



Bernhard Rauch, BSc

Thermomechanische Simulation von erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchungen von Wänden auf Fundamenten

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn., Dirk Schlicke

Institutsname

Institut für Betonbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Graz, am 3.1.2019

Datum / Date

Bernhard Rauch

Unterschrift / Signature

Danksagung

Zunächst möchte ich mich an dieser Stelle bei all jenen bedanken, die mich während der während meiner Studienzeit und während des Verfassens der Vorliegenden Masterarbeit unterstützt haben.

Ebenso sei meinen Eltern Wolfgang und Daniela gedankt, ohne deren Unterstützung eine akademische Ausbildung wohl kaum möglich gewesen wäre.

Ein großer Dank gilt auch meinen Betreuern Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue und Herrn Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke die meine Masterarbeit und somit auch mich betreut haben.

Im besonderen sei nochmals Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke gedankt, einerseits für die hervorragend Unterstützt und kontinuierliche Motivation bei der Erstellung der Masterarbeit und andererseits für den immensen Erkenntnisgewinn auf dem Gebiet des Stahlbetonbaus.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen von Wänden auf Fundamenten. Durch das Abfließen der Hydratationswärme treten in der Erhärtungsphase von Betonbauteilen Volumenänderungen auf. Diese Volumenänderungen stellen eine Verformungseinwirkung auf das Bauteil dar. Wird diese Verformung an ihrer Ausdehnung gehindert entsteht eine Zwangsbeanspruchung im Bauteil. Dieser Lastfall wird oft auch als „früher Zwang“ bezeichnet. Durch die relativ kleine Zugfestigkeit des Betons können diese Zwangsbeanspruchungen zu Rissen im Bauteil führen. Diese Risse können folglich die Gebrauchstauglichkeit und insbesondere die Dichtheit der gesamten Konstruktion gefährden.

Nach Möglichkeit ist eine Rissbildung für diese Bauteile zu vermeiden, sollte diese jedoch nicht ausgeschlossen werden können, ist zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite einzulegen. Nach EN 1992-1-1 [4] ist die Mindestbewehrung für die Aufnahme der Risschittgröße des Querschnitt unter Einhaltung einer zulässigen Rissbreite zu ermitteln. Die konsequente Umsetzung führt jedoch zu sehr hohen Bewehrungsmengen, deren Notwendigkeit durch Beobachtungen in der Praxis nicht bestätigt werden kann.

Der Fokus dieser Arbeit liegt daher auf der Anwendung eines verformungsbasierten Bemessungskonzepts mit dem die tatsächlich auftretende Zwangsbeanspruchung ermittelt werden kann. Dabei wird ein 3D-FE-Modell für eine thermomechanischen Simulation der Betonhärtung auf Strukturebene erstellt. Anhand der Ergebnisse der numerischen Berechnung werden die theoretischen Hintergründe sowie das tatsächliche Bauteilverhalten anschaulich erläutert. Anschließend erfolgt eine Parameterstudie zur Bestimmung des Einflusses der Wanddicke, des Ausschaltzeitpunkts, eines Temperaturabfalls sowie eines vorab betonierten Sockels auf die Größe der Zwangsbeanspruchung.

Abstract

This master's thesis deals with hardening-induced stresses in walls on foundations. During the hydration of the concrete, several volume changes occur due to the heat of hydration, autogenous shrinkage as well as ambient temperature conditions. These volume changes act as imposed deformations on the wall, which is partly restrained by the rigid connection to the foundation. This load case is often referred to as "early-age stressing". Due to the relatively low tensile strength of the concrete, the resulting restraint forces can lead to cracks in the wall. If these cracks separate the cross section, so called through cracks, serviceability in terms of tightness is endangered.

If possible, crack formation should be avoided in the wall, but if these cannot be controlled, a minimum reinforcement for limiting the crack width is required to ensure serviceability. According to EN 1992-1-1 [4], these crack widths are to be controlled by minimum reinforcement. The method to determine this minimum reinforcement is a simplified but straightforward approach, however, this simplification can lead to very high reinforcement quantities. The necessity of them cannot be confirmed by observations in practice, so that several modifications were introduced.

The focus of this work is therefore on the application of a deformation-based design concept with special regard of the real restraining forces in the wall. This restraining was determined with a thermomechanical simulation of concrete hardening at structural level in a volumetric Finite Element model. Based on the results of the numerical simulation, the theoretical background as well as the real member behavior are explained. Subsequently, a parameter study is carried out to determine the influence of different parameters on the size of the restraining forces in the wall. In particular, this is focussed on the influence of the wall thickness, the time where formwork is removed, a drop of ambient temperature as well as the existence of a so called 'kicker', which is a prior casted concrete layer at the bottom of the wall.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	2
1.1.1	Problemstellung und Ausgangslage	2
1.1.2	Ziel der Arbeit	3
1.2	Aufbau und Gliederung der Arbeit	4
2	Numerisches Berechnungsmodell für die Simulation von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen	5
2.1	Möglichkeiten der Berechnung von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen	6
2.1.1	Analytische Berechnung	6
2.1.2	Numerische Simulation	7
2.2	Berechnungsmodell	8
2.2.1	Allgemeines	8
2.2.2	Geometrie, Lagerung und FE-Netz	8
2.2.3	Berechnung des Temperaturfelds	9
2.2.4	Berechnung der Schwinddehnungen	9
2.2.5	Berechnung der Spannungen	9
2.2.6	Bestimmung der Spannungsverläufe	10
3	Materialmodell für die Festigkeitsentwicklung im Erhärungszeitraum	12
3.1	Wärmeentwicklung und effektives Betonalter	12
3.1.1	Effektives Betonalter	12
3.1.2	Wärmeentwicklung infolge Hydratation	13
3.1.3	Wärmespeicherkapazität und Wärmeleitfähigkeit	14
3.2	Mechanische Materialeigenschaften	14
3.2.1	Festigkeitsentwicklung von erhärtendem Beton	14
3.2.2	Querdehnungsverhalten und Wärmeausdehnungskoeffizient	17
3.2.3	Einfluss des Schwindens von Beton auf die Höhe der Zwangsbeanspruchungen	17
3.2.4	Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften	19
4	Ergebnisse des Referenzfalls	20
4.1	Beschreibung des Referenzfalls	20
4.2	Beurteilung der Rissgefahr infolge Zwangsbeanspruchung von Wand-Fundament-Systemen	21
4.2.1	Wandunterseite - Knoten 11 12 13	26

4.2.2	Wandmitte - Knoten 21 22 23 und Knoten 31 32 33	28
4.2.3	Wandoberseite - Knoten 41 42 43	31
4.2.4	Beurteilung der Rissgefahr	33
4.2.5	Spannungen ohne Eigenspannungseinfluss	34
5	Ergebnisse der numerischen Parameterstudien	36
5.1	Variation der Wandbreite	37
5.1.1	Fall 1: Wanddicke 0,5 m	37
5.1.2	Fall 2: Wanddicke 2 m	42
5.2	Variation der Umgebungsbedingung	47
5.2.1	Fall 3: Ergebnisse Entfernung der Schalung nach einem Tag	47
5.2.2	Fall 4: Ergebnisse Entfernung der Schalung nach sieben Tagen	52
5.2.3	Fall 5: Ergebnisse Schalung auch seitlich am Fundament	57
5.3	Fall 6: Abfall der Außentemperatur zum Zeitpunkt maximaler Kerntemperatur	62
5.4	Fundament mit Sockel	67
5.4.1	Fall 7: Fundament mit Sockel 0,5 m	67
5.4.2	Fall 8: Fundament mit Sockel 1 m	72
5.4.3	Analytische Betrachtung des Einflusses eines Sockels	77
6	Diskussion der Ergebnisse	81
6.1	Einfluss der Bauteilbreite	81
6.2	Einfluss der Schalung	84
6.3	Einfluss eines Abfalls der Außentemperatur	88
6.4	Einfluss eines Sockels	91
7	Zusammenfassung und Ausblick	96

1 Einleitung

Bei der Herstellung von Wand-Fundament-Systemen kann es bereits infolge der Betonerhärtung zu einer Rissbildung kommen. Der Baustoff Beton reißt, wenn die vorhandene Zugfestigkeit geringer ist als die einwirkende Zugspannung aus einer Zug- und/oder Biegebeanspruchung des Bauteils. Dabei ist es unerheblich, ob die entstehende Zugspannung aus einer Last, einer Zwangsbeanspruchung oder einer Kombination aus Last- und Zwangsbeanspruchung kommt. Eine Rissbildung in der Betonzugzone ist im Allgemeinen nahezu unvermeidbar. Die Rissbreite der entstehenden Risse ist jedoch auf ein Maß zu begrenzen, dass weder die Gebrauchstauglichkeit, noch die Dauerhaftigkeit, oder die Nutzung des Tragwerks beeinträchtigt werden.

Die Problematik der frühen Rissbildung hat vor allem bei wasserundurchlässigen Konstruktionen eine hohe Bedeutung. Diese Konstruktionsart, oft auch als Weiße Wanne bezeichnet, wird in einem großen Bereich des Bauwesens für die unterschiedlichsten Bauwerke wie Keller, Tiefgaragen, Hochbehälter, Tunnelwände oder Schleusen angewandt. Dabei übernimmt die Stahlbetonkonstruktion neben der tragenden Funktion zusätzlich auch noch die Abdichtungsfunktion des Bauwerks. Um eine möglichst wirtschaftliche Konstruktion zu erreichen, ist vor allem bei massigen Bauteilen eine genauere Berechnung der Zwangseinwirkungen und der sich daraus ergebenden Zugspannungen, sinnvoll.

1.1 Motivation

1.1.1 Problemstellung und Ausgangslage

Bei Wand-Fundament-Systemen treten in den meisten Fällen die Zwangsbeanspruchungen und die ersten Risse in der Konstruktion bereits während der Erhärtungsphase durch das Abfließen der Hydratationswärme auf. Dabei ist bei der Bemessung der Wand neben der statisch erforderlichen Bewehrung zusätzlich auch eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite einzulegen. Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei zwangsbeanspruchten Bauteilen wird dabei in der EN 1992-1-1 [4] nach der folgenden Gleichung ermittelt:

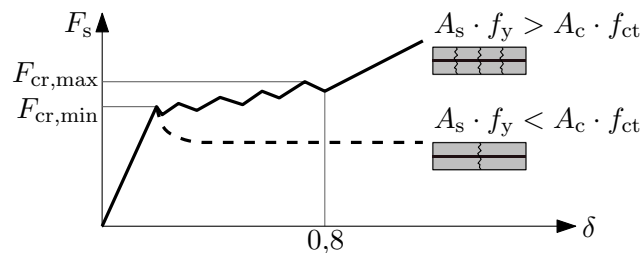


Abb. 1.1: Sukzessive Rissbildung auf Risskraftniveau je nach Bewehrungsmenge aus [11]

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,\text{zul}}} \quad (1.1)$$

k_c Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung im Zugquerschnitt und der Änderung des inneren Hebelarms bei Übergang in den gerissenen Zustand (Zustand II)

$k_c = 1$ für reine Zugbeanspruchung z.B. früher Zwang bei Wänden

k Beiwert für den günstigen Einfluss der nichtlinear verteilten Betonzugspannungen

$k = 0,8$ bei Bauteildicken $b \leq 0,3$ m

$k = 0,5$ bei Bauteildicken $b \geq 0,8$ m

$f_{ct,\text{eff}}$ wirksame mittlere Zugfestigkeit des Betons zum Risszeitpunkt

A_{ct} Betonquerschnitt der Zugzone zum Risszeitpunkt

$\sigma_{s,\text{zul}}$ maximale Stahlspannung zur Einhaltung der erforderlichen Rissbreite

In der Glg. (1.1) wird der Risszeitpunkt und die Spannungsverteilung im Querschnitt vor der Rissbildung sowie der günstige Einfluss der Eigenspannungen berücksichtigt. Zudem wird durch die Bemessungsregel berücksichtigt, dass die Zwangsschnittgrößen bei einer Verformungseinwirkung bis zu ca. $0,8\text{‰}$ dank einer sukzessiven Rissbildung auf die Risschnittgröße begrenzt bleiben, vgl. Abbildung 1.1. Eine Verformungseinwirkung von $0,8\text{‰}$ entspricht einer äquivalenten Temperatureinwirkung von 80 °C die in gewöhnlichen Bauteilen in dieser Größenordnung nicht zu erwarten ist. Daher wurde in Glg. (1.1) die erforderliche Mindestbewehrung $A_{s,\min}$ für die Aufnahme der Risschnittgröße ausgelegt.

Jedoch führt eine konsequente Anwendung der Gleichung auf dicke Bauteile zu sehr großen Bewehrungsmengen. Aus der Praxis ist jedoch bekannt, dass die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nicht zwangsläufig mit der Bauteildicke ansteigt. Zudem wird im Falle einer frühen Zwangsbeanspruchung durch das Abfließen der Hydrationswärme vorgeschlagen, die erforderliche Mindestbewehrung mit 50 % der mittleren Betonzugfestigkeit zu bestimmen. Dabei ist nach Schlicke [11] bei massigen Bauteilen ohne weitere betontechnologische Maßnahmen in jedem Fall von einer Rissbildung während der Erhärtungsphase auszugehen, jedoch ist bei massigen Bauteilen die Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt oftmals deutlich über der um 50% reduzierten Betonzugfestigkeit.

Bei einer konsequenten Umsetzung der Bemessungsnorm ergibt sich dadurch eine größere erforderliche Mindestbewehrung für das betrachtete Bauteil. Auf Basis dieser Bemessungsempfehlung mit der um 50% reduzierten Betonzugfestigkeit sind somit auch Ergebnisse bei massigen Bauteilen auf der unsicheren Seite möglich. In den Arbeiten von Bödefeld [1] und Schlicke [11] wird jedoch ein neues Bemessungsmodell für die Bestimmung der erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen und der Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite von Betonbauteilen vorgestellt. Das mechanisch konsistente Bemessungsverfahren beruht dabei auf der Grundlage der Verformungskompatibilität zwischen der im Riss aufzunehmenden Verformung infolge der Zwangsbeanspruchung und der Stahlspannung in der Bewehrung. Durch die mechanisch konsistente Lösung kann das Bemessungsverfahren universell eingesetzt werden und ist nicht nur auf die Lösung einiger Sonderfälle beschränkt.

1.1.2 Ziel der Arbeit

In der vorliegenden Masterarbeit sollen die in Schlicke [11] vorgestellten Ansätze auf ein Wand-Fundament-System übertragen werden. Der Einfluss von verschiedenen Parametern auf das System soll anschließend näher untersucht und das tatsächliche Verhalten dargestellt werden. Für ein gutes Verständnis der einzelnen Zusammenhänge werden außerdem theoretische Hintergründe zur Zwangsbeanspruchung von Wand-Fundament-Systemen und dem verwendeten Materialmodell gegeben.

In der Arbeit wird ein dreidimensionales numerisches Berechnungsmodell erstellt, welches das tatsächliche Bauteilverhalten auf Basis der Verformungskompatibilität, die Effektivität von verschiedenen Bauabläufen sowie den Einflusses unterschiedlicher Geometrien und Randbedingungen auf die Zwangsbeanspruchungen im Erhärtungszeitraum abbilden kann. Zunächst werden die Ursachen der Zwangsbeanspruchung allgemein beschrieben und die Möglichkeiten der Simulation von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen erläutert.

Im weiteren soll der Einfluss von verschiedenen Parametern auf das Wand-Fundament System untersucht werden. Im besonderen ist die Wirkung eines im Vorfeld mit dem Fundament mitbetonierten Wandsockels, der Einfluss der Wandbreite, ein Temperaturabfall und der Einfluss der Schalung zu untersuchen. Dabei werden sämtliche Ergebnisse in ausgewählten Knoten ausgewertet und zu besserer Übersicht in Diagrammen dargestellt. Für eine zukünftige Berücksichtigung des Einflusses eines Wandsockels wurde zudem noch die analytische Betrachtungsweise gemäß ÖBV-Merkblatt [13] um diesen Effekt erweitert.

1.2 Aufbau und Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit ist in sechs Teile gegliedert. Im ersten Teil (Kapitel 1) erfolgt ein kurzer Überblick über Zwangsbeanspruchungen sowie über die Rissgefahr von Betonbauteilen. Die Problemstellung dieser Arbeit und die Ausgangslage werden ebenfalls erläutert. Die Ziele der Arbeit werden gesetzt und der Lösungsweg zur Zielerreichung wird beschrieben.

Im zweiten Teil der Arbeit (Kapitel 2) werden allgemeine Hintergründe, Zweck und die verschiedenen Möglichkeiten der Simulation bzw. der Berechnung von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen erläutert. Das in der Arbeit verwendete numerische Berechnungsmodell, die Modellbildung sowie die Implementierung werden erläutert. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Berechnungsmodell mit der kommerziellen Finite-Element Software SOFiSTiK erstellt.

Der dritte Teil der Arbeit (Kapitel 3) widmet sich dem verwendeten Materialmodell, das für die Festigkeitsentwicklung im Erhärtungszeitraum im Berechnungsmodell implementiert wurde. In den jeweiligen Unterkapiteln wird unter anderem auf die Modelle zur Berücksichtigung der Wärmefreisetzung und der Festigkeitsentwicklung von Beton, des Schwindverhaltens und der Viskoelastizität des Betons näher eingegangen.

Im vierten Teil (Kapitel 4) erfolgt die Vorstellung des Berechnungsmodells. Dabei wird zunächst das zu erwartende Bauteilverhalten und die Rissgefahr für den Bauteiltyp Wand auf Fundament erläutert. Anschließend wird das Nachweiskonzept zur Beurteilung von bemessungsrelevanter Rissbildung Schritt für Schritt erläutert und die Vorgehensweise zur Auswertung der Ergebnisse des numerischen Berechnungsmodells beschrieben. Im weiteren werden sämtliche Parameter und die Ergebnisse für ein Wand-Fundament-System in umfangreicher Form in Diagrammen dargestellt. Das dabei verwendete Modell wird anschließend als Referenzfall bezeichnet, um die Sensitivität der verschiedenen Einflussgrößen auf die resultierenden Zwangsbeanspruchungen und die damit verbundene Rissgefahr zu erhalten.

