

Eierle, B.; Schikora, K.: "Bodenplatten unter frühem Temperaturzwang - Rechenmodelle und Tragverhalten".
In: Bauingenieur 75 (2000).

Bodenplatten unter frühem Temperaturzwang - Rechenmodelle und Tragverhalten

B. Eierle, K. Schikora

Zusammenfassung

Durch das Abfließen der Hydratationswärme entstehen bei verformungsbehinderten Bauteilen Zwangsspannungen, die zu Rissen führen können. Der Aufsatz gibt einen Überblick über den Stand der Rechenmodelle zur Simulation der Vorgänge von der Hydratationswärmeentwicklung bis zur Rissbildung infolge frühem Temperaturzwang. Die Rechenmodelle werden auf Bodenplatten von weißen Wannen angewandt, um deren Tragverhalten bei Temperaturbeanspruchung im frühen Betonalter exemplarisch zu untersuchen.

Abstract

The dissipation of the heat of hydration causes restraint stresses that may lead to cracking. This paper gives an overview of the calculation methods to analyse the behaviour from the heat generation to thermal cracking at early ages. These methods are used to study the behaviour of base slabs under early thermal loads.

Liste der verwendeten Symbole

α	Hydratationsgrad $0 < \alpha < 1$
α_0	Hydratationsgrad bei Beginn der mechanischen Festigkeitsentwicklung
$\sigma_{(K/L/E)}$	Spannung (konstanter, linearer bzw. Eigenanteil)
ϑ	Temperatur [$^{\circ}\text{C}$]
$\vartheta_{N2}(z)$	2. Nullspannungstemperaturgradient [$^{\circ}\text{C}$]
$\Delta\vartheta_{(K/L/E)}$	Temperaturdifferenz zu ϑ_{N2} (konstanter, linearer bzw. Eigenanteil)
c, φ, μ	Kohäsion, Reibungswinkel bzw. Reibbeiwert in der Sohlfuge
$E, E_{\alpha=1}$	Elastizitätsmodul, Elastizitätsmodul bei abgeschlossener Hydratation
f_{cc}	Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
G_f	Zugbruchenergie
w	Rißbreite

1 Problemstellung

Durch das Abfließen der Hydratationswärme entstehen in Betonbauteilen Eigenspannungen und bei behinderter Temperaturverformung auch Zwangspannungen. Diese Spannungen können bei Überschreiten der sich entwickelnden Zugfestigkeit zu Rissen führen [17] (Bild 1).

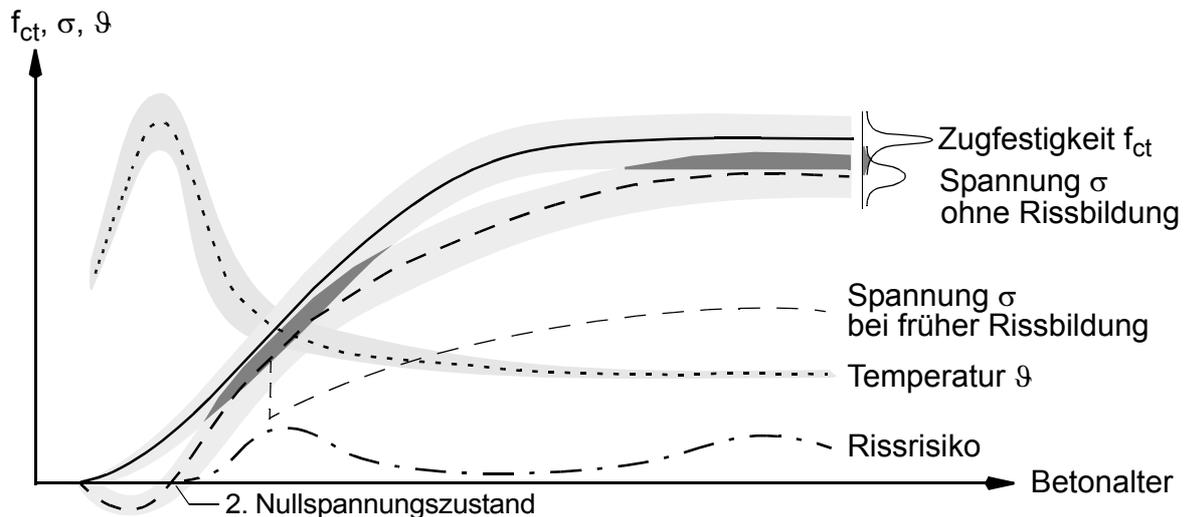


Bild 1: Entwicklung von Temperatur, Zugfestigkeit, Zwangspannung und Rissrisiko bei frühem Zwang.

Besonders betroffen von frühen Temperaturspannungen sind massive Bauteile (Staumauern) und verformungsbehinderte Bauteile (Bodenplatten, Wände, Tunnelinnenschalen). Die oft erwünschte abdichtende Wirkung dieser Bauteile wird durch Risse gefährdet, welche entweder durch betontechnologische Maßnahmen vermieden oder durch eine geeignete Bewehrung in ihrer Breite auf ein zulässiges Maß begrenzt werden müssen.

Eine möglichst realistische rechnerische Vorhersage der Zwangwirkungen ist in Bezug auf die Einschätzung des Rissrisikos und auch für die Dimensionierung der Bewehrung wünschenswert. Der vorliegende Aufsatz gibt zunächst einen kurzen Überblick über den Stand der Rechenmodelle für die Simulation der Vorgänge von der Wärmeentwicklung bis zur Rissbildung. Weiterhin werden die Rechenmodelle auf Bodenplatten angewandt, um deren Tragverhalten exemplarisch zu untersuchen.

2 Rechenmodelle

2.1 Physikalische Zusammenhänge

Die grundsätzlichen physikalischen Zusammenhänge sind in Bild 2 dargestellt. Im Rahmen einer für baupraktische Fragestellungen genügend genauen Theorie können schwache Wechselwirkungen vernachlässigt werden, so dass sich zwar eine gegenseitige Kopplung von Wärmeentwicklung und Hydratationsentwicklung ergibt, jedoch die Verformungen und Spannungen einseitig entkoppelt

betrachtet werden können. Desweiteren wird in den hier vorgestellten Untersuchungen die Feuchteverteilung nicht explizit berechnet. Die Wirkung der Feuchte und des Austrocknens wurde in Form von vorgegebenen Schwinddehnungen berücksichtigt. Dieses Vorgehen ist in den meisten Fällen hinreichend genau, kann allerdings bei sehr großen Feuchtegradienten innerhalb eines Bauteils zu grob sein. In diesem Fall muss die Feuchteleitung mit in die Berechnung einbezogen werden.

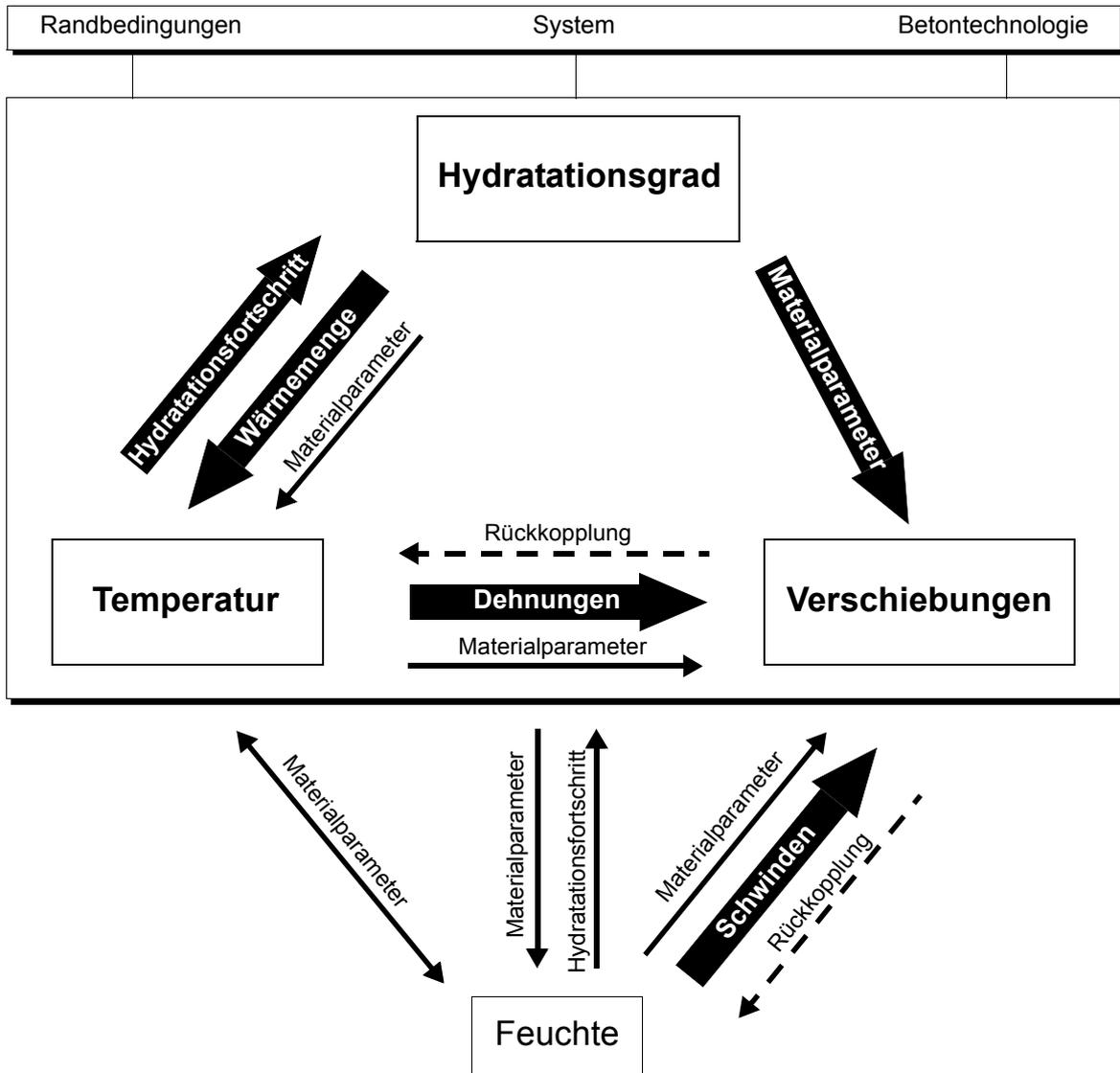


Bild 2: Physikalische Zusammenhänge

2.2 Berechnung von Temperatur und Hydratationsgrad

In der Regel kann von den Grundgleichungen der linearen instationären Wärmeleitung ausgegangen werden. Die Kopplung mit der Hydratation erfolgt einerseits durch die Wärmeproduktion q und zum anderen über das wirksame Betonalter τ , welches den Fortschritt des Hydratationsgrades α

bestimmt [15]. Das hier verwendete Modell beruht auf Ansätzen von Freiesleben et al. [4] und Jonasson [7], und wurde bereits in ähnlicher Form von Huckfeldt [6] angewandt.

