

Masterarbeit

**Abschätzung der erhärtungsbedingten  
Risswahrscheinlichkeit einer Kühlturmschale  
aus säureresistentem Beton**

von

**Katrin Turner**

März, 2011

---

Hauptbetreuer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue  
Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz

Zweitbetreuer: Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dirk Schlicke  
Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz

---

## Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am 06.04.2011

---

Katrin Turner

---

## Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen herzlich bedanken, die mich während meines Studiums und dieser Diplomarbeit geistig, moralisch und finanziell unterstützt haben.

Mein Dank gebührt zuallererst meiner Familie, besonders meinen Eltern Rosa-Maria und Ernst, die mir durch ihre bedingungslose Unterstützung die Ausbildung an der Technischen Universität Graz und somit auch diese Diplomarbeit ermöglicht haben.

Ebenso möchte ich mich bei meinen Diplomarbeitbetreuern Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue und Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dirk Schlicke für ihr Engagement und die hervorragende Unterstützung bei der Entstehung dieser Arbeit bedanken.

Des weiteren möchte ich mich bei meinen Freunden aus dem Beton- und Holzbauzeichensaal bedanken, die mich während meines Studiums begleitet und unterstützt haben. Die lustigen, aber auch arbeitsreichen Stunden werden mir in Erinnerung bleiben.

---

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit untersucht die Wahrscheinlichkeit von Rissbildung im Beton bei der Herstellung einer Kühlturmschale im Kletterverfahren. Hintergrund ist die zunehmende Verwendung von Hochleistungsbeton gegen Säureangriff und die damit einhergehende Zunahme der normativ vorgeschriebenen Mindestbewehrung durch dessen höhere Zugfestigkeit. Im Rahmen der Untersuchung wurden Temperaturmessungen im Bauwerk, Materialuntersuchungen und eine Nachrechnung mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programms durchgeführt.

Es konnte gezeigt werden, dass die zur Sicherung der Gebrauchstauglichkeit angeordnete Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite im Zeitraum des Auftretens von Hydratationswärme nicht angesprochen wird.

**Schlüsselwörter:** Mindestbewehrung, früher Zwang, Hydratationswärme, Beanspruchungsanalyse



---

## Abstract

### **Crack probability due to hydration heat in a cooling tower shell structure made of acid resistant concrete**

In structural elements which are stressed by thermal restraint a minimal reinforcement level to limitate crack width has to be considered.

High performance concrete features extraordinary strength properties. As a result the dimensioning of the cooling tower according to thermal restraint at early-ages leads to an increased level of normatively defined reinforcement. With the focus on efficiency this work examines the possibility of crack formation due to hydration heat with a stress analysis more closely. The analysis is based on temperature measurements in the structure, material analyses and a recalculation by a finite element program.

It could be shown that the stress according to hydration heat doesn't affect the serviceability of the cooling tower.

**Keywords:** minimal reinforcement, thermal restraint at early ages, hydration heat, stress analysis

---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
1.1	Allgemeines . . . . .	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise . . . . .	1
<b>2</b>	<b>Materialverhalten des Kühlturbetons im Erhärungszeitraum</b>	<b>4</b>
2.1	Hydratationsverlauf . . . . .	4
2.1.1	Hydratationsgrad . . . . .	5
2.1.2	Experimentelle Bestimmung der Hydratationswärme und dem zeitlichen Verlauf der Wärmefreisetzung . . . . .	7
2.1.3	Mathematische Beschreibung des Erhärungsvorgangs . . . . .	8
2.2	Thermische Eigenschaften . . . . .	9
2.3	Mechanische Eigenschaften . . . . .	10
2.3.1	Mathematische Beschreibung der Festigkeitseigenschaften	10
2.3.2	Viskoelastizität . . . . .	13
2.3.3	Schwinden . . . . .	16
<b>3</b>	<b>Untersuchungen am Bauwerk</b>	<b>17</b>
3.1	Einflussgrößen im Erhärungszeitraum . . . . .	17
3.1.1	Einbausituation und Baufortschritt . . . . .	17
3.1.2	Thermische Randbedingungen . . . . .	18
3.2	Temperaturbestimmung im Bauteil . . . . .	21
3.2.1	Lage der Messquerschnitte . . . . .	21
3.2.2	Anordnung der Messpunkte im untersuchten Bauabschnitt	23
3.2.3	Messprogramm und Integration in den Baufortschritt . . . . .	23
3.2.4	Messergebnisse . . . . .	24
<b>4</b>	<b>Spannungsermittlung mit Hilfe numerischer Berechnungen</b>	<b>27</b>
4.1	Grundlagen zur Ermittlung von Zwangsspannungen . . . . .	27
4.1.1	Vorgänge bei der Entstehung von Zwangsspannungen . . . . .	27
4.1.2	Voraussetzungen für das Auftreten von Zwangsspannungen	29
4.1.3	Verknüpfung von Temperaturfeld und der zugehörigen Spannungsantwort im Bauteil . . . . .	31

4.1.4	Zerlegung der Temperatur- und Spannungsverteilung über den Querschnitt . . . . .	33
4.2	Berechnungsmodell . . . . .	35
4.2.1	Ortsdiskretisierung . . . . .	36
4.2.2	Zeitdiskretisierung . . . . .	37
4.3	Verifikation des Modells anhand der Temperaturergebnisse . . . .	37
4.3.1	Messquerschnitt 1 . . . . .	38
4.3.2	Messquerschnitt 2 . . . . .	41
<b>5</b>	<b>Beanspruchungsanalyse eines repräsentativen Bauabschnitts</b>	<b>44</b>
5.1	Temperaturfeld und kritische Spannungszustände im Querschnitt	44
5.1.1	Beanspruchung unter isothermen Randbedingungen . . . .	45
5.1.2	Einfluss der Kletterschalung auf das Temperaturfeld unter isothermen Randbedingungen . . . . .	48
5.1.3	Temperaturbeanspruchung unter Berücksichtigung der Kletterschalung und klimatischen Randbedingungen . . . .	52
5.1.4	Auswirkung von viskoelastischen Effekten im Beton auf die Spannungsentwicklung . . . . .	60
5.2	Aussagen zur Risswahrscheinlichkeit . . . . .	63
5.2.1	Lokale Rissbildung bei punktuelltem Erreichen der Zugfestigkeit . . . . .	64
5.2.2	Trennrisse über den gesamten Bauabschnitt . . . . .	66
<b>6</b>	<b>Diskussion der Ergebnisse</b>	<b>67</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>69</b>
<b>A</b>	<b>Laboruntersuchungen</b>	<b>70</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>73</b>

---

# Kapitel 1

## Einführung

### 1.1 Allgemeines

Im Zuge dieser Arbeit wird ein im Jahr 2010 erbauter Naturzug-Nasskühlturm des Kraftwerks Westfalen in Hamm-Uentrop auf die Risswahrscheinlichkeit infolge frühem Zwang untersucht.

Die ca. 166 m hohe, hyperbolische Kühlturmschale wurde im Kletterverfahren hergestellt und weist eine minimale Schalendicke von 20 cm auf. Wegen der Abgaseinleitung ins Innere des Kühlturms werden an den Beton besondere Anforderungen gestellt.

### 1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die Kühlturmschale wurde aus einem säureresistenten Beton hergestellt. Infolgedessen besitzt dieser Beton die Festigkeitseigenschaften eines Hochleistungsbetons.

Während die Säureresistenz des Betons es erlaubt auf eine nachträgliche Innenabdichtung des Kühlturms zu verzichten und sich damit günstig auf die Bauzeit auswirkt, vergrößern die aus statischer Sicht nicht erforderlichen Festigkeitseigenschaften eines Hochleistungsbetons die normativ vorgeschriebene Mindestbewehrung. Ziel dieser Arbeit ist die Notwendigkeit dieser erhöhten Mindestbewehrung im Hinblick auf die Beanspruchung durch abfließende Hydratationswärme durch die Auswertung von Messergebnissen und eine Modellrechnung zu überprüfen.

Hierfür lieferten Materialuntersuchungen Erkenntnisse zum Erhärungsverhalten des Kühlturmbetons und ermöglichen es, die Aussagen in Kapitel 2 - insbesondere zur Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung - zu treffen.

Gleichzeitig wurde ein Messprogramm zur Erfassung der Bauteiltemperaturen im Erhärungszeitraum durchgeführt. Neben den thermischen Randbedingung

haben auch Einbausituation und Baufortschritt Einfluss auf die Entstehung von Zwangsspannungen. In Kapitel 3 werden die Einflussgrößen beschrieben und das durchgeführte Messprogramm mit den Ergebnissen präsentiert.



Eine generelle Einführung in die Problematik der Zwangsspannungen erfolgt in Kapitel 4. Die Vorgänge bei der Entstehung von Zwangsspannungen und die Ursachen für Verformungsbehinderung werden beschrieben. Weiters werden den Anteilen des Temperaturfelds die verschiedenen Arten von Zwangkräften zugeordnet.

Die Grundlage der Nachrechnung stellt das FE-Berechnungsmodell dar, welches eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Temperaturgeschichte und die Ermittlung der resultierenden Spannungsantwort erlaubt.

Die in Kapitel 5 angeführte Beanspruchungsanalyse stellt den eigentlichen Kern dieser Arbeit dar.

Anhand von theoretischen und im Rahmen der in-situ-Messung aufgetretenen Randbedingungen werden die Temperaturentwicklung im Bauteil und die dazugehörigen Spannungszustände untersucht.

Der Einfluss der Viskoelastizität des Betons auf das Spannungsniveau wird ebenfalls behandelt. Anschließend an die Ergebnisdarstellung werden Aussagen zur Risswahrscheinlichkeit getroffen.

Eine Diskussion der Ergebnisse sowie eine Zusammenfassung ergänzen die Arbeit in den letzten beiden Kapiteln.

---

## Kapitel 2

# Materialverhalten des Kühlturbetons im Erhärungszeitraum

Der Erhärungsprozess des Betons basiert auf der Zementhydratation, der chemischen Reaktion zwischen Zement und Wasser.

Im Folgenden werden die sich im Zuge der Hydratation verändernden thermischen und mechanischen Eigenschaften des Betons beschrieben und die verwendeten Materialmodelle vorgestellt.

### 2.1 Hydratationsverlauf

Bei der Zementhydratation handelt es sich um einen exothermen Prozess, das heißt es wird Reaktionswärme frei. Neben der insgesamt freigesetzten Wärmemenge spielt auch der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung eine große Rolle. (Laube, 1990, S.10ff)

Es findet eine Unterteilung in fünf Phasen statt, die in Abb. 2.1 dargestellt ist.

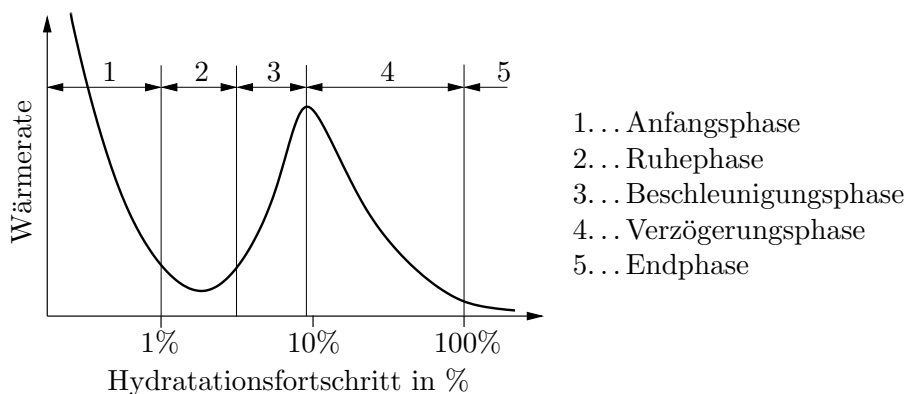
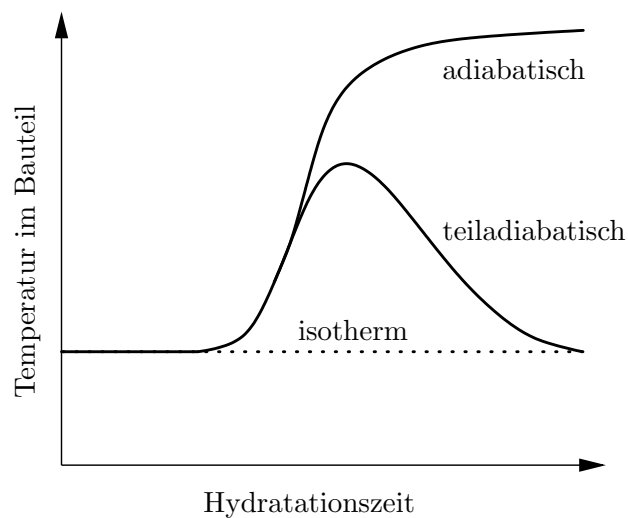


Abbildung 2.1: Hydratationsphasen

Die Reaktionsgeschwindigkeit eines Zements hängt von seiner Zusammensetzung und der vorherrschenden Betontemperatur ab. Für theoretische Untersuchungen wird zwischen isothermen, adiabatischen und teiladiabatischen Bedingungen unterschieden (Abb. 2.2). Als isotherm werden alle Vorgänge bezeichnet, die bei konstanten Temperaturen stattfinden. Bei adiabatischen oder teiladiabatischen Bedingungen hingegen findet kein oder nur ein geringer Wärmeaustausch mit der Umgebung statt, was zu einem Temperaturanstieg im betrachteten Bauteil führt. (Röhling, 2009, S.50)



**Abbildung 2.2:** Temperaturverlauf für unterschiedliche thermische Bedingungen

### 2.1.1 Hydratationsgrad

Da zwischen dem Hydratationsfortschritt und den Eigenschaften des jungen Betons ein bestätigter Zusammenhang besteht, wird der Hydratationsgrad  $\alpha$  als Kenngröße zur Prozessbeschreibung herangezogen und dient zur Implementierung in Rechenprogramme.

Um den Hydratationsverlauf zu charakterisieren, wird hier die zu verschiedenen Zeitpunkten freigesetzte Wärmemenge mit der Wärmemenge bei einer vollständigen Umsetzung des Zements verglichen. Hierbei ist anzumerken, dass die im Beton maximal freiwerdende Wärmemenge  $Q_{\max}$  das theoretisch im Zement vorhandene Wärmepotential  $Q_{\text{pot}}$  nicht erreicht.

Dies ist auf die nicht vollständige Durchhydratisierung von großen Zementpartikeln und das begrenzte Wasserangebot zurückzuführen. (Röhling, 2009, S.15)



## 2. Materialverhalten des Kühlturmbetons im Erhärungszeitraum

Der Hydratationsgrad berechnet sich daher wie folgt:

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{\text{pot}}} \leq \alpha_{\text{max}} \quad (2.1)$$
$$\alpha_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{pot}}} = \frac{1.35 \cdot w/b}{0.315 + w/b} \quad (\text{Röhling, 2009, S.22})$$

$\alpha_{\text{max}}$  ... maximaler Hydratationsgrad

$w/b$  ... Wasserbindemittelwert des Betons

### 2.1.2 Experimentelle Bestimmung der Hydratationswärme und dem zeitlichen Verlauf der Wärmefreisetzung

Da der Hydratationsgrad und sein Maximalwert von der Betonzusammensetzung und der verwendeten Zementart beeinflusst werden, ist eine labortechnische Untersuchung erforderlich. Der zeitliche Verlauf der Hydratation wurde für den untersuchten Kühlturmbeton an einem großformatigen Betonblock entsprechend ZTV-W: LB 215 (2004, S.25) bestimmt. Dieser Probekörper besitzt Kantenlängen von jeweils 2 m und wird zusätzlich durch Dämmmaterial abgedeckt, sodass in der Mitte des Probekörpers quasi-adiabatische Randbedingungen vorliegen.



Abbildung 2.3: Probewürfel für teiladiabatischen Kalorimeterversuch

Zur Berücksichtigung der tatsächlich im Bauteil vorhandenen Temperatur müssen die Ergebnisse unter quasi-adiabatischen Randbedingungen zunächst mithilfe der Reifefunktion von Arrhenius/ Freiesleben (Freiesleben et al., 1977) auf isotherme Verhältnisse transformiert werden. Gleichzeitig können so die unter isothermen Randbedingungen ermittelten Kennwerte der Festigkeitsentwicklung

verfolgt werden.

Durch eine weitere Transformation wird das wirksame Betonalter  $t_e$  (siehe Glg. (2.2)) ermittelt und die vorherrschende Bauteiltemperatur in der Berechnung berücksichtigt.

$$t_e = \int dt_i \cdot k(T_i)$$
$$k(T_i) = \exp \left[ \frac{E_A}{R} \left( \frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T_i} \right) \right] \quad (2.2)$$

(Gutsch, 1998, S.22)

$t_e$  ... wirksames Betonalter

$t_i$  ... tatsächliches Betonalter

$k(T_i)$  ... Temperatur-Zeit-Beziehung

$E_A$  ... Aktivierungsenergie

$R$  ... universelle Gaskonstante

$T_i$  ... Temperatur

### 2.1.3 Mathematische Beschreibung des Erhärungsvorgangs

Für die Modellierung des Hydratationsprozesses stehen verschiedene Entwicklungsfunktionen zur Verfügung, welche sich in der Anzahl der Regressionsparameter unterscheiden. Der hier verwendete Ansatz nach Jonasson (1984) erlaubt, wie in Abb. 2.4 ersichtlich, eine gute Anpassung an die isotherme Wärmeentwicklung des verwendeten Kühlturbetons.

$$\alpha(t_e) = e^{b \cdot \left( \ln \left( 1 + \frac{t_e}{t_k} \right) \right)^a} \quad (2.3)$$

(Jonasson, 1984)

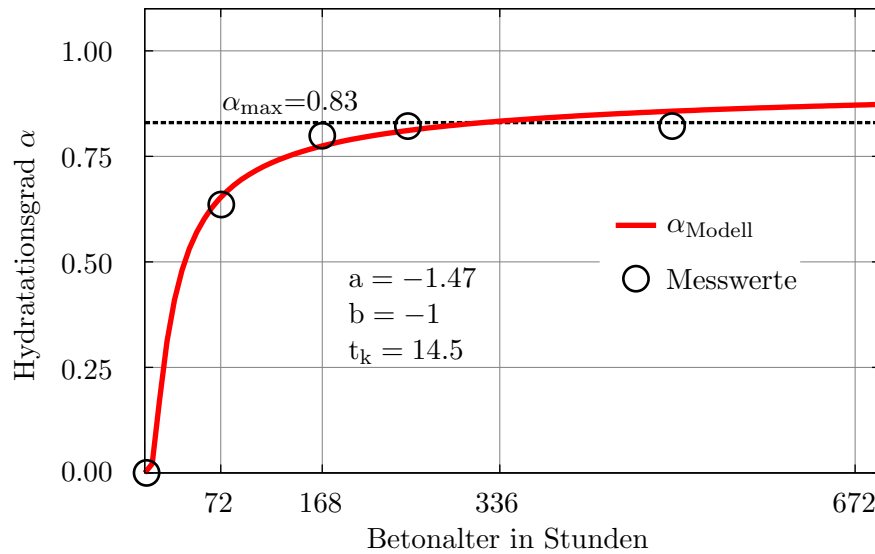


Abbildung 2.4: Wärmefreisetzung nach Jonasson

## 2.2 Thermische Eigenschaften

Die rechnerische Simulation der Wärmefreisetzung im Erhärungszeitraum erfolgt auf Grundlage der experimentell bestimmten Hydratationswärme (Abs. 2.1.2) und dem vorgestellten Ansatz zum Hydratationsverlauf (Abs. 2.1.3).

Stehen keine Messwerte zur Verfügung, kann das Wärmefreisetzungspotential des Betons  $Q_{\text{pot}}$  in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und -menge näherungsweise abgeschätzt werden. Es gilt:

$$Q_{\text{pot}} = C \cdot Q_{\text{Csp}} \quad (2.4)$$

(Rostásy et al., 2002a, S.524)

$C$  ... Zementmenge

$Q_{\text{Csp}}$  ... spezifische Hydratationswärme des Zements

Die tatsächlich im Bauteil auftretende Temperaturerhöhung wird außerdem von der spezifischen Wärme  $c$  und der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  beeinflusst. Beide Materialeigenschaften weisen eine Feuchte- und Temperaturabhängigkeit auf.