Im fünften Teil (Kapitel 5) erfolgt eine numerische Parameterstudie für verschiedene Einflüsse. Zunächst soll der Einfluss der Wanddicke untersucht werden. Dazu werden jeweils ein Fall einer dünneren Wand und ein Fall einer dickeren Wand untersucht. Im weiteren werden ein Temperaturabfall und der Einfluss der wärmedämmenden Eigenschaften der Schalung untersucht. Abschließend wird die Ausbildung bzw. Herstellung eines geschalteten Sockels auf die resultierende Zwangsbeanspruchung untersucht. Dabei werden auch in diesem Teil sämtliche Ergebnisse für jeden untersuchten Fall beschrieben und aufbereitet in Diagrammen dargestellt.

Am Ende der Arbeit erfolgt im Kapitel 6 eine Diskussion der Ergebnisse aus den Parameterstudien in Kapitel 5. Dabei wird der Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung im Bauteil erläutert und die Rissgefahr der verschiedenen Systeme wird beurteilt.

Im letzten Kapitel der Arbeit (Kapitel 7) werden die gewonnenen Erkenntnisse mit Blick auf bestehende Richtlinien bewertet und Empfehlungen für die Praktische Anwendung abgeleitet.

2 Numerisches Berechnungsmodell für die Simulation von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen

Eine Zwangsbeanspruchung in einem Bauteil entsteht bei Behinderung der Verformungseinwirkung. Die Verformungseinwirkungen entstehen aus Temperaturdehnungen infolge klimatischer Randbedingungen und der exothermen Reaktion des Betons während der Erhärtung. Zudem treten gleichzeitig zu den Temperaturdehnungen auch Schwindverkürzungen infolge von Hydratation und Austrocknung auf. Die auftretenden Dehnungen können sich im Allgemeinen weder frei einstellen, noch werden diese vollständig behindert, wodurch eine Ermittlung des tatsächlich vorhandenen Behinderungsgrades $a(t)$ notwendig wird. Ursachen für die äußere Behinderung von Wand-Fundament Systemen sind einerseits die Boden-Bauwerksinteraktion und andererseits das bereits betonierete Fundament, welches die Dehnung der Wand mehr oder weniger stark an der Ausdehnung hindert. Da sich sämtliche Eingangsgrößen im Erhärtungszeitraum zeitlich ändern und sich dabei zusätzlich auch gegenseitig noch beeinflussen ist eine zeitdiskrete Vorgehensweise unbedingt notwendig. Beispielsweise ist die Entwicklung des Elastizitätsmoduls abhängig von der Temperaturentwicklung im Bauteil. Gleichzeitig ändert sich aber auch der Behinderungsgrad bei der Änderung des Elastizitätsmoduls. Allgemein gilt für die Ermittlung einer zeitdiskreten Zwangsbeanspruchung:

$$\sigma_{\text{beh}}(t) = \int_0^t \Delta\varepsilon_0(t) \cdot a(t) \cdot E_c(t) \cdot dt \quad (2.1)$$

σ_{beh}	Zwangsspannung
$\Delta\varepsilon_0$	Verformungseinwirkung
$a(t)$	Behinderungsgrad (bei zwängungsfreier Lagerung ist $a = 0$)
E_c	Elastizitätsmodul des Betons

In der Regel gibt es für Betonbauteile zwei maßgebende Situationen, in denen Zwangsbeanspruchungen auftreten können. Beim sogenannten frühen Zwang erfährt das Bauteil im Erhärtungszeitraum erhebliche Verformungseinwirkungen aus den Temperaturdehnungen infolge der Betonerhärtung und den Schwindverkürzungen durch Hydratation. Zudem spielt die in diesem Zeitraum erst parallel entstehende Steifigkeit eine maßgebliche Rolle für die Größe der erzeugten Zwangsbeanspruchung. Als später Zwang werden die Zwangsbeanspruchungen aus den klimatischen Temperaturänderungen während der Nutzungsphase und die Schwindverkürzungen infolge der Austrocknung des Bauteils bezeichnet.

2.1 Möglichkeiten der Berechnung von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen

Für die rechnerische Ermittlung der Zwangsbeanspruchung können sowohl analytische Lösungen als auch numerische Berechnungsmodelle verwendet werden. Die Verwendung einer Kombination von analytischen und numerischen Lösungen ist ebenfalls möglich. Alle Lösungsmethoden basieren im Wesentlichen auf der Einhaltung der Verformungskompatibilität. Im Folgenden werden die verschiedenen Lösungsmethoden näher erläutert.

2.1.1 Analytische Berechnung

Analytische Methoden liefern wegen dem deutlich geringeren Rechenaufwand sehr anwendungsfreundliche Lösungen. Für einfache Standardfälle können damit schnelle und oft ausreichend genaue Ergebnisse erzielt werden. Die Ergebnisse stellen nach Schlicke [11] jedoch stets nur Näherungslösungen dar. Die größte Schwierigkeit bei einer analytischen Formulierung ist eine zutreffende Beschreibung der Verformungseinwirkung infolge des Temperaturfelds und eine möglichst exakte Abbildung des Behinderungsgrades. Für die Beschreibung der Temperaturgeschichte des erhärtenden Bauteils stehen verschiedenen Formelwerke zur Verfügung siehe z.B. DAfStb Heft 466 [8], Röhling [10]. Für die Ermittlung des Behinderungsgrades ist der Verlauf der Steifigkeitsentwicklung des Betons erforderlich. Der Behinderungsgrad ist dabei abhängig von der Verteilung der Verformungseinwirkung, der Art der auftretenden Zwängung sowie dem Steifigkeitsverhältnis zwischen dem behinderten Bauteil welches versucht sich zu verformen und dem Bauteil welches diese Verformungsbestrebungen behindert.

Zur Erläuterung dieses Zusammenhangs dient das Beispiel einer Wand die nachträglich auf einem Fundament errichtet wird. Die Verformungseinwirkung auf die Wand resultiert aus der im Querschnitt gleichmäßig verteilten Temperaturverkürzung ΔT_N , vgl. Abbildung 2.1. Die Verkürzung der Wand wird in der Fuge zwischen Wand und Fundament durch die unterschiedliche Dehnsteifigkeit behindert. Da die Verformungseinwirkung zusätzlich noch exzentrisch zum Wandfuß wirkt wird eine zusätzliche Verkrümmung des Gesamtquerschnitts hervorgerufen. Mit der zunehmenden Wandlänge wird jedoch die Verkrümmung durch das Eigengewicht wieder bis zu 100% behindert.

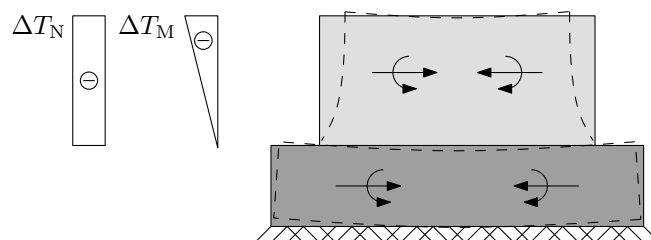


Abb. 2.1: Verformungseinwirkungen und deren Behinderung bei Wand-Fundament-Systemen

Ein weiteres Problem bei analytischen Lösungen ist eine zutreffende Beschreibung der Eigenspannungen im Bauteil. Alle diese Effekte müssen bei einer analytischen Lösung in einem Rechengang durch verschiedene Beiwerte erfasst werden. Für einige Standardfälle

können diese Beiwerte zum Beispiel mithilfe einer Numerischen Parameterstudie bestimmt werden.

2.1.2 Numerische Simulation

Generell erfolgt die numerische Simulation in zwei Schritten. Als Erstes wird die Temperaturgeschichte im Bauteil mit sämtlichen zugehörigen Randbedingungen über einen bestimmten Zeitverlauf simuliert. Im Anschluss werden aus dem Temperaturfeld die entstehenden Spannungen im Bauteil unter Berücksichtigung der Randbedingungen, wie beispielsweise der Festigkeitsentwicklung, berechnet. Beide Schritte unterliegen einer zeitlichen Veränderung, weshalb die Berechnung in einzelnen Zeitschritten erfolgt. Bei erhärtenden Betonbauteilen ist eine große Aufmerksamkeit auf die zeitliche Synchronisation zwischen der Verformungseinwirkung und den mechanischen Materialeigenschaften im Erhärtungszeitraum erforderlich. Näheres ist Schlicke, S.55 [11] bzw. im Abschnitt 2.2 zu entnehmen.

2.2 Berechnungsmodell

2.2.1 Allgemeines

Untersucht wird der Fall einer Wand, die auf ein zuvor bereits erhärtetes Fundament betoniert wird. Die Rissgefahr dieses Bauteiltyps entsteht durch die Verformungsbehinderung in der Fuge zwischen Wand und Fundament. Für die Simulation von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen des Bauteiltyps Wand auf Fundament wird in dieser Arbeit ein numerisches Berechnungsmodell mit schubstarrer Koppelung von Bodenplatte und Wand verwendet.

In Abbildung 2.2 ist das Berechnungsmodell dargestellt. Das im Berechnungsmodell implementierte Materialmodell für erhärtenden Beton wird in Kapitel 3 näher beschrieben. Das Berechnungsmodell wurde mit der Eingabesprache CADINP der kommerziellen Finiten-Element Software SOFiSTiK (Version: 16.09-33x64, Studienlizenz) erstellt.

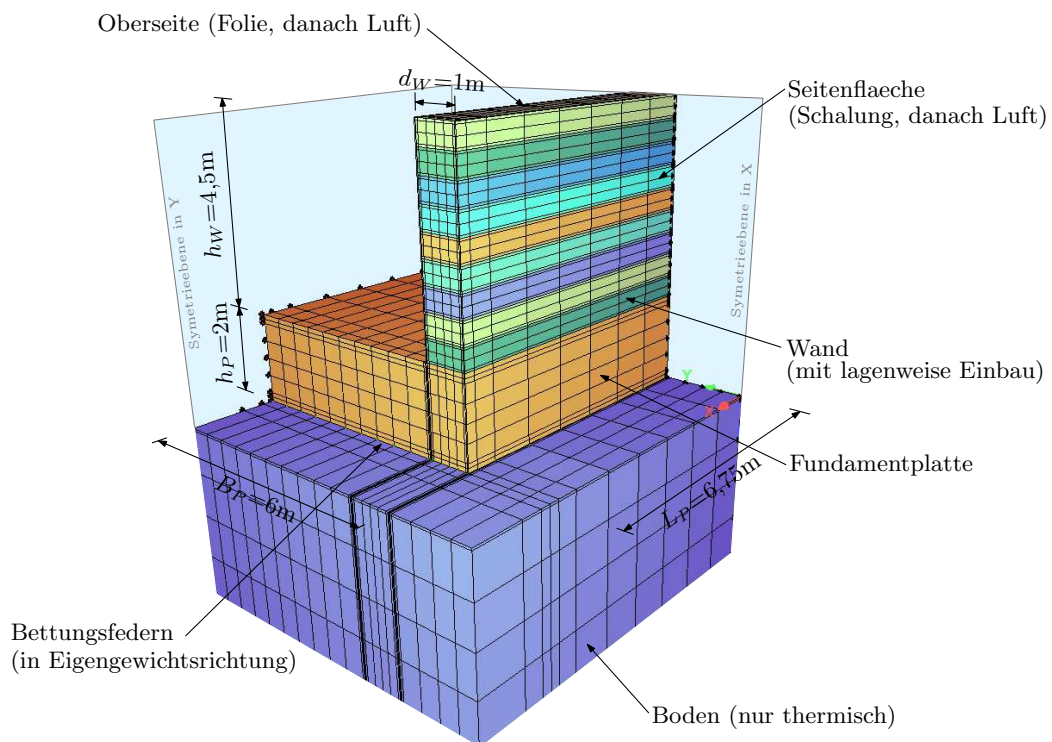


Abb. 2.2: FE-Modell des Bauteiltyps - Wand auf Fundament

2.2.2 Geometrie, Lagerung und FE-Netz

Die Geometrie des Modells wurde parametrisch mithilfe des Programmmoduls SOFiMSHA erstellt. Die verschiedenen Elemente des Bauteils wurden dabei in eigenen Gruppen zusammengefasst. Bei der Erstellung des Berechnungsmodells wurden die Symmetrieebenen ausgenutzt um die Anzahl der Elemente zu reduzieren und somit eine effiziente Rechenzeit zu gewährleisten. Für die Diskretisierung des vorhandenen Problems wurden Volumenelemente (BRICs) verwendet, um das Temperaturfeld und den Wärmefluss im Bauteil richtig abbilden

zu können, vgl. dazu auch die „Notwendigkeit von Volumsmodellen“ in Schlicke [11]. In den Randbereichen wurde das FE-Netz verfeinert, um den Temperaturgradienten und den Wärmeabfluss in diesem Bereich genauer erfassen zu können. Im Kernbereich wurde ein gröberes FE-Netz gewählt, da der Temperaturfluss hier nahezu konstant ist. Für die Abbildung des Wärmeübergangs zwischen dem Bauteil und der Umgebung wurden 2D-Elemente (QUADs) an den Außenseiten angeordnet, welchen die jeweiligen spezifischen Randbedingungen abbilden. Die Abbildung der Bauwerk-Boden Interaktion erfolgt vereinfacht mit dem Bettungsmodulverfahren. Durch diesen Ansatz kann die Rechenzeit weiter reduziert werden, aber trotzdem eine ausreichende Genauigkeit erreicht werden. Weiters ist durch einen Zugfederausfall die Berücksichtigung der Aktivierung des Eigengewichts sehr einfach möglich und eine komplexe Modellierung mittels Kontaktelementen kann entfallen. Damit dient der Boden nur der Simulation des Temperaturverlaufes und kann bei der Berechnung der Spannungen unberücksichtigt bleiben.

2.2.3 Berechnung des Temperaturfelds

Zur Bestimmung des Temperaturfelds infolge der Hydratation und den äußeren Randbedingungen wird das Modul HYDRA verwendet. Die Temperaturentwicklung infolge der Hydratation wird dabei mittels des Modells nach Jonasson [7] berechnet welches im Modul HYDRA bereits implementiert ist. Eine genauere Erläuterung des verwendeten Materialmodells erfolgt in Kapitel 3. Die äußeren Randbedingungen wie Umgebungstemperatur der Luft, Wärmeübergangskoeffizient der Schalung usw. werden dabei über die QUAD-Elemente berücksichtigt. Die Anfangstemperaturen von Boden, Fundament und Frischbeton wurden den Volumselementen (BRICs) direkt zugewiesen. Bei der Berechnung wurde der Bauablauf, also das Einbringen der einzelnen Schichten beim Betonieren und das Wegnehmen der Schalung ebenfalls berücksichtigt, vgl. Abbildung 2.3.

2.2.4 Berechnung der Schwinddehnungen

Für das autogene Schwinden werden die Schwinddehnungen inkrementell über den Zeitverlauf bestimmt. Für die Generierung der Belastung aus Schwinden wird das Modul SOFiLOAD verwendet. Die Größe und der zeitliche Verlauf der Schwinddehnung werden dabei direkt über den Hydratationsgrad und dem zu erwartenden Endschwindmaß berechnet. Die Ermittlung des Endschwindmaßes erfolgt nach EN 1992-1-1 [4]. Das autogene Schwinden ist abhängig vom Hydratationsprozess, durch den Hydratationsgrad sind die Schwinddehnungen an die Temperaturentwicklung des Bauteils gekoppelt. Die Belastung aus Schwinden wird als Volumsdehnung für jedes Element und für jede Richtung in einem separaten Lastfall gespeichert und anschließend mit den Spannungen aus der Temperatureinwirkung überlagert.

2.2.5 Berechnung der Spannungen

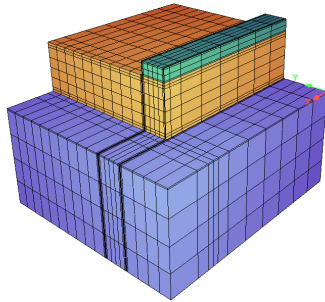
Die Berechnung der Spannungen erfolgt mit dem Modul ASE (AllgemeineSpannungs-Ermittlung). Bei der Berechnung der Spannungen wird dabei ebenfalls der Einfluss aus einem lagenweisen Betoneinbau, sowie die Boden-Bauwerkinteraktion über Bettungsfedern, berücksichtigt. Durch den Ausfall der Bodenfedern auf Zug kann die Aktivierung des

Bauteileigengewichts berücksichtigt werden. Die Spannungen werden aus den Temperaturdehnungen infolge der Hydratation und den Schwinddehnungen für jeden einzelnen Zeitschritt berechnet. Da es sich dabei um eine nichtlineare Berechnung handelt, sind die Lastfälle in einer Lastfallkombination für jeden Zeitschritt zu berechnen. Darüber hinaus wird die Spannungsgeschichte sehr stark von den viskoelastischen Eigenschaften des Betons beeinflusst. Für die Abbildung des viskoelastischen Materialverhaltens wird deshalb ein paralleler Berechnungsalgorithmus mit einem gleichzeitigen Recording der Spannungsgeschichte für jedes einzelne Element verwendet. Dieser Algorithmus wurde aus Schlicke [11] übernommen, wo näheres über die Ansätze und die Implementierung des viskoelastischen Materialmodells in SOFiSTiK zu finden ist.

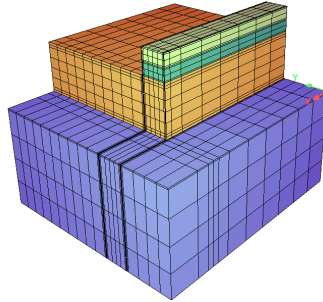
2.2.6 Bestimmung der Spannungsverläufe

Die berechneten Spannungen werden in einem TEMPLATE aus der Datenbank von SOFiSTiK ausgelesen und anschließend ausgegeben. Für die Ermittlung der Spannungsanteile ohne den Einfluss der Eigenspannungen werden die Spannungen im maßgebenden Querschnitt aufintegriert. Aus den aufintegrierten Schnittgrößen $N_{Zwang}(t)$ und $M_{Zwang}(t)$ können die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen mithilfe der Formeln aus der Balkentheorie bestimmt werden. Dabei wird stets das Ebenbleiben des Querschnitts vorausgesetzt.

