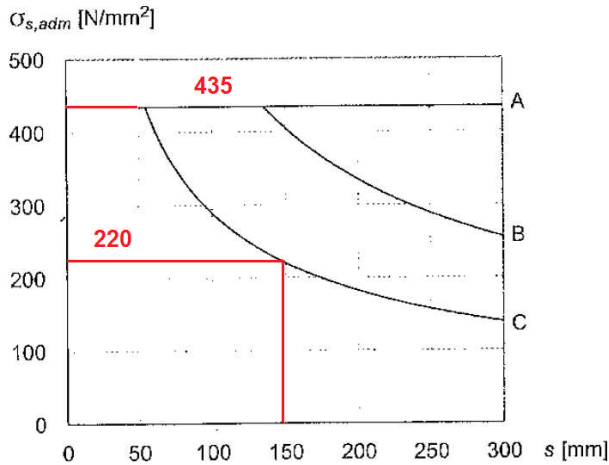


SIA 262

In der SIA Norm 262 wird das Thema Risse im Kapitel 4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit behandelt. Die wichtigsten Artikel sind:

- 4.4.2.2.1 Die Rissbildung ist durch geeignete Massnahmen zu begrenzen, falls Anforderungen gestellt werden hinsichtlich:
- Aussehen
 - Komfort und Funktionstüchtigkeit
 - Dichtigkeit
 - spezielle Umwelteinflüsse
 - Dauerhaftigkeit
- 4.4.2.2.3 Bezüglich Rissbildung wird unterschieden zwischen normalen, erhöhten und hohen Anforderungen.
- 4.4.2.2.4 Normale Anforderungen genügen, wenn Risse toleriert und keine besonderen Ansprüche an die Dichtigkeit und das Aussehen gestellt werden.
- 4.4.2.2.5 Erhöhte Anforderungen werden gestellt, wenn besondere Ansprüche an die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen bestehen und eine gute Rissverteilung angestrebt wird.
- 4.4.2.2.6 Hohe Anforderungen werden gestellt, wenn eine Begrenzung der Rissbreiten für quasi-ständige und häufige Lastfälle erwünscht ist.

Für die Bemessung und damit die Erfüllung obiger Vorschriften steht dem Ingenieur die Figur 31 der Norm zur Verfügung. In der **Norm 262 finden sich keine Angaben über "zulässige Rissbreiten"**! Die der Norm zu Grunde liegende Theorie erlaubt es, den Kurven der Figur 31 Rissbreiten zuzuordnen. Dabei kommt man auf die im Bild 4-13) dargestellten Werte.



SIA 262

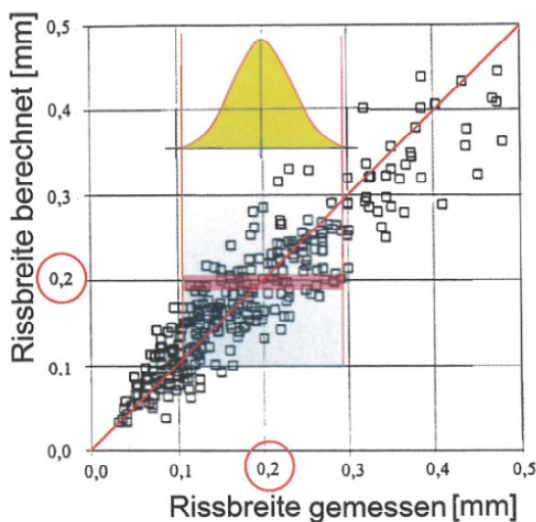
Kurve A
 Normale Anforderungen **w = 0.7 mm**

Kurve B
 Erhöhte Anforderungen **w = 0.5 mm**

Kurve C
 Hohe Anforderungen **w = 0.2 mm**

Bild 4-13 Figur 31 SIA Norm 262

Wie im Bild 4-10 gezeigt, ist die Betonzugfestigkeit der wichtigste Parameter bei der Festlegung der erforderlichen Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung. Dieser Wert ist aber keine Baustoffkonstante, sondern ein stark streuender Wert. Als zusätzliche Erschwernis kommt dazu, dass der eingebaute Beton in der Regel eine höhere Festigkeit aufweist als nach Norm gefordert. Dieses von den Betonwerken praktizierte "produzieren auf der sicheren Seite" ist in diesem Fall kein Vorteil. Berechnete Rissbreiten sind deshalb theoretische Werte, die am Bauwerk mit einer sehr grossen Streubreite auftreten.