In numerischen Berechnungen sollte diese Hydratationsabhängigkeit durch mathematische Zusammenhänge, wie sie in Eierle und Schikora (2000b, S.30f) angeführt sind, berücksichtigt werden:

$$\begin{aligned}\lambda(\alpha) &= \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_R) \cdot \alpha \\ c(\alpha) &= c_0 - (c_0 - c_R) \cdot \alpha\end{aligned}\tag{2.5}$$

(Eierle und Schikora, 2000b, S.30f)

$X(\alpha)$  ... Kenngröße in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad  
 $X_0$  ... Anfangswert der Kenngröße  
 $X_R$  ... Endwert der Kenngröße

## 2.3 Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften des Betons unterliegen ebenfalls starken Veränderungen während der Hydratation. Insbesondere die Entwicklung des Elastizitätsmoduls hat für die Ermittlung der Zwangsbeanspruchung eine übergeordnete Bedeutung.

Außerdem wird das elastische Materialverhalten von der Querdehnzahl  $\nu$  und dem Temperatureausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  beeinflusst. Diese in Tab. 2.1 angeführten Parameter können in guter Näherung konstant angenommen werden. (Eierle und Schikora, 2000b, S.33)

Querdehnzahl $\nu$	0,20 [1]
Ausdehnungskoeffizient $\alpha_T$	$1,0 \cdot 10^{-5}$ [1/K]

**Tabelle 2.1:** elastische Werkstoffeigenschaften  $\nu$  und  $\alpha_T$

### 2.3.1 Mathematische Beschreibung der Festigkeitseigenschaften

Wie bereits in Abs. 2.1.1 festgestellt wurde, besteht zwischen den Eigenschaften des erhärtenden Betons und dem Hydratationsfortschritt eine Abhängigkeit. Das Braunschweiger Stoffmodell erlaubt die Beschreibung der Festigkeitsentwicklung auf Basis des Hydratationsgrads:

$$\begin{aligned} E_c(\alpha) &= E_{c(\alpha=1)} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}\right)^{\eta_E} \\ f_{ct}(\alpha) &= f_{ct(\alpha=1)} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}\right)^{\eta_{ct}} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} (2.6) \\ \text{(Rostásy et al., 2002b, vgl. S.641)} \end{array}$$

$\alpha_0$  ... kritischer Hydratationsgrad  
 $E_c(\alpha)$  ... vom Hydratationsgrad abhängiger E-Modul  
 $E_c(\alpha = 1)$  ... theoretischer Endwert des E-Moduls  
 $f_{ct}(\alpha)$  ... vom Hydratationsgrad abhängige Zugfestigkeit  
 $f_{ct}(\alpha = 1)$  ... theoretischer Endwert der Zugfestigkeit

Bei  $\alpha_0$  handelt es sich um den zu Beginn der Festigkeitsentwicklung vorherrschenden kritischen Hydratationsgrad. Nach BAW Mitteilungsbl. Nr.92 (2010, S.16, (2-10)) kann dieser wie folgt bestimmt werden:

$$0.4 \ w/b \leq \alpha_0 \leq 0.46 \ w/b \quad (2.7)$$

(BAW Mitteilungsbl. Nr.92, 2010)

Der Zeitpunkt, ab dem eine messbare Festigkeit auftritt, wird vom Wassergehalt, der Feinheit des Zements und der Temperatur beeinflusst. Für den verwendeten Kühlturbeton wurde ein Wert von  $\alpha_0 = 0.169$  festgelegt.

Die Bestimmung der Exponenten  $\eta_E$  und  $\eta_{ct}$  erfolgt durch Anpassung an Messwerte aus den Laboruntersuchungen (siehe Anhang A). Die für den Kühlturbeton ermittelten Werte und die schematischen Verläufe der Funktionen sind in Abb. 2.5 und Abb. 2.6 dargestellt.

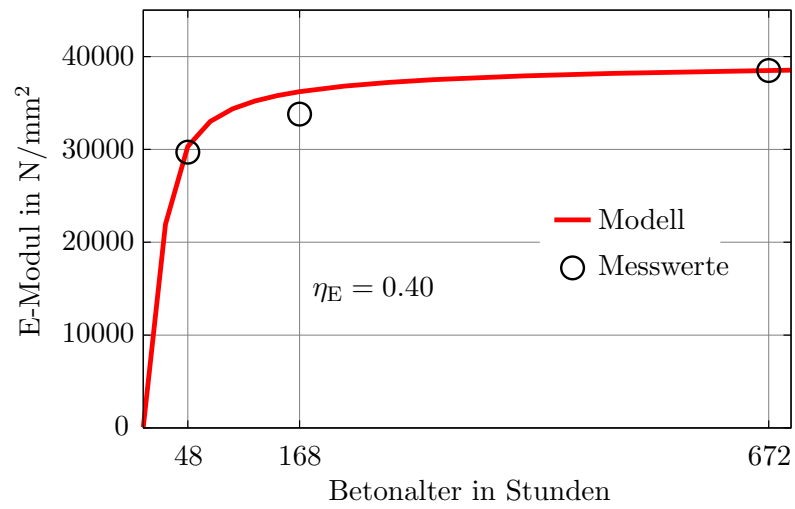


Abbildung 2.5: Steifigkeitsentwicklung des Kühlturbetons

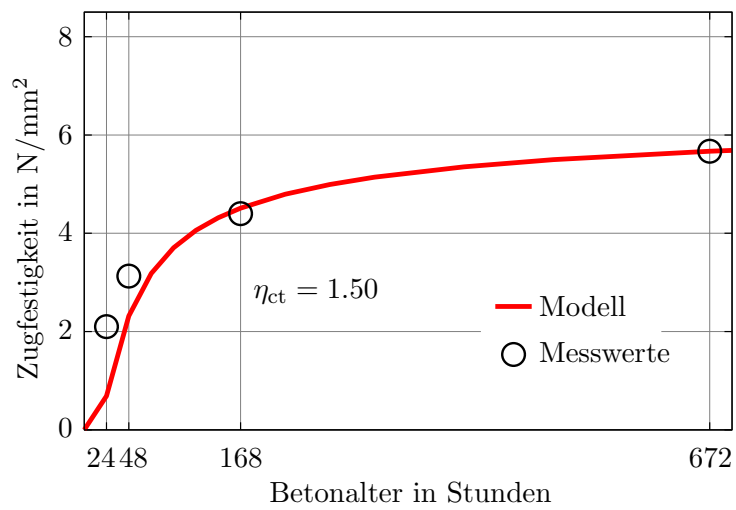


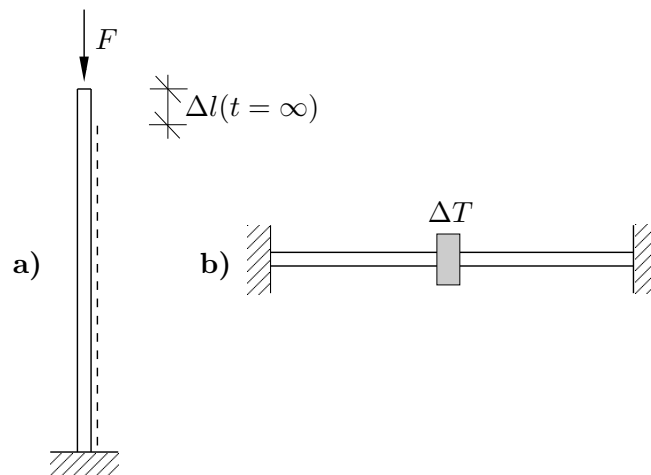
Abbildung 2.6: Zugfestigkeitsentwicklung des Kühlturbetons

### 2.3.2 Viskoelastizität

Beton weist ein viskoelastisches Verhalten auf. Hierdurch wird mit der Zeit eine Zustandsveränderung im System hervorgerufen. Dabei ist die Systemantwort abhängig von den Randbedingungen des Systems.

Zunächst treten in belasteten Betonelementen neben den sofort einsetzenden elastischen auch zeitabhängige Verformungen auf, die von der im System vorhandenen Spannung abhängig sind. Dieses Verhalten nennt man Kriechen des Betons. Werden diese zeitabhängigen Verformungen behindert, so führt das viskoelastische Betonverhalten zu einem Spannungsabbau. Diesen Effekt nennt man Relaxation.

Sowohl Kriechen, als auch Relaxation bedürfen definitionsgemäß idealen Randbedingungen, also im Falle von Kriechen einer vollständigen Verformungsfreiheit bei gleichbleibender Spannung (Abb. 2.7, a)) bzw. im Falle von Relaxation einer vollständigen Verformungsbehinderung mit Spannungsabbau (Abb. 2.7, b)).



**Abbildung 2.7:** a) Kriechen einer Kragstütze  
b) Relaxation eines eingespannten Trägers unter Temperatureinwirkung



Diese theoretischen Randbedingungen werden in dem untersuchten Bauteil nicht erfüllt. Dort tritt aufgrund der endlichen Steifigkeit der behindernden, angrenzenden Bauteile eine Mischform, die sogenannte teilweise Behinderung auf. Abb. 2.8 zeigt diesen Zusammenhang an einem Zweistab-Modell.



**Abbildung 2.8:** Zweistabmodell mit teilweiser Behinderung

Wesentliches Merkmal der teilweisen Verformungsbehinderung ist, dass Kriechverformung und Spannungsabbau gleichzeitig wirken und sich gegenseitig bedingen. Relaxation reduziert die Systemspannung und die damit einhergehenden Kriechverformungen. Damit erfordert die Beschreibung der viskoelastischen Verformungen des Bauteils aufwendige Superpositionen. In der Praxis wird dieser Zusammenhang oft mit dem Relaxationsbeiwert nach Trost (1967) berücksichtigt. Dieser Beiwert ist allerdings abhängig vom Behinderungsgrad des Systems, welcher für die Anwendbarkeit keine wesentliche Veränderung aufweisen darf. In teilweise gezwängten Systemen ist dieser Behinderungsgrad mit der Steifigkeit des behinderten Bauteils gekoppelt. Im Falle der erhärtenden Kühlturmschale unterliegt diese Steifigkeit und somit der Behinderungsgrad starken Veränderungen. Die Auswirkung von viskoelastischen Betoneffekten erfordert somit einer steifigkeitsabhängigen Verfolgung.

Hinzu kommt, dass sich auch das viskoelastische Potential des Betons mit dem Hydratationsfortschritt ändert. Gleichzeitig treten die Temperaturänderungen im Bauteil nicht plötzlich auf, sondern unterliegen ebenfalls einer zeitlichen Abhängigkeit. Die damit einhergehenden Zwangsspannungsänderungen müssen somit differenziert verfolgt werden.

Außerdem beeinflusst der Globalspannungszustand die Systemantwort, sodass zwischen be- und entlastend wirkenden Temperaturänderungen unterschieden werden muss. Abb. 2.9 zeigt diesen Effekt anhand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms.

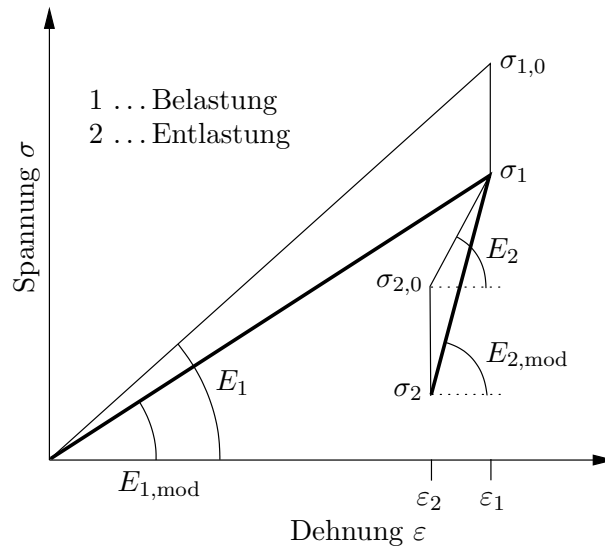


Abbildung 2.9: Effektiver E-Modul zur Berücksichtigung der Relaxation

Rechnerisch werden die zuvor genannten Zusammenhänge verschmiert berücksichtigt. Auf Grundlage eines Ansatzes nach Byfors wird das zeitabhängige Verhalten über eine modifizierte Steifigkeit abgebildet. Es gilt:

$$E_{\text{mod}}(t) = E(t) \cdot \psi_{100} \quad (2.8)$$

Die Berücksichtigung des Globalspannungszustands erfolgt über die Näherung:

$$\begin{aligned} \text{Belastung:} \quad \psi_{100} &= \frac{1}{1 + \varphi_{100}(t_0)} \\ \text{Entlastung:} \quad \psi_{100} &= \frac{1}{1 - \varphi_{100}(t_0)} \end{aligned} \quad (2.9)$$

Der Kriechbeiwert  $\varphi_{100}(t_0)$  wird dabei wie folgt ermittelt:

$$\varphi_{100}(t_0) = \frac{\varphi_{100}(28)}{\beta_E(t)} \cdot \left( \frac{\beta_c(t) + \alpha_0}{1 + \alpha_0} \right)^{-2/3} \leq \varphi_{\text{max}} \quad (\text{Byfors, 1980}) \quad (2.10)$$

- $\varphi_{100}(t_0)$  ... 100 h Kriechzahl bei Belastungsbeginn  $t_0$
- $\varphi_{100}(28)$  ... 100 h Kriechzahl bei Belastungsbeginn  $t_0 = 28$  Tage
- $\beta_E(t)$  ... relative Steifigkeit zum Zeitpunkt  $t$
- $\beta_c(t)$  ... relative Druckfestigkeit zum Zeitpunkt  $t$
- $\alpha_0$  ... kritischer Hydratationsgrad bei Beginn der Festigkeitsentwicklung

Die Anpassung der Steifigkeit wird nur für den betrachteten Bauabschnitt implementiert, da der Systembehinderungsgrad sonst nicht immer realitätsnah abgebildet werden kann.

Diese Methode wurde vom betreuenden Institut im Rahmen verschiedener Bauwerksuntersuchungen angewandt (Bodenplatte Sülfeld (Tue et al., 2007), Bodenplatte Boxberg (Tue et al., 2009), Kammerwand Sülfeld (Tue und Schlicke, 2009b)). Sie bietet keine allgemeingültige Lösung und bedarf in jeder Anwendung einer Kalibrierung unter Berücksichtigung expliziter Zeitschritte, vgl. Schlicke und Tue (2010).

### 2.3.3 Schwinden

Im Beton treten neben thermischen Dehnungen auch Schwindverformungen auf, welche sich aus autogenem Schwinden  $\varepsilon_{cas}$  und Trocknungsschwinden  $\varepsilon_{cds}$  zusammensetzen.

Die Verformung durch das Ausdiffundieren von chemisch nicht gebundenem Wasser wird als Trocknungsschwinden bezeichnet und findet nach abgeschlossener Hydratation und somit außerhalb des Untersuchungszeitraums statt.

Autogenes Schwinden ist auf die Volumenreduktion des Hydratationsprodukts gegenüber dem Volumen der Ausgangsstoffe und Unterdruck im Porensystem während der Hydratation zurückzuführen. Für die Ermittlung von Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme bleibt das autogene Schwinden wegen fehlender Meßergebnisse unberücksichtigt.

---

## Kapitel 3

# Untersuchungen am Bauwerk

Um in späterer Folge eine Beanspruchungsanalyse (Kapitel 5) durchführen zu können, ist eine genaue Kenntnis der spannungswirksamen Einflussgrößen erforderlich. Zu diesem Zweck werden im Anschluss die Gegebenheiten bei der Herstellung des Kühlturms erläutert und das durchgeführte Messprogramm mit den Ergebnissen präsentiert.

### 3.1 Einflussgrößen im Erhärtungszeitraum

Die Entstehung von Zwangsspannungen ist neben den Betoneigenschaften auch von äußeren Randbedingungen abhängig, welche sich aus Einflüssen aus dem Bauablauf und der Umwelt zusammensetzen.

#### 3.1.1 Einbausituation und Baufortschritt

Die Herstellung des Kühlturms erfolgt in mehreren Betonierschritten. Es wird ein zweihäufiges Kletterschalungssystem eingesetzt, welches an die doppelt gekrümmte Schalengeometrie angepasst werden kann. Der tägliche Betonierumfang umfasst (entsprechend einem Bauabschnitt) einen Kreisring mit der Höhe von 1,20 m. Die Höhe der Schalung entspricht zwei Bauabschnitten und dem Baufortschritt entsprechend wird die Schalung alle 24 h um 1,20 m nach oben umgesetzt (Abb. 3.1). Dadurch ergibt sich im Regelbetrieb eine Einschalzeit von ca. 48 h. Nach dem Ausschalen erfolgen keine weiteren Nachbehandlungsmaßnahmen.



Abbildung 3.1: Kletterschalung

### 3.1.2 Thermische Randbedingungen

Unter diesem Begriff werden alle Einflüsse zusammengefasst, die im Betrachtungszeitraum Einfluss auf die Temperatur im Bauteil haben. Dazu gehören klimatische sowie durch den Bauablauf bedingte Faktoren.

Beim Einbau des Betons hat die Frischbetontemperatur bereits Einfluss auf den Beginn und den Verlauf der Hydratation. Nach dem Einbau unterliegen die Temperaturen im Bauteil dem umgebenden Klima. Dieses setzt sich aus der Lufttemperatur, der Sonneneinstrahlung und der Feuchtigkeit an der Oberfläche durch Regen oder herablaufendes Wasser (als vorbereitende Maßnahme zum Betoneinbau) zusammen.

Während der ersten 48 h befindet sich das Bauteil noch in der Schalung. In dieser Zeit unterliegt der Wärmeabfluss am Bauteilrand sowie die Wirksamkeit der zuvor genannten klimatischen Einflüsse der dämmenden Wirkung der Schalung. Danach ist die Betonoberfläche ungeschützt der Witterung ausgesetzt. Die Bauteiltemperatur folgt dem angestrebten Temperaturlausgleich mit der Außenluft.

Hierbei hat der Wärmeübergang  $\alpha$ , welcher sich aus Konvektion  $\alpha_k$  und Wärmestrahlung  $\alpha_s$  zusammensetzt, maßgeblichen Einfluss. Er ist abhängig von der Geschwindigkeit der angrenzenden Luftschicht und der Betonoberflächenbeschaffenheit.



**Abbildung 3.2:** Nachbehandlung mit Wasser

Der Wärmeübergang im eingeschalteten Zustand wurde nach Rostásy und Krauß (2001, S.32) ermittelt (siehe Glg. (3.1)). Im Nachbehandlungszeitraum wurde eine Windgeschwindigkeit von 3,6 m/s unterstellt. Die Werte für den Wärmedurchlasswiderstand einer kunstharzvergüteten Schalungsplatte wurden Röhling (2009, S.74) entnommen:

$\lambda_{\text{Schalung}}$	0,125	trocken
$\lambda_{\text{Schalung}}$	0,25	feucht

**Tabelle 3.1:** Wärmedurchlasswiderstand der Schalung in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit in [W/mK]

$$\alpha = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_e} + \frac{d}{\lambda}} \quad (3.1)$$

(Rostásy und Krauß, 2001)

$\alpha$  ... Wärmeübergangszahl im eingeschalteten Zustand

$\alpha_e$  ... Wärmeübergangszahl (siehe Rostásy und Krauß (2001, Tab.5.5)) in [W/m<sup>2</sup>K]

$d$  ... Dicke der Schalung in [m]

$\lambda$  ... Wärmedurchlasswiderstand der Schalung in [W/mK]

Die Werte für den Wärmeübergang im eingeschalteten Zustand können der Tab. 3.2 entnommen werden.

$\alpha_{\text{Schalung}}$	7,5	trocken
$\alpha_{\text{Schalung}}$	10,5	feucht

**Tabelle 3.2:** Wärmeübergang im Nachbehandlungszeitraum in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit in  $[\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$

Der Wärmeübergang im ausgeschalteten Zustand wurde nach Röhling (2009, S.70) wie folgt ermittelt:

$\alpha_{\text{Luft}}$	$[18 + 15 \cdot v_{\text{Wind}}] / 3,6$	$v_{\text{Wind}} \leq 5 \text{ [m/s]}$
$\alpha_{\text{Luft}}$	$[25,6 \cdot (v_{\text{Wind}})^{0,78}] / 3,6$	$v_{\text{Wind}} > 5 \text{ [m/s]}$

**Tabelle 3.3:** Wärmeübergang bei freier Oberfläche in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit für eine mittlere Temperaturdifferenz  $\Delta T_{RL} = 15 \text{ K}$  in  $[\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$ , vgl. Röhling (2009, S.70)

Die Windgeschwindigkeit auf der Baustelle wurde nicht gemessen. Aus diesem Grund wurde die mittlere Tageswindgeschwindigkeit der Wetterdatenbank [www.wetter.com](http://www.wetter.com) (2010) entnommen und an die Höhenlage der Messstelle mit Hilfe der Glg. (3.2) angepasst.

$$v_{\text{Wind}}(z) = c(z) \cdot v_{\text{Wind}} \quad (3.2)$$

$$c(z) = 0,593 \cdot (z/10)^{0,42} \quad (3.3)$$

ÖNORM B 1991-1-4 (2006, S.5)

	$z \text{ [m]}$	$c(z) \text{ [-]}$
Messquerschnitt 1	70	1,34
Messquerschnitt 2	125	1,71

**Tabelle 3.4:** Höhenfaktor zur Umrechnung der mittleren Tageswindgeschwindigkeit

Die im Modell berücksichtigten Werte für den Wärmeübergang liegen in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit und der Höhenlage des Messabschnitts

zwischen 20 und 45 W/m<sup>2</sup>K. Die Sonneneinstrahlung wurde im Berechnungszeitraum nicht berücksichtigt, da von einer Verschattung durch die vorrückende Schalung in den Tagen nach dem Ausschalen des betrachteten Bauabschnitts ausgegangen werden kann.