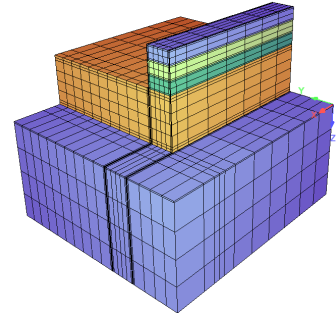
Einbau Schicht 1



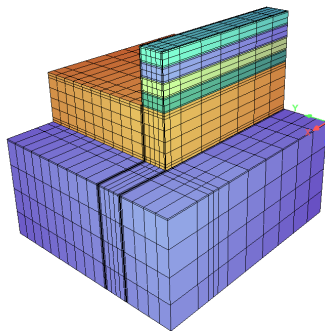
Einbau Schicht 2



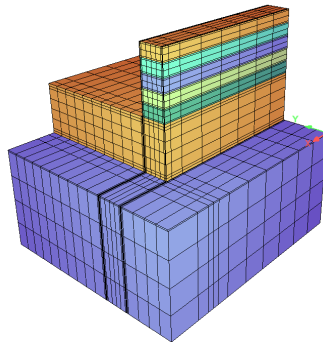
Einbau Schicht 3



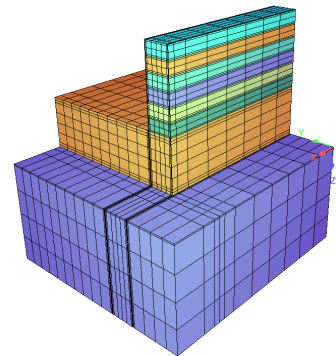
Einbau Schicht 4



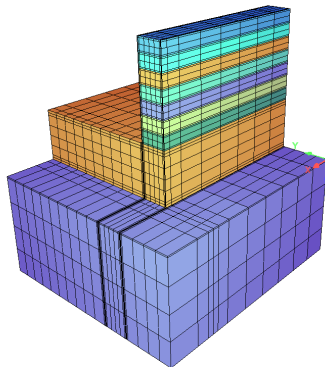
Einbau Schicht 5



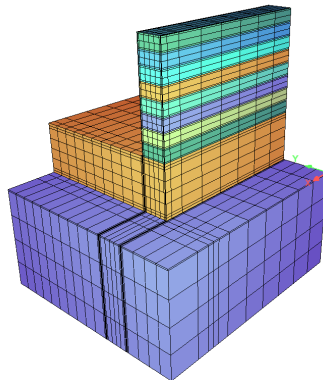
Einbau Schicht 6



Einbau Schicht 7



Einbau Schicht 8



Einbau Schicht 9

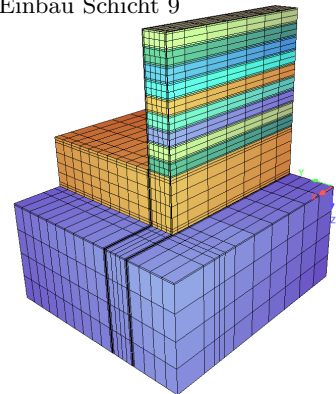


Abb. 2.3: Simulation des lagenweisen Betoneinbaus - Einbau der Schichten im FE-Modell

3 Materialmodell für die Festigkeitsentwicklung im Erhärtungszeitraum

Da sich die Materialeigenschaften während der Erhärtungsphase stark verändern, ist eine zeitdiskrete Betrachtung der Materialeigenschaften notwendig. In dieser Arbeit erfolgt die zeitdiskrete Beschreibung der zeitabhängigen Materialeigenschaften auf Grundlage des effektiven Betonalters nach Freiesleben [5] mit der Modifikation von Jonasson [7]. In den folgenden Abschnitten werden das effektive Alter, die Wärmentwicklung des Betons, Wärmeleitfähigkeit, Wärmespeicherkapazität und die mechanischen Eigenschaften des Betons wie Festigkeitsentwicklung, Schwindverkürzung und die Viskoelastizität des Betons näher beschrieben.

3.1 Wärmeentwicklung und effektives Betonalter

Die Temperaturgeschichte des Betons während der Erhärtungsphase wird einerseits von der Reaktionswärme infolge der Hydratation des Zements und andererseits von den relevanten thermischen Materialeigenschaften aller Betonbestandteile bestimmt. Die Temperaturentwicklung ist abhängig von der Frischbetontemperatur, der Geometrie, der Massigkeit des Bauteils und den klimatischen Randbedingungen der Umgebung. Beeinflusst werden kann die Temperaturentwicklung z.B. durch die Verwendung von Zement mit einer geringen Hydratationswärmeentwicklung, das teilweise Ersetzen von Zement mit AHWZ (aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe), die Kontrolle der Frischbetontemperatur sowie durch thermisch wirksame Nachbehandlungsmaßnahmen.

3.1.1 Effektives Betonalter

Die Modellierung des Erhärtungsfortschritts des Betons wird in dieser Arbeit mithilfe des fiktiven effektiven Betonalters durchgeführt. Mit dem effektiven Betonalter kann der Einfluss der Betontemperatur auf die Erhärtungsgeschwindigkeit gut abgebildet werden und stellt damit einen allgemeingültigen Zusammenhang zwischen der Temperaturgeschichte des erhärtenden Betons und dessen Festigkeitsentwicklung dar. Das effektive Betonalter kann unter Verwendung der Reifefunktion von Freiesleben [5] nach Glg. (3.1) mithilfe der tatsächlichen Zeit und der Temperaturgeschichte im jeweiligen Materialpunkt bestimmt werden.

$$t_{\text{eff}} = \int \exp \left\{ \frac{E_A}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] \right\} dt \quad (3.1)$$

t_{eff}	effektives Betonalter
t	tatsächliche Zeit
E_A	Aktivierungsenergie des Betons in $[J/mol]$
R	universelle Gaskonstante, $R = 8,3143 J/(mol \cdot K)$
T	Betontemperatur

3.1.2 Wärmeentwicklung infolge Hydratation

Durch die chemische Reaktion zwischen den Zementmineralien und dem Wasser wird aus dem Zementleim der Zementstein, wobei ein Großteil des Wassers durch den Zement chemisch gebunden wird. Diese Bindung des Wassers wird als Hydratation bezeichnet. Die Hydratation ist ein exothermer (wärmeabgebender) Prozess, es wird dabei also Wärme freigesetzt. Durch den Wärmeabfluss der Betonoberflächen an die Umgebungstemperatur ist die Temperaturverteilung und der Wärmefluss im Querschnitt nicht gleichmäßig. Dieser Vorgang führt vor allem bei sehr massigen Bauteilen zu einer hohen Wärmeentwicklung im Kern. Die Wärmeentwicklung im Bauteil kann über unterschiedliche Methoden bestimmt werden. Beispielsweise kann die Bestimmung mithilfe eines Kalorimeters oder der Messung einer adiabatischen Temperaturentwicklung an einem großformatigen Betonblock, vgl. ZTVW-LB215 [16], durchgeführt werden. Näheres zum auftretenden Phänomen der Selbstbeschleunigung bei sehr massigen Bauteilen kann der Arbeit von Schlicke [11] entnommen werden. Für die Anpassung des Materialmodells an die Versuchsdaten muss die in Versuchen gemessene Zeit auf die fiktive Zeit des effektiven Betonalters gem. Glg. (3.1) umgerechnet werden. Die Modellierung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung im Hydratationsprozess erfolgt in dieser Arbeit mit dem Ansatz nach Jonasson [7] nach Glg. (3.2). Für die Temperaturänderung des Betons gilt dabei:

$$\Delta T(t_{\text{eff}}) = \Delta T_{\infty} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right]^{c_1} \right) \right\} \quad (3.2)$$

$\Delta T(t_{\text{eff}})$	Temperaturerhöhung bezogen auf das effektive Betonalter
ΔT_{∞}	maximale Temperaturerhöhung des Betons
A, t_k, c_1	freie Parameter zur Anpassung des Betons

Die Wärmeentwicklung des Betons während der Hydratation kann auch mit der Wärmequellfunktion gem. Glg. (3.3) über die im Beton freiwerdende Wärmemenge ermittelt werden.

$$Q_{\text{max}} = \int_0^{\infty} S_c(t) \cdot \Delta T(t) \cdot dt \quad (3.3)$$

$\Delta T(t)$	Temperaturerhöhung im Zeitverlauf
$S_c(t)$	Wärmespeicherkapazität des Betons im Zeitverlauf

Für die Anwendung bei zeitschritt-basierten Modellierungen kann gemäß [11] von einer konstanten Wärmespeicherkapazität ausgegangen werden. Der Einfluss der veränderlichen Wärmespeicherkapazität muss dann in der Wärmequellfunktion auf Basis der Temperaturänderung berücksichtigt werden. Die für die Temperaturentwicklung frei wählbaren Parameter A , t_k und c_1 nach Glg. (3.2) enthalten dabei bereits den Einfluss einer veränderlichen Wärmespeicherkapazität. Für die Modellierung wird daher im weiteren folgende Gleichung verwendet:

$$Q(t_{\text{eff}}) = Q_{\text{max}} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right]^{c_1} \right) \right\} \quad (3.4)$$

3.1.3 Wärmespeicherkapazität und Wärmeleitfähigkeit

Die Temperatur im Bauteil ist, wie vorher beschrieben, von der Wärmespeicherkapazität abhängig. Bei massigen Bauteilen wird dabei auch der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit λ größer. Durch den Einfluss der Wärmeleitfähigkeit wird die Form des Temperaturfelds im Bauteil beeinflusst. Nach Schikora und Eierle [11] sowie Schlicke [11] kann die Wärmeleitfähigkeit des Betons mit der folgenden Gleichung berücksichtigt werden:

$$\lambda(t_{\text{eff}}) = \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_R) \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (3.5)$$

- $\lambda(t_{\text{eff}})$ Wärmeleitfähigkeit zum Zeitpunkt t_{eff}
- λ_0 Wärmeleitfähigkeit bei Beginn der Hydratation ($\lambda_0 = 3,0 \text{ W/mK}$)
- λ_R theoretischer Endwert der Wärmeleitfähigkeit ($\lambda_R = 2,1 \text{ W/mK}$)

Der Einfluss der veränderlichen Wärmespeicherkapazität infolge von thermischen Wechselwirkungen durch die klimatischen Randbedingungen der Umgebung hat jedoch i.d.R. vernachlässigbare Auswirkungen auf die Temperaturantwort des Bauteils im frühen Betonalter. Daher werden sowohl die Wärmespeicherkapazität als auch die Wärmeleitfähigkeit im Berechnungsmodell als konstant angesetzt.

3.2 Mechanische Materialeigenschaften

3.2.1 Festigkeitsentwicklung von erhärtendem Beton

Für die Festigkeitsentwicklung von erhärtendem Beton können neben den in EN 1992-1-1 [4] vorgeschlagenen Ansätzen auch andere Funktionen, die meist über freie Parameter verfügen, verwendet werden. Die Festigkeitsentwicklung wird in dieser Arbeit mithilfe des Modells nach Wesche [15] modelliert. Die Funktion der Festigkeitsentwicklung bezieht sich dabei auf das effektive Betonalter und ist somit kompatibel mit dem Ansatz der Wärmequellfunktion in der ebenfalls das effektive Betonalter verwendet wird. Ein großer Vorteil des gewählten Ansatzes ist die stetige Formulierung im Bereich der Erstarrung sowie die mögliche Abbildung von Nacherhärtung. Außerdem wird hier eine geschlossene Beschreibung von Druck- und Zugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls durch den Zeitbeiwert f_β ermöglicht. Der Zeitbeiwert ist dabei definiert als:

$$f_{\beta}(t_{\text{eff}}) = \exp \left\{ -a \cdot \frac{w}{b} \cdot \left[t_{\text{eff}}^{-b} - 28^{-b} \right] \right\} \quad (3.6)$$

t_{eff} Effektives Betonalter in Tagen
 w/b Wasser-Bindemittel-Wert
 a, b Beiwerte zur Festigkeitsentwicklung

Die Beiwerte a, b sind nach Wesche [15] anhand der Zementfestigkeitsklasse zu wählen. Alternativ können die Beiwerte a, b an einer mittels Versuchen ermittelten Druckfestigkeit angepasst werden. Die Gleichung für die Entwicklung der Druckfestigkeit lautet:

$$f_c(t_{\text{eff}}) = f_{c,28} \cdot f_{\beta}(t_{\text{eff}}) \quad (3.7)$$

$f_{c,28}$ jeweilige Druckfestigkeit nach 28 Tagen

In Abbildung 3.1 ist die Entwicklung der Druckfestigkeit für den in weiterer Folge verwendeten Referenzbeton dargestellt. Detaillierte Informationen zu diesem Beton sind in [11] und [6] zu finden.

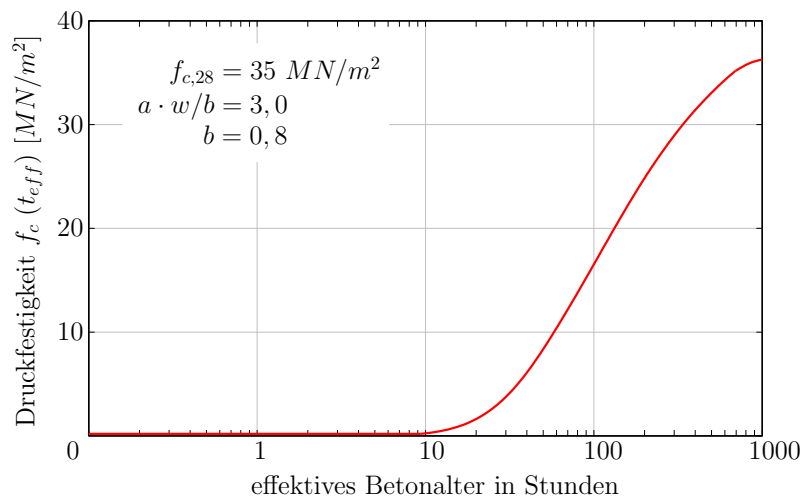


Abb. 3.1: Materialmodell zur Entwicklung der Druckfestigkeit

Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit kann ebenfalls mithilfe der Funktion f_{β} erfolgen und ist in den Abbildungen 3.2 und Abbildung 3.3 dargestellt.

$$E_{\text{cm}}(t_{\text{eff}}) = E_{\text{cm}} \cdot [f_{\beta}(t_{\text{eff}})]^{1/3} \quad (3.8)$$

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul nach 28 Tagen

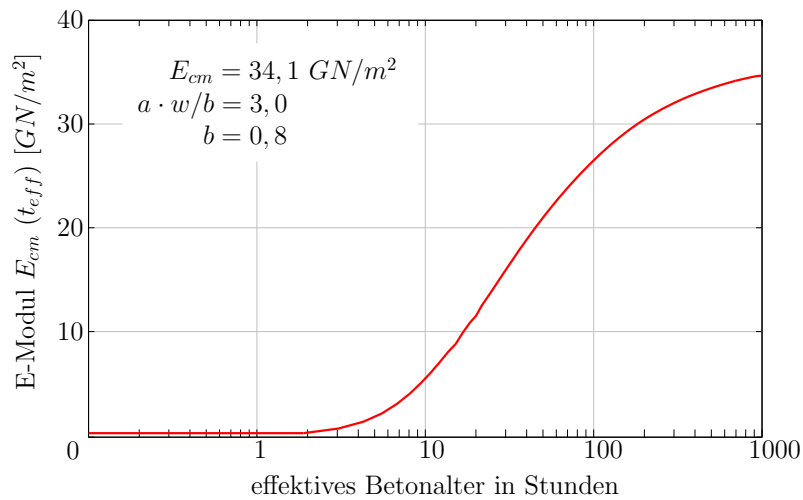


Abb. 3.2: Materialmodell zur Entwicklung des Elastizitätsmoduls

$$f_{ctm}(t_{eff}) = f_{ctm} \cdot [f_{\beta}(t_{eff})]^{2/3} \quad (3.9)$$

f_{ctm} mittlere Zugfestigkeit nach 28 Tagen

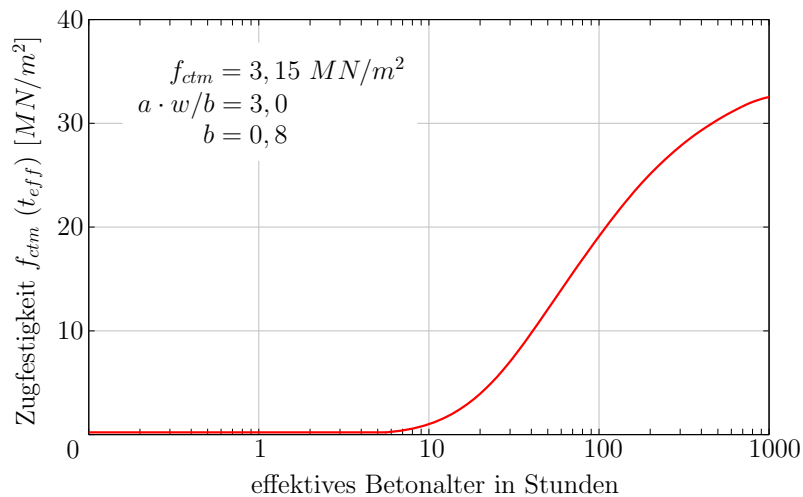


Abb. 3.3: Materialmodell zur Entwicklung der Zugfestigkeit

Die Berechnung des 5%-Fraktilwertes der Zugfestigkeit zur Untersuchung und Bewertung der Rissgefahr erfolgt nach EN 1992-1-1 [4] aus der mittleren Zugfestigkeit:

$$f_{ctk,0.05}(t_{eff}) = 0,7 \cdot f_{ctm}(t_{eff}) \quad (3.10)$$

3.2.2 Querdehnungsverhalten und Wärmeausdehnungskoeffizient

Sowohl das Querdehnungsverhalten als auch der Wärmeausdehnungskoeffizient weichen im frühen Betonalter erheblich von jenen des bereits erhärteten Betons ab. Diese Unterschiede werden jedoch bis zum Beginn der Festigkeitsentwicklung nahezu wieder abgebaut. Das Querdehnungsverhalten und der Wärmeausdehnungskoeffizient des erhärtenden Betons wird in dieser Arbeit in Anlehnung an die Vorgehensweise in [11] mit den üblichen Werten für Beton $\mu = 0.2$ und $\alpha_T = 10^{-5}$ daher als konstant angenommen.