2.3 Berechnung von Spannungen und Verschiebungen

2.3.1 Kopplungseffekte

Die Berechnung der Spannungen und Verschiebungen erfolgt wie bereits erwähnt in einseitiger Kopplung mit der Temperatur- und Hydratationsberechnung. Das bedeutet, dass die zeitlichen Verläufe der Temperaturdehnungen und des Hydratationsgrades als Eingangsparameter in die FE-Berechnung eingehen, ein Einfluss der Spannungen auf die Temperatur jedoch ausgeschlossen wird.

2.3.2 Mechanische Materialparameter

Der zeitliche Verlauf des Hydratationsgrades dient als Eingangsgröße für die Bestimmung der mechanischen Parameter. In verschiedenen Braunschweiger Forschungsarbeiten der letzten Jahre [10, 11, 5] wurden Ansätze für die Entwicklung der mechanischen Kenngrößen Elastizitätsmodul, Bruchenergie, Druck- und Zugfestigkeit experimentell für Normalbetone aufgestellt. Als Eingangsparameter sind nur wenige Größen erforderlich: Die Werte bei abgeschlossener Hydratation, also $E_{\alpha=1}$, $f_{ct,\alpha=1}$, $f_{cc,\alpha=1}$ und $G_{f,\alpha=1}$, sowie derjenige Hydratationsgrad α_o , ab dem messbare Festkörpereigenschaften auftreten ($\alpha_o = 0,15$ bis $0,35$) (Bild 3).

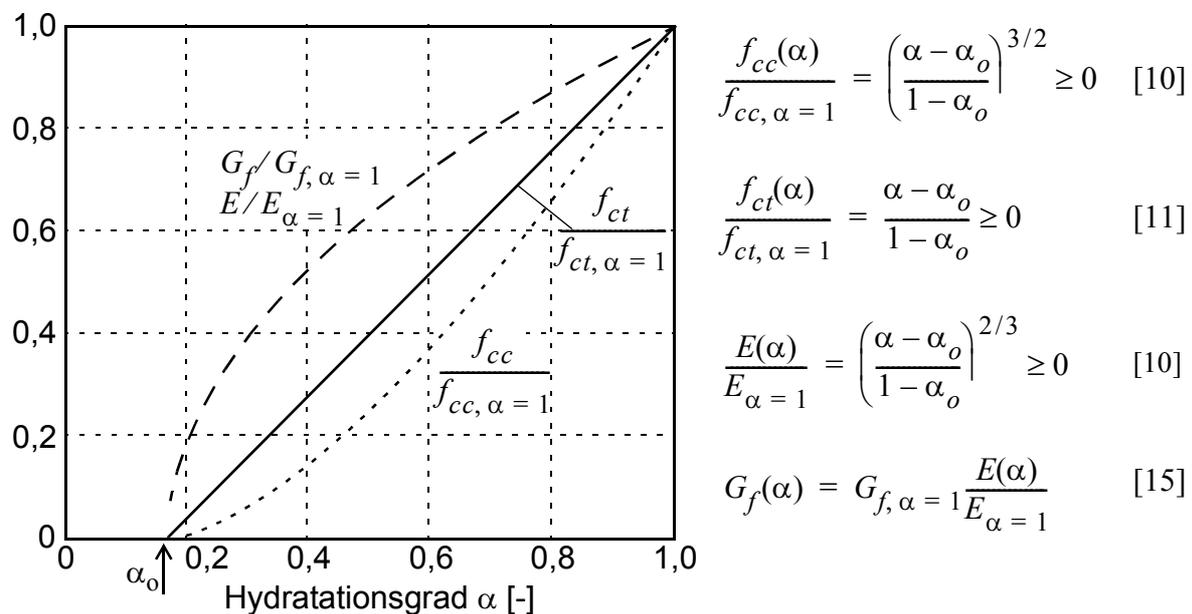


Bild 3: Entwicklung der mechanischen Werkstoffkenngrößen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades.

Für Kriech- und Relaxationsbeiwerte stehen ebenfalls spezielle Ansätze für jungen Beton zur Verfügung, wobei hier allerdings noch weiterer Forschungsbedarf besteht [5, 10].

2.3.3 Stoffgesetze

Die wesentlichen Stoffeigenschaften, die für die betrachteten Phänomene eine Rolle spielen, sind die Erhärtung, das viskoelastische Verhalten (Kriechen und Relaxation) sowie das spröde Zugversagen. Nichtlinearitäten im Druckbereich sind für Beanspruchungen aus Hydratationswärme in der Regel untergeordnet. Für eine detaillierte Beschreibung geeigneter viskoelastischer Stoffgesetze erhärtender Materialien wird auf die Literatur verwiesen [1, 3].

2.3.4 Rissmodell

Begnügt man sich nicht mit der Bestimmung des Rissrisikos aus dem Verhältnis von Zugspannung im ungerissenen Zustand zu Betonzugfestigkeit, sondern möchte man auch Aufschluss über die zu erwartende Entwicklung und Verteilung des Risse, so muss eine nichtlineare Berechnung mit einem geeigneten Rissmodell durchgeführt werden. Zur Beschreibung des globalen Tragverhaltens im Zustand II eignen sich sehr gut verschmierte Rissmodelle. Nach der Erfahrung der Autoren sind aber diskrete Rissmodelle vorzuziehen, wenn es um die möglichst realistische Berechnung von Rissbreiten und Rissuferverschiebungen geht [1].

Diskrete Rissmodelle haben jedoch zwei wesentliche Nachteile: Zum einen ist der gefundene Rissverlauf häufig netzabhängig und zum anderen ist in Zusammenhang mit der Bewehrung eine aufwendige Verbundmodellierung erforderlich. Das erste Problem ist im vorliegenden Fall und auch bei vielen anderen baupraktischen Anwendungsfällen nicht so gravierend, wie es zunächst erscheint, da die Richtung der Risse, die für die Bemessung von Interesse sind, durch das Tragverhalten vorgegeben ist. Die diskreten Risselemente können also entsprechend im Netz angeordnet werden. Bei lokal wechselnden Hauptspannungsrichtungen müssen allerdings aufwendige Neuvernetzungen stattfinden, um diskrete Rissmodelle einsetzen zu können.

Für das zweite Problem der Verbundmodellierung wurde bereits in [14] ein neuer Weg beschritten, der in [1] weiterentwickelt wurde. Aus den Grundgesetzen der Risstheorie z.B. nach Heft 400 DAfStb [13] wurde ein spezielles Stoffgesetz für ein neuartiges Finites Bewehrungs-Riss-Element abgeleitet, welches sicherstellt, dass der Zusammenhang zwischen Stahlspannung im Riss und Rissöffnungsweite, also der Verformung im FE-Modell, stets den Zusammenhängen des Rissgesetzes entspricht. Man erreicht dadurch eine Konsistenz zwischen Berechnungs- und Bemessungsmodell, die mit anderen Modellierungsvarianten nicht ohne weiteres möglich ist [1].

Für die vorliegenden Untersuchungen wurde dieses Element in ein kommerzielles FE-Programm mit Programmierschnittstelle (DIANA, [19]) eingebaut. Eine vereinfachte Variante lässt sich jedoch auch mit kommerziellen Programmen realisieren, die zwar nicht die Möglichkeit der Programmierung bieten, jedoch über nichtlineare Federelemente verfügen [14].

2.3.5 Hydratation im gerissenen, noch nicht vollständig entfestigten Beton

Noch nicht abschließend geklärt ist der Einfluss der Hydratation auf Risse, die noch nicht vollständig entfestigt sind, über die also bei sehr kleinen Rissbreiten noch Zugspannungen übertragen werden. Die Fragestellung lautet: Was passiert, wenn der Beton in diesem Zustand weiter hydratisiert und welche Auswirkungen hat die Hydratation auf die Spannungen und Dehnungen im Riss, v.a. auf das Entfestigungsverhalten bei einer weiteren Be- oder Entlastung. Erste experimentelle Untersuchungen wurden hierzu von Gutsch [5] angestellt. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass auch hier der Grundsatz der Statik erhärtender Bauteile gilt. Allein durch ein Voranschreiten der Zeit bzw.

des Hydratationsgrades findet keine Änderung des Rissspannungs-Rissdehnungs-Zustandes statt. Tritt aber eine Veränderung im Beanspruchungszustand auf, z.B. in Form weiterer Temperaturdehnungen so reagiert der hydratisierte Riss anders. Teilweise wurde eine erhebliche Selbstheilung der Risse durch Hydratation festgestellt. Die bisher bekannten Stoffgesetze geben das experimentell gefundene Verhalten nur unzureichend wieder. Zu einer abschließenden Klärung fehlen andererseits noch weitere experimentelle Ergebnisse. Nach Ansicht der Autoren ist dies eines der dringlichsten und interessantesten Forschungsgebiete für die Weiterentwicklung der Berechnungsmodelle für jungen Beton.