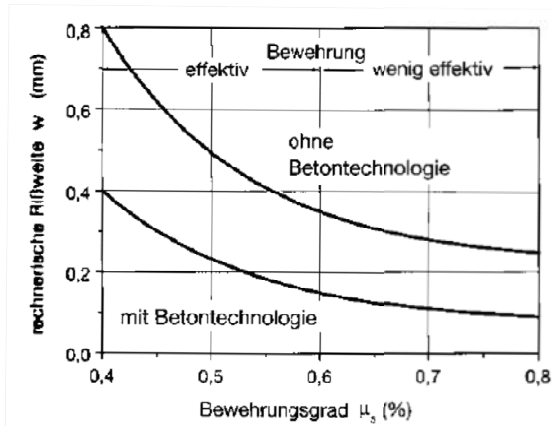
Beispiel B) aus Bild 4-10 jedoch $\phi 16 t = 15$
 Beton C30/37; $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$ nach Norm
 $f_{ctd} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ $F = 698 \text{ kN}$
 $\sigma_S = 260 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.25 \text{ mm}$

Berücksichtigung der Streuung
 SIA 262 Art. 3.1.2.2.6 und 4.4.1.4
 $f_{ctk0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = 3.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 3.35 \text{ N/mm}^2$ $F = 883 \text{ kN}$
 $\sigma_S = 330 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.35 \text{ mm}$

Berücksichtigung der Überfestigkeit
 $f_{ctk0.95} = 1.3 \times 3.5 = 4.55 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 4.05 \text{ N/mm}^2$ $F = 1057 \text{ kN}$
 $\sigma_S = 394 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.40 \text{ mm}$

Bild 4-14 Berechnete und gemessene Rissbreiten [10]

Wie Bild 4-14 zeigt, ist die Anordnung einer rissverteilenden Bewehrung nach Norm ohne Berücksichtigung der Randbedingungen ein riskantes Vorgehen, bei dem hohe Bewehrungskosten kombiniert mit groben Rissen resultieren können. Bei einem Stahlpreis von 2 Fr./kg resultieren folgende m^2 Kosten für eine vierlagige Bewehrung:



Bewehrungskosten

- # ϕ 10 t = 20 Bewehrung 12.34 kg/m²
Kosten 24.70 Fr./m²
- # ϕ 12 t = 15 Bewehrung 23.68 kg/m²
Kosten 47.40 Fr. /m²
- # ϕ 16 t = 15 Bewehrung 42.15 kg/m²
Kosten 84.30 Fr. /m²

Bild 4-15
Mindestbewehrung und Betontechnologie [2]

Die wichtigsten betontechnologischen Massnahmen sind:

- Richtige Zementwahl und niedrige Frischbetontemperaturen
- Im Sommer Frischbetontemperaturen in Abhängigkeit von der Transportdistanz festlegen (Vorhaltemass)
- Lufttemperatur beachten. Wird an einem Sommertag um 7 Uhr morgens betoniert, überlagern sich Sonneneinstrahlung und Hydratation zwangsläufig.
Aufheizen der Schalung durch direkte Sonneneinstrahlung verhindern

Bild 4-16 aus dem bekannten Bauwerk von Tadao Ando in Weil am Rhein zeigt ein interessantes Detail zum Thema konstruktive Gestaltung.