3.2.3 Einfluss des Schwindens von Beton auf die Höhe der Zwangbeanspruchungen

Das Schwinden des Betons stellt eine intrinsische Verformungseinwirkung in Form einer gleichmäßigen Volumsreduktionen in allen Richtungen dar, die neben den gleichzeitig auftretenden thermischen Verformungseinwirkungen, ebenfalls durch die Behinderung einer Zwangbeanspruchung hervorruft. Die Schwindenverformungen setzen sich aus dem vorwiegend im Erhärungszeitraum, infolge der Hydratation, stattfindenden autogenem Schwinden ε_{ca} und dem im Anschluss stattfindendem Trocknungsschwinden ε_{cd} zusammen. Aufgrund der zeitschrittbasierten Simulation bei der Untersuchung von Zwangbeanspruchungen sind beide Teile getrennt voneinander zu betrachten. Die Größe und der zeitliche Verlauf des Schwindens ist in der EN 1992-1-1 [4] geregelt.

Autogenes Schwinden

Das autogene Schwinden oder auch Grundschrwinden des Betons tritt maßgeblich während der Beton erhärtung, also bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren auf. Schwinddehnungen erhöhen sich mit einem steigendem Zementanteil und somit durch eine höhere Betonfestigkeit. Die beiden Ursachen der Schwinddehnungen sind einerseits die Volumenreduktion des Hydratationsprodukts gegenüber dem Volumen der Ausgangsstoffe und andererseits der Unterdruck im Porensystem während der Erhärtungspause. Die auftretende Volumenreduktion ist dabei nahezu gleichmäßig im Querschnitt verteilt. Eine detailliertere Ausführung ist in Schlicke [11] zu finden. In dieser Arbeit werden die normativen Vorgaben der EN 1992-1-1 [4] für das Endschrwindmaß verwendet.

Für das Schwindmaß gilt dann:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.11)$$

f_{ck} Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

In der vorliegenden Arbeit wurde das autogene Endschrwindmaß $\varepsilon_{ca,\infty}$ mit 0,05 ‰ angesetzt. Der Fortschritt des autogenen Schwindens ist vom Erhärtungsprozess abhängig, deshalb wird auch hier der zeitliche Verlauf auf Basis der Wärmefreisetzung entsprechend Glg. (3.12) angewandt.

$$\varepsilon_{ca}(t_{\text{eff}}) = \varepsilon_{ca,\infty} \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{eff}}} \quad (3.12)$$

Das sich das autogene Schwinden stets ungünstig auswirkt, sollten diese Verformungseinwirkungen bei der Modellierung von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen in der Regel nicht vernachlässigt werden.

Trocknungsschwinden

Trocknungsschwinden setzt mit dem Beginn der Austrocknung, in den meisten Fällen gleichzusetzen mit dem Ende der Nachbehandlung, ein und tritt maßgeblich während der Nutzungsphase auf. Die auftretenden Verformungseinwirkungen entstehen dabei durch das Ausdiffundieren von chemisch nicht gebundenem Wasser. Das Trocknungsschwinden erzeugt somit eine Feuchtegradient, d.h einen Feuchtigkeitsunterschied zwischen dem Bauteil und der Umgebung. Da nur in Ausnahmefällen spezifische Angaben oder Messungen zum Trocknungsschwinden während der Planungsphase vorliegen, kann in den meisten Fällen nur auf die norminativen Angaben zurückgegriffen werden. Anhaltswerte für die Schwindmaße und deren zeitliche Entwicklung können z.b EN 1992-1-1 [4] entnommen werden. Die erforderlichen Eingangsparameter zur Bestimmung der Schwindmaße für das Trocknungsschwinden sind die Betonfestigkeitsklasse, die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung, die Querschnittsfläche und der dem trocknen ausgesetzte Querschnittsumfang.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.13)$$

- t Betonalter zum Betrachtungszeitpunkt in Tagen
- t_s Betonalter zu Beginn des Trocknungsschwindens
- h_0 Beiwert zur Beschreibung der Querschnittsmassigkeit

Nach Schlicke [11] ist das Trocknungsschwinden bei üblichen Hochbauquerschnitten eine nennenswerte Einwirkung während der Nutzung. Bei massigen Querschnitten ist es jedoch lediglich ein Oberflächenproblem. Und bei der Bestimmung von erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen bei massigeren Bauteilen hat das Trocknungsschwinden jedoch keine große Bedeutung.

3.2.4 Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften

Die viskoelastischen Eigenschaften entstehen durch die von der Zeit abhängenden Volumenänderungen bei Beanspruchung des Betons. Im Bauingenieurwesen werden die viskoelastischen Betoneigenschaften meist durch Kriechen und Relaxation als reine Werkstoffeigenschaften unter idealen Randbedingungen definiert. Das alleinige Auftreten von Kriechen oder Relaxation ist generell nur unter ideellen Randbedingungen möglich. Reines Kriechen erfordert ein konstantes Spannungsniveau und eine vollständige Verformungsfreiheit (vgl. Abbildung 3.4, Links). Alleinige Relaxation bedarf einer vollständigen Verformungsbehinderung des Systems welches selbst unter einer Spannungsänderung jegliche Verformung ausschließt (vgl. Abbildung 3.4, Mitte). Systeme mit vollständiger Verformungsbehinderung sind im Allgemeinen nicht vorhanden. Daher ist in der Realität immer eine Mischform (vgl. Abbildung 3.4, Rechts) anzutreffen. Diese Mischform wird auch als teilweise Behinderung bezeichnet. Kennzeichnend für eine teilweise Behinderung ist das gleichzeitige Auftreten und die gegenseitige Beeinflussung von Kriechen und Relaxation. Die teilweise Behinderung des Systems wird durch den Behinderungsgrad $a(t)$ beschrieben. Da der Behinderungsgrad selbst von der Systemsteifigkeit abhängig ist, ist die Beschreibung der viskoelastischen Effekte nur durch aufwendige Superpositionen im Bauteil möglich.

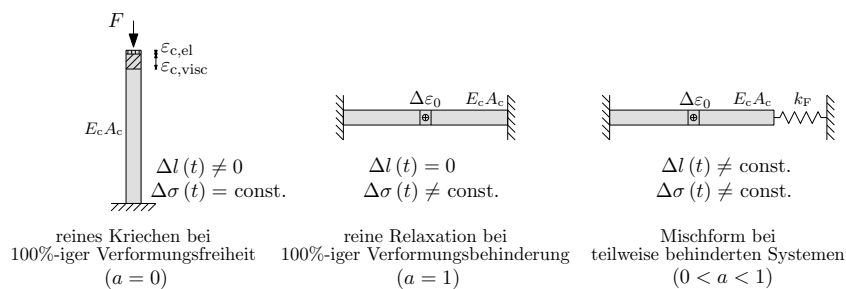


Abb. 3.4: Schematische Darstellung des Einflusses des Behinderungsgrads a auf die Systemantwort des Bauteils infolge viskoelastischer Eigenschaften des Betons nach [11]

In dieser Arbeit wird das viskoelastische Verhalten des Betons durch den verformungsbasierten Ansatz nach dem Ansatz von Schlicke [11] zeitdiskret abgebildet. Die viskoelastischen Zusatzverformungen werden dabei für jeden einzelnen Zeitschritt in Abhängigkeit der Systemsteifigkeit (E-Modulentwicklung) und der bisher eingepprägten Spannungsgeschichte im System berechnet. Anschließend werden die berechneten Anteile superponiert. Für die Größe der Spannungsanteile aus Kriechen werden die norminativen Kriechkurven aus der EN 1992-1-1 [4] verwendet. Allerdings wird in Anlehnung an [11] zwischen Druck- und Zugkriechen unterschieden. Eine sehr ausführliche Informationen über getroffene Annahmen zur genauen Modellierung der viskoelastischen Eigenschaften kann aus Schlicke [11] entnommen werden.

4 Ergebnisse des Referenzfalls

4.1 Beschreibung des Referenzfalls

Zunächst wird das erwartete Bauteilverhalten und die Rissgefahr allgemein beschrieben und anschließend werden die Berechnungsergebnisse für einen ausgewählten Fall, im weiteren als Referenzfall bezeichnet, ausgewertet und interpretiert.

Beim Betonieren der Wand hat die Fundamentplatte ihren Erhärtungsprozess bereits vollständig abgeschlossen und die Ausgleichstemperatur ist bereits erreicht. Die Bauteiltemperaturen zu Betonierbeginn sind konstant, die Umgebungstemperatur wurde ebenfalls als konstant definiert. Der Fugenabstand wurde mit 13,5 m und die Wandhöhe mit 4,5 m definiert. Daraus ergibt sich für das betrachtete Bauteil ein L/H -Verhältnis von 3. Im Berechnungsmodell wurde der Bauablauf (Einbau der verschiedenen Schichten) mit einem Zeitversatz von 1 h pro Schicht berücksichtigt um realistischere Ergebnisse zu erhalten. Das Ausschalen der Seitenflächen des Bauteils erfolgt in diesem Fall nach drei Tagen. Die Auswertung erfolgt an zwölf verschiedenen aussagekräftigen Konten im maßgebenden Querschnitt. Die Auswertungspunkte liegen dabei in der Fuge zwischen Fundament und Wand, auf halber Wandhöhe, an der Wandoberseite sowie bei im unteren viertel der Wandhöhe jeweils innen, mittig und außen.

Eine Zusammenfassung der beschriebenen Eingangsgrößen kann Tab. 4.1 entnommen werden.

Parameter	Variable	Wert	Einheit
Fundamentbreite	B_P	12,00	[m]
Wandlänge	L_W	13,50	[m]
Fundamentplattendicke	h_P	2,00	[m]
Wandhöhe	h_W	4,75	[m]
Wanddicke	d_W	1,00	[m]
Frischbetontemperatur	T_{Beton}	25,00	[°C]
Umgebungstemperatur	T	20,00	[°C]
Fundamenttemperatur zu Betonierbeginn	T_{Fund}	20,00	[°C]
Bodentemperatur zu Betonierbeginn	T_{Boden}	17,00	[°C]
Wärmeübergangskoeffizient-Luft	α_L	20	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Schalung	α_S	4,5	[W/m ² K]
Wärmespeicherkapazität-Beton	$S_{c,\text{Beton}}$	2500	[kJ/m ³ K]
Wärmeleitfähigkeit-Beton	λ_{Beton}	2,40	[W/mK]
Wärmespeicherkapazität-Boden	$S_{c,\text{Boden}}$	1600	[kJ/m ³ K]
Wärmeleitfähigkeit-Boden	λ_{Boden}	1,66	[W/mK]
Bettungsmodul-Boden	k_{Boden}	10000000	[kN/m ³]

Tab. 4.1: Geometrie, Thermische Randbedingungen und Bodensteifigkeit

4.2 Beurteilung der Rissgefahr infolge Zwangsbeanspruchung von Wand-Fundament-Systemen

Die Rissgefahr wird als die Bewertung eines Bauteils hinsichtlich des Auftretens von Rissbildung im maßgebenden Querschnitt unter der maßgebenden Zwangsbeanspruchung definiert (vgl. Schlicke, S.73 [11]). Die Grundlage für die Bewertung der Rissgefahr stellen zunächst die Ergebnisse der Gesamtspannungen im maßgebenden Querschnitt des ungerissenen Systems dar. Anhand der Gesamtspannung in den jeweiligen Materialpunkten kann beurteilt werden, ob überhaupt mit einer Rissbildung zu rechnen ist, oder ob diese a priori ausgeschlossen werden kann. Die Rissgefahr kann ausgeschlossen werden, wenn sämtliche Spannungen im maßgebenden Querschnitt die zulässigen Zugspannungen nach Glg. (4.1) nicht überschreiten. Als Grenzwert wird hierzu in Schlicke [11] folgende Annahme vorgeschlagen:

$$f_{ct,risk} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t_{eff}) \quad (4.1)$$

Für die Bewertung der Rissgefahr wird hierbei die 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit mit einem zusätzlichen Sicherheitsfaktor verwendet. Die Höhe des Sicherheitsfaktors wird von Schlicke [11] mit 0,8 angegeben. Damit kann die Rissgefahr mit einer hohen Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

Durch die Umformung von Glg. (4.1) kann der Nachweis auch über die Einhaltung eines Spannungskriteriums (allgemeiner Rissindex) geführt werden.

$$\frac{\sigma_{c,i}(t)}{f_{ctm}(t)} \leq 0,56 \quad (4.2)$$

Kann die Rissgefahr anhand des oberen Spannungskriteriums nicht generell ausgeschlossen werden, kann mit einer zusätzlichen Analyse der Spannungsverteilung im Querschnitt ohne den Einfluss von Eigenspannungen beurteilt werden, inwiefern nur lokal begrenzte Rissbildung, bspw. Oberflächenrisse, oder Trennrisse zu erwarten sind. Dabei kann die Art und Intensität der Rissbildung im maßgebenden Querschnitt durch die Spannungsanalyse auf Querschnittebene bewertet werden. In Abbildung 4.1 ist ein typischer Spannungsverlauf einer Wand auf einem Fundament dargestellt. Die Gesamtspannung übersteigt den 5%-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit und es kommt mindestens zu einer lokalen Mikrorissbildung im Beton.

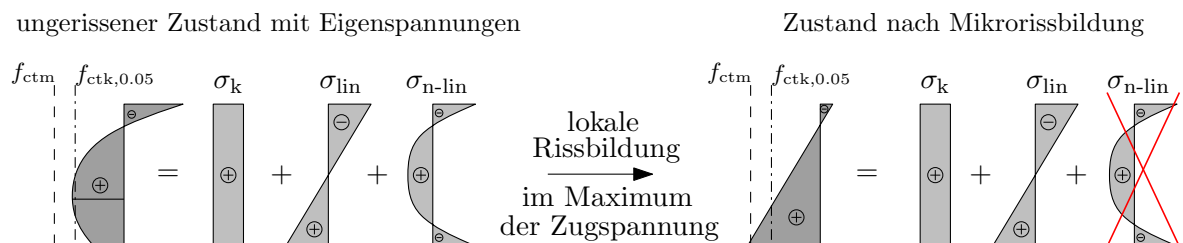


Abb. 4.1: Einfluss der Eigenspannungen auf die Bewertung der Rissgefahr nach [11]

Die Analyse der Spannungsverteilung erfolgt durch das Zerlegen in die idealtypischen Spannungsanteile gemäß der technischen Biegelehre. Die Zerlegung der Spannungsverteilung im Querschnitt in die idealtypischen Spannungsanteile kann allgemein durch die Integration der Spannungen über den Querschnitt erfolgen.

Dabei wird auf der sicheren Seite unterstellt, dass durch die lokale Rissbildung im Beton (Mikrorissbildung) die Spannungsanteile aus den Eigenspannungen entfallen, da diese eine eigene Gleichgewichtsgruppe bilden, welche bei lokaler Rissbildung abgebaut wird. Eigenspannungen sind intrinsische Größen, erzeugen keine äußeren Schnittgrößen und sind daher im klassischen Sinn auch nicht messbar. Der idealtypische Anteil der Eigenspannungen kann aber durch Abzug der bekannten Spannungsanteile von der Gesamtspannung ermittelt werden.

Durch das Wegfallen der Eigenspannungen ändert sich der Spannungszustand im Querschnitt grundlegend. Vor der Mikrorissbildung ist das Spannungsmaximum ungefähr bei einem Drittel der Wandhöhe zu finden. Nach der Mikrorissbildung liegt das Spannungsmaximum immer an der Wandunterseite im Bereich der Fuge zwischen Wand und Fundament. Werden also nur die Gesamtspannungen beurteilt, kann die Gefahr von Trennrissbildung erheblich unterschätzt werden.

Aus dem ideellen Spannungsanteilen nach der örtlich begrenzten Mikrorissbildung kann die Spannungsverteilung ohne den Einfluss der Eigenspannungen bestimmt werden. Hiermit kann dann beurteilt werden, ob mit einer ausgeprägten Makrorissbildung zu rechnen ist. In Abbildung 4.1 ist beispielsweise ein Fall dargestellt, bei dem mit einer Makrorissbildung zu rechnen ist, da die zulässige Zugspannung überschritten wurde. Als maßgebende Zugfestigkeit zur Überprüfung ob mit einer Makrorissbildung zu rechnen ist, wird gemäß Schlicke [11] die mittlere Zugfestigkeit des Betons nach Glg. (4.1) verwendet.

$$f_{ct,design} = f_{ctm}(t_{eff}) \quad (4.3)$$

Analog zum Mikrorissindex kann auch hier wieder ein Spannungskriterium (Makrorissindex) eingeführt werden:

$$\frac{\sigma_{c,N+M}(t)}{f_{ctm}(t)} \leq 1 \quad (4.4)$$

Liegt die maßgebende Zwangsbeanspruchung unter dem Spannungskriterium, kann eine Makrorissbildung ausgeschlossen werden. Ist der Ausschluss von Makrorissbildung möglich, so genügt die Anordnung von Oberflächenbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit der Oberfläche und es muss keine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite eingelegt werden. Kann die Makrorissbildung nicht ausgeschlossen werden, können die Eingangsparameter iterativ optimiert werden. Nach einer erneuten Berechnung kann anschließend überprüft werden, ob mit den optimierten Eingangsparametern eine Rissbildung ausgeschlossen werden kann. Zur Vermeidung von Makrorissen können auch risskontrollierende Maßnahmen wie ein kleinerer Fugenabstand oder betontechnologische Maßnahmen verwendet werden.

Die Bemessungsstrategie in dieser Arbeit ist darauf ausgelegt, eine bemessungsrelevante Rissbildung zu vermeiden.

Für den Referenzfall werden die Ergebnisse der Temperaturentwicklung sowie der Spannungsentwicklung genauer beschrieben. Zur Beschreibung der thermischen und mechanischen Zusammenhänge werden die Auswertungsknoten im maßgebenden Querschnitt der Wand näher betrachtet. Bei der Knotennummerierung steht der erste Index für die Höhenlage im Querschnitt 1 = unten, 2 = $h_w/4$, 3 = mitte, 4 = oben und der zweite Index für die vertikale Lage im Querschnitt 1 = außen, 2 = mittig, 3 = innen. Zum Beispiel liegt der Knoten 12 unten in der Mitte des maßgebenden Querschnitts.

Zunächst werden die Ergebnisse aller Knoten gemeinsam dargestellt. Die Temperaturentwicklung sowie die Spannungsentwicklung für alle Knoten ist in Abbildung 4.2 jeweils in einem Diagramm dargestellt. Eine detailliertere Beschreibung der Ergebnisse in den einzelnen Knoten erfolgt in den jeweiligen Unterkapiteln.