## 3.2 Temperaturbestimmung im Bauteil

Zur Verifikation des Berechnungsmodells wurden in-situ-Messungen am Bauwerk durchgeführt und die Temperaturen im Bauteil sowie die Außenlufttemperatur aufgezeichnet. Gleichzeitig konnten durch den Kontakt mit der Baustelle wertvolle Informationen über thermische Randbedingungen während des Untersuchungszeitraums gewonnen werden.

### 3.2.1 Lage der Messquerschnitte

Um den Einfluss unterschiedlicher klimatischer Randbedingungen auf den Temperaturverlauf im Bauteil aufzeichnen zu können, wurden Messungen an zwei Querschnitten mit verschiedener Höhenlage durchgeführt. Die Lage der untersuchten Bauabschnitte ist Tab. 3.5 und Abb. 3.3 zu entnehmen.

	von	bis	Höhe in [m]	Lage
Messquerschnitt 1	25.05.2010	07.07.2010	70	Achse 17
Messquerschnitt 2	07.07.2010	05.08.2010	125	Achse 17

**Tabelle 3.5:** Messzeitraum und Lage der Messquerschnitte



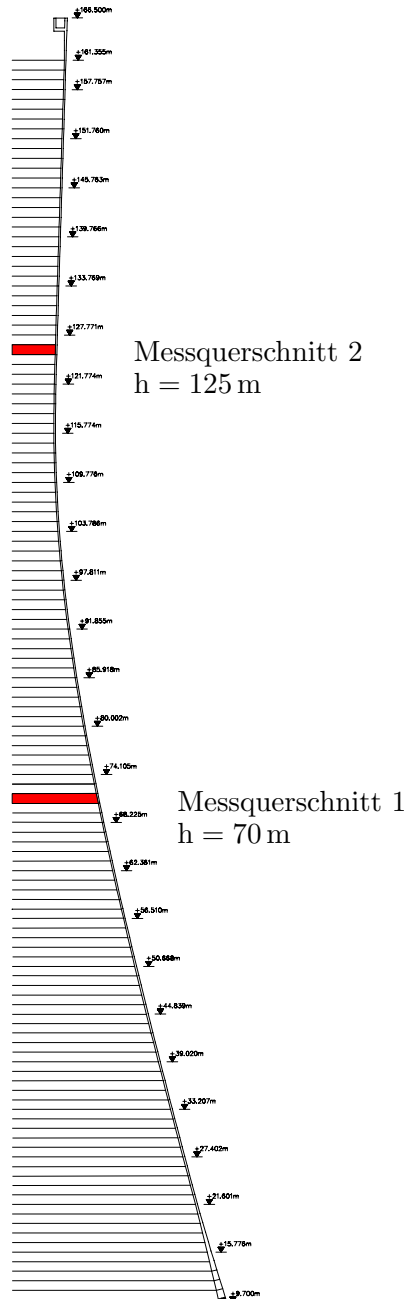
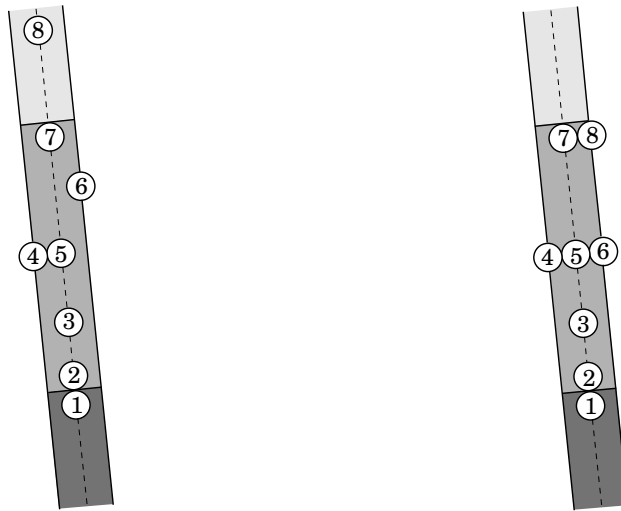


Abbildung 3.3: Lage der Messquerschnitte

### 3.2.2 Anordnung der Messpunkte im untersuchten Bauabschnitt

Um den Temperaturverlauf über die Bauteildicke zu erfassen, wurden Messpunkte an den Bauteilrändern und im Kern angeordnet. Neben dem Erwärmungsverhalten des jeweiligen Betonierabschnitts musste auch der Einfluss durch angrenzende Abschnitte untersucht werden. Zu diesem Zweck wurden im Randbereich und in den benachbarten Bauabschnitten ebenfalls Messpunkte appliziert.



**Abbildung 3.4:** Anordnung der Messpunkte in Messquerschnitt 1 (links) und Messquerschnitt 2 (rechts)

### 3.2.3 Messprogramm und Integration in den Baufortschritt

Zum Aufzeichnen der Bauteiltemperatur werden ein Datenlogger und Thermoelemente verwendet. Bei Thermoelementen handelt es sich um am Messort punktuell miteinander verbundene Drähte aus unterschiedlichen Metallen und Metall-Legierungen. Bei der Temperaturmessung wird der sogenannte thermoelektrische Effekt an deren Kontaktfläche ausgenutzt.

Die Temperatursensoren werden an den vorgesehenen Messpunkten appliziert und die Thermokabel mit dem Datenlogger verbunden, welcher auf der nach oben laufenden Kletterschalung befestigt ist. Die Thermoelemente benötigen eine an den Messzeitraum und die Klettergeschwindigkeit angepasste Länge und werden in der Schale nach oben geführt. Abb. 3.5 skizziert die Vorgehensweise beim Einbau der Messtechnik.

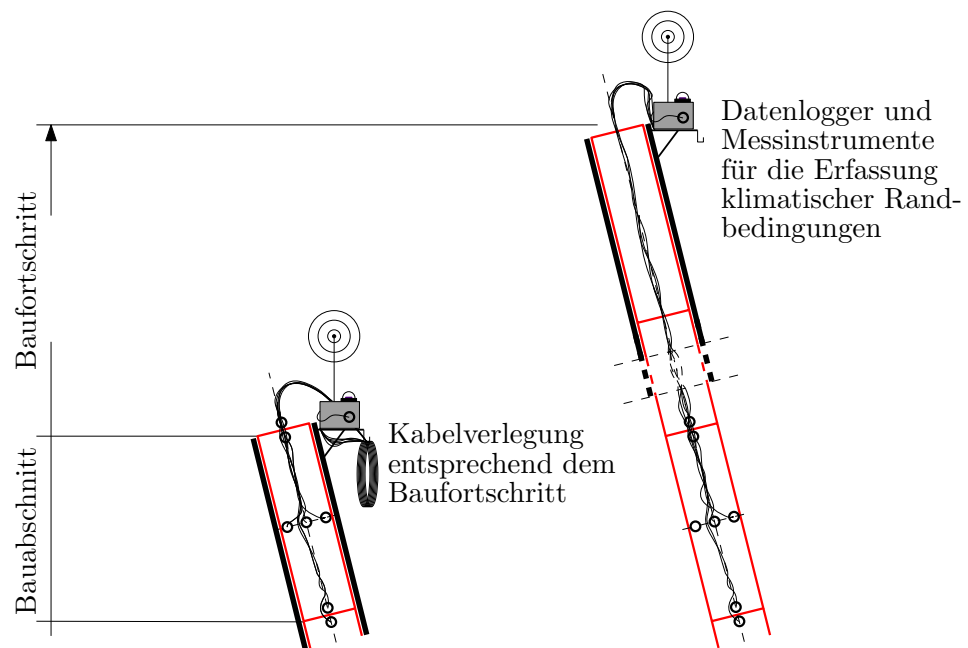


Abbildung 3.5: Installation der Messtechnik, siehe Tue und Schlicke (2009c, S.7)

Die Messungen wurden bis zur Fertigstellung des Kühlturms durchgeführt. Für die Inbetriebnahme von Messabschnitt 2 wurden die Messungen von Messabschnitt 1 beendet. Zu diesem Zeitpunkt ist dessen Hydratation bereits abgeschlossen.

Diese Installationsvariante ermöglicht eine permanente Erreichbarkeit der Messtechnik. Dadurch ergeben sich Vorteile betreffend der Stromversorgung und der späteren Deinstallation des Datenloggers.

### 3.2.4 Messergebnisse

#### Messquerschnitt 1

Da die Temperatur der Außenluft beim Betoneinbau zirka  $10^{\circ}\text{C}$  unter der des Frischbetons liegt, sinkt die Betontemperatur zunächst. Dieses Verhalten ist an der ungeschützten Bauteiloberseite (Messpunkt 7, Abb. 3.6) besonders markant. Nach 12 Stunden ist ein geringer Anstieg durch die Entwicklung von Hydratationswärme erkennbar. Im oberen Bereich des Bauteils ist eine weitere Temperaturzunahme durch den Einfluss des darüber liegenden, nach 24 Stunden

eingebauten Bauabschnitts vorhanden. Ab dem Ausschalen nach 48 Stunden folgt die Bauteiltemperatur bereits dem Tagesgang der Außenlufttemperatur und weist keinen Einfluss durch Hydratationswärme mehr auf.

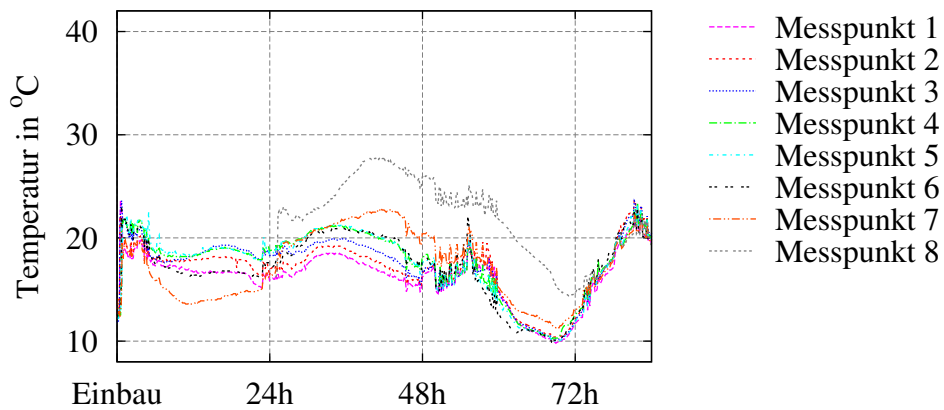


Abbildung 3.6: gemessene Bauteiltemperatur am Messquerschnitt 1

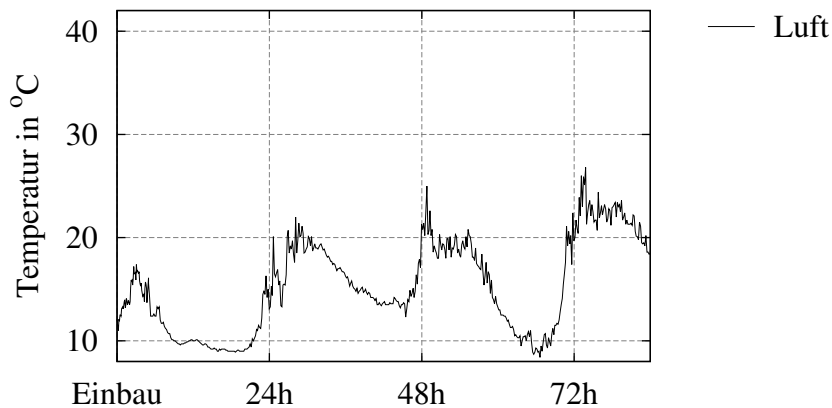


Abbildung 3.7: gemessene Außenlufttemperatur am Messquerschnitt 1

### Messquerschnitt 2

Durch ein höheres Temperaturniveau der Außenluft als am Messquerschnitt 1 ist der Temperaturanstieg durch die Hydratationswärme stärker ausgeprägt und nur an der Bauteiloberseite ist ein Temperaturabfall nach dem Betonieren zu

verzeichnen. Auf die Dauer der Hydratationswärmeeinwirkung hat dies jedoch keinen Einfluss.

Aufgrund der Beschädigung eines Thermoelements im Zuge der Betonierarbeiten, liegen für den Messpunkt 4 keine Messergebnisse vor.

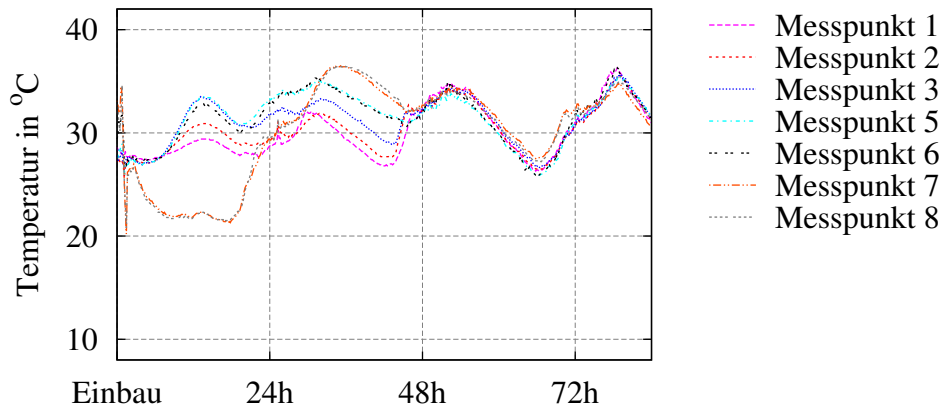


Abbildung 3.8: gemessene Bauteiltemperatur am Messquerschnitt 2

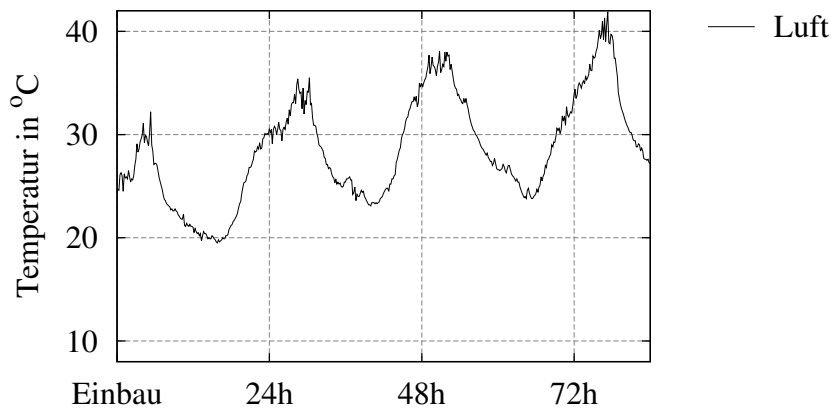


Abbildung 3.9: gemessene Außenlufttemperatur am Messquerschnitt 2

Fazit: Nach dem Ausschalen folgen die Temperaturen im Bauteil dem Tagesgang der Außenluft. Beanspruchungen aus Hydratationswärme treten dann nicht mehr auf. Die Berechnungen werden daher auf einen Zeitraum von 84 Stunden begrenzt.

---

## Kapitel 4

# Spannungsermittlung mit Hilfe numerischer Berechnungen

Die Spannungsermittlung erfolgte unter Verwendung des FE-Programms Sofistik. Finite-Elemente-Programme erlauben die dreidimensionale Abbildung des Bauteils und bieten die Möglichkeit den Hydratationsverlauf (Abs. 2.1) und die Einflüsse im Erhärungszeitraum (Abs. 3.1) sowie die daraus entstehenden Wärmefelder realistisch abzubilden. Außerdem bestehen Methoden um die Entwicklung der Festigkeitseigenschaften und das viskoelastische Betonverhalten (Abs. 2.3) zu erfassen.

Nachstehend wird auf theoretische Grundlagen zu Zwangsspannungen eingegangen und das Berechnungsmodell beschrieben.

### 4.1 Grundlagen zur Ermittlung von Zwangsspannungen

An dieser Stelle werden die Mechanismen bei der Entstehung von Zwangsspannungen erläutert und die verschiedenen Arten des Zwangs werden charakterisiert.

#### 4.1.1 Vorgänge bei der Entstehung von Zwangsspannungen

Um die Entstehung von Zwangsspannungen zu erläutern, wird das Modell eines durch Hydratation erwärmten und anschließend verformungsbehindert auskühlenden Betonkörpers betrachtet. Die in der Beschleunigungsphase der Hydratation (siehe Phase 3 in Abb. 2.1) stattfindende Temperaturerhöhung führt zu einer Ausdehnung des betrachteten Körpers. Erst nachdem sich die mechanischen Eigenschaften des Betons entwickelt haben, können Druckspannungen entstehen. Dieser Zeitpunkt ist durch die erste Nullspannungsgrenze

gekennzeichnet (siehe Punkt 1 in Abb. 4.1). Die Druckspannungen sind anfänglich noch nicht stark ausgeprägt und werden außerdem durch die Viskoelastizität (Abs. 2.3.2) verringert. Der Verlauf beim Aufbau der Druckspannungen ist durch die abnehmende Relaxationsfähigkeit gekennzeichnet. Ist die maximale Bauteiltemperatur (Punkt 2) erst überschritten, werden die Druckspannungen durch Zusammenwirken des Temperaturrückgangs und der Relaxation rasch abgebaut und die zweite Nullspannung wird erreicht (Punkt 3). Durch die weitere Temperaturabnahme entstehen Zugspannungen, welche aufgrund der wachsenden mechanischen Eigenschaften und des geringer werdenden Abbaus durch Relaxation, stetig zunehmen. Überschreiten die zunehmenden Zugspannungen die sich im Bauteil entwickelnde Zugfestigkeit (wie in Punkt 4 angedeutet), können Risse entstehen. (Röhling, 2009, S.141f)

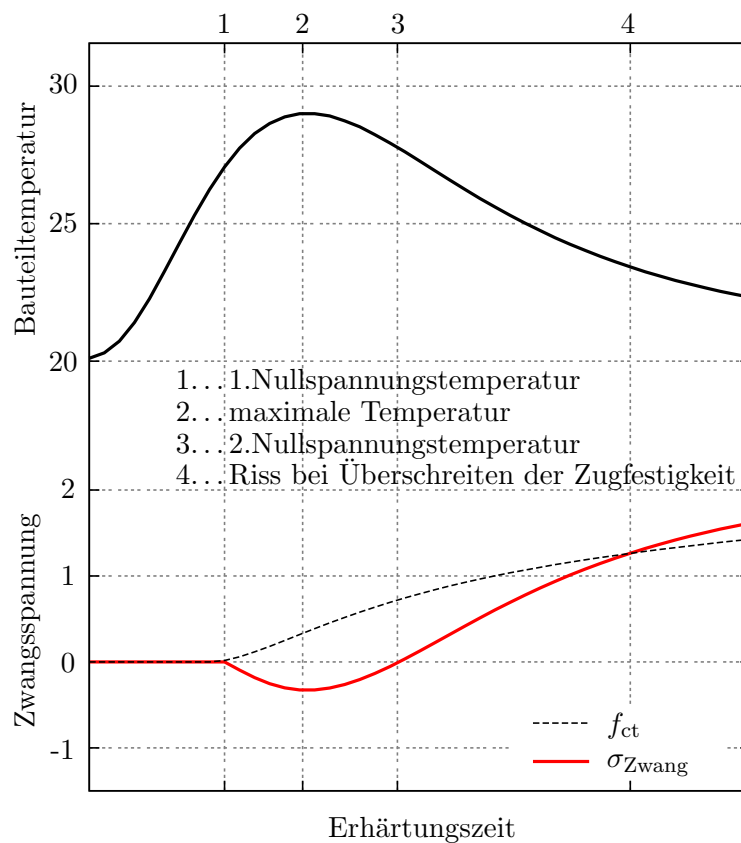


Abbildung 4.1: Entwicklung der Temperatur und der Zwangsspannung während der Erhärtung

### 4.1.2 Voraussetzungen für das Auftreten von Zwangsspannungen

Vereinfacht dargestellt ergibt sich die Zwangsspannung  $\sigma_R$  zu:

$$\sigma_R = \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_c \cdot \psi \cdot R \quad (4.1)$$

$\Delta T$  ... Beanspruchung

$\alpha_T \cdot E_c \cdot \psi$  ... Eigenschaften des Betons

$R$  ... Konstruktive Randbedingungen

Die Beanspruchung  $\Delta T$  ist die messbare Temperaturdifferenz im Bauteil. Diese wird von den in Abs. 2.2 beschriebenen thermischen Eigenschaften und den Umgebungsbedingungen hervorgerufen. Auf die Eigenschaften des Betons ( $\alpha_T$ ,  $E_{ct}$ ,  $\psi$ ) wurde bereits in Abs. 2.3 eingegangen. Wie auch die Formel widerspiegelt, sind Verformungen nur dann mit Spannungen verbunden, wenn eine Behinderung  $R$  auftritt und die freie Beweglichkeit des Bauteils eingeschränkt ist. Dies ist bei der Ausführung von Bauwerken unvermeidbar.