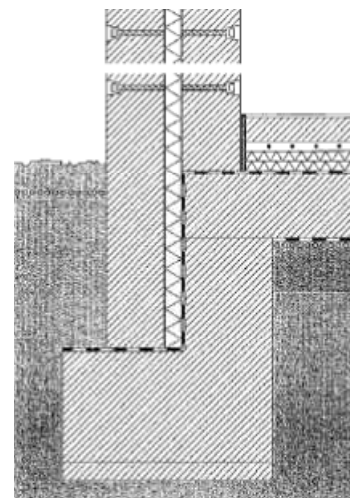


Bild 4-16 Vermeiden von Zwängungen

4.2 SIA 262 und Sichtbeton

Es kommt vor, dass alle Anforderungen der Norm erfüllt sind und der Bauherr trotzdem unzufrieden ist. Unzufrieden, weil seine (falschen?) Erwartungen nicht erfüllt wurden. Um solche Situationen zu verhindern sind im Nutzungsplan folgende Punkte klarzustellen:

- Bei einem Bauwerk aus Stahlbeton muss auch bei grösster Sorgfalt mit Rissen gerechnet werden.
- Festlegen der nach SIA 262 einzuhaltenden Anforderungen. Bei Sichtbeton sind das erhöhte oder hohe Anforderungen.
- Festlegen eines Erwartungswertes für die Rissweiten, z.B. nach Bild 4-17
-
- Dabei ist der Betrachtungsabstand zu beachten.
- Festlegen der zu erwartenden Mehrkosten (für Planung, Material und Ausführung)

**In der SIA Norm gibt es keine "zulässigen Rissbreiten"
Die Anforderungen an das Bauwerk müssen schriftlich vereinbart werden.**

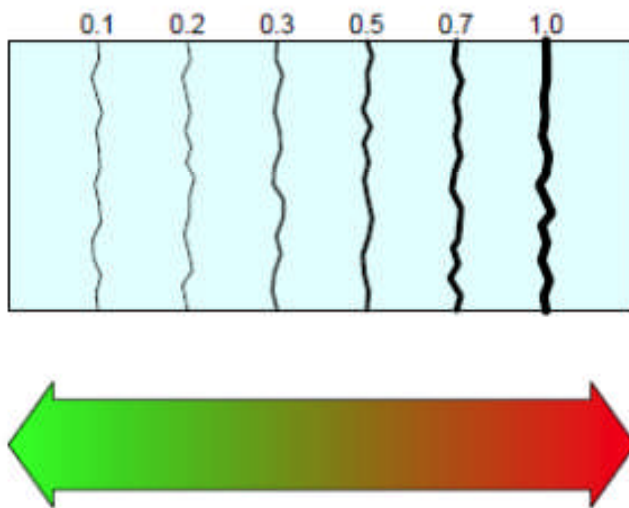


Bild 4-17 Erwartungswert der Rissbreiten

4.3 Baustelle

Bei Sichtbeton ist der Herstellung, der Nachbehandlung und dem Schutz des Betons besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Im Zusammenhang mit unserem Thema sind folgende Hinweise der SIA 262 zu beachten:

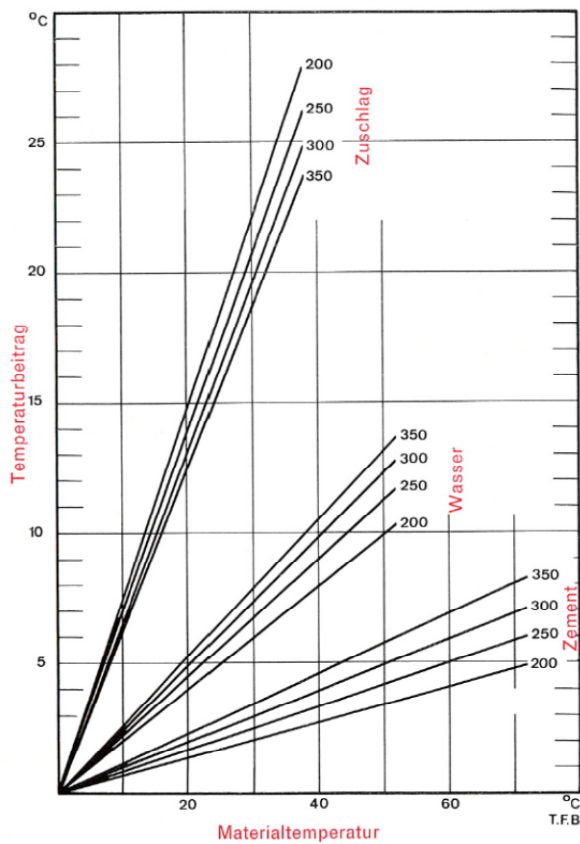
6.4.1.2 *Die Beanspruchung infolge Verformungsbehinderung ist unter anderem abhängig von:*

- *Wärmedehnung infolge **Hydratation des Zementes***
- ***thermischen und hygrischen** Eigenschaftendes Betons*
- ***äussere klimatische Einflüsse (Temperatur, Feuchtigkeit***
- *Bauteilabmessungen und Ausbildung der Kontaktflächen*
- *Bauvorgang bzw. Altersdifferenz der Bauteile*

6.4.1.3 *Massnahmen zur Vermeidung der Beanspruchung infolge Verformungsbehinderung sind projektspezifisch festzulegen. Sie ergeben sich aus den in Ziffer 6.4.1.2 angegebenen Einflüssen. Die Wirksamkeit der Massnahmen ist vor Baubeginn detailliert abzuklären.*

6.4.5.4 *Bei Frost oder hohen Lufttemperaturen ist das Betonieren nur dann gestattet, wenn besondere Schutzmassnahmen getroffen werden. Diese umfassen den Zeitraum vom Beginn der Betonherstellung bis zur Beendigung der Nachbehandlung. Art und Umfang der erforderlichen Schutzmassnahmen sind abhängig von der Aussentemperatur, der Luftfeuchtigkeit, den Windverhältnissen, der Temperatur des Frischbetons, **der zu erwartenden Wärmeentwicklung beim Abbinden**, der Wärmeabfuhr sowie den Abmessungen des Bauteils.*

6.4.5.5 *Beim Einbringen und während des Verdichtens darf der Frischbeton ohne besondere Massnahmen nicht kälter als +5°C und **nicht wärmer als +30°C** sein. Das Anmachwasser und die Gesteinskörnung sind gegebenenfalls vorzuwärmen oder abzukühlen.*

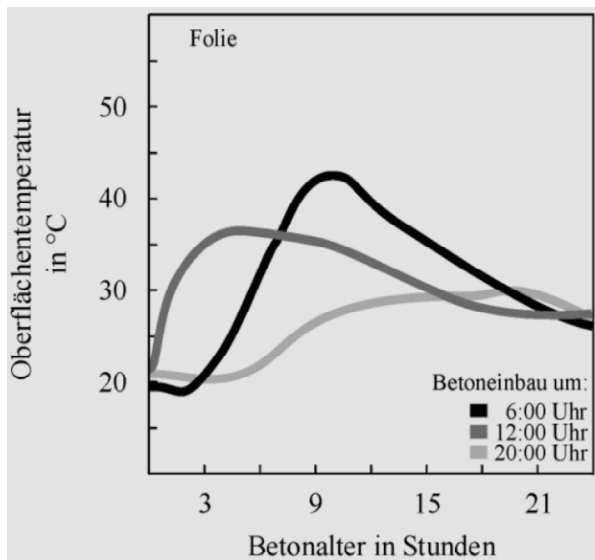


Frischbetontemperatur
 PC 300 kg/m³

Zement 60 °C → 5.8 °C
 Wasser 12 °C → 3.0 °C
Zuschläge 18 °C → 11.7 °C

Frischbetontemperatur 20.5 °C

Bild 4-18 Massnahmen zum Kühlen des Betons [11]