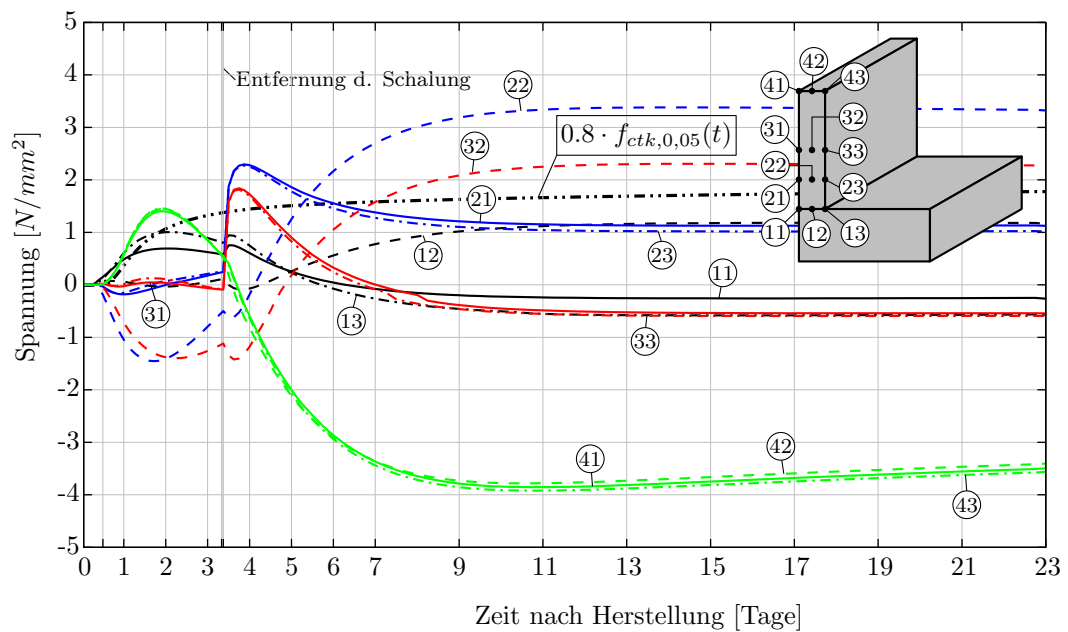
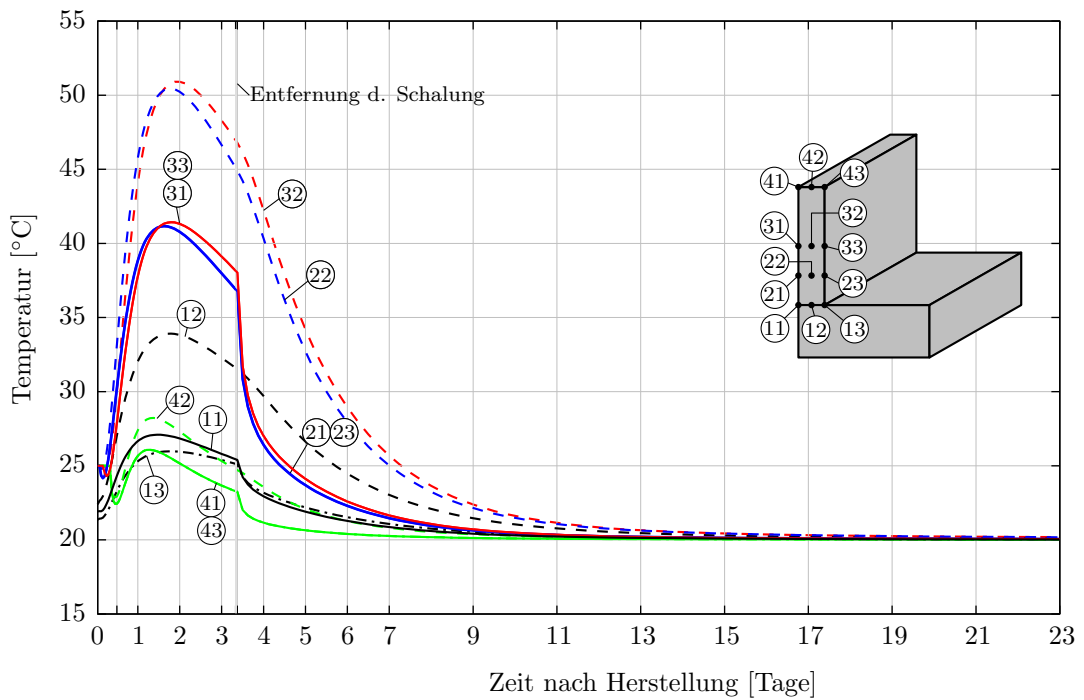


Abb. 4.2: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Alle Knoten

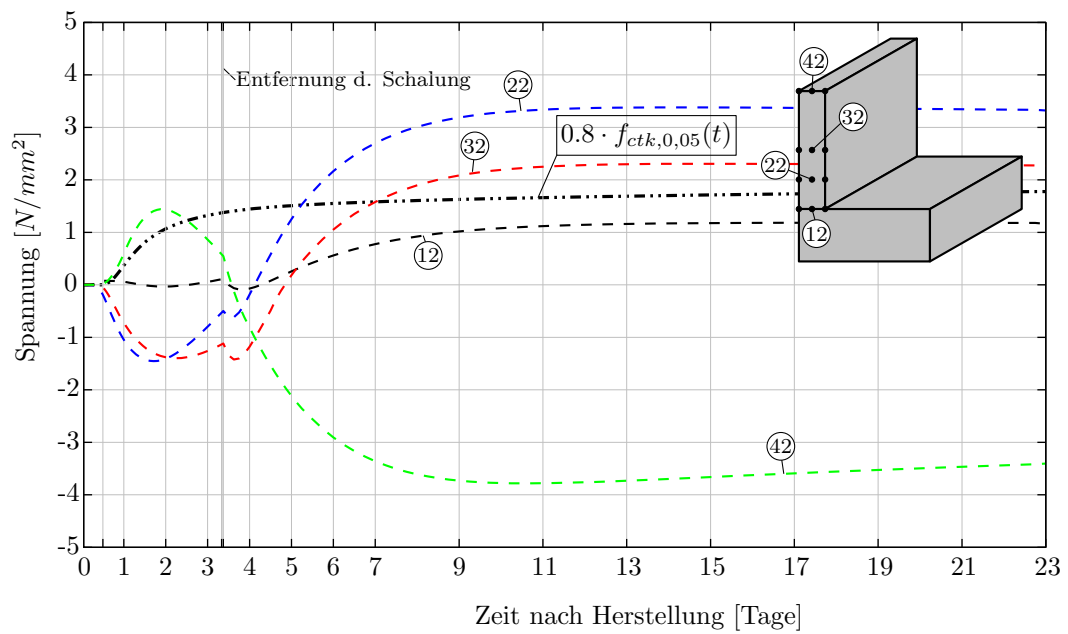
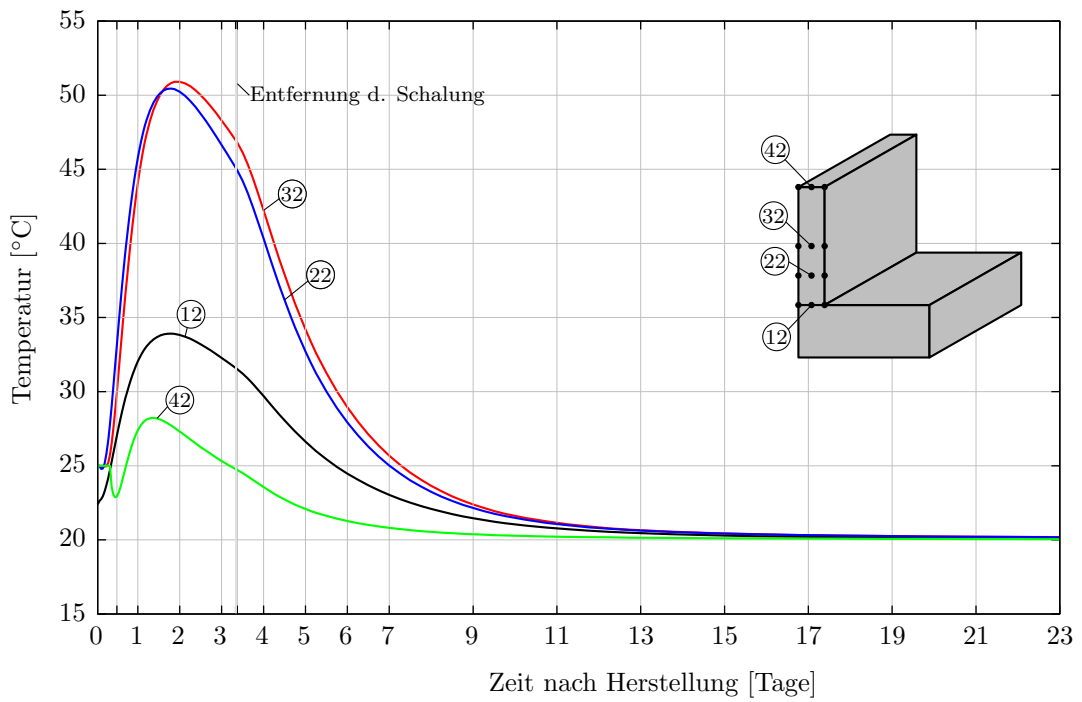


Abb. 4.3: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Mittelachse

4.2.1 Wandunterseite - Knoten 11|12|13

Die Temperatur in den Knoten der Fuge zwischen Wand und dem bereits erhärteten Fundament wird stark von der Wärmespeicherkapazität des Fundamentkörpers beeinflusst. Die Temperaturzunahme fällt hier gegenüber den anderen Knoten deutlich kleiner aus. Die Temperatur im Kern des Wandquerschnitts ist größer als jene an den Wandaußenseiten, da der Wärmeabfluss dabei hauptsächlich in der Querschnittsebene stattfindet. Zudem unterscheiden sich die Temperaturen an den Knoten 11 und 13, was auf die geometrischen Randbedingungen sowie den Temperaturunterschied zwischen Wand und Fundament zurückgeführt werden kann. Die Ausgleichstemperatur stellt sich in diesem Fall für die Knoten 11 und 13 nach ca. 9 Tagen und für den Innenknoten 12 nach ca. 17 Tagen ein.

In den Knoten werden verhältnismäßig kleine Spannungen aufgebaut. Dabei erhalten die beiden äußeren Knoten 11, und 13 zunächst Zugspannungen welche später durch die Umkehr der Eigenspannungen überdrückt werden. Im mittleren Knoten 12 werden in der Erwärmungsphase keine nennenswerten Druckspannungen aufgebaut. Im weiteren Verlauf werden die Druckspannungen in der Abkühlungsphase in Knoten 12 abgebaut und es entstehen Zugspannungen.

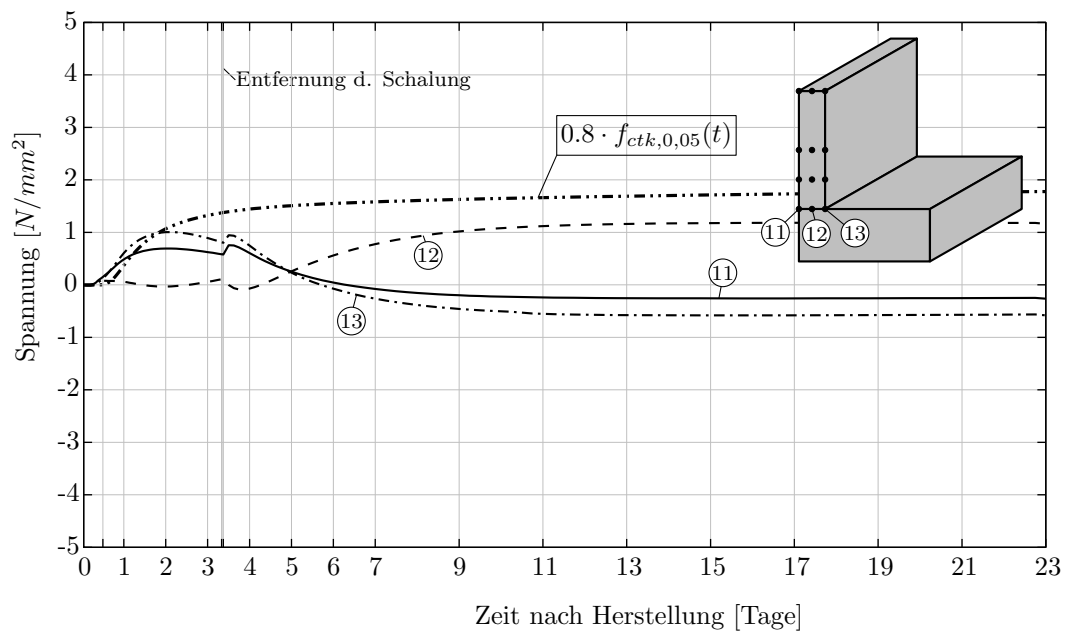
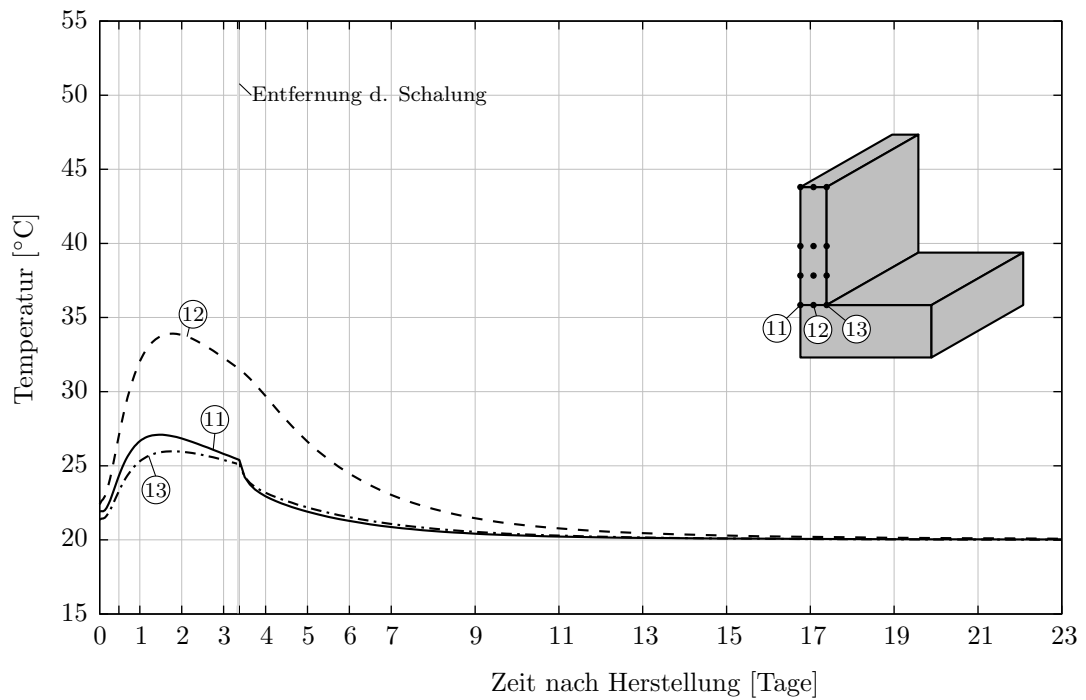


Abb. 4.4: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten am Wandfuß

4.2.2 Wandmitte - Knoten 21|22|23 und Knoten 31|32|33

Die Knoten in halber sowie in viertelster Wandhöhe weisen einen nahezu identischen Temperaturverlauf auf. Die an den Wandoberflächen liegenden Knoten 21, 23 und 31, 33 haben jeweils idente Temperaturverläufe, was an den identen Randbedingungen der Oberflächen liegt. Die Wärme fließt hier parallel zu den Wandoberflächen ab und wird nur von der Umgebungstemperatur und der Wanddicke beeinflusst. Durch das Entfernen der Schalung 3 Tage nach dem betoniert wurde, ist ein deutlicher Temperaturabfall zu erkennen. Dieser Abfall der Temperatur an den Wandoberflächen ist auf die wärmedämmenden Eigenschaften der Schalung und der unterschiedlichen Wärmeübergangskoeffizienten zwischen der Wand und der Umgebung zurückzuführen.

Die innenliegenden Knoten 22 und 32 erreichen die maximale Temperatur im Bauteil, diese tritt im Knoten 32 nach 2 Tagen auf und beträgt rund 52 °C. Das Entfernen der Schalung beeinflusst die Temperaturverläufe der inneren Knoten nicht wesentlich, lediglich ein leichter Knick im Temperaturverlauf deutet auf einen leicht beschleunigten Temperaturabfluss nach dem Ausschalen hin.