#### Ursachen für Verformungsbehinderung

Zwangsspannungen können durch innere und äußere Verformungsbehinderungen hervorgerufen werden. Die hier folgenden Erläuterungen lehnen sich an Röhling (2009, S.143ff).

Zufolge des durch Hydratation hervorgerufenen Temperaturanstiegs erwärmt sich das Bauteil. In der Regel findet an den Außenseiten ein Temperaturabfall statt. Diese Bereiche verlieren ihre Wärme an die Luft, den Baugrund oder angrenzende Bauteile mit geringerer Temperatur. Im Kern jedoch staut sich die Wärme aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit von Beton. Durch dieses Temperaturgefälle entstehen über den Querschnitt Eigenspannungen (innere Verformungsbehinderungen) - im Kern Druck- und im Randbereich Zugspannungen. Nach Überschreiten der Maximaltemperatur kehrt sich dieses Verhältnis um. Während der Rand Druck erhält, führt die stärkere Abkühlung in der Querschnittsmittle zu Zugspannungen.



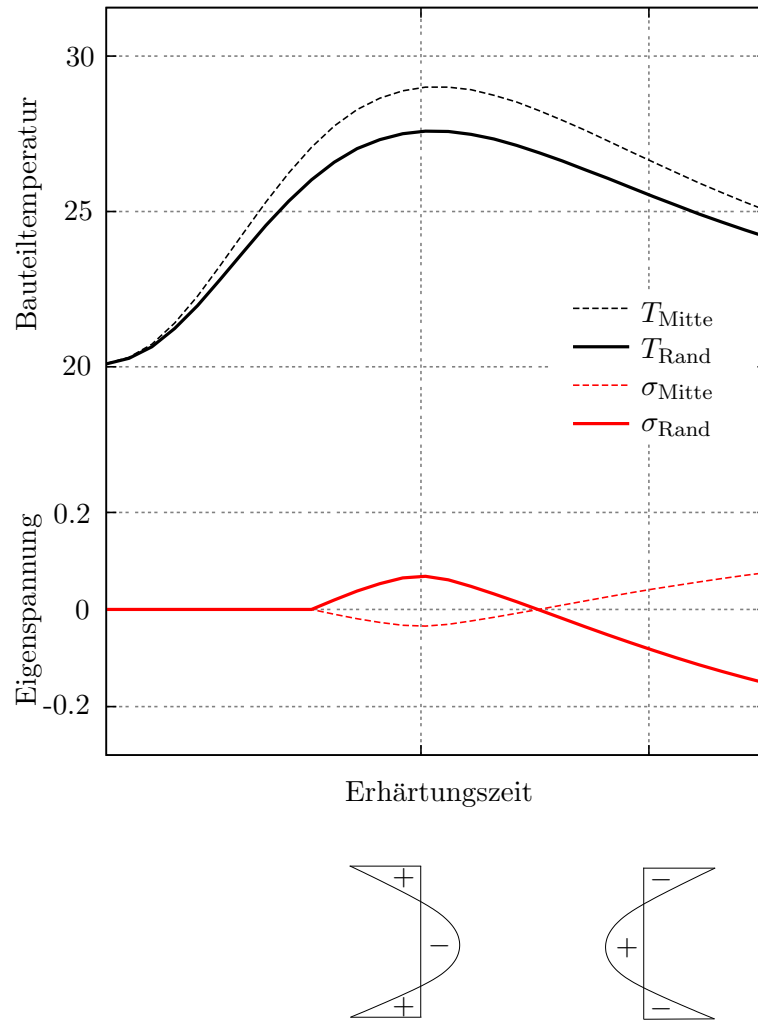


Abbildung 4.2: Eigenspannungen im Bauteil

Tritt in diesem Zusammenhang gleichzeitig eine äußere Verformungsbehinderung auf, beispielsweise wenn gegen den Untergrund oder angrenzende bereits bestehende Bauabschnitte betoniert wird, werden die von außen messbaren Temperaturverformungen behindert und es entstehen weitere Zwangsspannungen. Deren Höhe wird vom Behinderungsgrad bestimmt, welcher von der Steifigkeit des einspannenden Bauteils und den Eigenschaften der Kontaktfläche abhängt. Diese Einbausituation ist beim Kletterverfahren (siehe Abs. 3.1.1) anzutreffen. Kommt es außerdem zu einem Temperaturunterschied an den Außenseiten, wird eine Verkrümmung des Bauteils hervorgerufen. Eine Behinderung dieses Verformungsbestrebens erzeugt Biegespannungen.

#### 4.1.3 Verknüpfung von Temperaturfeld und der zugehörigen Spannungsantwort im Bauteil

Die folgenden Erläuterungen und Darstellungen sind an Eierle und Schikora (2000a, S.677f) angelehnt. Dort wird gezeigt, dass das Temperaturfeld in einem hydratisierenden Bauteil in Anteile zerlegt werden kann, die sich den verschiedenen Arten von Zwangkräften zuordnen lassen. Entsprechend Abb. 4.3 kann das Temperaturfeld in einen konstanten ( $\Delta T_{\text{konst}}$ ), einen linearen ( $\Delta T_{\text{linear}}$ ) und einen Eigenanteil ( $\Delta T_{\text{nicht-linear}}$ ) zerlegt werden. Je nach vorhandener Behinderungssituation erzeugen diese Anteile Zwangkräfte, die nachfolgend beschrieben werden.

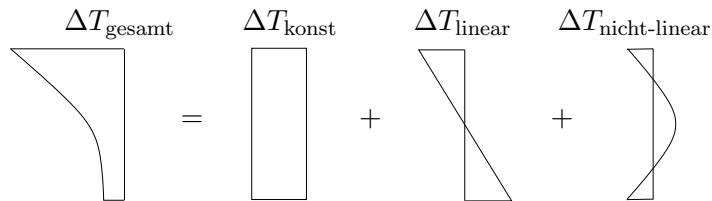


Abbildung 4.3: Spannungswirksame Temperaturanteile

#### Zwang infolge äußerer Behinderung von $\Delta T_{\text{konst}}$

Wirkt eine konstante Temperaturänderung auf ein Bauteil ein, will dieses sich verkürzen oder verlängern. Ist dies aufgrund einer äußeren Behinderung nicht möglich, entsteht zentrischer Zwang (Abb. 4.4). Bei einer exzentrisch angreifenden äußeren Behinderung ist im Randbereich zusätzlich Biegezwang zu erwarten (Abb. 4.5).



Abbildung 4.4: Entstehung von zentrischem Zwang infolge einer äußeren Behinderung

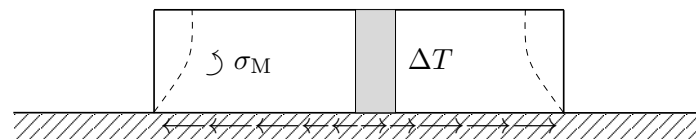


Abbildung 4.5: Entstehung von Biegespannungen infolge einer exzentrisch angreifenden äußeren Behinderung

**Zwang infolge Behinderung von  $\Delta T_{\text{linear}}$  (Aktivierung des Eigengewichts)**

Eine lineare Temperaturänderung führt zur Verkrümmung des Bauteils. In Abb. 4.6 wird gezeigt, dass infolge des vertikalen Verformungsbestrebens das Eigengewicht aktiviert wird und Biegezwang entsteht.

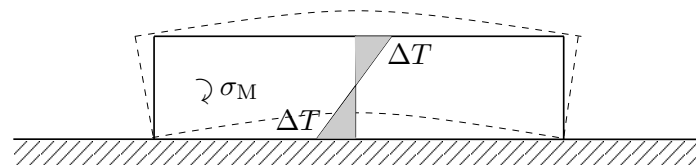


Abbildung 4.6: Entstehung von Biegezwang infolge der Aktivierung des Eigengewichts

**Zwang infolge Behinderung von  $\Delta T_{\text{nicht-linear}}$**

Das Ebenbleiben des Querschnitts bedingt eine Behinderung des nicht-linearen Temperaturanteils. Daraus folgt, dass Eigenspannungen im Bauteil immer auftreten. (Abb. 4.7)

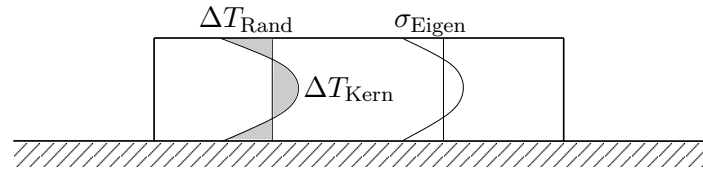


Abbildung 4.7: Eigenspannungen infolge des Ebenbleibens des Querschnitts

#### 4.1.4 Zerlegung der Temperatur- und Spannungsverteilung über den Querschnitt

Die Zerlegung in konstanten, linearen und nicht-linearen Anteil erfolgt für Temperatur und Spannung analog. Die Aufspaltung erfolgt zunächst in der Querrichtung der Wand. Die dafür verwendeten Näherungsformeln sind in Eierle und Schikora (2000b, S.86) angeführt und basieren auf einem parabolischen Verlauf des nicht-linearen Anteils.

konstanter, über die Querschnittsbreite gleichmäßig verteilter Anteil:

$$\sigma_{K,quer}(z) = \frac{4 \cdot \sigma_m(z) + \sigma_{li}(z) + \sigma_{re}(z)}{6} \quad (4.2)$$

linearer Anteil:

$$\sigma_{L,quer}(z) = \frac{\sigma_{li}(z) - \sigma_{re}(z)}{2} \quad (4.3)$$

nicht-linearer Spannungsanteil am Rand:

$$\sigma_{NL,Rand,quer}(z) = \frac{\sigma_{li}(z) + \sigma_{re}(z) - 2 \cdot \sigma_m(z)}{3} \quad (4.4)$$

nicht-linearer Spannungsanteil im Kern:

$$\sigma_{NL,Kern,quer}(z) = -\frac{\sigma_{NL,Rand}(z)}{2} \quad (4.5)$$

Da die in Abhängigkeit von der Wandhöhe vorliegenden konstanten Anteile unterschiedlich sind, wird eine weitere Zerlegung vorgenommen. Die nicht-linearen Anteile über die Höhe weisen keinen parabolischen Verlauf auf. Die Zerlegung erfolgt daher mit Hilfe der Gleichungen Glg. (4.6), Glg. (4.7) und Glg. (4.8). Abb. 4.8 veranschaulicht die Vorgehensweise.

konstanter, über die Querschnittshöhe gleichmäßig verteilter Spannungsanteil:

$$\sigma_K = \frac{1}{h} \int_{-0,5h}^{0,5h} \sigma_{K,quer}(z) dz \quad (4.6)$$

linearer Spannungsanteil:

$$\sigma_L = \frac{12}{h^2} \int_{-0,5h}^{0,5h} z \cdot \sigma_{K,quer}(z) dz \quad (4.7)$$

nicht-linearer Spannungsanteil:

$$\sigma_{NL} = \sigma_{K,quer}(z) - (\sigma_K + \sigma_L) \quad (4.8)$$

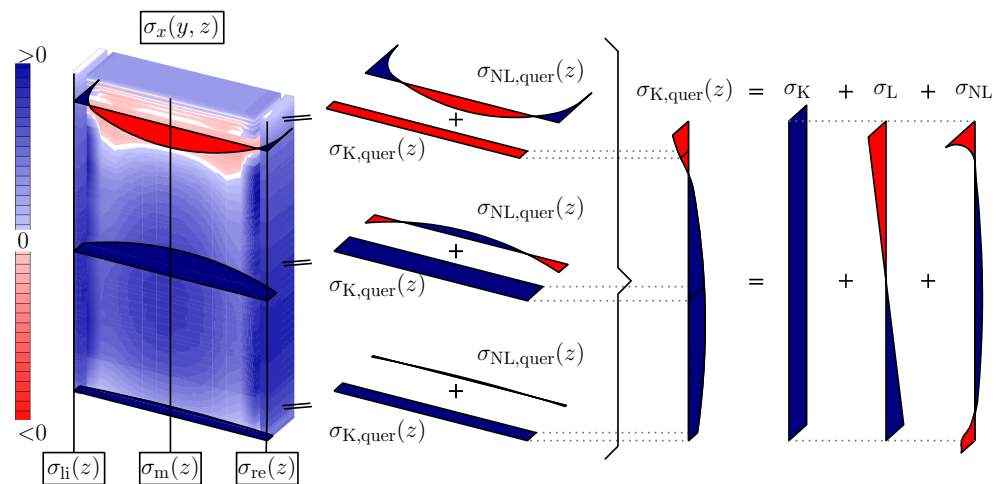


Abbildung 4.8: Ermittlung des im Wandquerschnitt konstant wirkenden Spannungsanteils, siehe Tue und Schlicke (2009a, S.13)

## 4.2 Berechnungsmodell

Die Berechnung der Temperaturgeschichte und der daraus resultierenden Beanspruchungen wurde mit Hilfe des FE-Programms Sofistik durchgeführt. Dabei kamen die Module Aqua, Sofimshc, Sofimsha, Hydra und Ase zum Einsatz. Es wurde unter Ausnutzung der Symmetrie ein  $30^\circ$  Ausschnitt des Kühlturm-rings abgebildet.

Um zwischen den Bauabschnitten eine Wechselwirkung der Temperaturverformungen zu erzeugen, schließt das Modell vier aufeinander folgende Bauabschnitte ein und weist somit eine Höhe von  $4 \times 1,20 \text{ m} = 4,80 \text{ m}$  auf. Der in Folge betrachtete Bauabschnitt 3 (rot, Abb. 4.10) weist der Realität entsprechende Randbedingungen auf.

Die Dicke der Schale beträgt 20 cm. Das System ist an der Sohle unverschieblich gelagert um die Einspannung durch darunterliegende Bauabschnitte mit bereits ausgeprägten Festigkeitseigenschaften zu simulieren. Die seitlichen Ränder sind über die gesamte Höhe den Symmetriebedingungen entsprechend gelagert. Die Bauabschnitte werden, dem Baufortschritt entsprechend (Abs. 3.1.1), angeschaltet. Abb. 4.9 zeigt das Berechnungsmodell.

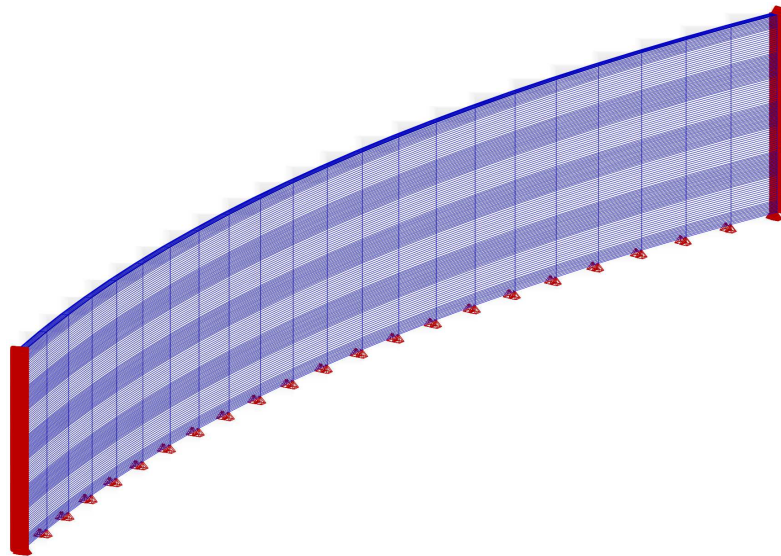


Abbildung 4.9: Berechnungsmodell (Sofistik)

### 4.2.1 Ortsdiskretisierung

Für eine realistische Berechnung von Temperaturfeldern mit Finiten Elementen hat die Netzfeinheit einen hohen Stellenwert. Eine besonders feine Elementteilung wurde daher in Bereichen gewählt, die einer großen Temperaturgradienten unterliegen. Dies ist an den Bauteilrändern und Übergangszonen zu angrenzenden Bauabschnitten gegeben (siehe Abb. 4.10).

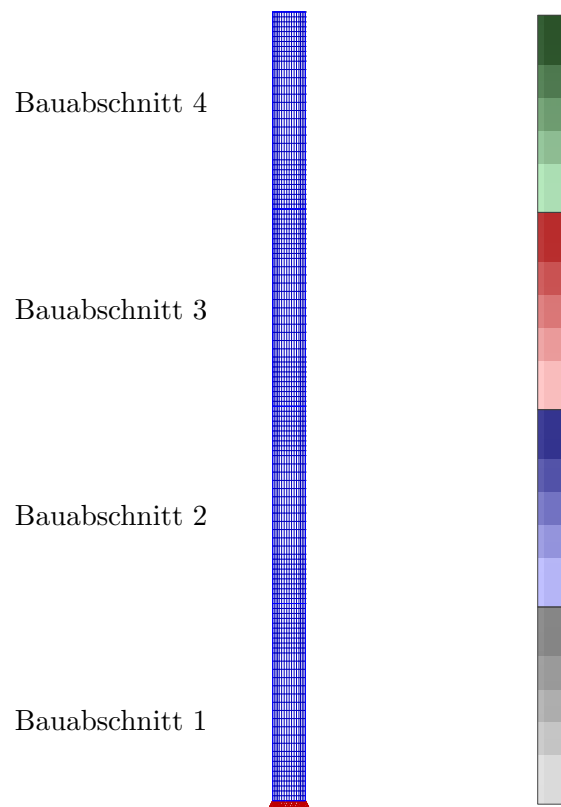


Abbildung 4.10: Elementteilung und Gruppensteuerung

### 4.2.2 Zeitdiskretisierung

Aufgrund des zeitlichen Bezugs aller Eingangsgrößen der Berechnung hat die Berechnung schrittweise zu erfolgen.

Dabei ist die Schrittweite so zu wählen, dass der kontinuierlichen Veränderung der zeitabhängigen Parameter oder Eingangsgröße gefolgt werden kann. Weil das Programm je Zeitschritt nur konstante Eingangsgrößen zulässt, muss die Schrittweite so gewählt werden, dass im Zeitschritt von einem näherungsweise konstanten Zustand aller Eingangsparameter ausgegangen werden kann. Es ist daher notwendig, diese bei dem schnell voranschreitenden Hydratationsverlauf zu Beginn klein zu wählen. Zugunsten eines niedrigeren Rechenaufwandes können spätere Zeitpunkte in der Berechnung mit größeren Schrittweiten abgebildet werden.

Die zeitliche Verzögerung beim Einbau der Bauabschnitte hat zur Folge, dass die unterschiedliche Wärmefreisetzung und ein zeitlich versetztes Erstarren berücksichtigt werden müssen, weil sich Auswirkungen auf die Temperaturschicht und die Verformungsbehinderung ergeben. Der Hydratationsfortschritt - und von diesem abhängig der Beginn der Steifigkeitsentwicklung - wurde im Berechnungsmodell für jeden Zeitschritt elementweise ermittelt.

Die inkrementellen Spannungszuwächse  $\Delta\sigma_R$  werden auf die Spannung aus dem vorangegangenen Lastschritt aufsummiert. Unter Berücksichtigung der Relaxation hat die Berechnung die in Glg. (4.9) dargestellte Form. Die Tatsache, dass nicht jeder Spannungszuwachs getrennt der Relaxation unterworfen wird, bleibt hier unberücksichtigt.

$$\sigma_R(t) = [\sigma_R(t-1) + \Delta\sigma_R(t)] \cdot \psi(t, t_0) \quad (4.9)$$

## 4.3 Verifikation des Modells anhand der Temperaturegebnisse

Eine Beschreibung des Messprogramms sowie die Ergebnisse der Temperaturmessungen sind in Abs. 3.2 zu finden.