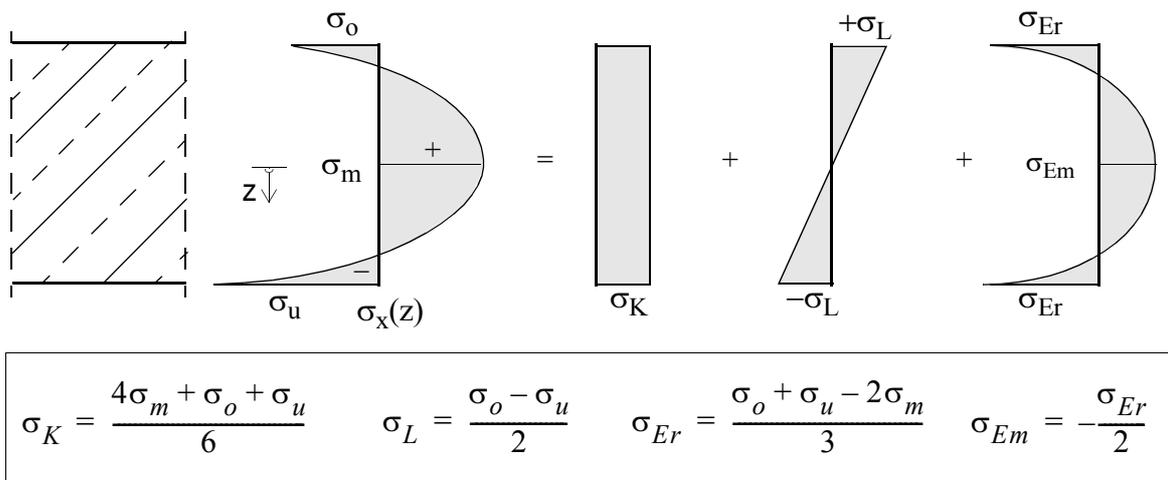
2.3.6 Modellierung der Verformungsbehinderung

Ein wesentlicher Faktor für eine realitätsnahe Spannungsberechnungen ist die Modellierung der Zwangursache, d.h. der Verformungsbehinderung. Beim Beispiel der Bodenplatten ist dies der Reibungsverbund zwischen Beton bzw. Sauberkeitsschicht und Boden. Die angestellten Untersuchungen verwenden diskrete Kontaktelemente zur Modellierung, welche das Reibungsverhalten durch Reibungswinkel und Kohäsion beschreiben. Diese Art der Modellierung stützt sich dabei auf Arbeiten von Kolb [9] und Schütte [16].

3 Tragverhalten von Bodenplatten unter Temperatureinwirkung

Um das Tragverhalten unter Temperaturbeanspruchung zu analysieren, ist es zweckmäßig, verschiedene Anteile des Temperaturgradienten zu unterscheiden. Analog zur Zerlegung eines Spannungsgradienten in einen konstanten Normalkraftanteil, einen linearen Momentenanteil und einen näherungsweise parabolischen Eigenspannungsanteil kann auch der Temperaturgradient in entsprechende Anteile zerlegt werden (Bild 4 und Bild 5). Spannungswirksam ist dabei in jedem Punkt des Querschnitts die Temperaturveränderung gegenüber dem zweiten Nullspannungszustand (vgl. Bild 1).

Unterstellt man ein Ebenbleiben des Querschnittes, so kann man die Ursachen der einzelnen Spannungskomponenten identifizieren. Der konstante Spannungsanteil resultiert aus dem konstanten Temperaturanteil in Kombination mit einer Behinderung der Bauteilverkürzung. Liegt eine Verformungsbehinderung durch Reibung am unteren Querschnittsrand vor, so bewirken die Reibungskräfte zunächst einen linearen Spannungszustand gemäß Bild 5, der mit einer Verkrümmung einhergeht. Wird die Verkrümmung des Bauteils durch Randbedingungen oder bei Bodenplatten durch das aktivierte Eigengewicht behindert, so überlagert sich ein weiterer linearer Spannungsanteil. Daraus resultierend entsteht ein zentrischer Spannungszustand, was zwingend aus dem Fehlen einer Verkrümmung folgt [17]. Ein Abheben am Plattenrand würde dazu führen, dass dort die Reibungskräfte und damit die Ursache des Abhebens deaktiviert werden. Dies bedeutet, dass ein Abheben infolge von Bodenreibung nicht möglich ist, sondern nur infolge eines linearen Temperaturgradienten über die Plattendicke (Bild 5). Insbesondere bei jungem Beton ist das Abheben infolge eines Temperaturgradienten auf eine sehr kurze Länge beschränkt, da die Aufnahme des Kragarmmomentes infolge Eigengewicht durch die Betonzugspannungen erfolgen muss. Der Temperaturgradient führt im Bereich behinderter Verkrümmung zu einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt. Der parabolische Temperaturanteil führt bei ebenbleibenden Querschnitten unmittelbar zu einem



Analoges Vorgehen für die Temperatur: $\Delta\vartheta(z) = \vartheta(z) - \vartheta_{N2}(z) \longrightarrow \Delta\vartheta_K, \Delta\vartheta_L, \Delta\vartheta_E$

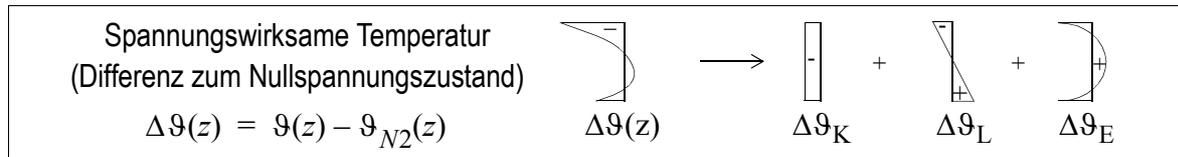
Bild 4: Zerlegung des Spannungsverlaufes über den Querschnitt.

korrespondierenden Eigenspannungsanteil ohne Spannungserzeugende. Dieser Spannungsanteil ist v.a. im Hinblick auf den Zeitpunkt der Rissbildung interessant.

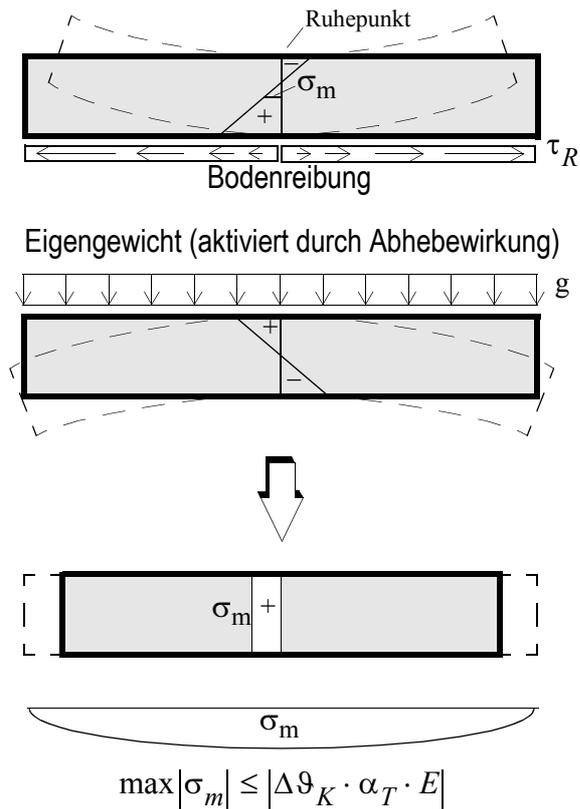
4 Bemessungskonzept

Das herkömmliche Vorgehen, mit genormten Lastannahmen über eine statische Berechnung zu Schnittgrößen für eine Bemessung nach Norm zu gelangen, ist bei Zwang infolge Hydratation nicht möglich. In den Vorschriften existieren nur vage Angaben über die anzusetzenden Temperaturen und Materialmodelle für jungen Beton. Da beim Zwang infolge Hydratation der Baustoff selbst die Einwirkung verursacht, ist eine wesentliche Voraussetzung des (semi-)probabilistischen Sicherheitskonzeptes, nämlich die Unabhängigkeit von Einwirkung und Widerstand, nicht mehr gegeben. Anders ausgedrückt: Die Betonrezeptur beeinflusst den Temperaturverlauf und somit die Einwirkung, zugleich aber auch die Werkstoffeigenschaften auf der Widerstandsseite. Dies erschwert die Festlegung eines schlüssigen Sicherheitskonzeptes, so dass hier die Auffassung vertreten wird, dass die Streuung des Materials durch Grenzbetrachtungen auf Grundlage deterministischer Rechenverfahren berücksichtigt werden sollte.