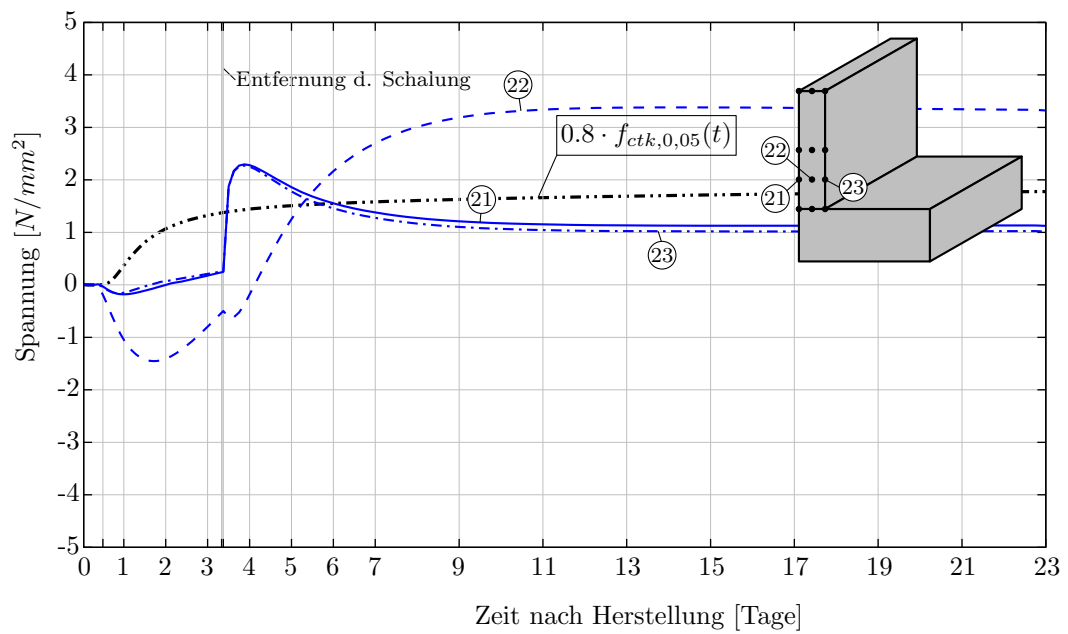
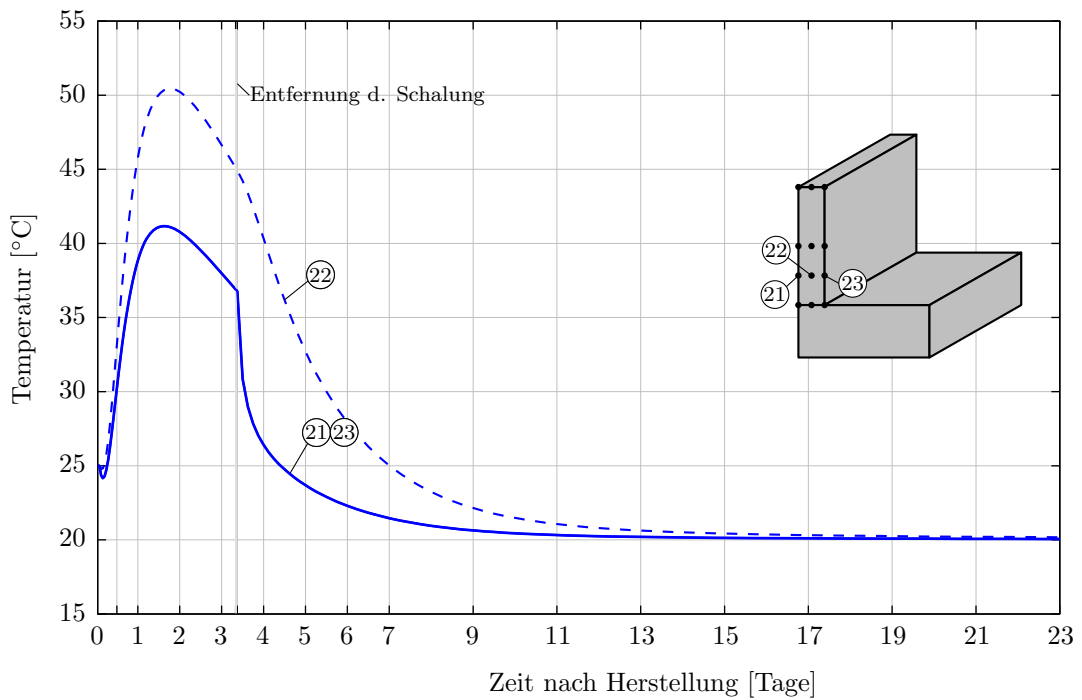


Abb. 4.5: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten bei $1/4 h_W$

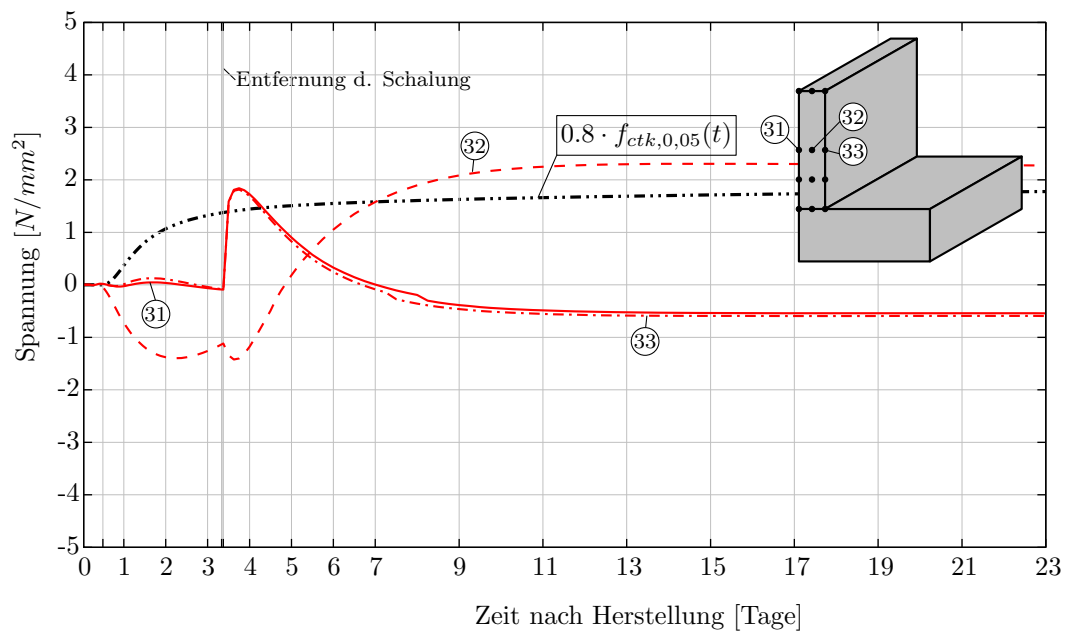
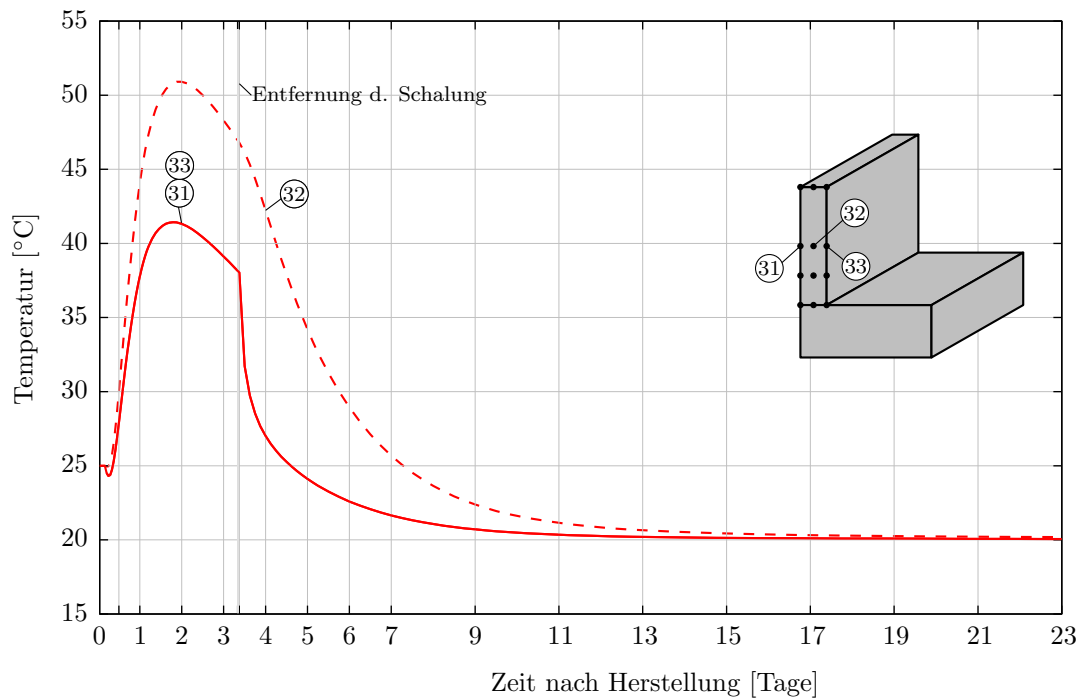


Abb. 4.6: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten in Wandmitte

In den äußeren Knoten 21, 23 und 31, 33 entstehen während der Erwärmungsphase keine nennenswerten Druckspannungen, durch das Entfernen der Schalung entstehen jedoch

schlagartig sehr große Zugspannungen, die durch den Sprung im Diagramm deutlich zu erkennen sind. Durch das weitere Abkühlen werden die Zugspannungen jedoch wieder abgebaut und in der Mittelebene entstehen in weiterer Folge Druckspannungen.

Im Kernbereich der Wand werden in der Erwärmungsphase zunächst Druckspannungen aufgebaut, welche anschließend in der Abkühlungsphase wieder abgebaut werden. Da nach dem vollständigen Abbau der Druckspannungen noch ein hohes Abkühlungspotential vorhanden ist, werden im weiteren Verlauf Zugspannungen aufgebaut. Dabei treten die größten Zugspannungen im Knoten 22 nach 11 Tagen beim Erreichen der Ausgleichstemperatur auf und diese betragen ca. $3,4 \text{ N/mm}^2$. Aufgrund der exzentrischen Behinderung am Wandfuß entstehen bei nahezu gleichen Temperaturen im Knoten 32 geringere Zugspannungen.

4.2.3 Wandoberseite - Knoten 41|42|43

In den Knoten an der Wandoberseite fällt die Temperatur in den Knoten direkt nach dem Betonieren ab. Die Frischbetontemperatur ist hier höher als die Umgebungstemperatur und an der Wandoberseite ist keine Wärmedämmung durch die Schalung gegeben. Durch Wärmeentwicklung im Kern und den dadurch entstehenden Wärmeabfluss nach außen steigen die Temperaturen jedoch wieder etwas an. Die Ausgleichstemperatur wird bereits 7 Tage nach dem Betonieren erreicht.

An der Wandoberseite entstehen zunächst in allen Knoten Zugspannungen mit einer Größe von $1,5 \text{ N/mm}^2$. Die Ergebnisse in den einzelnen Knoten unterscheiden sich dabei kaum voneinander. Nach dem Erreichen der maximalen Temperatur werden die Zugspannungen durch das Abkühlen und Zusammenziehen der Wand abgebaut. Im weiteren Verlauf werden an der Wandoberseite Druckspannungen aufgebaut und die gesamte Wandkrone steht danach unter Druckspannungen. Die Druckspannungen erreichen ihren größten Wert bei $-3,85 \text{ N/mm}^2$. Die Temperaturentwicklung und die Spannungsentwicklung ist in Abbildung 4.7 dargestellt.

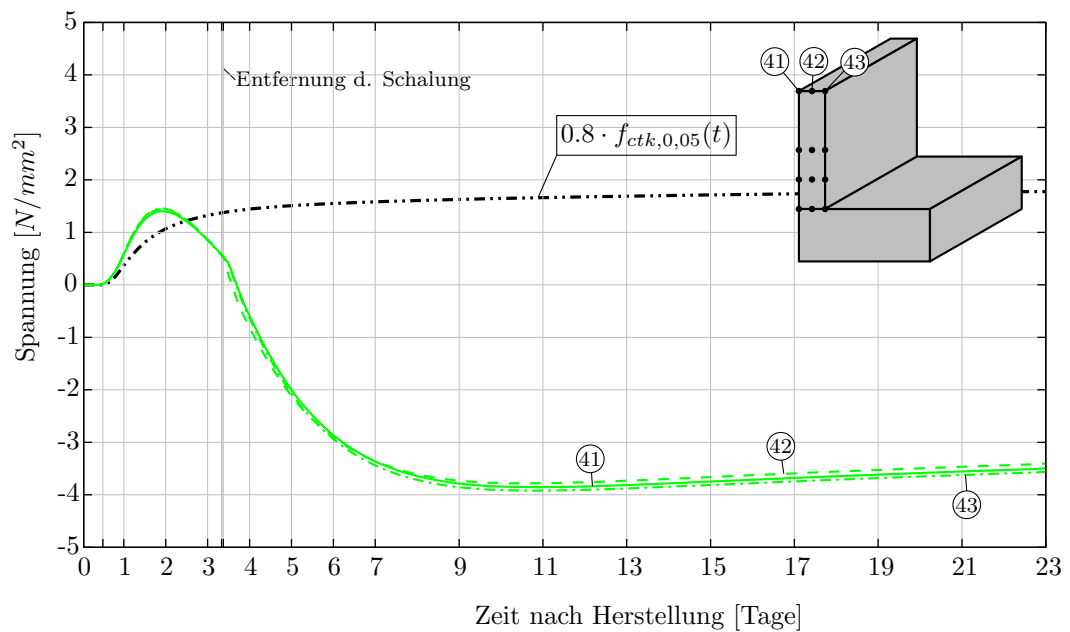
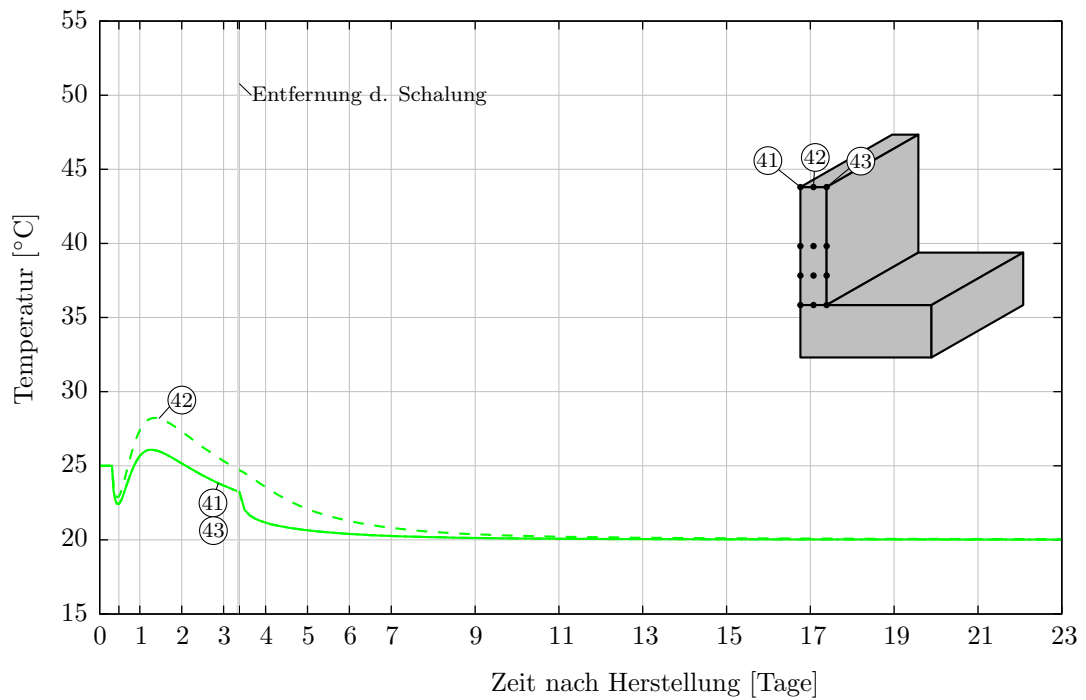


Abb. 4.7: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten an der Wandoberseite

4.2.4 Beurteilung der Rissgefahr

Die Spannungen im ungerissenen Zustand sind qualitativ ähnlich wie der Spannungsverlauf in 4.1. Die größten Druckspannungen sind an der Wandoberseite (Knoten 42) und die größten Zugspannungen treten im Knoten 22 bei einem Viertel der Wandhöhe auf. Die Spannungen überschreiten in mehreren Knoten die zulässigen Zugspannungen des Betons gemäß Glg. (4.1). Eine einfache und übersichtliche Darstellung zur Beurteilung der Rissgefahr kann durch die Auswertung und die anschließende grafische Aufbereitung von Glg. (4.2) erfolgen. In Abbildung 4.8 ist die grafische Auswertung von Glg. (4.2) dargestellt.

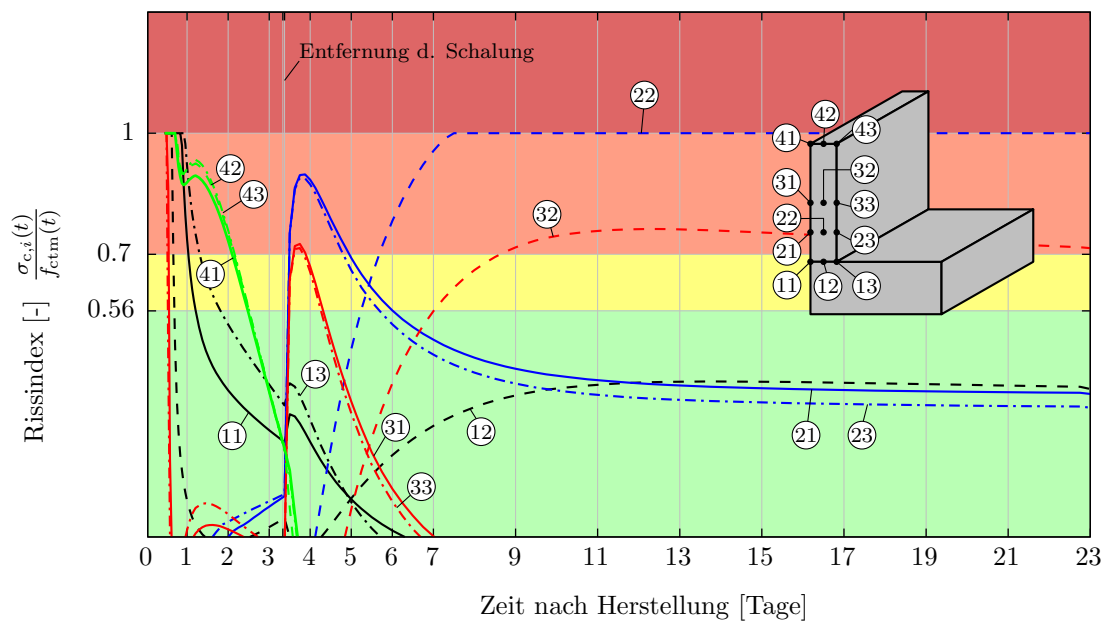


Abb. 4.8: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

Für alle Rissindexverläufe, die in der Abbildung 4.8 innerhalb des grünen Bereiches liegen, kann die Rissbildung mit einer sehr hohen Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden. Der in Abbildung 4.8 gelb dargestellte Bereich entspricht dem von Schlicke [11] zusätzlich angegebenen Sicherheitsfaktor von 0,8. Die Grenze zwischen dem gelben und dem roten Bereich ist die 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit nach EC2. Die Spannungen überschreiten im Referenzfall jedoch das Spannungskriterium nach Glg. (4.2) und damit ist eine Rissbildung nicht auszuschließen. Durch das Überschreiten der zulässigen Zugfestigkeit des Betons entsteht, wie am Anfang des Kapitels beschrieben, eine lokale Rissbildung. Durch die lokale Rissbildung entfallen die Eigenspannungen im Querschnitt komplett und es ist im Weiteren eine Analyse der Spannungen im Querschnitt ohne den Einfluss der Eigenspannungen notwendig.