Die folgenden Diagramme zeigen, dass die Temperaturentwicklung unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Materialeigenschaften und der klimatischen Randbedingungen in beiden Messabschnitten mit einer guten Übereinstimmung abgebildet werden kann.



### 4.3.1 Messquerschnitt 1

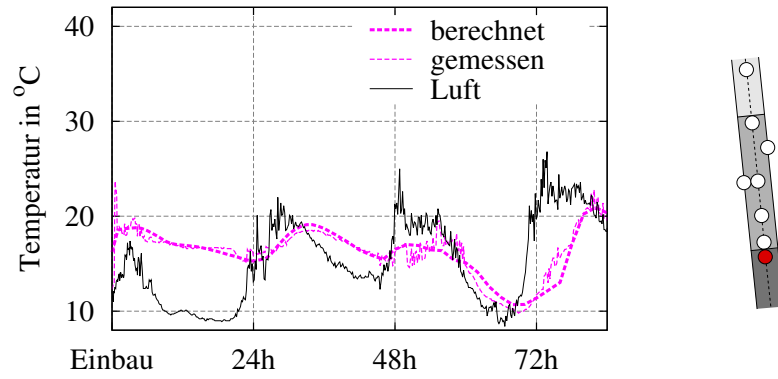


Abbildung 4.11: Temperaturentwicklung am Messpunkt 1

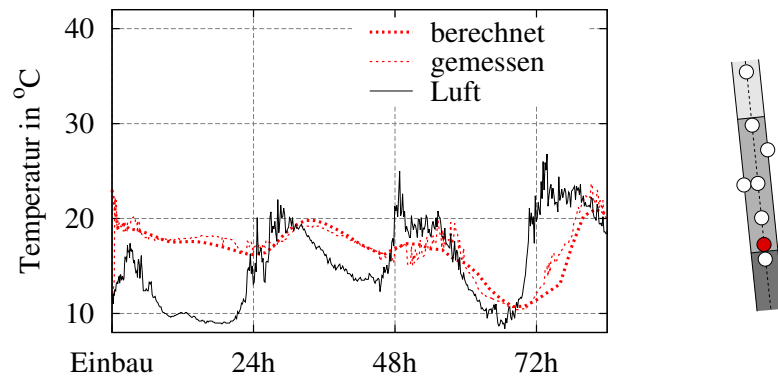


Abbildung 4.12: Temperaturentwicklung am Messpunkt 2

#### 4. Spannungsermittlung mit Hilfe numerischer Berechnungen

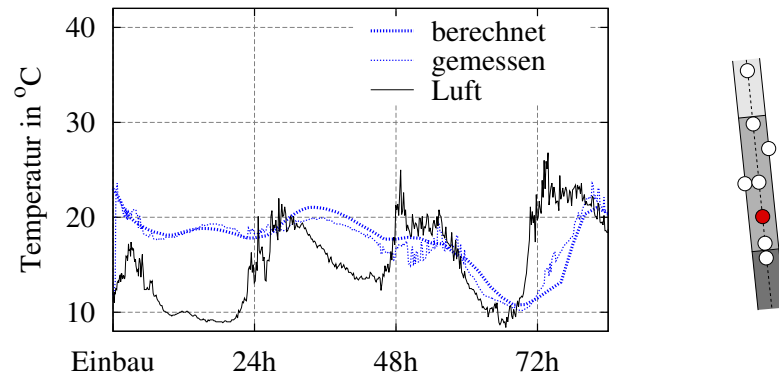


Abbildung 4.13: Temperaturentwicklung am Messpunkt 3

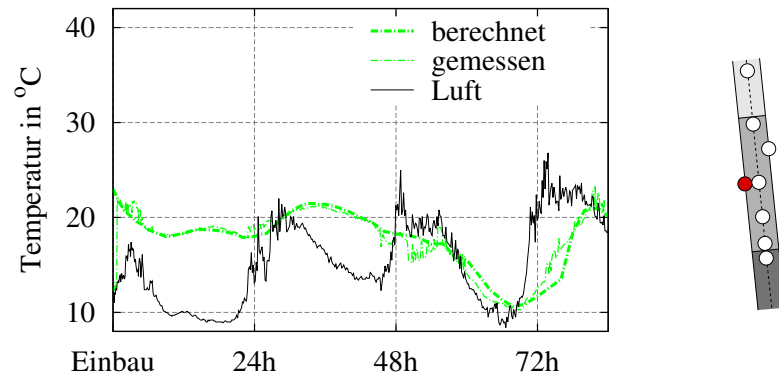


Abbildung 4.14: Temperaturentwicklung am Messpunkt 4

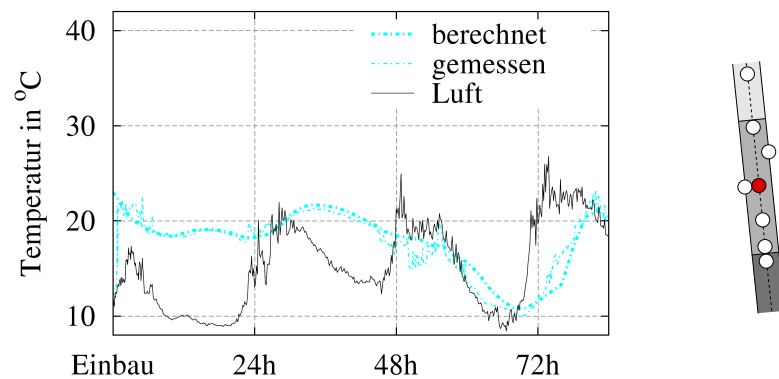


Abbildung 4.15: Temperaturentwicklung am Messpunkt 5

4. Spannungsermittlung mit Hilfe numerischer Berechnungen

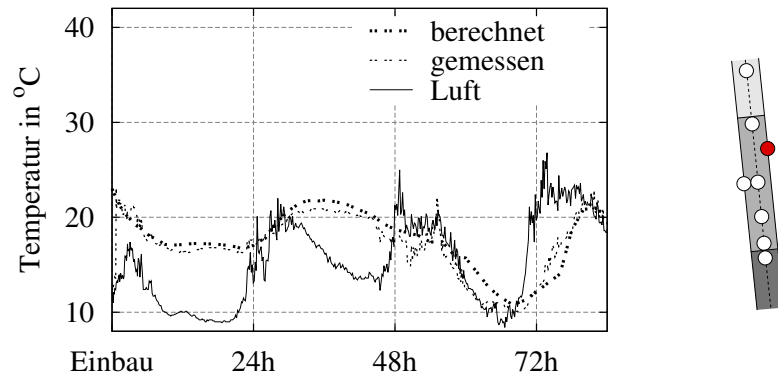


Abbildung 4.16: Temperaturentwicklung am Messpunkt 6

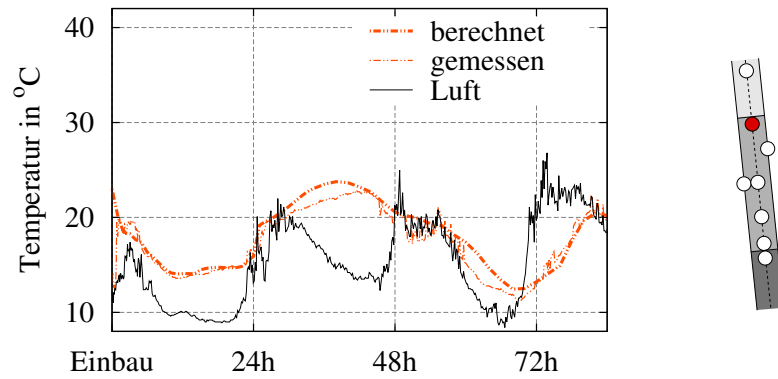


Abbildung 4.17: Temperaturentwicklung am Messpunkt 7

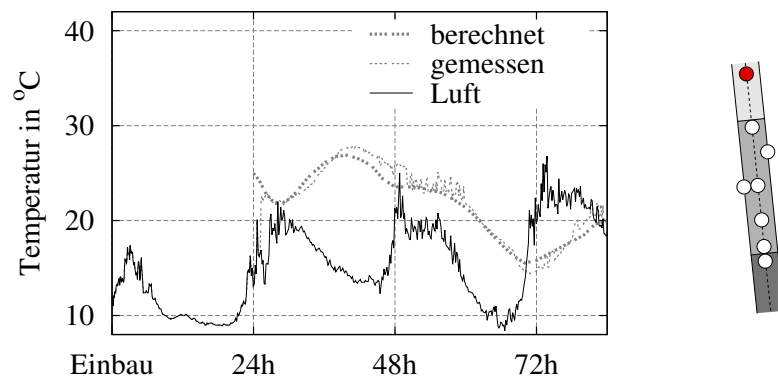


Abbildung 4.18: Temperaturentwicklung am Messpunkt 8

### 4.3.2 Messquerschnitt 2

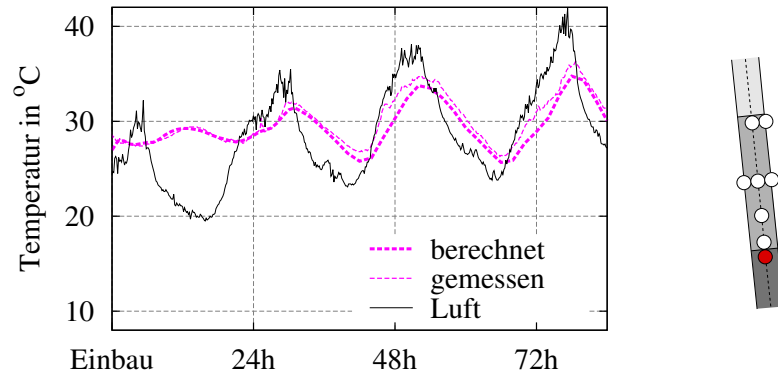


Abbildung 4.19: Temperaturentwicklung am Messpunkt 1

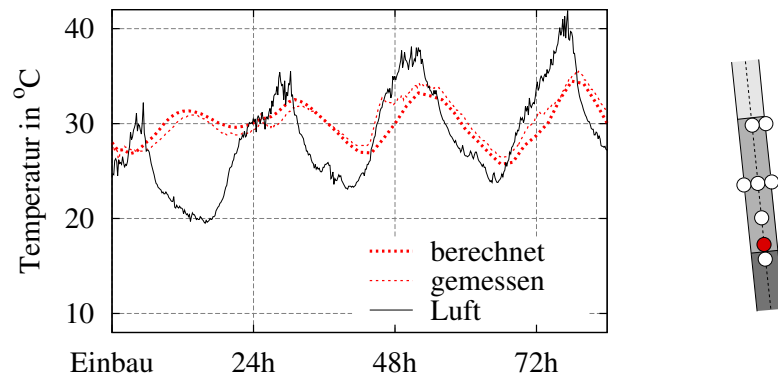


Abbildung 4.20: Temperaturentwicklung am Messpunkt 2

4. Spannungsermittlung mit Hilfe numerischer Berechnungen

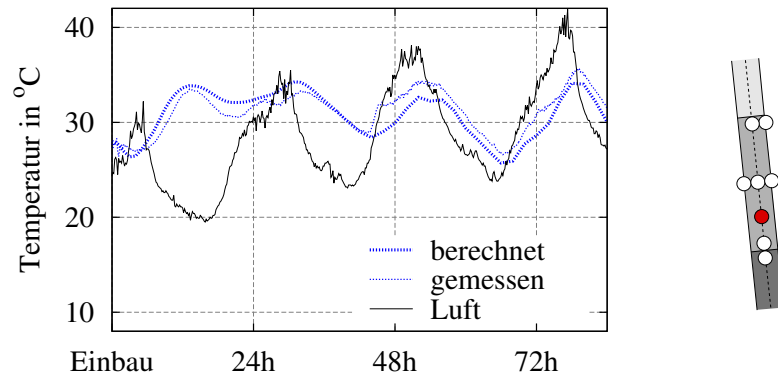


Abbildung 4.21: Temperaturentwicklung am Messpunkt 3

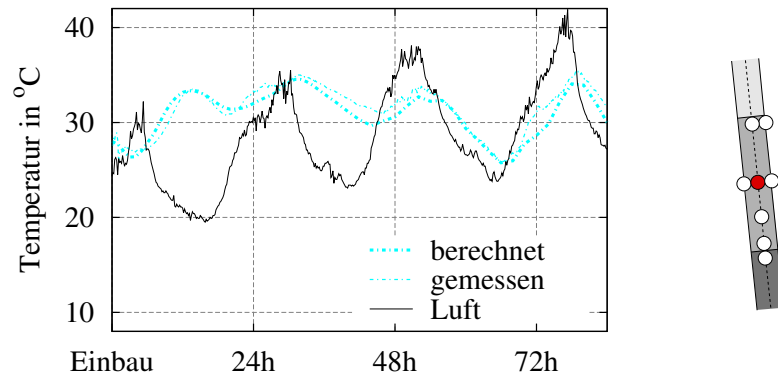


Abbildung 4.22: Temperaturentwicklung am Messpunkt 5

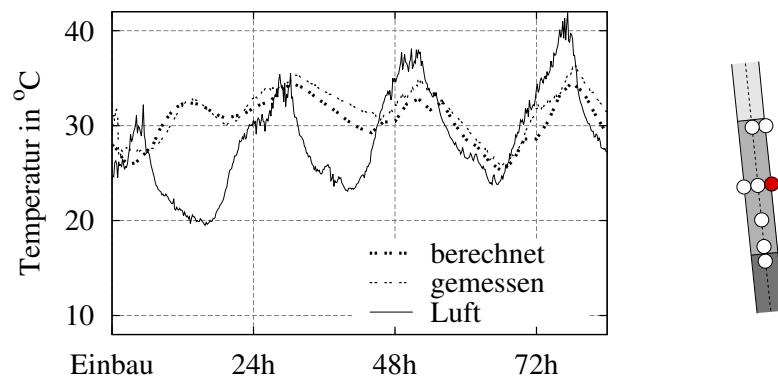


Abbildung 4.23: Temperaturentwicklung am Messpunkt 6

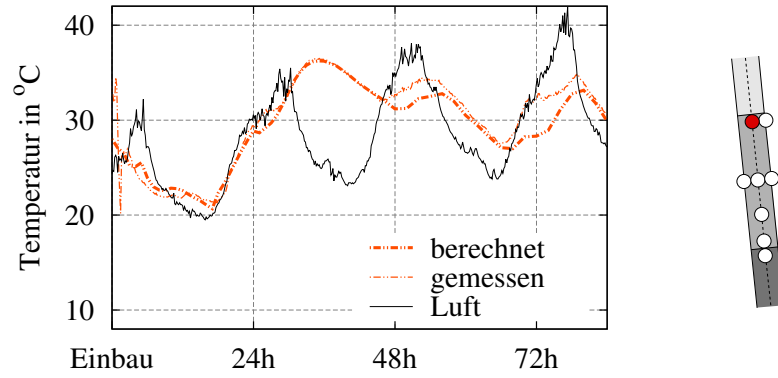


Abbildung 4.24: Temperaturentwicklung am Messpunkt 7

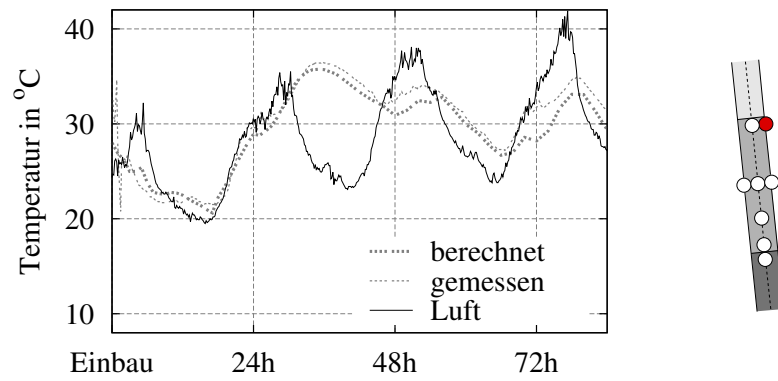


Abbildung 4.25: Temperaturentwicklung am Messpunkt 8

---

## Kapitel 5

# Beanspruchungsanalyse eines repräsentativen Bauabschnitts

Im folgenden Kapitel werden die gewonnenen Erkenntnisse aus den Untersuchungen am Bauwerk (Kapitel 3) auf das Berechnungsmodell (Abs. 4.2) angewandt und der Zusammenhang zwischen thermischer Entwicklung und Beanspruchung ermittelt.

### 5.1 Temperaturfeld und kritische Spannungszustände im Querschnitt

Für die Untersuchung von Temperaturfeld und kritischen Spannungszuständen wurden die Temperaturentwicklung im Bauteil sowie die daraus resultierenden Spannungen für unterschiedliche Randbedingungen betrachtet:

1. isotherme Randbedingungen,
2. Berücksichtigung des Einflusses der Kletterschalung auf die isothermen Randbedingungen,
3. Berücksichtigung des Einflusses der klimatischen Randbedingungen
  - a) Messquerschnitt 1 und
  - b) Messquerschnitt 2 und
4. Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens auf die Zwangbeanspruchung von 2. und 3.b)

### 5.1.1 Beanspruchung unter isothermen Randbedingungen

Im ersten betrachteten Fall wurden isotherme Randbedingungen unterstellt. Die Außenlufttemperatur und der Wärmeübergangskoeffizient wurden für den gesamten Betrachtungszeitpunkt konstant angesetzt (Tab. 5.1).

Außenlufttemperatur	konstant 15 °C
Wärmeübergangskoeffizient	konstant 20 W/m <sup>2</sup> K
Frischbetontemperatur für alle Schichten	20 °C

**Tabelle 5.1:** Randbedingungen

In Abb. 5.1 und Abb. 5.2 wird der Temperaturverlauf im Berechnungszeitraum dargestellt. Zum Einbauzeitpunkt des betrachteten Bauabschnitts (rot) weist der Bauabschnitt unten (blau) keine Einflüsse durch Hydratationswärme mehr auf. Der Bauabschnitt in der Mitte kühlt nach dem Einbau ab, bis nach etwa sechs Stunden die Freisetzung von Hydratationswärme zu einem Temperaturanstieg führt.

Der nach 24 Stunden betonierte oben liegende Bauabschnitt (grün) erwärmt die angrenzende Randzone des darunterliegenden Bauabschnitts merkbar. Nach 48 Stunden befindet sich der betrachtete Bauabschnitt infolge des angestrebten Temperatenausgleichs mit der Außenluft in der Auskühlung.

Unter isothermen Randbedingungen wiederholt sich dieses Verhalten für jeden Betonierabschnitt, wobei die Randbereiche von benachbarten Bauteilen ähnliche Temperaturverläufe aufweisen. Dabei ist das Temperaturfeld über die Höhe nicht gleichmäßig, jedoch ist die Wechselwirkung in der Arbeitsfuge zwischen diesen Bauabschnitten gering.



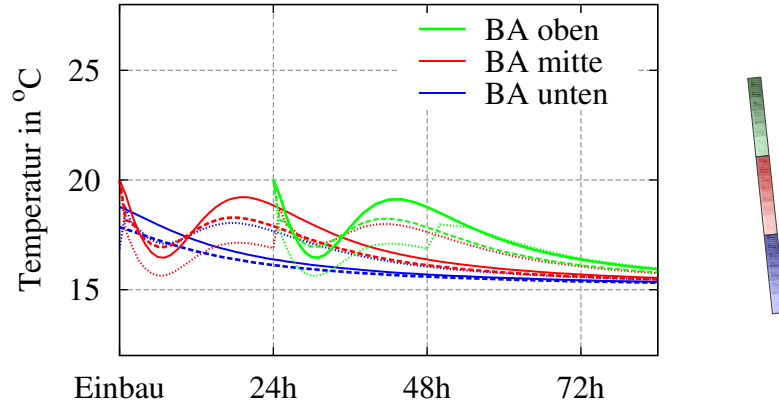


Abbildung 5.1: Temperaturentwicklung

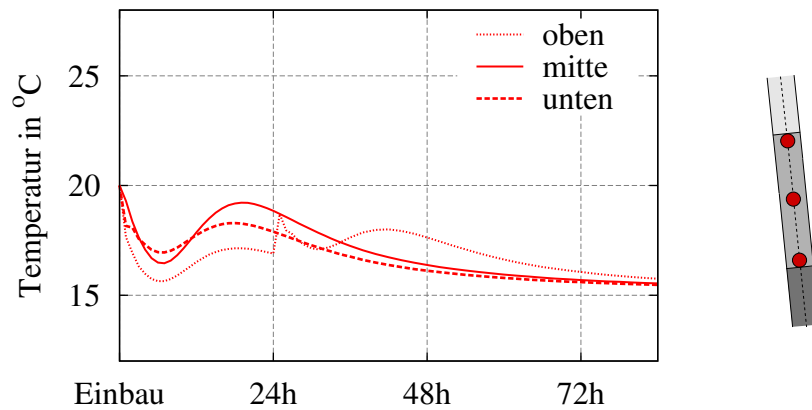


Abbildung 5.2: Temperaturentwicklung im betrachteten Bauteil

Die Temperaturverteilung wurde wie in Abs. 4.1.4 beschrieben in Anteile zerlegt. Die Entwicklung des konstanten Temperaturanteils ist in Abb. 5.3 dargestellt. Mit dem Fokus auf die im Bauteil entstehende Spannung wirkt sich dieser Temperaturanteil erst mit dem Erhärtungsbeginn des Betons aus. Abb. 5.4 veranschaulicht die dann verbleibenden Temperaturanteile bezogen auf den betrachteten Bauabschnitt in der Mitte.