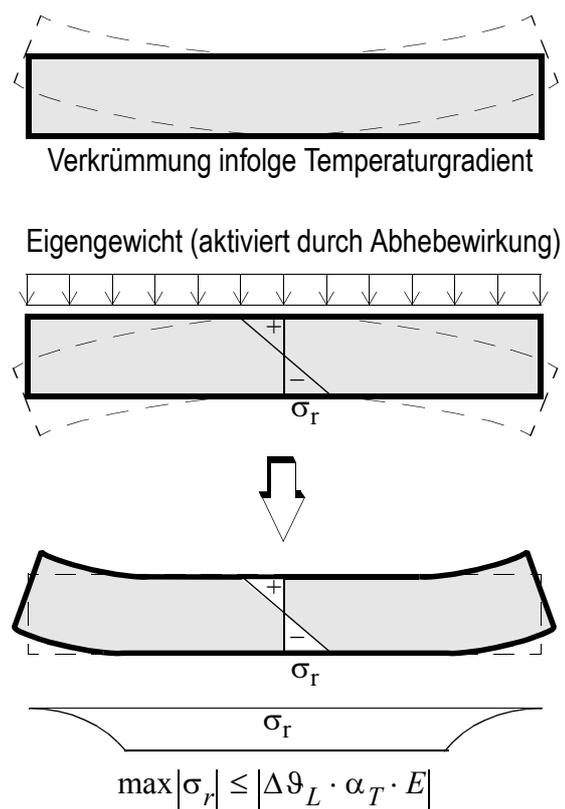
Bei der Behandlung von Zwanglastfällen ist zu beachten, dass sich Festigkeiten und Steifigkeiten direkt auf die Schnittgrößen und nicht nur auf deren Verteilung im Tragwerk auswirken. Abminderungen der Materialkennwerte bewirken geringere Zwangbeanspruchungen, z.B. ist für die Rissbreite eine große Zugfestigkeit ungünstig. Nach DIN 1045-1 sind für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Mittelwerte der charakteristischen Festigkeiten anzusetzen. König und Tue [8] vertreten die Auffassung, dass der Ansatz eines Mittelwertes für die Zugfestigkeit bereits einem oberen Grenzwert entspricht und somit zu oberen Grenzwerten für die Rissbreite führt, da Risse an lokalen Schwachstellen entstehen, deren Zugfestigkeit geringer ist als die mittlere Bauteilzugfestigkeit. Andererseits ist bei Baustellenbetonen unter Umständen mit erheblichen Überfestigkeiten zu rechnen. Vor diesem Hintergrund erscheint folgendes Vorgehen bei der Berechnung von



a) Zwang aus konstanter Abkühlung $\Delta\vartheta_K < 0$



b) Zwang aus Temperaturgradient $\Delta\vartheta_L$



c) Zwang aus Eigenanteil $\Delta\vartheta_E$

Erzeugt Eigenspannungen unabhängig vom statischen System

$$\Delta\vartheta_E(z) \longrightarrow \left[\sigma_E(z) = -\Delta\vartheta_E(z) \cdot \alpha_T \cdot E \right]$$

Bild 5: Normalspannungsverteilung infolge Temperaturänderung bei Bodenplatten.

Zwangbeanspruchungen infolge Hydratationswärme zweckmäßig: Bei der Untersuchung des Rissrisikos ist gemäß dem Gedanken der lokalen Fehlstelle ein unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit anzunehmen. Kommt man zu dem Schluss, dass Rissgefahr besteht, und die Rissbreite das maßgebende Bemessungskriterium für die Bewehrung ist, so wird bei der nichtlinearen Rechnung bzw. bei der Bemessung der nun ungünstigere Mittelwert der Betonzugfestigkeit angesetzt. Man erhält dann ein Maß für den Mittelwert der Rissbreite im Bauteil, wenn man davon ausgeht, dass gewisse Überfestigkeiten nicht auszuschließen sind. Analog zu Eurocode 2 und ModelCode90 kann die mittlere Rissbreite bei Zwang mit einem Erhöhungsfaktor β , der abhängig von der Bauteildicke mit 1,3

($d < 30$ cm) bis 1,7 ($d > 80$ cm) angegeben wird, multipliziert werden, um einen charakteristischen Bemessungswert zu erhalten.

5 Verifikation der Rechenmodelle durch Messungen

5.1 Berechnungsgrundlagen

Die nachfolgend beschriebenen Berechnungen wurden mit dem kommerziellen FE-Programm DIANA [19] durchgeführt. Für die Wärmeberechnung wurden vierknotige Elemente mit linearen Ansätzen für die Temperatur verwendet. Zur umgebenden Luft und zur Modellierung von Nachbehandlungsmaßnahmen sind Übergangselemente angeordnet. Die Spannungsberechnung wird mit der Elemententeilung der Temperaturberechnung durchgeführt, wobei jedes Element nun ein acht-knotiges Scheibenelement mit quadratischen Verschiebungsansätzen darstellt. Dies ist konsistent mit der linear verlaufenden Temperaturdehnung, die aus der Temperaturberechnung übernommen wird. Bei Bauteilen, die in Kontakt mit dem Boden erhärten, ist zu beachten, dass für die realistische Modellierung der Temperaturgeschichte in der Regel eine Diskretisierung des Bodens bis in eine Tiefe konstanter Temperatur erforderlich ist, da die Wärmespeicherung des Erdreichs mit Wärme-randbedingungen nur unzureichend abgebildet werden kann.

5.2 Laborversuche

Als erste beispielhafte Anwendung der vorgestellten Rechenmodelle werden Laborversuche von Plannerer [12] zur Entwicklung der Temperaturen und Spannungen in vollständig verformungsbehinderten Wänden verschiedener Dicke nachgerechnet. Die Versuche wurden am Münchner Baustoffinstitut mit der dort entwickelten Temperaturspannungsprüfmaschine durchgeführt.

Da es sich um einen eindimensionalen Wärme- und Spannungszustand handelt, genügt in der rechnerischen Simulation unter Ausnutzung der Symmetrie und mit entsprechenden Randbedingungen ein sehr einfaches Netz, welches einen Schnitt durch die Wand darstellt (Bild 6).

Die Übereinstimmung der errechneten und gemessenen Temperaturverläufe ist sehr gut. Die Spannungskurven zeigen eine befriedigende Übereinstimmung, wobei festgestellt wurde, dass die Rechenergebnisse sehr sensitiv auf Änderungen der Kriech- und Relaxationsparameter reagieren.

5.3 Messungen in situ

Von Plannerer wurden ebenfalls Messungen an der Bodenplatte eines großen Verwaltungsgebäudes durchgeführt [12]. Die Platte, welche im Endzustand 70×200 m² misst, ist 1 m dick. Für die Nachrechnung der gemessenen Temperaturverläufe wird der Verlauf der Lufttemperatur durch einen mittleren Verlauf ersetzt (Bild 7). Wie man aus der guten Übereinstimmung von Rechnung und Messung sieht, spielen die tageszeitlichen Temperaturschwankungen für die Bauwerkstemperaturen offenbar nur eine untergeordnete Rolle.

Für die Spannungsberechnung mussten der Materialparameter α_0 , der die Entwicklung des Elastizitätsmoduls beeinflusst, und die Kennwerte für den Kriechansatz geschätzt werden, da hierüber keine Angaben vorlagen. Durch Vergleichsrechnungen wurde ein Parametersatz gefunden, bei dem

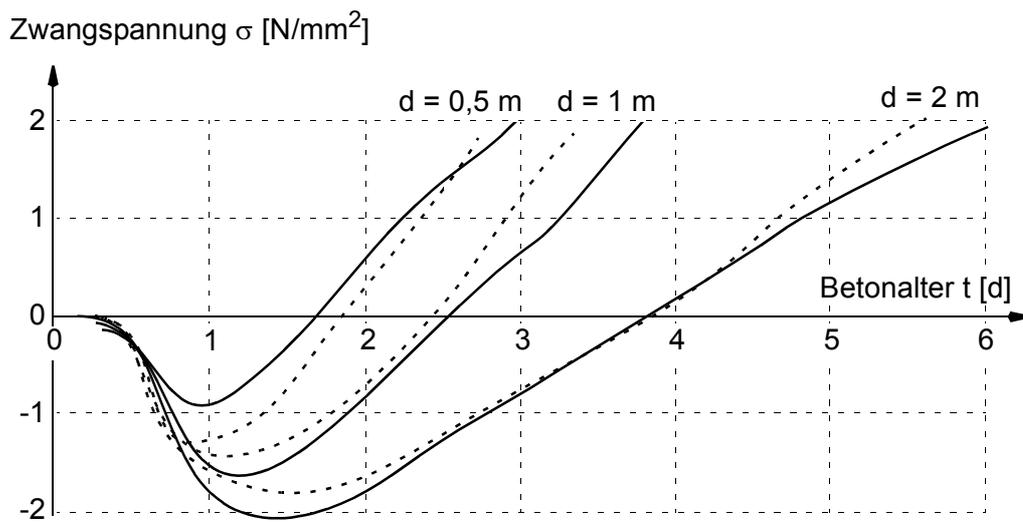
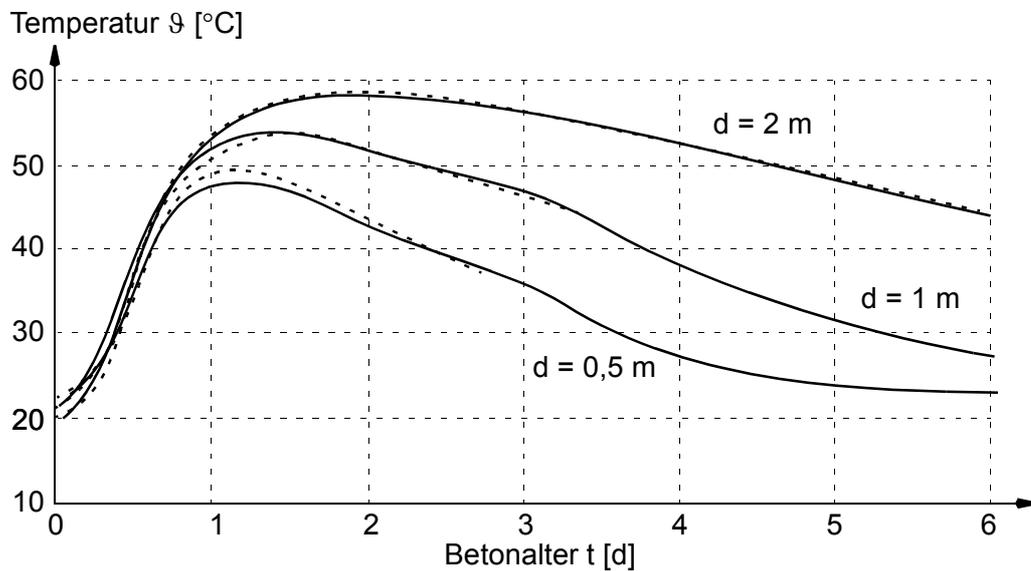
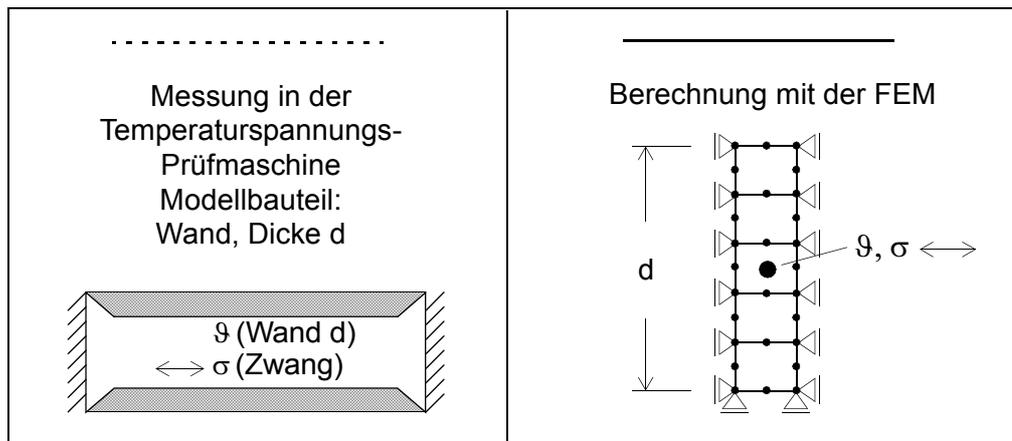


Bild 6: Reißrahmenversuche: Vergleich von Rechenergebnissen mit Messungen aus [12].