4.2.5 Spannungen ohne Eigenspannungseinfluss

Abbildung 4.9 zeigt die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungen in der Mittelachse der Wand. Durch das Wegfallen der Eigenspannungen hat sich das Spannungsbild in den betrachteten Knoten grundlegend geändert. Die Druckspannungen am Wandkopf werden durch den Wegfall der Eigenspannungen auf $-1,25 \text{ N/mm}^2$ reduziert. Die Knoten 22 und 32 haben durch das Entfallen der Eigenspannungen geringere Zugspannungen, da die Eigenspannungen im Kernbereich zusätzliche Zugspannungen erzeugen. Im Knoten 12 tritt die größte Zugspannung im Bauteil auf. Die maximale Zugspannung im betrachteten Zeitraum beträgt für diesen Fall $3,3 \text{ N/mm}^2$ und liegt damit geringfügig unter der maximalen Gesamtspannung im Knoten 22 mit dem Einfluss der Eigenspannungen. Der Verlauf der Eigenspannungen über den Querschnitt bestätigt den für Eigenspannungen typischen Verlauf mit Zugspannungen im Kernbereich und jeweils hohen Druckspannungen in den Randbereichen.

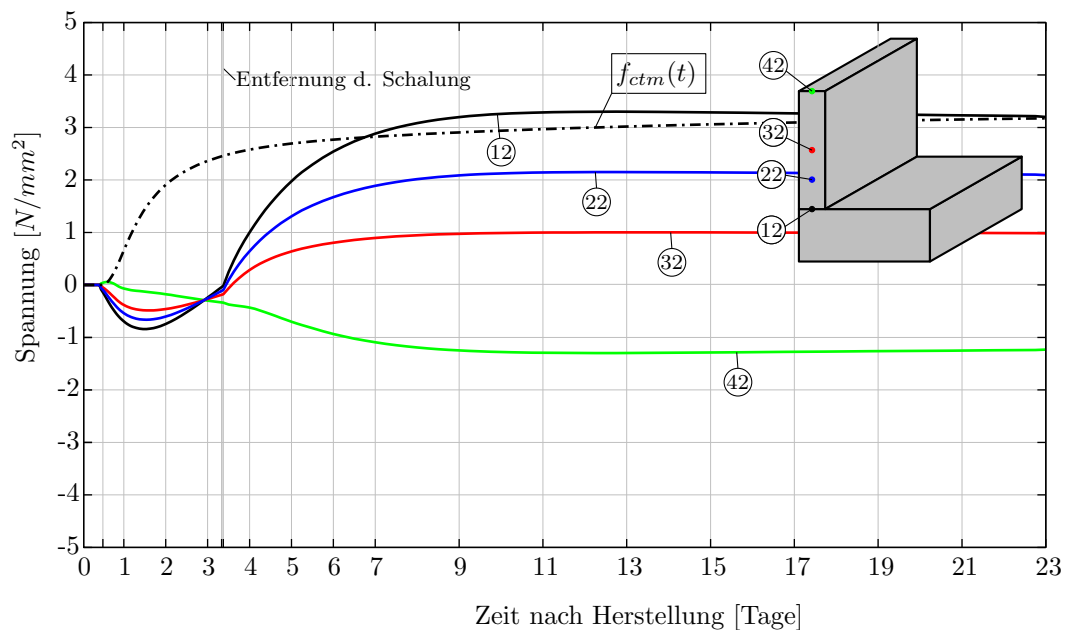


Abb. 4.9: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

Durch die Aufbereitung und Auswertung des Makrorissindex, analog zu Abbildung 4.8 kann in Abbildung 4.10 schnell festgestellt werden, dass ausgehend von der Wandunterseite, eine Makrorissbildung in diesem Fall nicht ohne weiteres ausgeschlossen werden kann.

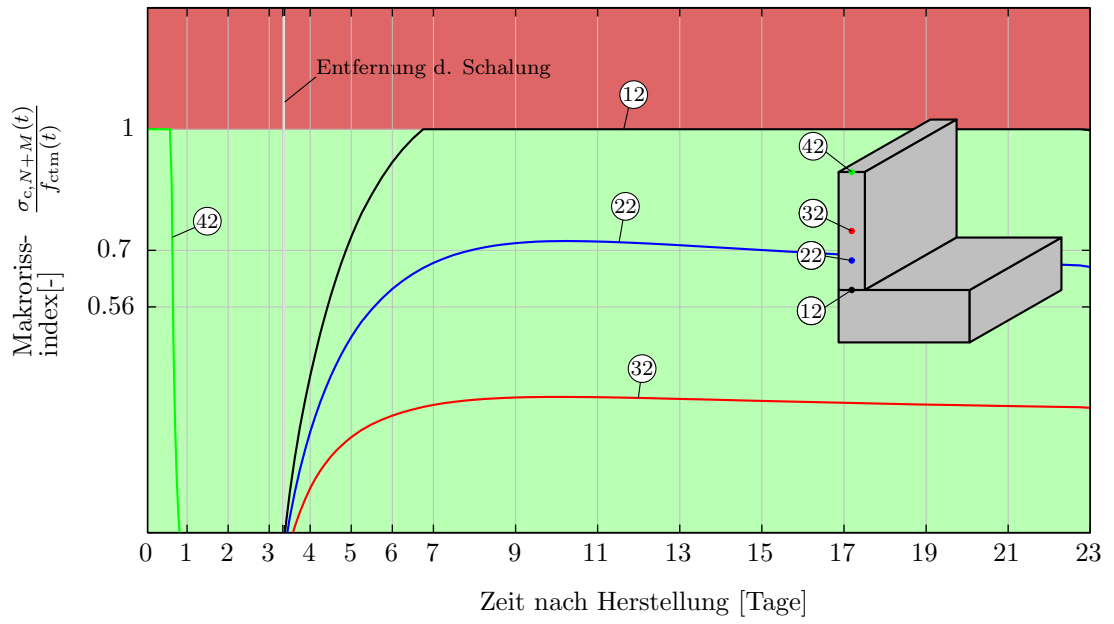


Abb. 4.10: Makrorissindex - Knoten Mittelachse

5 Ergebnisse der numerischen Parameterstudien

In diesem Kapitel wird eine numerische Parameterstudie für verschiedene Situationen eines Wand-Fundament-Systems durchgeführt. Dabei werden verschiedene geometrische Einflussgrößen als auch thermische Randbedingungen variiert und deren Auswirkung auf die resultierende Zwangsbeanspruchung erläutert. Es werden im Detail der Einfluss der Wandbreite, der Ausschaltzeitpunkt, ein Temperaturabfall der Umgebungstemperatur und im besonderen der Einfluss eines direkt mit dem Fundament mitbetonierten Sockels untersucht. Sämtliche Ergebnisse der verschiedenen Parameterstudien werden analog zu Kapitel 4 ausgewertet, beschrieben und anschließend in Diagrammen dargestellt. Eine Diskussion der Ergebnisse und deren Einfluss auf die Höhe der Zwangsspannungen erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

Eine Übersicht der verschiedenen Einflussgrößen kann aus Tabelle Tab. 5.1 entnommen werden. Insgesamt ergeben sich durch die verschiedenen Variationen der geometrischen und thermischen Einflussgrößen acht weitere Berechnungsmodelle.

Nr.	Kurzbezeichnung	Variierter Parameter	Wert	Einheit
1	Breite05	Wanddicke d_W	0,5	[m]
2	Breite2	Wanddicke d_W	2,0	[m]
3	Schalung1T	Schalungsdauer T_{Schalung}	1	[Tag]
4	Schalung7T	Schalungsdauer T_{Schalung}	7	[Tage]
5	SchalungSeitlich3T	Schalungsdauer T_{Schalung}	3	[Tage]
6	Tempabfall	δT	5	[°C]
7	Sockel05	Höhe Sockel H_{Sockel}	0,5	[m]
8	Sockel1	Höhe Sockel H_{Sockel}	1,0	[m]

Tab. 5.1: Übersicht der variierten Parameter und Modelle

Eine detailliertere Beschreibung der einzelnen Modelle und deren Parameter erfolgt in den entsprechenden Unterkapiteln jeweils für Temperaturen, Gesamtspannungen und Spannungen ohne Eigenspannungsanteil.

5.1 Variation der Wandbreite

Bei der Variation der Wanddicke werden eine dünnere Wand mit der Hälfte der Wanddicke des Referenzfalls und eine sehr dicke Wand mit der doppelten Wanddicke untersucht. Die Anpassung der FE-Netzteilung, Lage der Auswertungsknoten und andere Eigenschaften erfolgen automatisch, da diese bereits bei der Implementierung des Modells berücksichtigt wurden.

5.1.1 Fall 1: Wanddicke 0,5 m

Im ersten Fall wird die Wanddicke auf 0,5 m halbiert. Die Temperaturverläufe für alle Knoten sind für diesen Fall in Abbildung 5.1 dargestellt. Die maximalen Bauteiltemperaturen treten in der Mitte des Querschnitts im Knoten 32 auf. Die Temperaturen im Knoten 22 auf einem Viertel der Wandhöhe unterscheiden sich dabei nur gering von den Temperaturen in Wandmitte. Die maximale Bauteiltemperatur wird bereits nach 35 Stunden ab Beginn des Betoniervorganges erreicht und beträgt 43 °C. An den Wandoberflächen der aussenliegenden Knoten (Knoten 21, 23 und 31, 33) ist das Entfernen der Schalung 3 Tage nach dem Betoniervorgang deutlich durch den Temperaturabfall zu erkennen. Die Ausgleichstemperatur wird nach 7 Tagen bereits deutlich früher erreicht, als im Referenzfall nach 13 Tagen. An der Wandoberseite ist der verzögerte Einbau der letzten Schicht gut erkennbar.

Für die Bestimmung der resultierenden Zwangsbeanspruchung werden, gemäß dem vorgehen nach Kapitel 4, zunächst die Gesamtspannungen in den Knoten betrachtet. Die Spannungsverläufe der Gesamtspannungen und die Auswertung des Rissindex sind in Abbildung 5.3 dargestellt. Die maximale Zugspannung wird im Knoten 22 mit 2,6 N/mm² und die maximale Druckspannung im Knoten 43 mit -3,6 N/mm² erreicht. Das Spanningskriterium wird in den meisten Knoten nicht eingehalten, damit kann die Rissbildung für das gesamte Bauteil nicht kategorisch ausgeschlossen werden und muss in weiterer Folge von einer lokalen Mikrorissbildung ausgegangen werden.

Für die Beurteilung der Rissbildung müssen nun die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungen untersucht werden. Die Spannungsverläufe, ohne den Einfluss der Eigenspannungen sowie die zugehörige Auswertung des Makrorissindex, sind in Abbildung 5.4 dargestellt. Die maximale Zugspannung wird hier erwartungsgemäß, durch den Wegfall der Druckeigenspannung am Rand, am Wandfuß erreicht und beträgt 2,6 N/mm², die maximale Druckspannung in der Wandkrone beträgt -0,7 N/mm². Das Spanningskriterium bzw. die zulässige Zugspannung des Betons wird nur knapp (um ca. 0,1 N/mm²) überschritten.

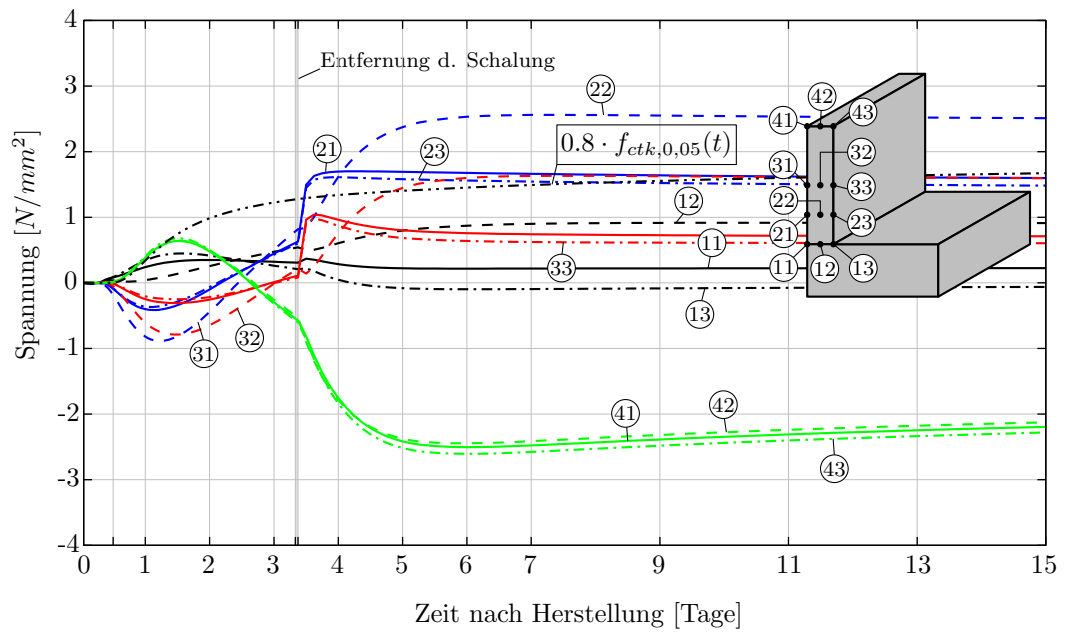
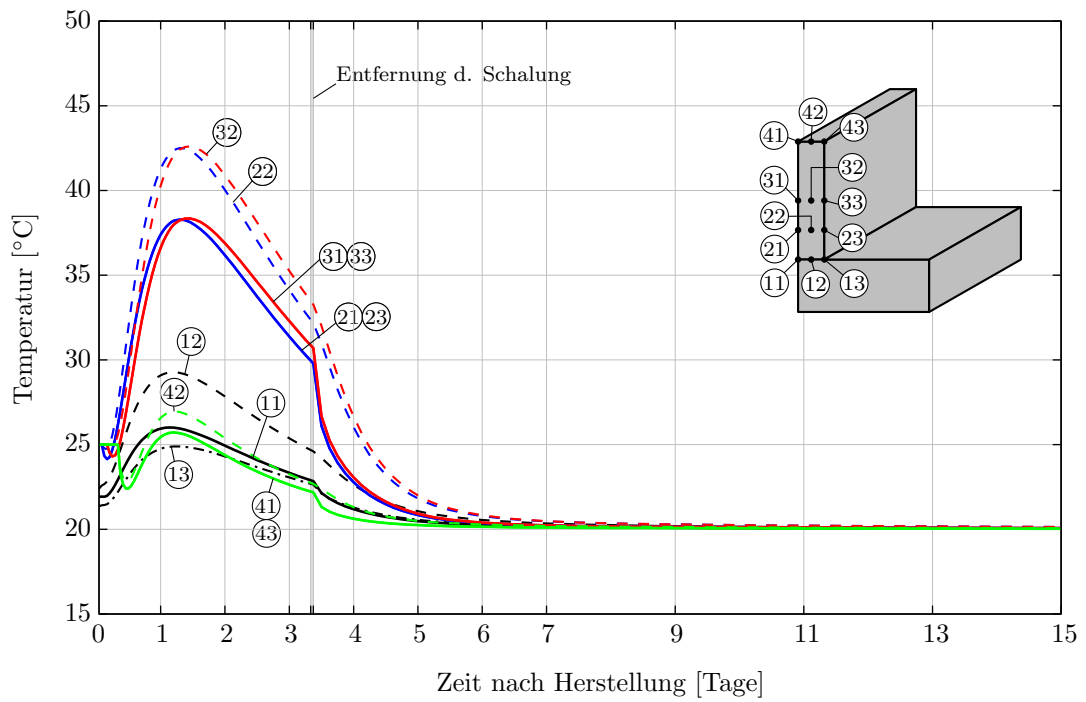


Abb. 5.1: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Alle Knoten

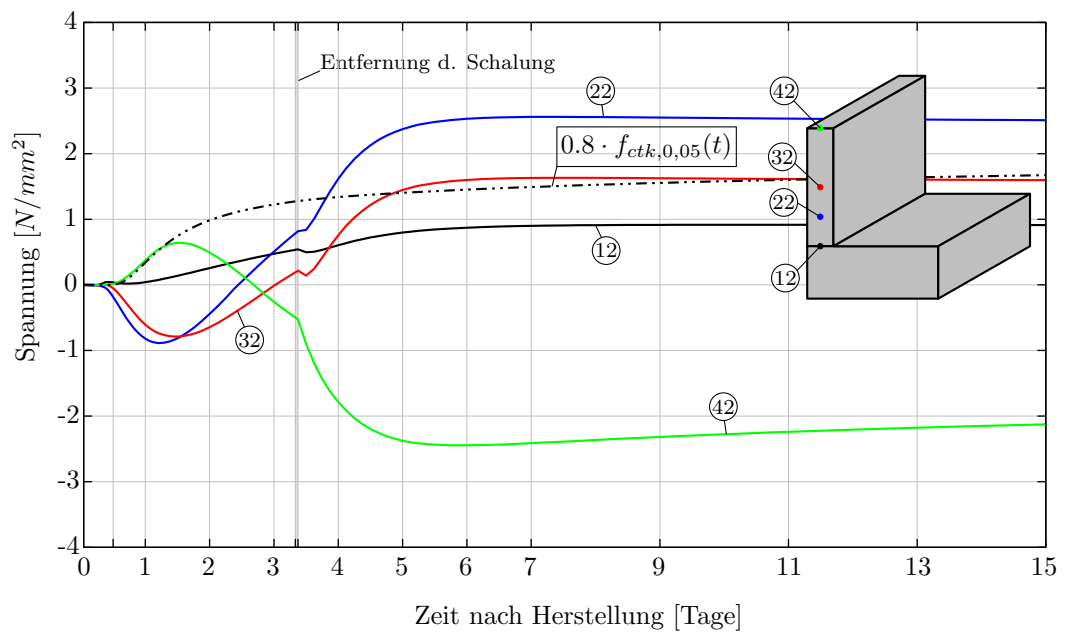
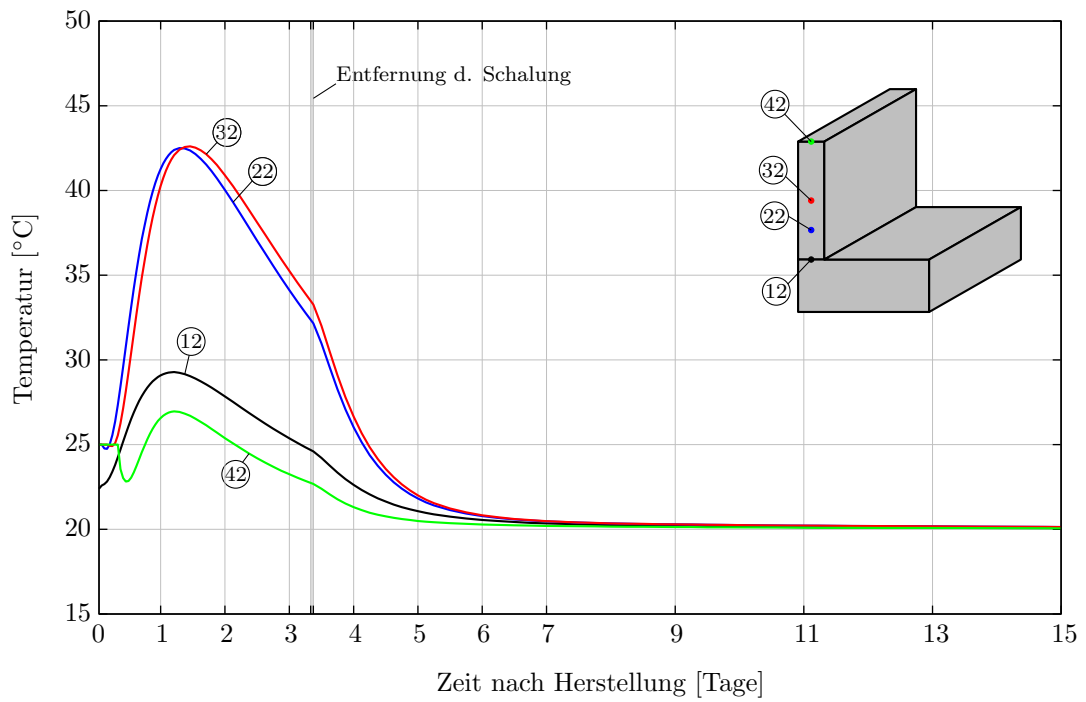