Die höchsten Oberflächentemperaturen bei einer Bodenplatte stellen sich bei Betonierbeginn am Morgen ein. Die starke Erwärmung durch die Sonneneinstrahlung überlagert sich mit der Entwicklung der Hydratationswärme

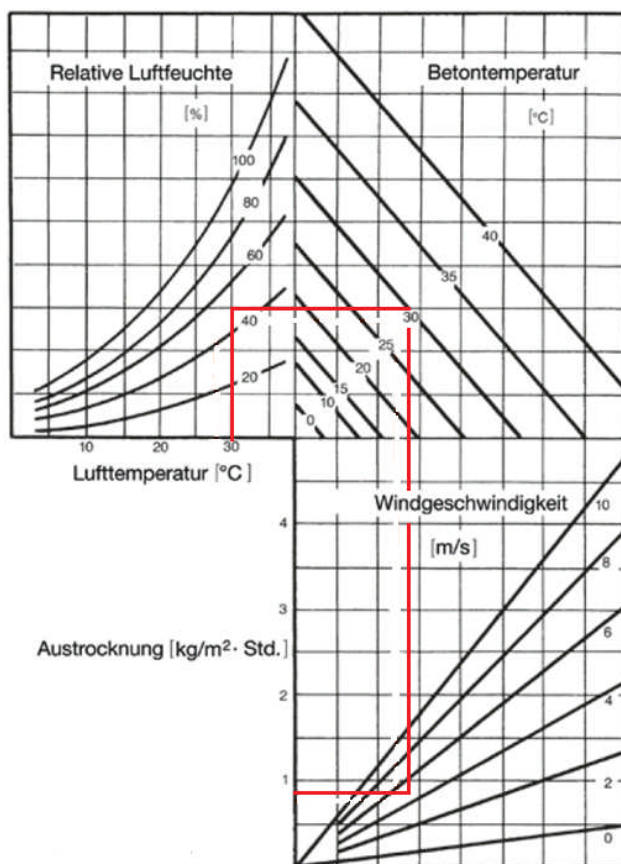
Bild 4-19 Einfluss der Lufttemperatur während dem Betonieren. [12]

Eine zentrale Bedeutung hat die Nachbehandlung. Unter Nachbehandlung versteht man i.d.R. die Massnahmen, die zur vollständigen Hydratisierung des Zementes erforderlich sind. Unter normalen Bedingungen sind dazu drei Tage ausreichend.

Für Sichtbeton muss der begriff Nachbehandlung erweitert werden um die Komponenten Schutz des Betons vor:

- rasches Abkühlen in den ersten Tagen nach dem Betonieren
- hohes Temperaturgefälle im Querschnitt

Um diesen Forderungen gerecht zu werden, ist die Nachbehandlungsdauer auf fünf bis sieben Tage zu verlängern. Das verursacht Kosten und verlängert die Bauzeit. Die Nachbehandlung soll deshalb in einer separaten Position im Leistungsverzeichnis genau bezeichnet und ausgeschrieben werden, so wie es in der Norm SIA 118/162 Art. 8.1.1.1 vorgesehen ist.



Beispiel:

Lufttemperatur 30°C

Relative Luftfeuchte 50 %

Betontemperatur 30°C

Windgeschwindigkeit 5 m/s

Austrocknung 0.9 kg/m² * Std

Beton C 30/37

Zement 300 kg/m³

w/z 0.50 → Wasser 150 l/m³

Bewehrungsüberdeckung 40 mm

Überdeckungsbeton 40 mm "trocken" nach 7 Stunden

Bild 4-21 Nachbehandlung

Günstig für die Nachbehandlung:

- In der Schalung belassen
Holzschalung nass halten, Stahlschalungen vor Bestrahlung schützen
- Folie mit Abstand montiert (darf nicht anliegen)
- Trockenes Jutetuch auf der Fläche, darüber Folie