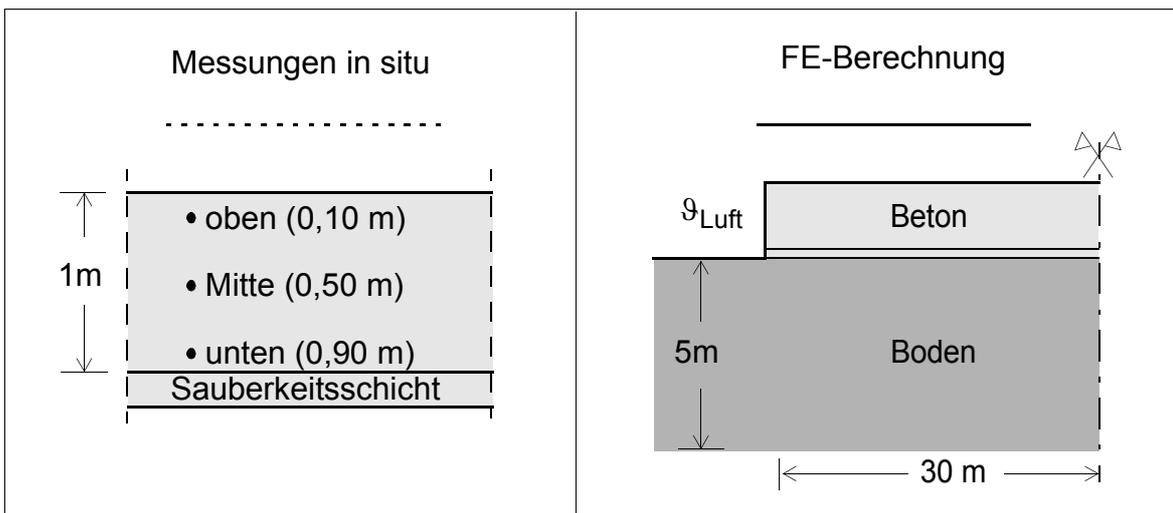
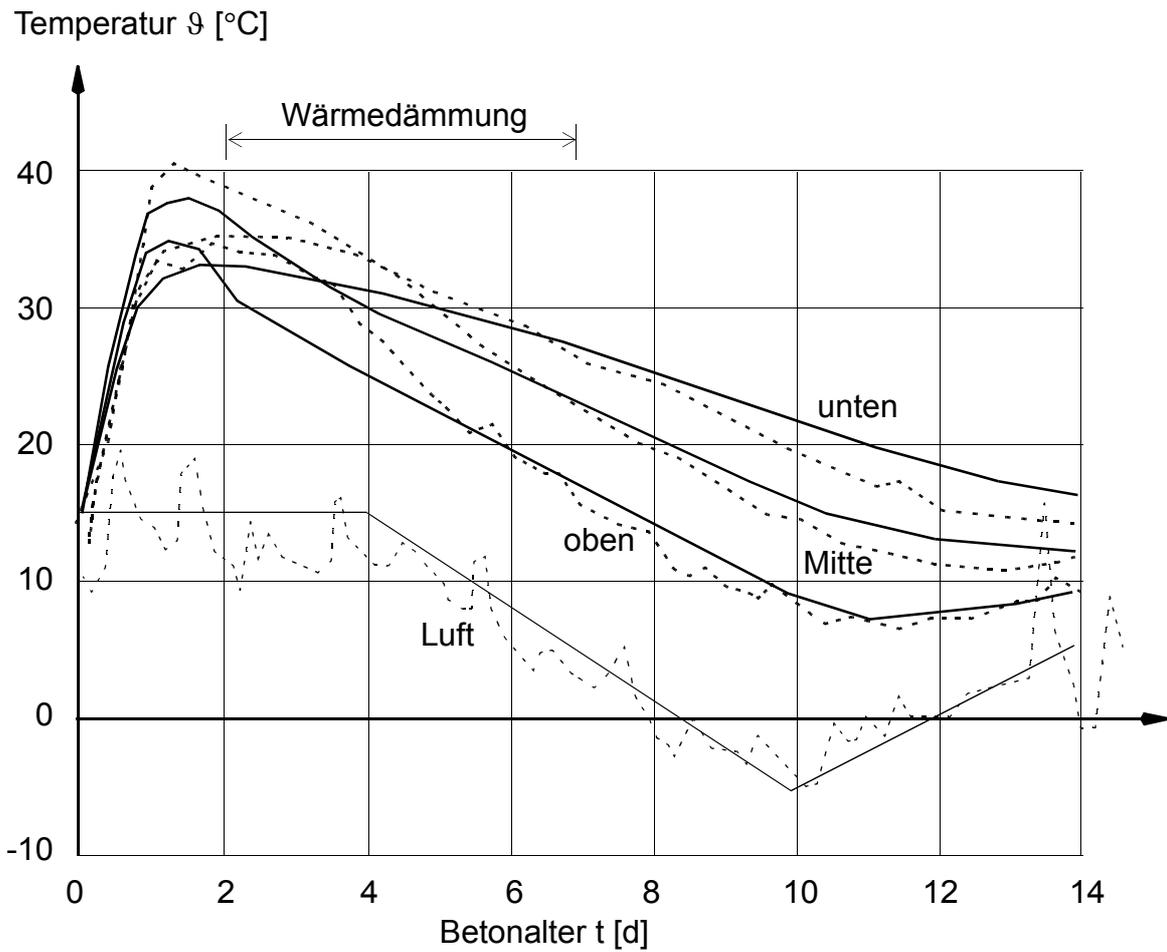


Bild 7: Vergleich von Rechenergebnissen mit Temperaturmessungen von Plannerer [12].

die Spannungen in Querschnittsmitte den Messergebnissen gut entsprechen. Allerdings werden damit die Spannungen am oberen und unteren Querschnittsrand nur näherungsweise richtig erfasst

(Bild 7). Die Abweichungen lassen sich analysieren, wenn man den Verlauf der Spannungen in die charakteristischen Anteile zerlegt (Bild 8, vgl. auch Bild 4).

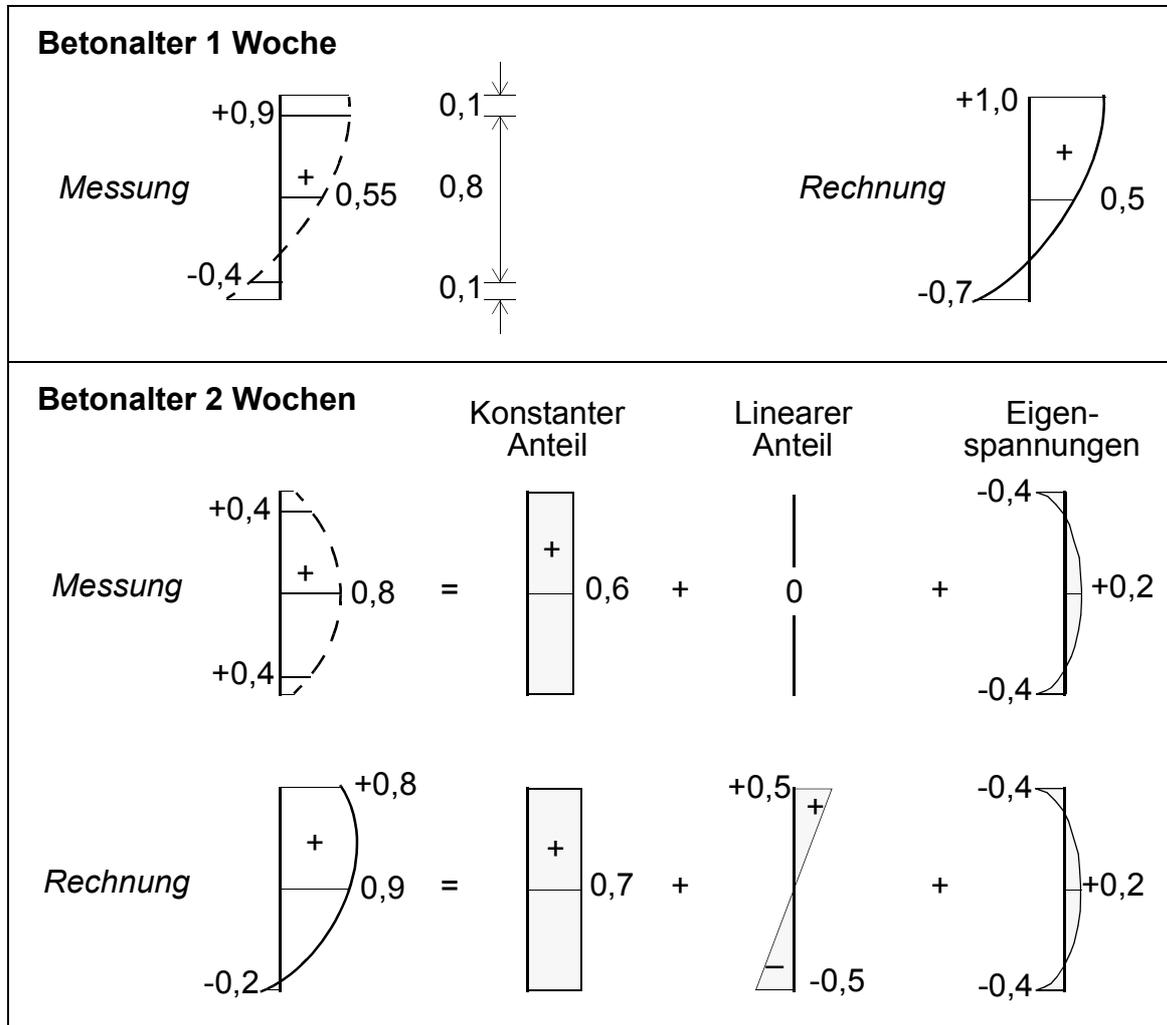


Bild 8: Vergleich der gemessenen mit den errechneten Spannungsverläufen (vgl. Bild 7).