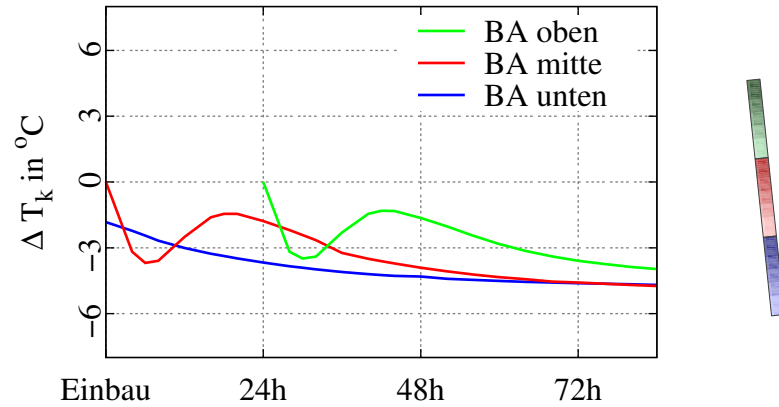


Abbildung 5.3: konstanter Temperaturanteil

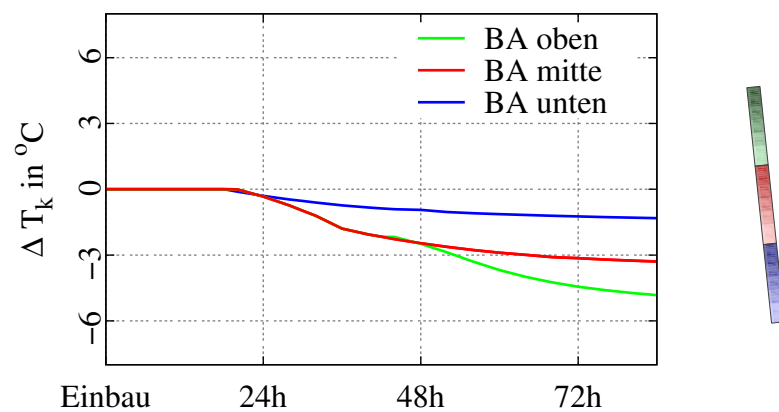


Abbildung 5.4: konstanter Temperaturanteil mit Berücksichtigung des Erhärtungsbeginns

Die Bauteilerwärmung findet gänzlich vor dem Erhärtungsbeginn statt. Anschließend kühlt der betrachtete Bauabschnitt rascher als die darunterliegende Betonlamelle aus (Abb. 5.4) und das Verkürzungsbestreben wird behindert. Dies führt zu Zugspannungen. An der Oberseite treten Druckspannungen als Reaktion auf die Erwärmung durch den oberliegenden Bauabschnitt auf. Die Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil und der konstante Spannungsanteil sind den Abb. 5.5 und 5.6 zu entnehmen.

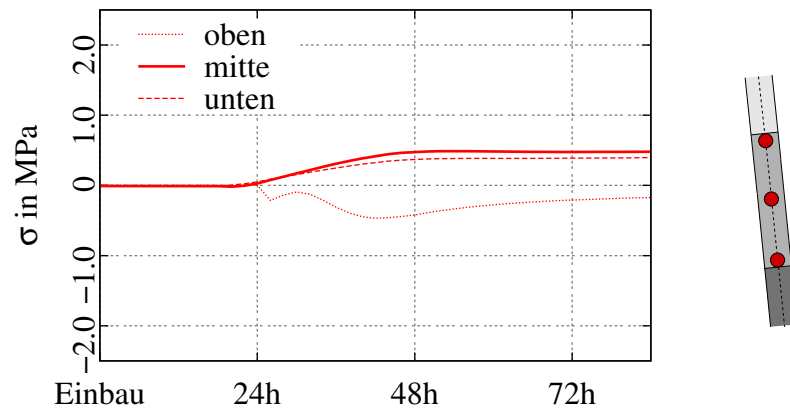


Abbildung 5.5: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

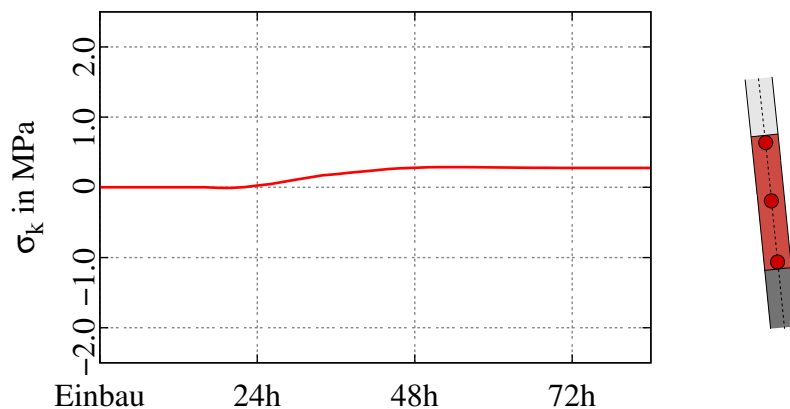


Abbildung 5.6: konstanter Spannungsanteil

### 5.1.2 Einfluss der Kletterschalung auf das Temperaturfeld unter isothermen Randbedingungen

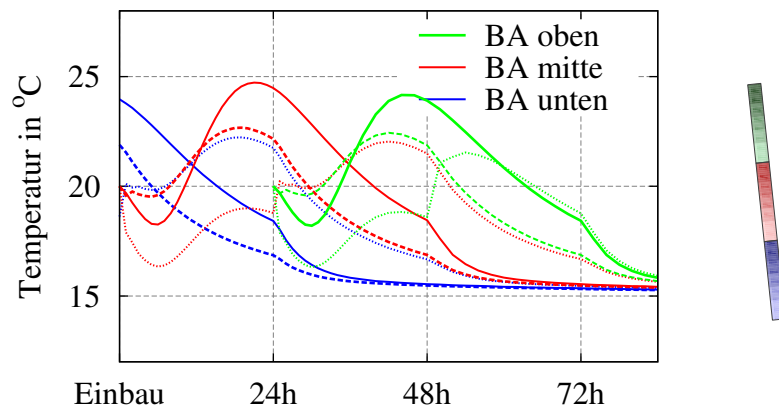
Im nächsten Fall wurde der Einfluss durch die Nachbehandlung unter sonst isothermen Randbedingungen untersucht. Die Außenlufttemperatur wurde für den gesamten Betrachtungszeitpunkt wie im ersten Fall konstant angenommen (Tab. 5.2). Für den Wärmeübergangskoeffizienten wurden für den ein- und ausgeschalteten Zeitraum unterschiedliche Werte angesetzt.

5. Beanspruchungsanalyse eines repräsentativen Bauabschnitts

Außenlufttemperatur	konstant 15 °C
Wärmeübergangskoeffizient Schalung	7,5 W/m <sup>2</sup> K
Wärmeübergangskoeffizient Luft	20 W/m <sup>2</sup> K
Frischbetontemperatur für alle Schichten	20 °C

**Tabelle 5.2:** Randbedingungen

Im eingeschalteten Bauteil kann die Hydratationswärme nur in geringerem Umfang an die Außenluft abgegeben werden und es kommt zu einem ausgeprägteren und länger andauernden Temperaturanstieg (Abb. 5.7 und Abb. 5.8). Die maximal im Bauteil auftretende Temperatur liegt ca. 10 °C höher als im ersten betrachteten Fall und stellt einen wesentlichen Unterschied dar. Bei Änderung des Wärmeübergangskoeffizienten durch das Ausschalen sind Knicke in den Temperaturverläufen zu erkennen.



**Abbildung 5.7:** Temperaturentwicklung

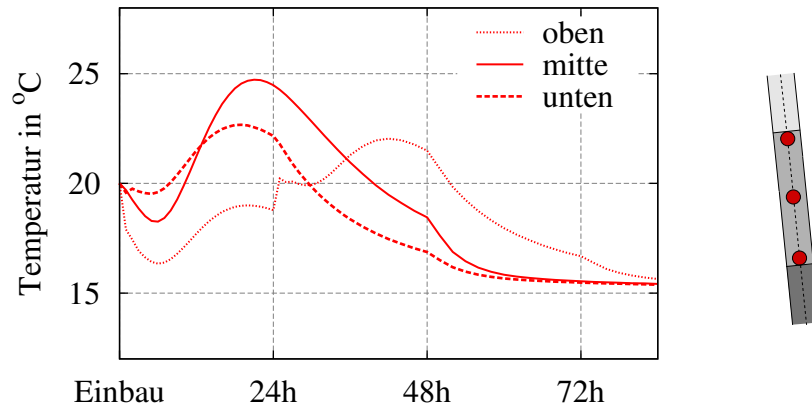


Abbildung 5.8: Temperaturentwicklung im betrachteten Bauteil

Die Entwicklung des konstanten Temperaturanteils ist in Abb. 5.9 dargestellt. In Abb. 5.10 werden nur die spannungsrelevanten Temperaturänderungen berücksichtigt.

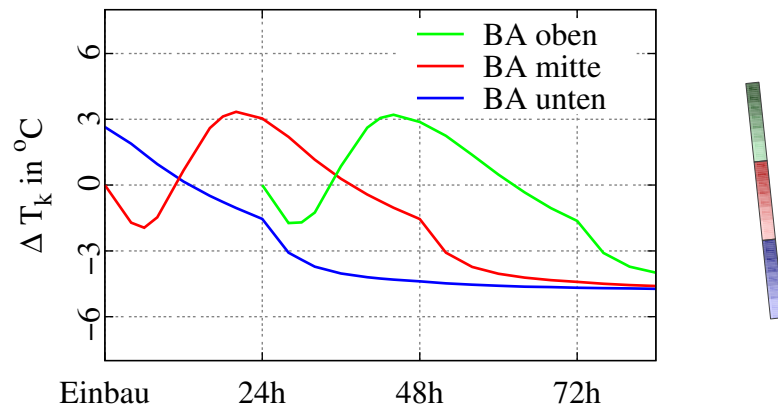


Abbildung 5.9: konstanter Temperaturanteil

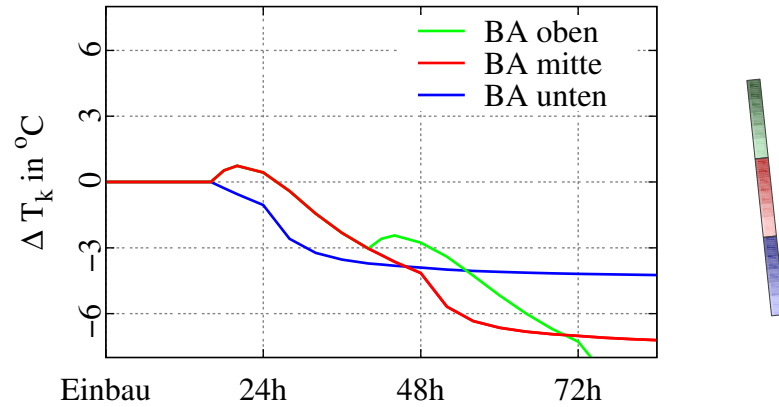


Abbildung 5.10: konstanter Temperaturanteil mit Berücksichtigung des Erhärtungsbeginns

Die Erwärmung des betrachteten Bauteils wird auch nach dem Erhärtungsbeginn fortgesetzt (Abb. 5.10), wohingegen der darunterliegende Bauabschnitt abkühlt. Dadurch entstehen Druckspannungen, die mit einsetzender Bauteilabkühlung abgebaut werden und in Zugspannungen übergehen.

Die Nachbehandlung führt zu größeren Gesamtspannungen (Abb. 5.11) und auch der konstante Spannungsanteil spiegelt dies wider (Abb. 5.12).

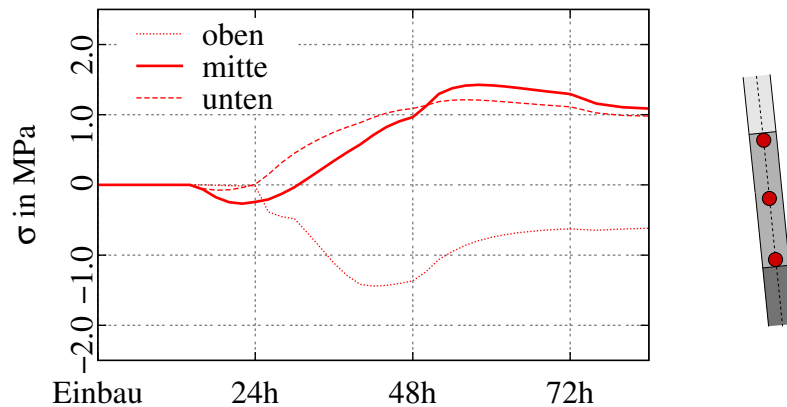


Abbildung 5.11: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

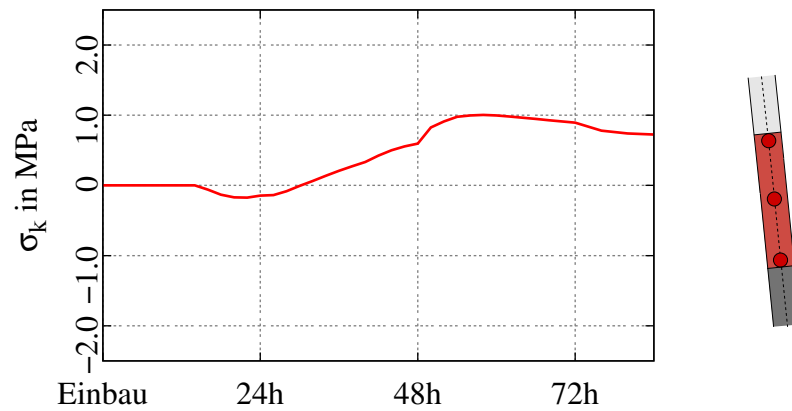


Abbildung 5.12: konstanter Spannungsanteil

### 5.1.3 Temperaturbeanspruchung unter Berücksichtigung der Kletterschalung und klimatischen Randbedingungen

Werden auch die klimatischen Randbedingungen auf das Modell angewandt, kommt es zu einer Überlagerung mit den Effekten, die bereits im isothermen Fall mit Nachbehandlung beobachtet werden können. Der Tagesgang der Außenlufttemperatur beeinflusst die Temperatur im Bauteil maßgeblicher als die Freisetzung der Hydratationswärme. Die Spannungsentwicklung weist daher einen unregelmäßigen Verlauf auf.

#### Messquerschnitt 1

Außenlufttemperatur	veränderlich (Abb. 5.13)
Wärmeübergangskoeffizient Schalung trocken	7,5 W/m <sup>2</sup> K
Wärmeübergangskoeffizient Schalung feucht	10,5 W/m <sup>2</sup> K
Wärmeübergangskoeffizient Luft	20 bis 45 W/m <sup>2</sup> K
Frischbetontemperatur	23 bis 25 °C

Tabelle 5.3: Randbedingungen

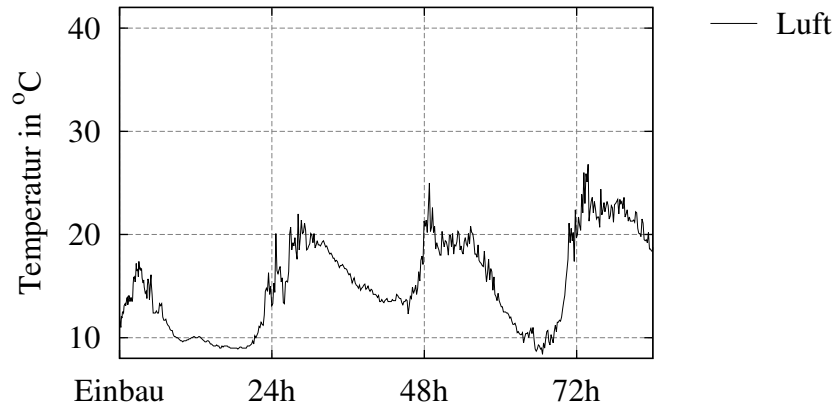


Abbildung 5.13: gemessene Außenlufttemperatur am Messquerschnitt 1

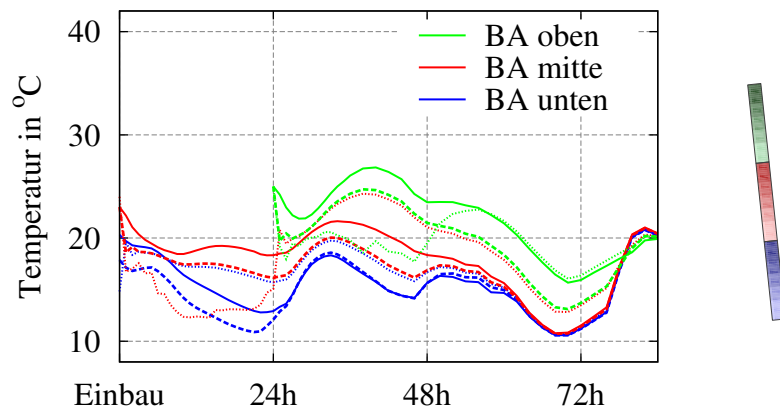


Abbildung 5.14: Temperaturentwicklung



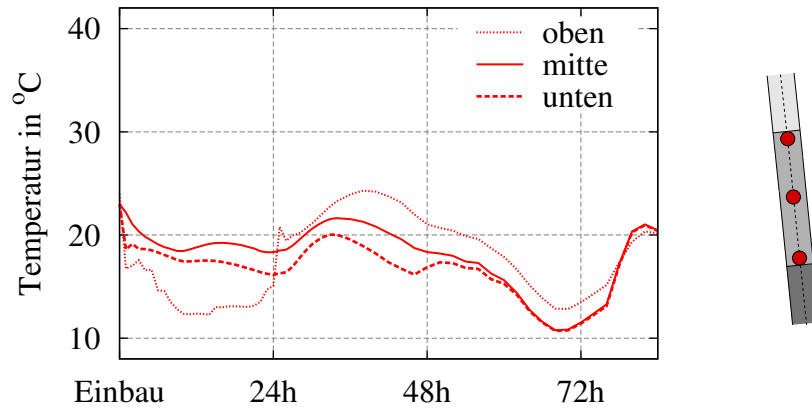


Abbildung 5.15: Temperaturentwicklung im betrachteten Bauteil

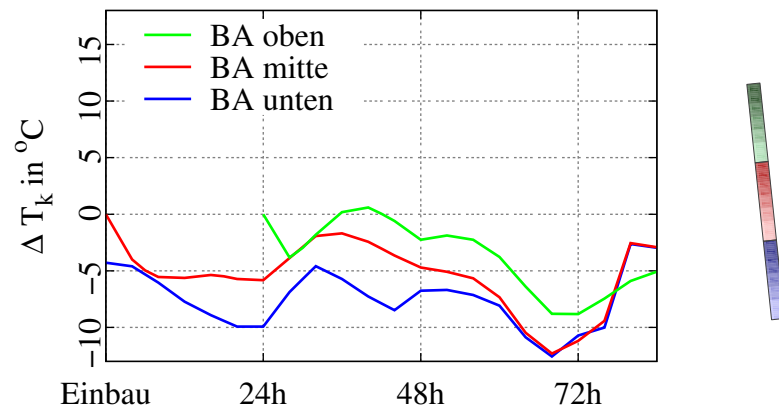


Abbildung 5.16: konstanter Temperaturanteil

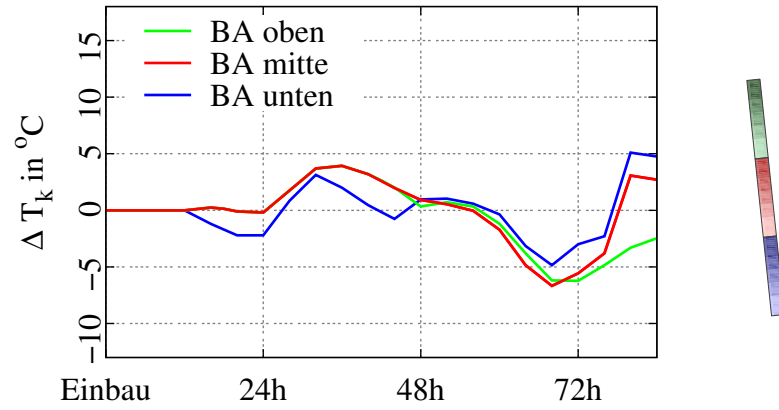


Abbildung 5.17: konstanter Temperaturanteil mit Berücksichtigung des Erhärtungsbeginns