4.4 Zusammenfassung

Eine Sichtbetonfassade stellt hohe Anforderungen an die Planung und Ausführung. Folgende Punkte sind speziell zu beachten:

- **Baustoffe**
Bei Beton ist die Festigkeit möglichst genau zu bestimmen. Sowohl Unter- wie auch Überfestigkeit können sich negativ auswirken.
- **Einwirkungen**
Genau Kenntnis der Zwangsbeanspruchungen aus Hydratation, Temperatur und Schwinden. Günstige Einflüsse wie Kriechen und Relaxation sind zu beachten. Jahreszeit beachten.
- **Konstruktive Gestaltung**
Möglichst "weich" konstruieren. Zwängungskräfte bei Festhaltepunkte und Verformungskonzentrationen speziell beachten. Zwangsbeanspruchungen minimieren, z.B. durch das Anordnen von Schwindgassen. Betonierabschnitte, Fugenkonzept und zeitlicher Ablauf der einzelnen Abschnitte planen. Sprünge in der Materialstärke vermeiden.
- **Bauablauf**
Um Riss zu vermeiden sind folgende drei Massnahmen am wirksamsten: Reduktion der maximalen Bauteiltemperatur, Reduktion der Abkühlgeschwindigkeit, Reduktion des Austrocknens und Schwindens
- **Nachbehandlung**
Verlängern der Ausschalfristen bei Wandschalungen auf fünf Tage. Schutz gegen zu schnelles Abkühlen, um Relaxation im jungen Beton zu ermöglichen.
Berücksichtigung des Schalungsmaterials (Stahl oder Holz) bei der Nachbehandlung

4.5 Literatur

- [1] Pilny Franz: Risse und Fugen in Bauwerken; Springer-Verlag Wien New York 1981
- [2] Röhling Stefan: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme; Verlag Bau + Technik 2005
- [3] Risse im Beton. Bauberatung Zement, Merkblatt B18 2003
- [4] Industrielles Bauen, Expert Verlag 1994
- [5] Beton Kalender, Ernst & Sohn 2009
- [6] Der Bausachverständige 6/2000
- [7] Hans Schuhmann u.a. Handbuch Betonschutz, Expert Verlag 1992
- [8] Falkner H. Fugenlose und wasserundurchlässige Stahlbetonbauten ohne zusätzliche Abdichtung. Vortrag Betontag 1983
- [9] ACI-Committee 224: Control of Cracking in Concrete Structures, Journal of the American Concrete Institute, 12/197
- [10] Bauwerksrisse kurz und bündig, Heinz Meichsner, Fraunhofer IRB Verlag, 2011
- [11] Cementbulletin Nummer 16, TFB 1989
- [12] Dr. Eugen Hiller, Betontechnologische und Baupraktische Massnahmen gegen die Rissbildung im jungen Beton; Tiefbau 4/2004
- [13] SIA Dokumentation D 0192: Betonbau Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262; 2004

4.6 Kurz-CV

Beat Noser

- 1969 - 1972 Lehre als Bauzeichner, Emch + Berger AG Bern
- 1972 - 1973 Mitarbeiter bei ICA Ingénieurs Civils SA, Fribourg
- 1973 - 1976 Bauingenieurstudium am Technikum Burgdorf BE
- 1976 - 1977 Sachbearbeiter Brückenbau bei Losinger International in Köniz BE
- 1978 - 1980 Bauingenieur Hoch- und Tiefbau bei Bysäth AG in Brunnen SZ
- 1981 - 1983 Projektleiter Tragkonstruktionen bei De Berti AG in ZG
- 1983 - 1991 Abteilungsleiter Tragkonstruktion bei Steiner & Buschor Burgdorf BE
- 1992 Gründung der BPU Ingenieurunternehmung AG in Kirchberg BE
- seit 1990 Professor für Massivbau Berner Fachhochschule Burgdorf BE