Nach einer Woche sind die gemessenen und errechneten Spannungen noch nahezu identisch. Nach 2 Wochen stellt man eine Diskrepanz fest, die fast ausschließlich durch den linearen Spannungsanteil bedingt ist. Der lineare Spannungsanteil lässt sich im wesentlichen auf die behinderte Verkrümmung infolge des linearen Temperaturgradienten zurückführen (vgl. Bild 5). Aber auch ein linearer Feuchtegradient, der in der Rechnung nicht erfasst wurde, beeinflusst im Bauwerk den linearen Spannungsgradienten. Außerdem haben Vergleichsrechnungen gezeigt, dass die Ergebnisse zum Teil sehr sensibel auf Veränderungen der Eingangsparameter für die E-Modul-Entwicklung und das Kriechen reagieren. Auch eine Beeinflussung der Messergebnisse durch eine Verkrümmung der Bodenplatte infolge von äußeren Einflüssen, die im Rechenmodell nicht erfasst werden, ist nicht auszuschließen.

Im Optimalfall liegen für das rechnerisch zu untersuchende Bauteil die experimentell bestimmten Modellparameter und zusätzlich Reißrahmenversuche zur Eichung des Rechenmodells vor. Da dies jedoch in der Regel nicht der Fall ist, muss die festgestellte Sensibilität der Rechenergebnisse hinsichtlich der Eingangsparameter durchaus kritisch bewertet werden. Allerdings handelt es sich hierbei um eine physikalisch begründete Sensibilität, die weniger eine Schwäche des Rechenmodells, sondern charakteristisch für die realen nichtlinearen Systemantworten ist.

6 Qualitative Untersuchungen zum Tragverhalten

6.1 Aufbau der Zwangspannungen durch Bodenreibung

Untersucht wurde der Aufbau der Spannungen am Beispiel einer 60 m langen Bodenplatte, die unter Ausnutzung der Symmetrie diskretisiert wurde. Der Ort der maximalen Beanspruchung liegt erwartungsgemäß in der Symmetrieachse des Systems. In direktem Zusammenhang mit dem Aufbau der Zwangspannungen steht der Verlauf der Schubspannungen in der Sohlfuge (Bild 9). Man erkennt einen wenige Meter langen Störbereich am Plattenrand, innerhalb dessen die vertikale Sohlfugenpressung aus Eigengewicht durch die Tendenz der Platte, infolge des linearen Temperaturgradienten abzuheben, herabgesetzt ist. Demzufolge steigern sich auch die Schubspannungen in der Sohlfuge erst allmählich auf den Maximalwert. Danach stellt sich ein lineares Anwachsen der Zwangspannungen korrespondierend zu der konstanten Reibungskraft ein.

In einigen Metern Entfernung vom rechten Systemrand beginnend, streben die Zwangspannungen einem Grenzwert zu. Dies rührt allerdings nicht daher, dass bereits die sogenannte kritische Plattenlänge erreicht wäre, bei der im Mittelbereich die vollen Zwangspannungen bei vollständiger Verformungsbehinderung auftreten. Die zugehörigen Spannungen (vgl. Bild 5) liegen in aller Regel über der Betonzugfestigkeit und würden allein infolge Bodenreibung ohne Berücksichtigung von Eigenspannungen erst bei Platten mit mehr als 100 m Länge erreicht werden. Die im Rechenmodell beobachtete Annäherung an einen Spannungsgrenzwert hängt mit dem symmetriebedingten Verformungsnullpunkt am rechten Systemrand zusammen. Aufgrund der Randbedingung, dass die horizontale Verschiebung in der Symmetrieachse zu Null werden muss, werden auch die Schubspannungen in der Sohlfuge Null. Im vorgestellten Beispiel sind erst in einem gewissen Abstand vom Ruhepunkt die Horizontalverschiebungen so groß, dass die maximale Reibungsspannung in der Sohlfuge aktiviert wird (Coulomb'sche Reibung). Dieser Abstand hängt wesentlich von der elastischen Schubsteifigkeit der Fuge bzw. der Interface-Elemente im Rechenmodell ab. Bei einer längeren als der berechneten Platte würde sich der Bereich mit konstanter Reibung und linearem Spannungsanstieg entsprechend verlängern.

Aus dem Vergleich der Spannungen an den Querschnittsrändern mit dem Wert in Plattenmitte erkennt man, dass der Eigenspannungsanteil, abgesehen von einem kleinen Bereich am Plattenrand, nahezu konstant über die gesamte Plattenlänge bleibt. Die Bodenreibung betrifft fast ausschließlich den konstanten Spannungsanteil (vgl. auch Bild 5).

6.2 Einfluss der Sohlfugenausbildung

Die Schubspannungen in der Sohlfuge, die über Coulomb'sche Reibung aktiviert werden und durch eine Behinderung der Verkrümmung zum konstanten Zwangspannungsanteil führen, sind primär

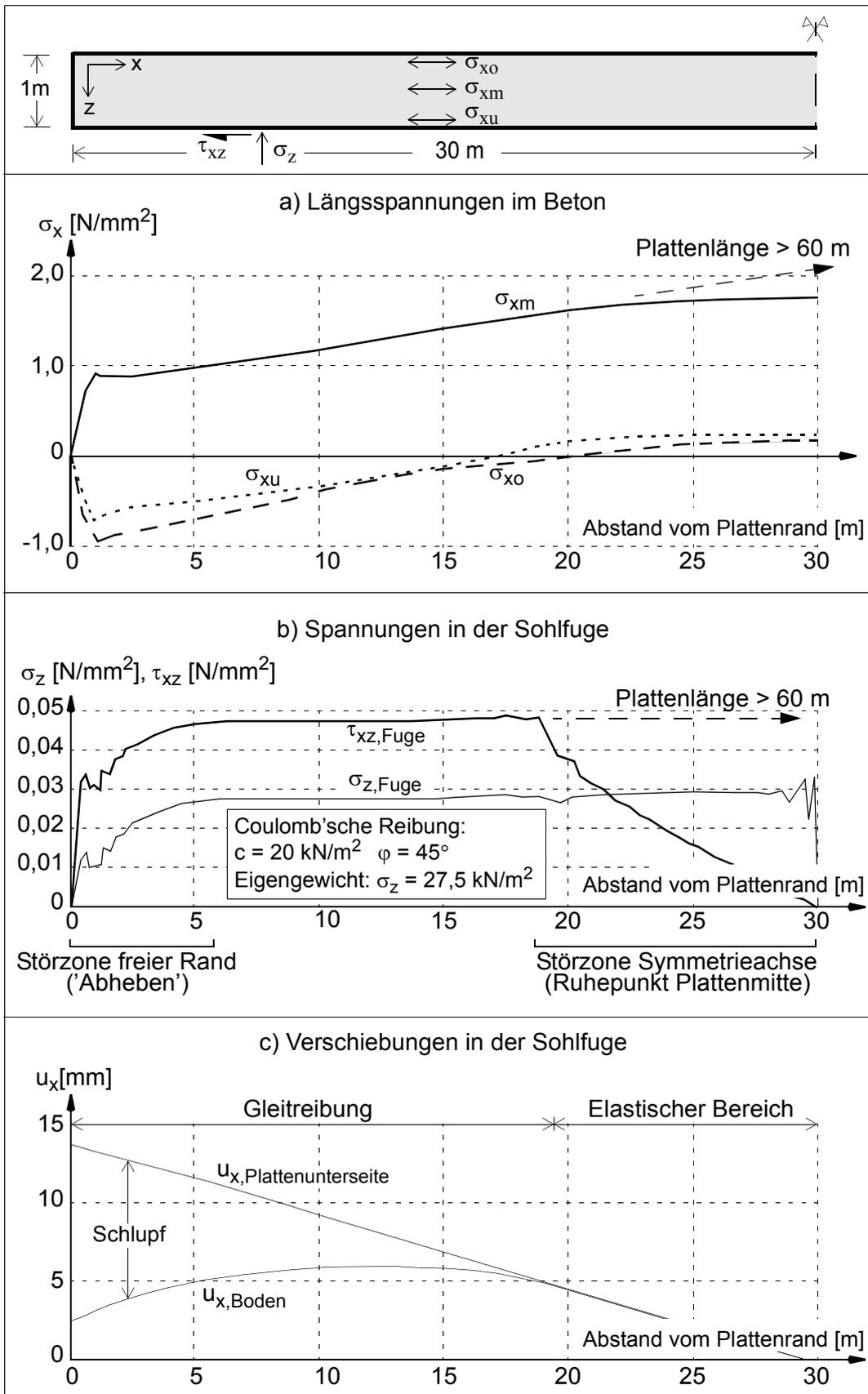


Bild 9: a) Längsspannungen im Beton, b) Schubspannungen und c) Verschiebungen in der Sohlfuge.

von der Beschaffenheit der Sohlfuge abhängig. Deshalb wurden verschiedene Varianten untersucht, die in Bild 10 gegenübergestellt sind.