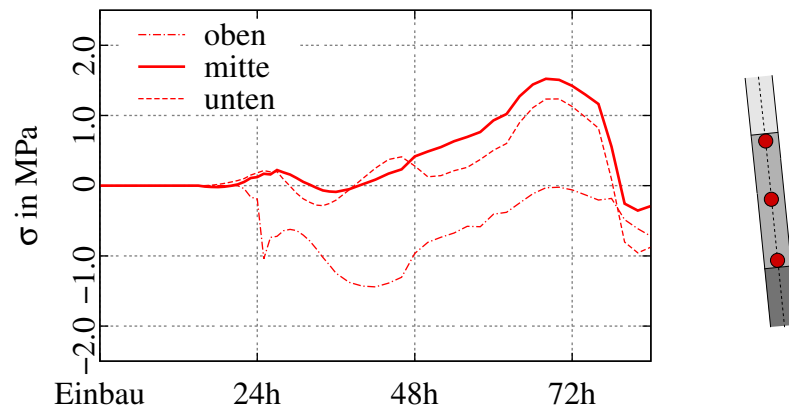


Abbildung 5.18: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

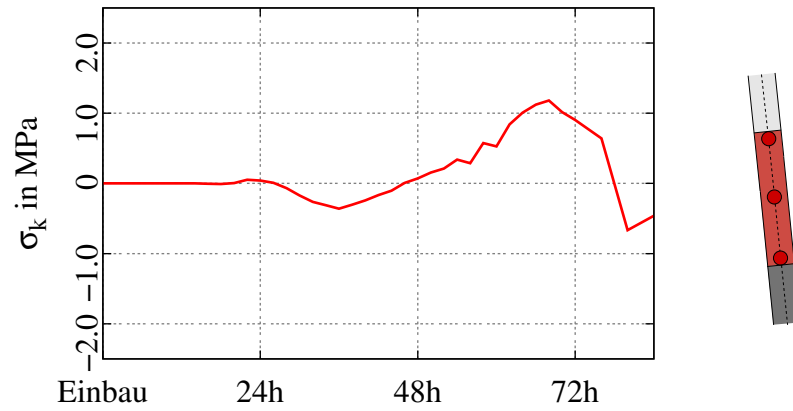


Abbildung 5.19: konstanter Spannungsanteil

### Messquerschnitt 2

Außenlufttemperatur	veränderlich (Abb. 5.20)
Wärmeübergangskoeffizient Schalung trocken	7,5 W/m <sup>2</sup> K
Wärmeübergangskoeffizient Schalung feucht	10,5 W/m <sup>2</sup> K
Wärmeübergangskoeffizient Luft	20 bis 45 W/m <sup>2</sup> K
Frischbetontemperatur	25 bis 28 °C

Tabelle 5.4: Randbedingungen

5. Beanspruchungsanalyse eines repräsentativen Bauabschnitts

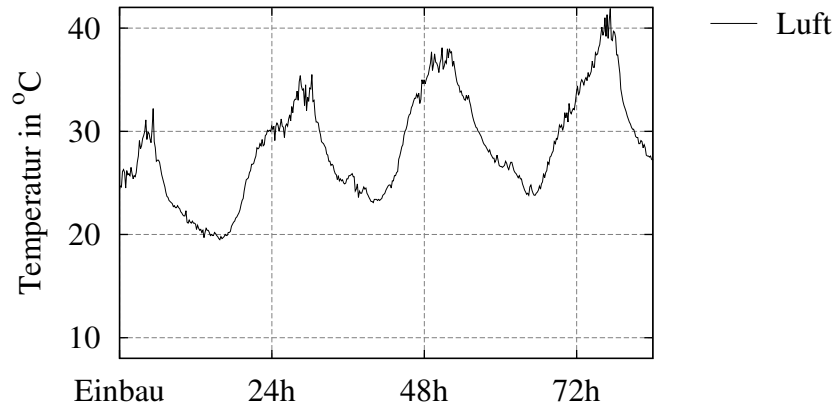


Abbildung 5.20: gemessene Außenlufttemperatur am Messquerschnitt 2

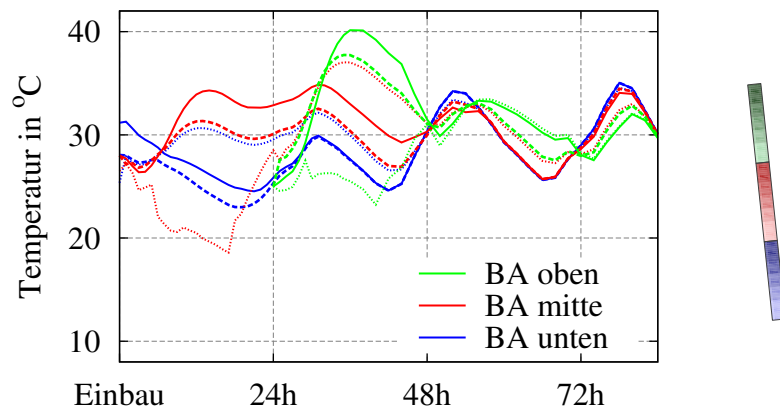


Abbildung 5.21: Temperaturentwicklung

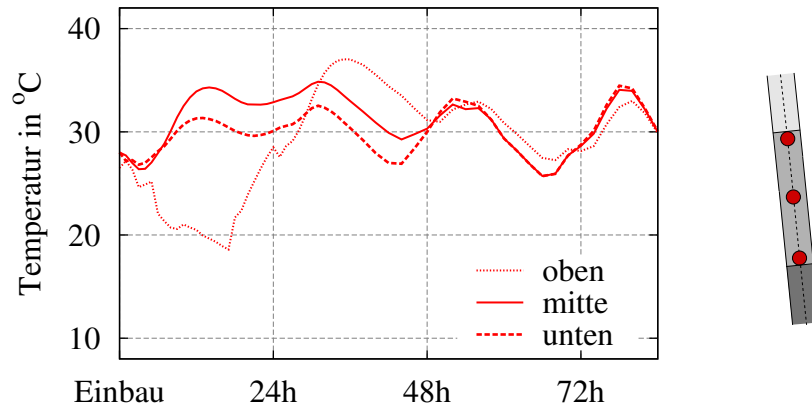


Abbildung 5.22: Temperaturentwicklung im betrachteten Bauteil

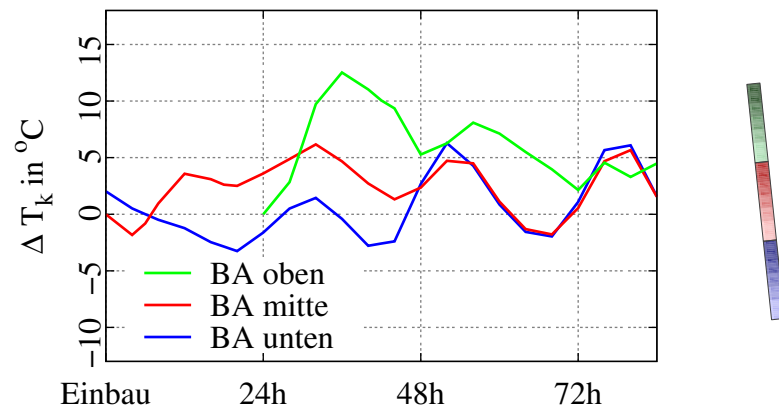


Abbildung 5.23: konstanter Temperaturanteil

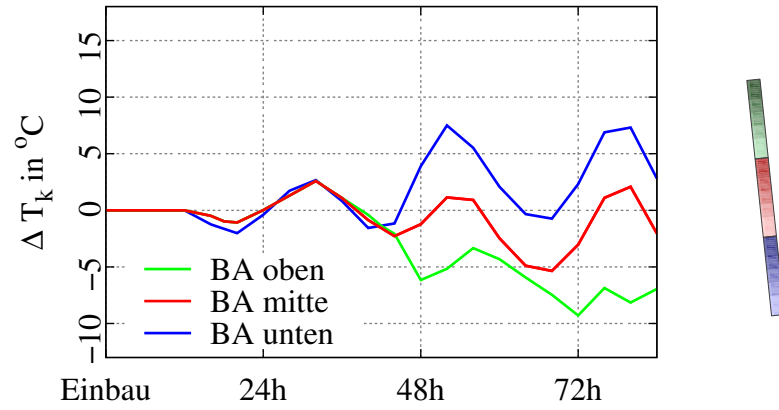


Abbildung 5.24: konstanter Temperaturanteil mit Berücksichtigung des Erhärtungsbeginns

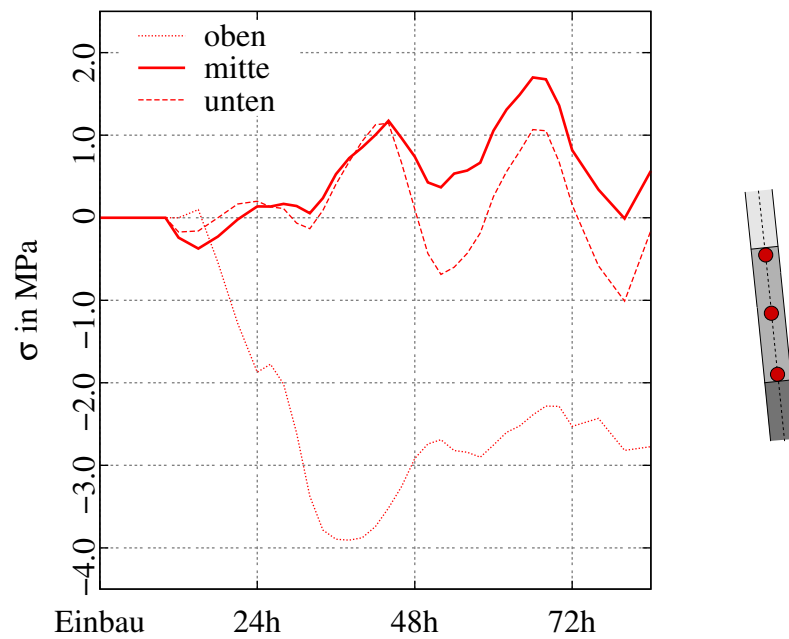


Abbildung 5.25: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

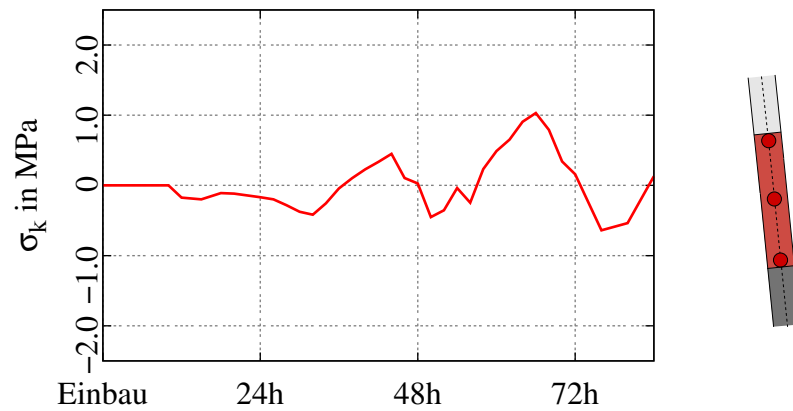


Abbildung 5.26: konstanter Spannungsanteil

#### 5.1.4 Auswirkung von viskoelastischen Effekten im Beton auf die Spannungsentwicklung

Wird das viskoelastische Verhalten des Betons berücksichtigt, sinkt durch den Einfluss der Relaxation das Spannungsniveau. Es wurden der isotherme Fall mit Nachbehandlung sowie der Messquerschnitt 1 untersucht.

Um eine direkte Gegenüberstellung zu ermöglichen, wurden die Ergebnisse aus der Berechnung ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität grau hinterlegt.

isotherme Randbedingungen mit Nachbehandlung und Viskoelastizität

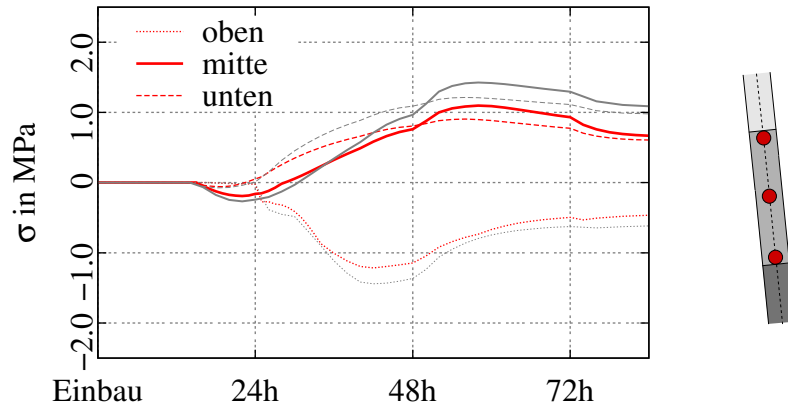


Abbildung 5.27: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

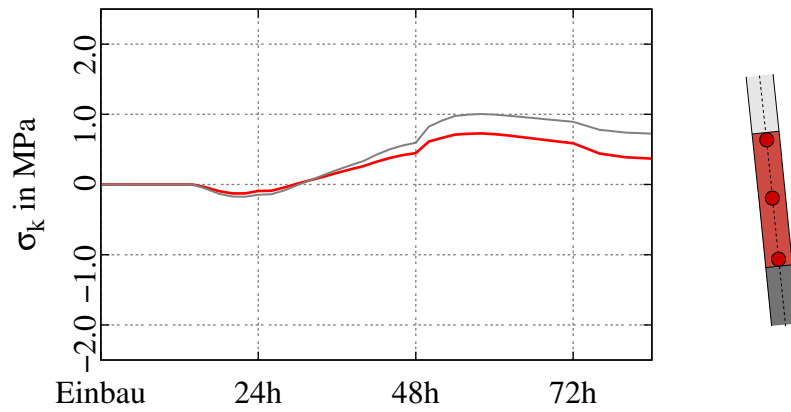


Abbildung 5.28: konstanter Spannungsanteil



**Messquerschnitt 1 mit Viskoelastizität**

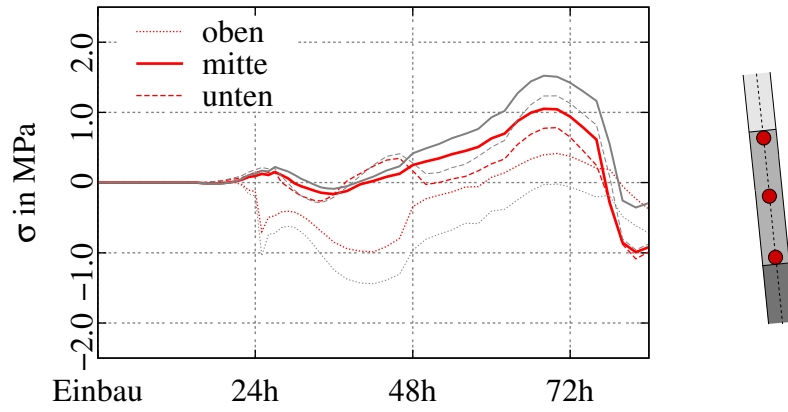


Abbildung 5.29: Spannungsentwicklung im betrachteten Bauteil

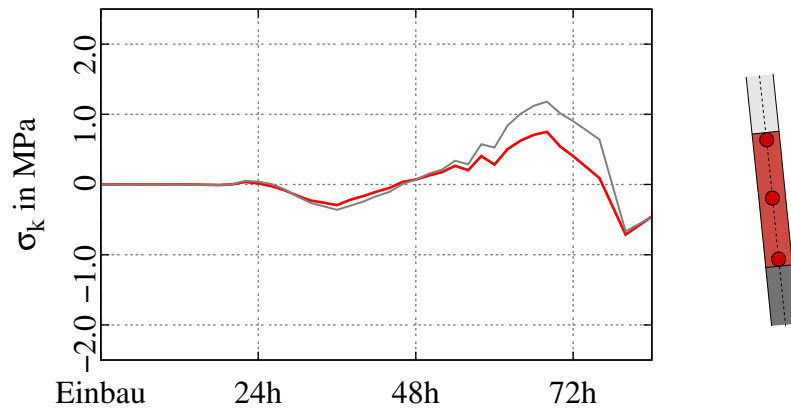


Abbildung 5.30: konstanter Spannungsanteil

## 5.2 Aussagen zur Risswahrscheinlichkeit

Um die Wahrscheinlichkeit örtlicher Rissbildung beurteilen zu können, werden die auftretenden Spannungen mit dem unteren Fraktilwert der Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctk,0.05}$  verglichen.

Dem zentrischen Spannungsanteil wird die mittlere Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  gegenübergestellt, um Aussagen über die Gefahr von Trennrissen zu treffen.

Die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  wird nach DIN 1045-1 (2008) näherungsweise aus der im Versuch bestimmten Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp,m}$  (siehe Anhang A) ermittelt.

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp,m} \quad (5.1)$$

(DIN 1045-1, 2008)

Der 5%-Fraktilwert  $f_{ctk,0.05}$  ergibt sich dann zu:

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (5.2)$$

(DIN 1045-1, 2008)

Die zeitliche Entwicklung der Festigkeitskenngrößen wird, wie in Abs. 2.3.1 (Abb. 2.6) erläutert, berücksichtigt.

### 5.2.1 Lokale Rissbildung bei punktuelltem Erreichen der Zugfestigkeit

Im Messquerschnitt 1 kommt es zum kritischen Zeitpunkt  $t_{krit} = 64$  h im elastischen Fall zu einer geringen Überschreitung der Zugfestigkeit (grau, Abb. 5.31) im Kernbereich und Einzelrisse sind theoretisch möglich. Wird das viskoelastische Verhalten des Betons mitberücksichtigt, besteht dieses Risiko nicht (rot, Abb. 5.31).