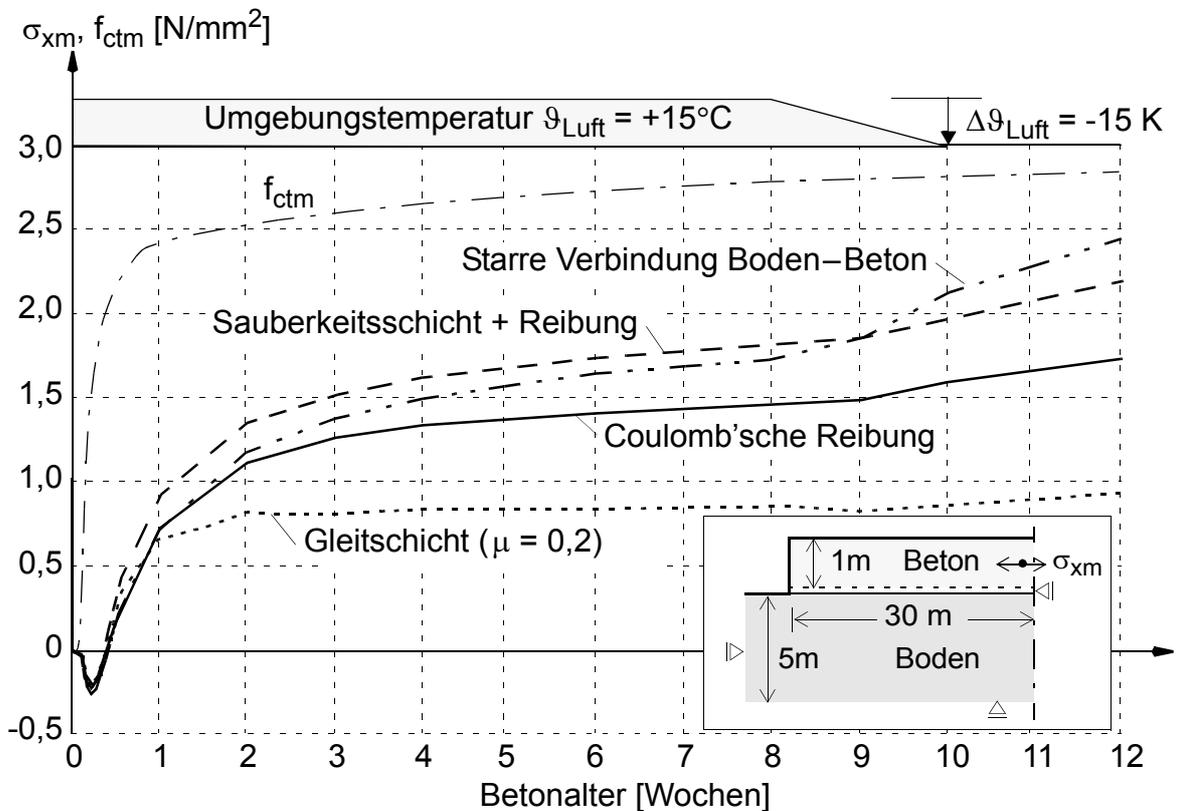


Bild 10: Einfluss unterschiedlicher Sohlfugenausbildungen auf die Entwicklung der maximalen Zugspannung.

Durch den Einsatz einer Gleitschicht (Kohäsion $c = 2 \text{ kN/m}^2$, $\mu = 0,2$) können die Spannungen reduziert werden. Wird unterstellt, dass die Bodenplatte mit dem Untergrund starr gekoppelt ist, ergeben sich erhöhte Spannungen, die jedoch aufgrund der Nachgiebigkeit des Bodens in diesem Beispiel die Betonzugfestigkeit ebenfalls nicht erreichen. Ähnliche Verhältnisse stellen sich ein, wenn die Platte mit einer Sauberkeitsschicht erstellt wird, die sich ebenfalls verformungsbehindernd auswirkt. Der Einfluss der Sohlfugenausbildung ist bezogen auf die dargestellten maximalen Zugspannungen im Querschnitt relativ gering. Bezogen auf den konstanten Spannungsanteil sind die Veränderungen dagegen beträchtlich.

6.3 Zweischichtige Bauweise

Als weiteres Anwendungsbeispiel für die Leistungsfähigkeit der vorgestellten Rechenmodelle wird die zweischichtige Bauweise einer Bodenplatte im Vergleich zu einer klassischen einschichtigen Bauweise untersucht. Die untersuchte Platte sei jeweils 1 m dick plus 5 cm Sauberkeitsschicht und wird im Fall der zweischichtigen Bauweise in zwei 0,5 m dicken Schichten mit einer Woche zeitlichem Abstand aus dem gleichen Beton hergestellt. Für die Temperaturberechnung müssen in der Arbeitsfuge Randelemente für den Wärmeübergang im ersten Bauabschnitt angeordnet werden, die im zweiten Bauabschnitt deaktiviert werden. Die Ergebnisse der Temperaturberechnung zeigen wie erwartet einen sehr stark unterschiedlichen Verlauf der Bauweisen (Bild 11). Im Fall der zweischich-

tigen Herstellung stellen sich im wesentlichen nur die zeitlich versetzten Temperaturverläufe einer jeweils 0,5 m dicken Platte ein, wobei die untere Hälfte durch die Wärmeentwicklung des zweiten Bauabschnittes nochmals erwärmt wird.

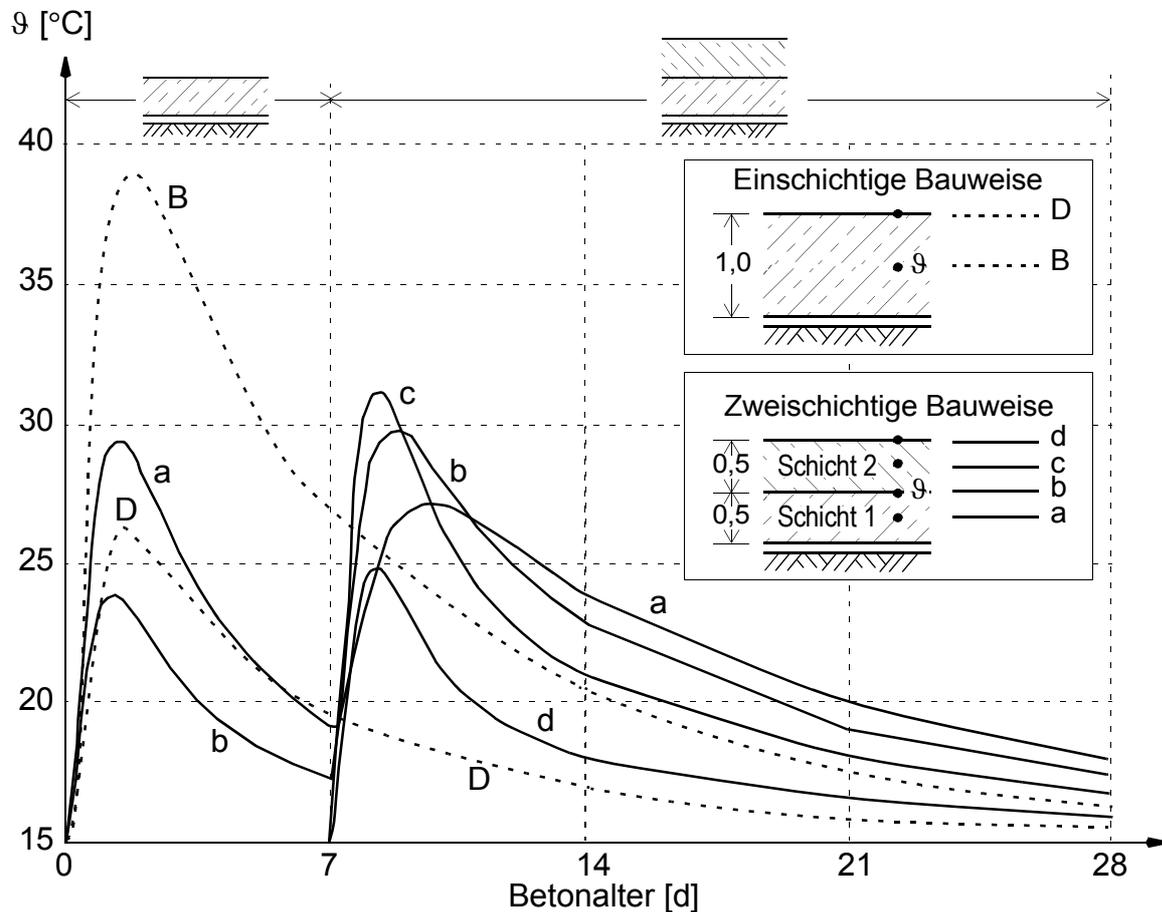


Bild 11: Entwicklung der Temperaturen bei ein- und zweischichtiger Bauweise.