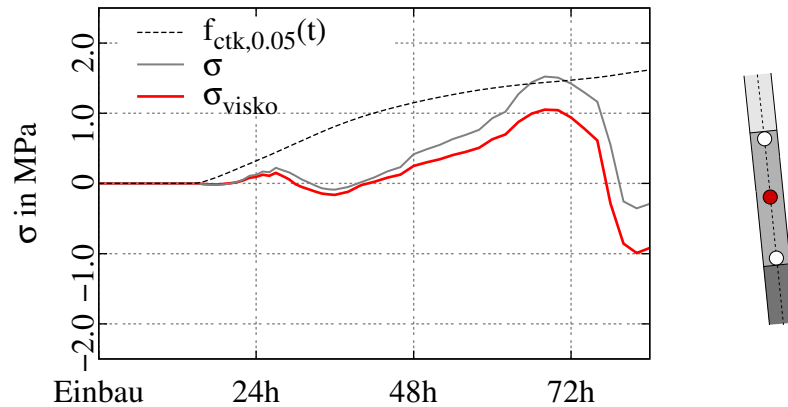


Abbildung 5.31: Gegenüberstellung von 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit und lokaler Spannung im Messquerschnitt 1, Messpunkt 'mitte'

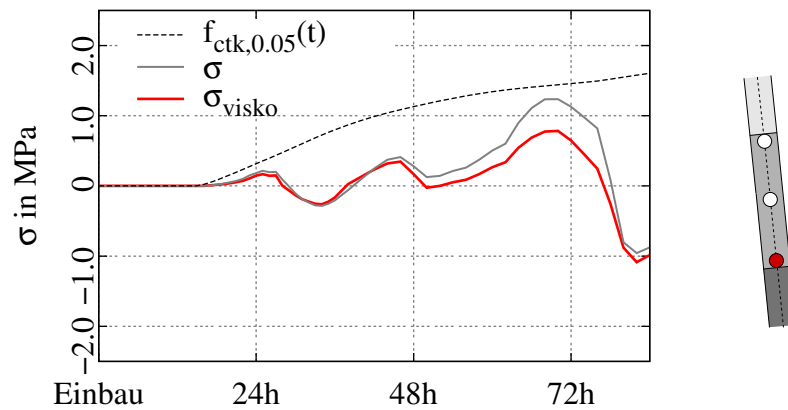
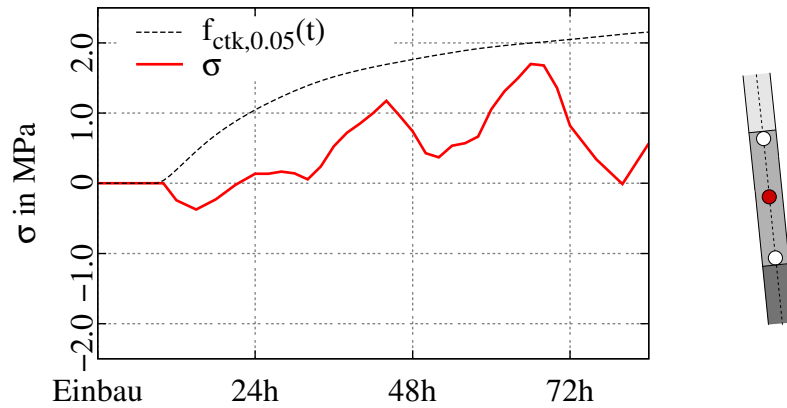
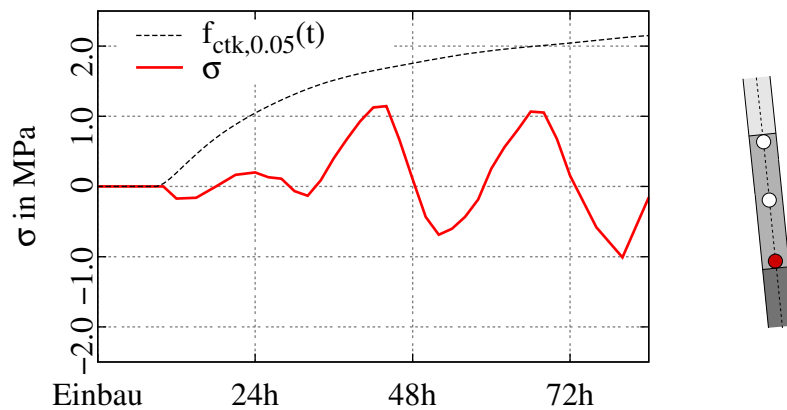


Abbildung 5.32: Gegenüberstellung von 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit und lokaler Spannung im Messquerschnitt 1, Messpunkt 'unten'

Das Spannungsniveau im Messquerschnitt 2 (Abb. 5.33 und 5.34) liegt über dem von Messquerschnitt 1. Jedoch steht diesem eine schnellere Festigkeitsentwicklung gegenüber und ein Rissrisiko ist auch ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität nicht gegeben.



**Abbildung 5.33:** Gegenüberstellung von 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit und lokaler Spannung im Messquerschnitt 2, Messpunkt 'mitte' (keine viskoelastischen Ergebnisse)



**Abbildung 5.34:** Gegenüberstellung von 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit und lokaler Spannung im Messquerschnitt 2, Messpunkt 'unten' (keine viskoelastischen Ergebnisse)

### 5.2.2 Trennrisse über den gesamten Bauabschnitt

Die mittlere Zugfestigkeit des Betons wird vom zentrischen Zwang in Messquerschnitt 1 (Abb. 5.35) und Messquerschnitt 2 (Abb. 5.36) nicht überschritten. Die Gefahr von Trennrissen ist daher nicht gegeben.

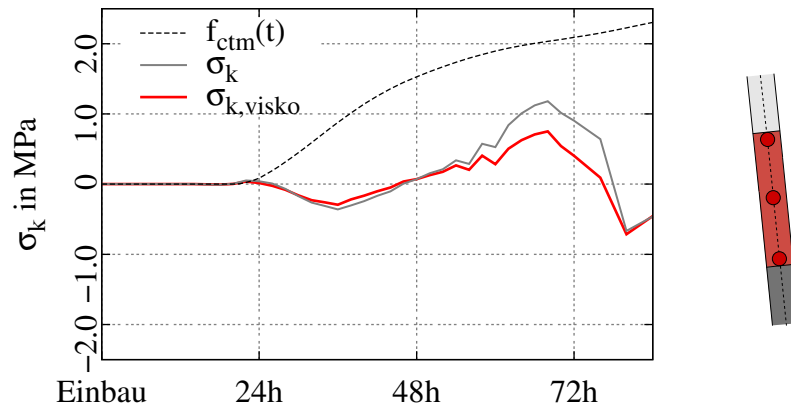


Abbildung 5.35: Gegenüberstellung von mittlerer Zugfestigkeit und zentrischer Zwangsspannung im Messquerschnitt 1

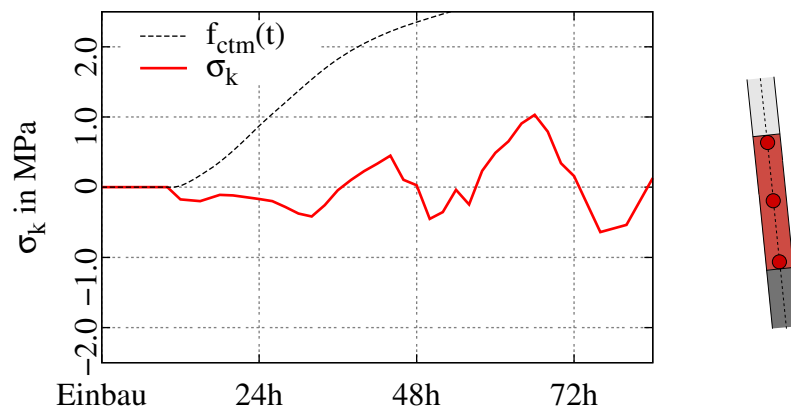


Abbildung 5.36: Gegenüberstellung von mittlerer Zugfestigkeit und zentrischer Zwangsspannung im Messquerschnitt 2 (keine viskoelastischen Ergebnisse)

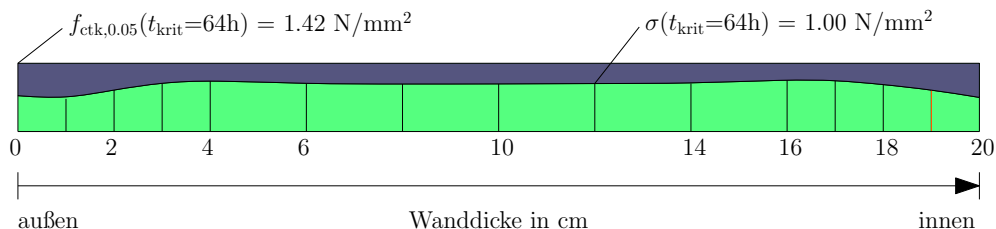
---

## Kapitel 6

### Diskussion der Ergebnisse

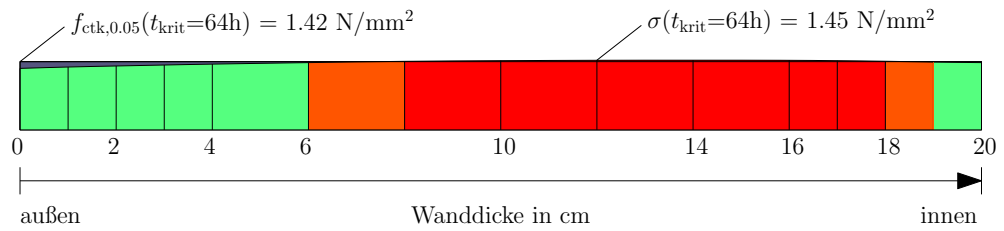
Durch die Nachrechnung konnte gezeigt werden, dass infolge der Beanspruchung aus Hydratation in einer Kühlturmschale Zwangsspannungen auftreten. Diese setzen sich aus einem zentralen Anteil sowie Biege- und Eigenspannungen zusammen.

Wie in Abb. 6.1 dargestellt, ist die Beanspruchung im Punkt mit maximaler Spannung ca. 70 % der 5%-Fraktile der Zugfestigkeit, wenn die viskoelastische Eigenschaft des Betons berücksichtigt wird. Lokale Risse sind somit wenig wahrscheinlich. Sollte es trotzdem zu Mikrorissen kommen, wird die Zwangsschnittgröße durch den lokalen Steifigkeitsverlust abgebaut. Der Riss bleibt lokal begrenzt und von einem Trennriss ist daher nicht auszugehen.



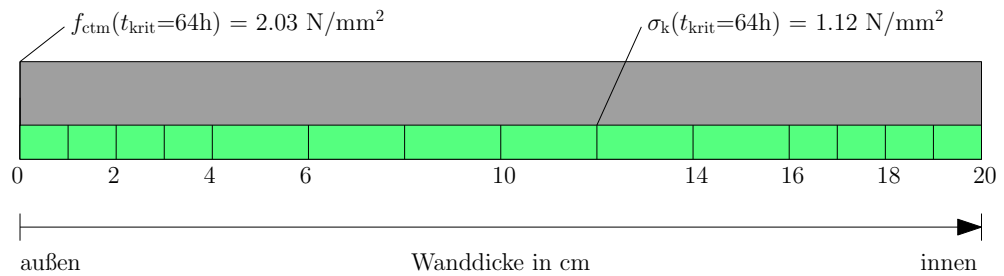
**Abbildung 6.1:** Spannungsverteilung im Querschnitt zum kritischen Zeitpunkt mit Berücksichtigung der Viskoelastizität

Wird die Viskoelastizität des Betons nicht berücksichtigt, ist es im Bauteilkern möglich, dass der 5%-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit zum kritischen Zeitpunkt tangiert wird (Abb. 6.2).

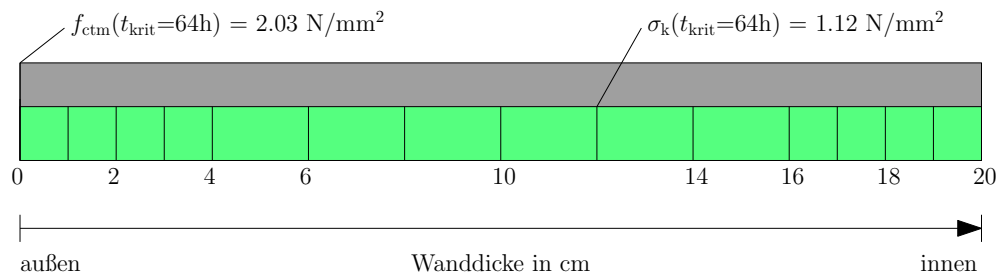


**Abbildung 6.2:** Spannungsverteilung im Querschnitt zum kritischen Zeitpunkt ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität

Zur Abschätzung der Gefahr von Trennrissen wurde außerdem der im Bauteil vorhandene zentrische Zwang mit der Risschnittgröße verglichen. Im realistischen Szenario (Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaft des Betons) beträgt der Grad der Ausnutzung 35 % (Abb. 6.3). Selbst bei Vernachlässigung der Viskoelastizität steigt die Ausnutzung auf nur 55 % an (Abb. 6.4). Eine frühe Rissbildung ist daher unwahrscheinlich.



**Abbildung 6.3:** konstanter Spannungsanteil zum kritischen Zeitpunkt mit Berücksichtigung der Viskoelastizität



**Abbildung 6.4:** konstanter Spannungsanteil zum kritischen Zeitpunkt ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität

---

## Kapitel 7

### Zusammenfassung und Ausblick

Um die Risswahrscheinlichkeit in einer Kühlturmschale im Erhärungszeitraum zu untersuchen, wurde eine Beanspruchungsanalyse an einem mehrere Bauabschnitte umfassenden, idealisierten Berechnungsmodell durchgeführt.

Verifiziert wurde dieses anhand von Temperaturmessungen im Bauteil. Das Modell ist in der Lage zeitabhängige Parameter wie die fortschreitende Festigkeitsentwicklung des Materials und veränderliche Einflussgrößen zu berücksichtigen. Dadurch ist es möglich, eine realistische Berechnung der Temperaturgeschichte im Bauteil durchzuführen und die daraus entstehende Spannung zu ermitteln. Der Analyse wurden theoretische und im Rahmen der Messung aufgetretene Randbedingungen zugrunde gelegt.

Die Berechnungsergebnisse lassen darauf schließen, dass eine lokale Rissbildung wenig wahrscheinlich ist. Auch von einem Querschnittsversagen durch einen über den gesamten Bauteil reichenden Trennriss ist nicht auszugehen. Diese Ergebnisse bestätigen die Beobachtungen in der Praxis. Es konnte gezeigt werden, dass die zur Sicherung der Gebrauchstauglichkeit angeordnete Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite im Zeitraum des Auftretens von Hydratationswärme nicht angesprochen wird. Zum Einen bleibt die im Bauteil auftretende Erwärmung infolge Hydratationswärme aufgrund der begrenzten Bauteildicke deutlich hinter dem theoretischen Erwärmungspotential der verwendeten Betonrezeptur. Damit werden dem Bauteil nur geringe thermische Dehnungen aufgezwungen. Zum Anderen entwickelt sich die Zugfestigkeit im Bauteil ausreichend schnell um die letztendlich resultierende Zwangsbeanspruchung aus Hydratationswärme rissfrei aufnehmen zu können.

Normativ wird die Mindestbewehrung bei Auftreten von Zwangsbeanspruchungen aus Hydratationswärme auf Grundlage der Risskraft zu einem erwarteten Risszeitpunkt vorgeschrieben. Dies kann zu hohen Bewehrungsgehalten führen, die zu Gunsten der Wirtschaftlichkeit den tatsächlich auftretenden Zwangsbeanspruchungen gegenübergestellt werden sollten.

Im vorliegenden Fall sind nur die im Nutzungszeitraum auftretenden Beanspruchungen bemessungsrelevant.



---

## **Anhang A**

### **Laboruntersuchungen**

**Zusammenstellung der SRB-Beton-Erstprüfung mit Frisch- u. Festbetonergebnissen**

Ausgangsstoffe		DyR Rez. A Prüf. Nr. 08/02/1-90
Zement		
CEM I 42,5 R HS/NA Dyckerhoff		251,0
Flugasche		
EFA KM/C		74,0
Microsilika		
Fume S2		52,0
Zusatzmittel		
Muraplast MC FK 62.30 WT	Dos. M.-% v. BM Feststoff	1,25
Gesamtwasser		123,0
w/z <sub>eq</sub>		0,400
Gesteinskörnung		
Milisil 0/0,4 W6	SL Anteil in %	2,5
Gabbromehl	SL Anteil in %	-
Natursand 0/2 mm	SL Anteil in %	32,5
Naturkies 2/8	SL Anteil in %	15,0
Naturkies 8/16	SL Anteil in %	50,0
Frischbetonprüfung (Mittelwerte)		DyR Rez. A Prüf. Nr. 08/02/1-90
Frischbetontemperatur °C		20,0
Konsistenz (Ausbreitmaß nach x Wasserzugabe)	5 min	650
	30 min	620
	60 min	590
	90 min	530
	120 min	-
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2430
Luftporengehalt	Vol.-%	0,9



**Zusammenstellung der SRB-Beton-Erstprüfung mit Frisch- u. Festbetonergebnissen**

<b>Festbetonprüfung (Mittelwerte aus je 3 PK)</b>	<b>Prüfalter</b>	<b>DyR Rez. A Prüf. Nr. 08/02/1-90</b>
Druckfestigkeit	i.M. 1 d	21,7
Druckfestigkeit	i.M. 2 d	40,8
Druckfestigkeit	i.M. 7 d	65,7
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 28 d	88,8
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 56 d	93,3
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 91 d	93,8
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 182 d	104,3
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 364 d	107,0
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 728 d	108,0
Druckfestigkeit x 0,95	i.M. 1092 d	17.01.11
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 1 d	2,10
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 2 d	3,13
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 7 d	4,40
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 28 d	5,67
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 56 d	5,68
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 91 d	6,42
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 182 d	6,70
Spaltzugfestigkeit W150	i.M. 364 d	6,75
E-Modul	i.M. 2 d	29700
E-Modul	i.M. 7 d	33800
E-Modul, dry	i.M. 28 d	38500
E-Modul, dry	i.M. 56 d	40200
E-Modul, dry	i.M. 91 d	40400
E-Modul, dry	i.M. 182 d	41900
E-Modul, dry	i.M. 364 d	42200
Wassereindringtiefe	i.M. 28 d	14
Wassereindringtiefe	i.M. 56 d	10
Wassereindringtiefe	i.M. 91 d	6
Wassereindringtiefe	i.M. 364 d	3
Festigkeitsentwicklung	$r = f_{cm2} / f_{cm28}$	<b>0,46</b>

Druckfestigkeiten ab 28 Tagen  
mit Faktor 0,95 umgerechnet



---

## Literaturverzeichnis

- BAW Mitteilungsbl. Nr.92 (2010). *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- Byfors, J. (1980). *Plain concrete at early ages*. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.
- DAfStb Heft 525 (2010). *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin. 2. Auflage.
- DIN 1045-1 (2008). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung, Berlin. Ausgabe: 2008-08.
- Eierle, B. und Schikora, K. (2000a). *Bodenplatten unter frühem Temperaturzwang - Rechenmodelle und Tragverhalten*. In *Bauingenieur 75*, Heft 10 ab S.671. Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf.
- Eierle, B. und Schikora, K. (2000b). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*, DAfStb Heft 512. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- Freiesleben, H., Hansen, P. und Pedersen, E. J. (1977). *Maleinstrument til Kontrol af befors haerding*, Nr. 1. Nordisk Beton, Stockholm.
- Gutsch, A.-W. (1998). *Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle*, 140. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Techn. Univ. Carolo-Wilhelmina, Braunschweig.
- Jonasson, J.-E. (1984). *Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing*. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.
- Laube, M. (1990). *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*. Dissertation, Techn. Univ. Carolo-Wilhelmina, Braunschweig.
- ÖNORM B 1991-1-4 (2006). *Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2006-12-01.

- Röhling, S. (2009). *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf.
- Rostásy, F. S. und Krauß, M. (2001). *Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*, DAFStb Heft 520. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- Rostásy, F. S., Krauß, M. und Budelmann, H. (2002a). *Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 2: Hydratation und Wärmefreisetzung*. In *Bautechnik 79*, Heft 8 S.523–527. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Rostásy, F. S., Krauß, M. und Budelmann, H. (2002b). *Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 3: Eigenschaften und Stoffmodelle jungen Beton*. In *Bautechnik 79*, Heft 9 S.641–647. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Schlicke, D. und Tue, N. V. (2010). *Measurement of thermal restraint in hardening mass concrete - a new approach exemplified by a thick foundation slab*. In *Concrete Structures for Challenging Times*, S.179–184. Marianske Lazne 2010, 6th Central European Congress on Concrete Engineering.
- Trost, H. (1967). *Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton*. In *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 10 S.230–238. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Tue, N. V. und Schlicke, D. (2009a). *Untersuchungen zum Rissabstand bei massiven bei massiven Wand-Fundamentsystemen infolge der Beanspruchung aus der Hydratationswärme*. FuE-Vorhaben, König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Leipzig. (unveröffentlicht).
- Tue, N. V. und Schlicke, D. (2009b). *Zwangbeanspruchung massiver Schleusen-kammerwände infolge der Hydratationswärme*. FuE-Vorhaben, König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Leipzig. (unveröffentlicht).
- Tue, N. V. und Schlicke, D. (2009c). *Zwangbeanspruchung von Kühlturmschalen - Programm zur Erfassung der Temperaturentwicklung*. FuE-Vorhaben, König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Leipzig. (unveröffentlicht).
- Tue, N. V., Schlicke, D. und Bödefeld, J. (2007). *Beanspruchungen in dicken Bodenplatten infolge des Abfließens der Hydratationswärme*. In *Bautechnik 84*, Heft 10 S.702–710. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Tue, N. V., Schlicke, D. und Schneider, H. (2009). *Zwangbeanspruchung massiver Kraftwerks-Bodenplatten infolge der Hydratationswärme*. In *Bautechnik 86*, Heft 3 S.142–149. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

www.wetter.com (Stand: September 2010). *Wetterdaten der Messstation Lüdenscheid*. <http://www.wetter.com/>.

ZTV-W: LB 215 (2004). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbetonbau (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn. Ausgabe: 2004.