Wenn man die Entwicklung der Spannungen infolge Hydratationswärme bei 100% Verformungsbehinderung vergleicht, so zeigt sich bei der zweischichtigen Bauweise ein günstigerer Spannungsverlauf aufgrund der günstigeren Temperaturgeschichte (Bild 12). Die untere Schicht erhält durch die Erwärmung beim Betonieren des zweiten Bauabschnittes eine Art thermische Vorspannung. Durch das zeitlich versetzte Betonieren ergibt sich somit ein ausgeprägter Eigenspannungszustand mit einem Spannungssprung in der Arbeitsfuge.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass sich die zweischichtige Bauweise günstig auf die Zwangsspannungen und somit auf das Rissrisiko auswirkt. Allein das Abfließen der Hydratationswärme bewirkt bei zweischichtiger Bauweise und vollständiger Zwangbehinderung in diesem Beispiel noch keine Rissbildung. Erst eine simulierte Abkühlung der Umgebungstemperatur um 15 Kelvin nach 8 Wochen erzeugt Risse (Bild 13). Die Rissbreiten sind dann bei gleicher Bewehrung sogar ungünstiger, da sich im Fall der einschichtigen Platte bereits ein relativ feines Rissbild zu einem frühen Zeitpunkt, d.h. bei geringer Betonzugfestigkeit ausbilden konnte. Bei der späten Riss-

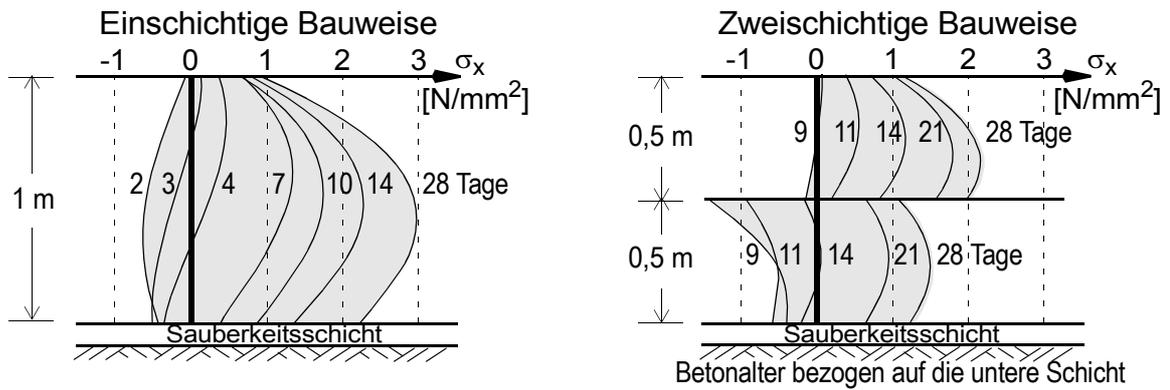


Bild 12: Zwangsspannungen im Querschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten.

Die Bildung der zweischichtigen Bauweise ist demnach zur Rissbreitenbegrenzung eine höhere Bewehrungsmenge notwendig, da die wirksame Betonzugfestigkeit größer ist.

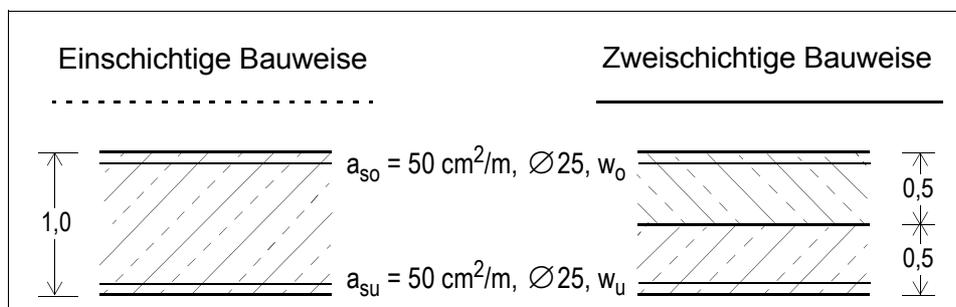
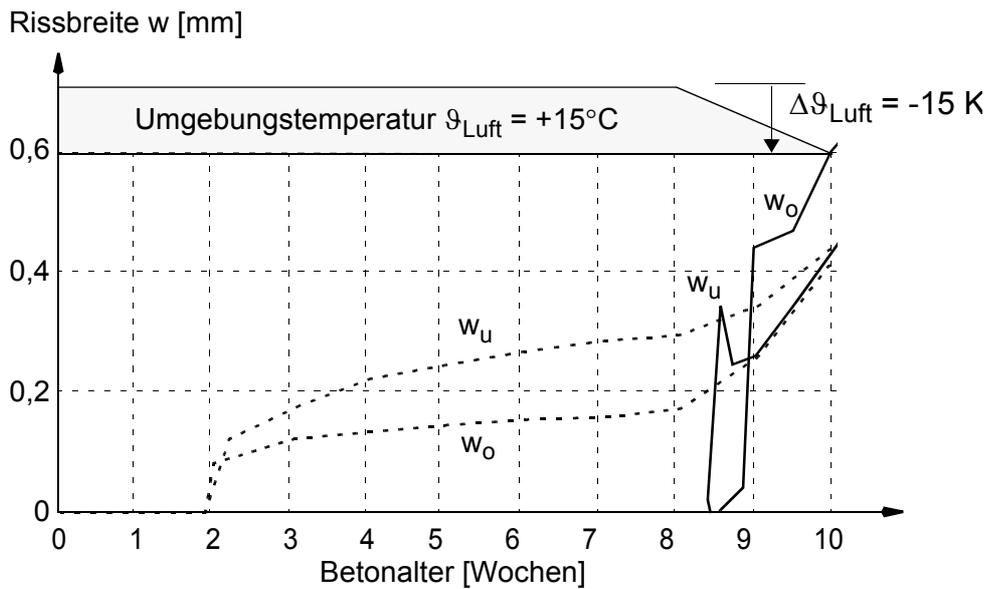


Bild 13: Rechnerische Rissbreiten bei ein- und zweischichtiger Bauweise.

Die baubetrieblichen Nachteile einer mehrschichtigen Bauweise wird man folglich nur bei einer auf Rissvermeidung ausgerichteten Strategie in unbewehrten Bodenplatten in Kauf nehmen, was jedoch nur in Sonderfällen bei abdichtenden Bauteilen zur Anwendung kommen kann.

7 Zusammenfassung

Der Aufsatz gibt einen Überblick über den Stand der Rechenmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang. Am Beispiel von Bodenplatten wird der Einsatz der Rechenmodelle demonstriert und das Tragverhalten bei Verformungsbehinderung durch Reibung diskutiert. Als wesentliche verallgemeinerbare Ergebnisse der angestellten Untersuchungen lassen sich zusammenfassen: In der natürlichen Streuung der Kriechparameter liegt vermutlich die Hauptschwierigkeit bei der rechnerischen Prognose von Zwangsspannungen in jungem Beton. Zusammen mit der Streubreite der Betonzugfestigkeit ergibt sich eine erhebliche Unsicherheit bezüglich der Vorhersage des Rissrisikos. Diese Unsicherheit ist jedoch keine Schwäche der Rechenmodelle sondern die Konsequenz aus dem nichtlinearen Charakter der Problems.

Eine Parameterstudie ist auch mit heute zur Verfügung stehenden Rechenkapazitäten insbesondere bei Einbeziehung des Rissgeschehens sehr aufwendig. Die Einflussfaktoren auf die Temperaturentwicklung (Betonzusammensetzung, Nachbehandlung, Bauteilgeometrie, Witterung), die Spannungsentwicklung (Temperaturgeschichte, Entwicklung und Bandbreite der Materialparameter, Bauteilgeometrie, verformungsbehindernde Randbedingungen) und die Rissbildung (Spannungsgeschichte, Entwicklung und Bandbreite der Zugfestigkeit, Hydratation im gerissenen Zustand) sind sehr vielschichtig und signifikant.

Der Aufwand einer "genauen", d.h. mit den vorgestellten Rechenmodellen durchgeführten Untersuchung ist für den Einsatz in der Planung nur bei ausgewählten Bauwerken gerechtfertigt. Voraussetzung für eine vertrauenswürdige Berechnung ist die experimentelle Ermittlung der Materialparameter für die angestrebte Betonrezeptur und die Eichung des Rechenmodells z.B. an Versuchen im Reißrahmen.

8 Literatur

- [1] *Eierle, B.*: Berechnungsmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau 4/2000. TU München 2000.
- [2] *Eierle, B.; Schikora, K.*: Concrete at early ages with DIANA. In: DianaWorld 2/1999.
- [3] *Emborg, M.*: Thermal stresses in concrete structures at early ages. Luleå Univ. of Technology, Diss. 1990.
- [4] *Freiesleben, H.; Hansen, P.; Pedersen, E. J.*: Maleinstrument til Kontrol at betons haerding. Nordisk Beton, No. 1 (1977), 21-25.
- [5] *Gutsch, A.-W.*: Stoffeigenschaften jungen Betons – Versuche und Modelle. TU Braunschweig, Diss. 1998.
- [6] *Huckfeldt, J.*: Thermomechanik hydratisierenden Betons – Theorie, Numerik und Anwendung. TU Braunschweig, Diss. 1993.

- [7] *Jonasson, J.-E.*: Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete. Luleå Univ. of Technology, Diss. 1994.
- [8] *König, G.; Tue, V.*: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Berlin: Beuth 1996. (DAfStb Heft 466)
- [9] *Kolb, H.*: Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang. Univ. Stuttgart, Diss. 1988.
- [10] *Laube, M.*: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. TU Braunschweig, Diss. 1990.
- [11] *Onken P.; Rostásy, F.*: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. Berlin: Beuth 1995. (DAfStb Heft 449)
- [12] *Plannerer, M.*: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. TU München, Diss. 1999.
- [13] *Schießl, P.*: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Berlin: Beuth 1989. (DAfStb Heft 400)
- [14] *Schikora, K.; Eierle, B.*: Bemessung mit Beschränkung der Rißbreiten hinsichtlich der Wasserundurchlässigkeit von Tunnelschalen. In: Deutscher Beton-Verein E. V. (Hrsg.): Tunnelschalen. Wiesbaden: 1996.
- [15] *Schikora, K.; Eierle, B.*: Berechnungsmodelle für Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang. In: *Meskouris, K.* (Hrsg.): Baustatik – Baupraxis 7 (Aachen 1999). Rotterdam: A. A. Balkema Publishers 1999.
- [16] *Schütte, J.*: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten. TU Braunschweig, Diss. 1997.
- [17] *Springenschmid, R.*: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), 263-269.
- [18] *Springenschmid, R.* (Ed.): Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages (State of the Art Report). London: E & FN Spon 1998.
- [19] *de Witte, F. C.; Feenstra, P. H.*: DIANA – User’s Manual (Release 6.1): Nonlinear analysis. TNO Building and Construction Research, Delft: 1996. (<http://www.diana.nl>)