Abb. 5.2: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

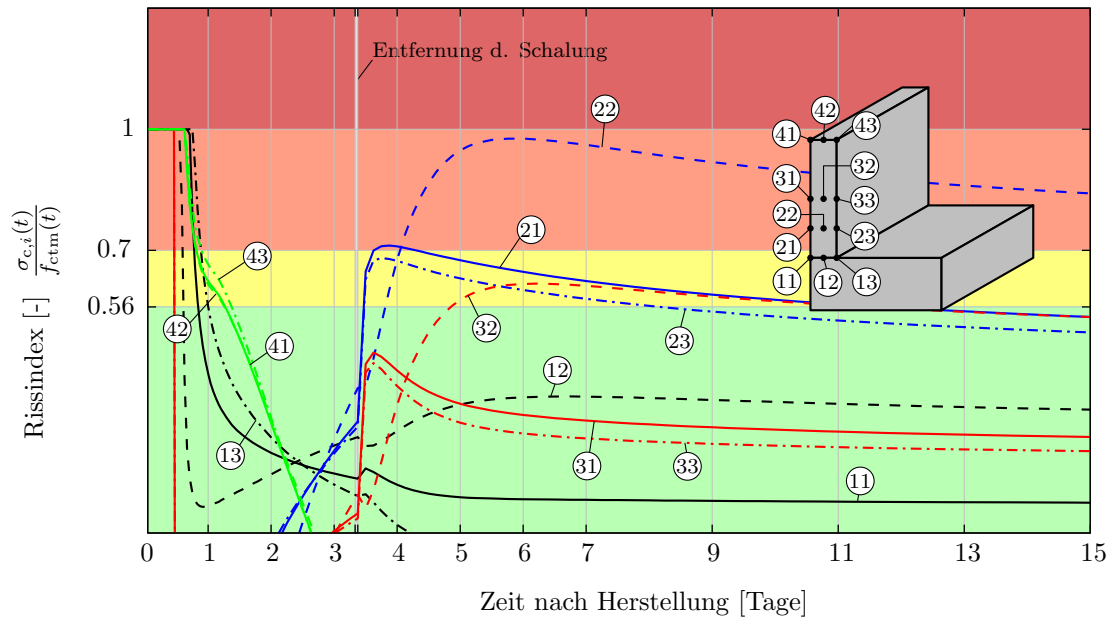


Abb. 5.3: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

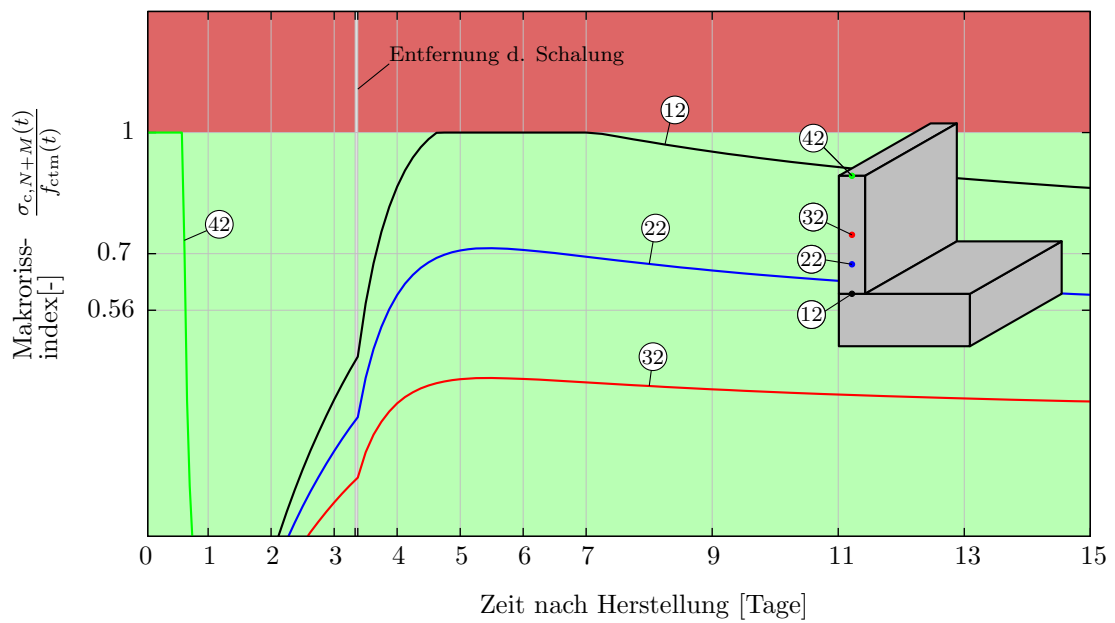
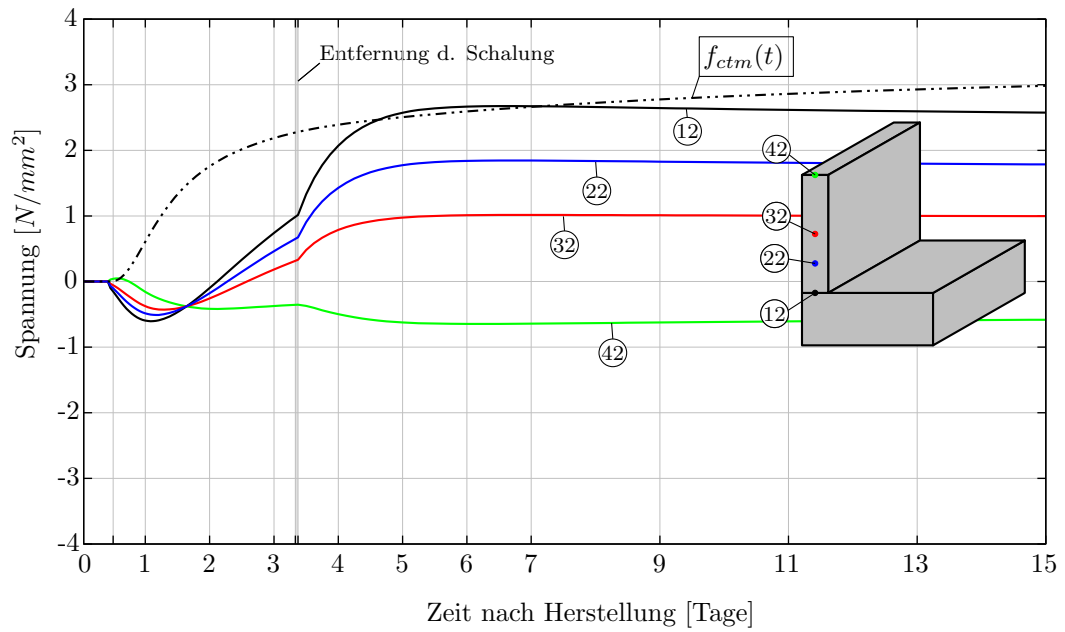


Abb. 5.4: Spannungsverläufe und Makrorissindex - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.1.2 Fall 2: Wanddicke 2 m

Im zweiten Fall wird die Wanddicke auf 2 m verdoppelt. Die Temperaturverläufe für alle Knoten sind für diesen Fall in Abbildung 5.5 dargestellt. Die maximalen Bauteiltemperaturen treten in der Mitte des Querschnitts im Knoten 32 auf. Die maximale Bauteiltemperatur wird erst 3 Tage ab Beginn des Betoniervorganges erreicht und beträgt in diesem Fall 58 °C. An den Wandoberflächen der aussenliegenden Knoten (Knoten 21, 23 und 31, 33) ist das Entfernen der Schalung 3 Tage nach dem fertigem Betoniervorgang deutlich durch den Temperaturabfall zu erkennen. Bei den innenliegenden Knoten im Kernbereich ist kein Einfluss durch das Entfernen der Schalung zu erkennen. Die Temperaturen an der Wandkrone unterscheiden sich auch bei einer sehr dicken Wand nicht wesentlich von jenen des Referenzfalls. Die Ausgleichstemperatur wird für diesen Fall nicht im betrachteten Zeitraum erreicht.

Für die Bestimmung der resultierenden Zwangsbeanspruchung werden, gemäß dem Vorgehen nach Kapitel 4, zunächst die Gesamtspannungen in den Knoten betrachtet. Die Spannungsverläufe der Gesamtspannungen und die Auswertung des Rissindex sind in Abbildung 5.7 dargestellt. Die maximale Zugspannungen im Betrachtungszeitraum wird im Knoten 22 mit 4,2 N/mm² und die maximale Druckspannung im Knoten 41 mit -5,2 N/mm² erreicht. Die Gesamtspannungen liegen deutlich über den zulässigen Spannungen, das Spannungskriterium wird weit überschritten und kann nicht eingehalten werden. Damit kann die Rissbildung nicht kategorisch ausgeschlossen werden und es muss in weiterer Folge von einer lokalen Mikrorissbildung ausgegangen werden.

Für die Beurteilung der Rissbildung müssen nun die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungen untersucht werden. Die Spannungsverläufe ohne den Einfluss der Eigenspannungen sowie die zugehörige Auswertung des Makrorissindex ist in Abbildung 5.8 dargestellt. Die maximale Zugspannung im betrachteten Zeitraum wird hier ebenfalls erwartungsgemäß am Wandfuß erreicht und beträgt 3,8 N/mm², die maximale Druckspannung im betrachteten Zeitraum in der Wandkrone beträgt -1,8 N/mm². Das Spannungskriterium bzw. die zulässige Zugspannung des Betons wird auch hier deutlich überschritten. Da in diesem Fall nur der Einfluss der Wanddicke entscheidend ist, muss der Betrachtungszeitraum hier nicht weiter angepasst werden. Für die Ermittlung einer erforderlichen Mindestbewehrung sowie der Rissbreiten wäre jedoch unbedingt ein größerer Betrachtungszeitraum heranzuziehen.

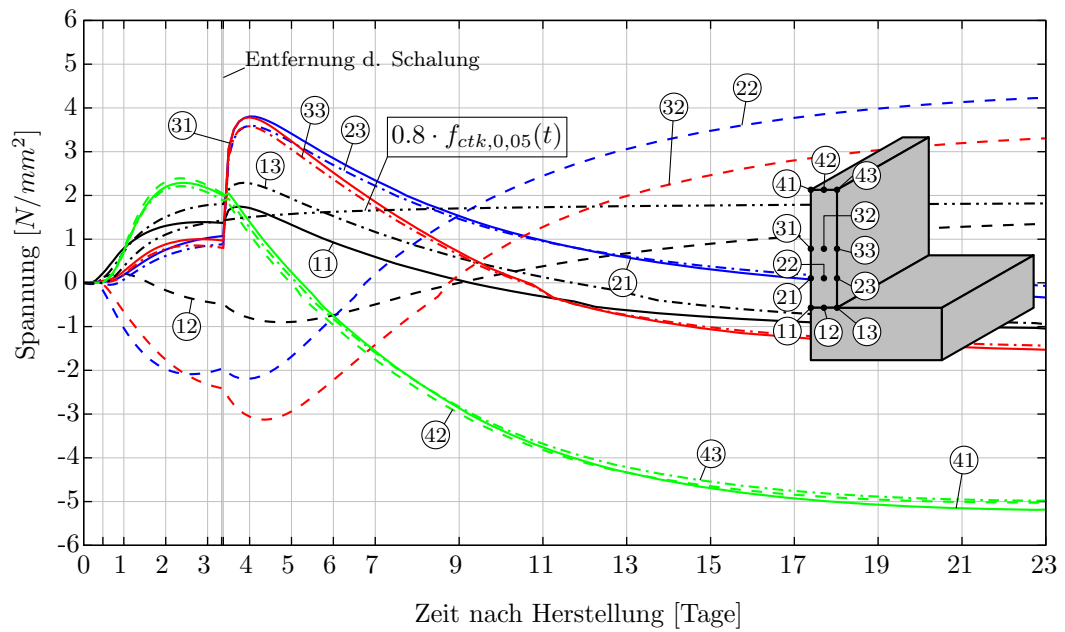
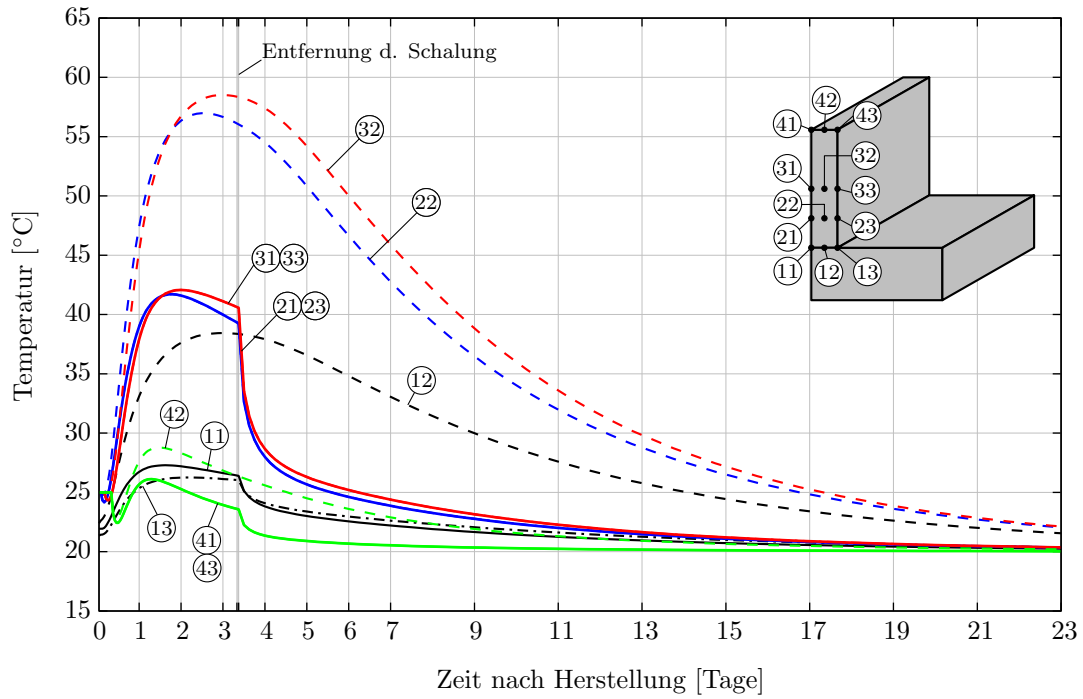


Abb. 5.5: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

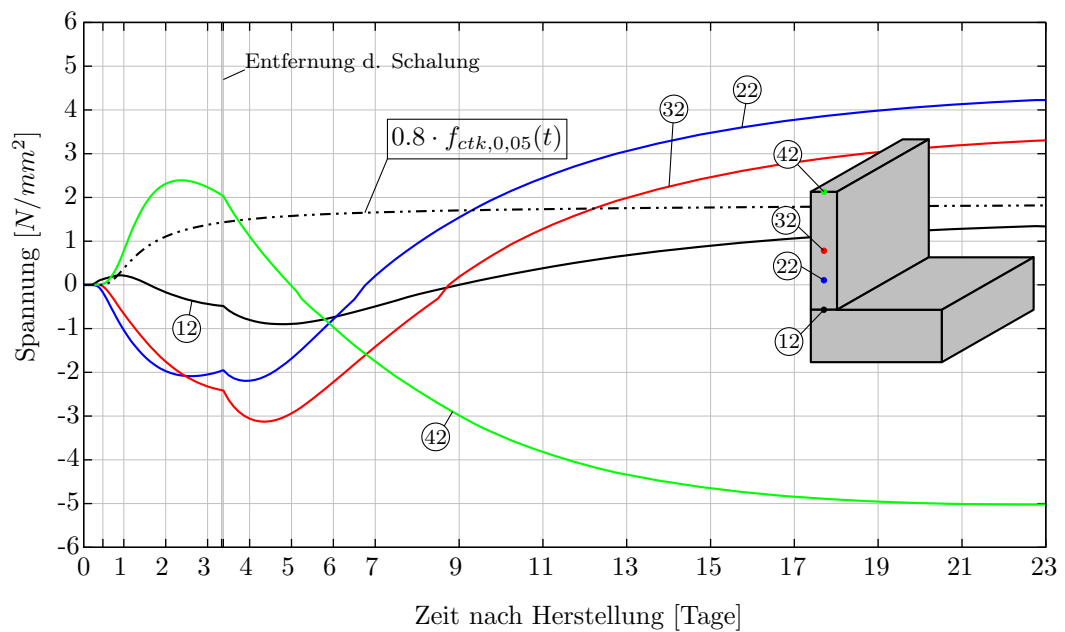
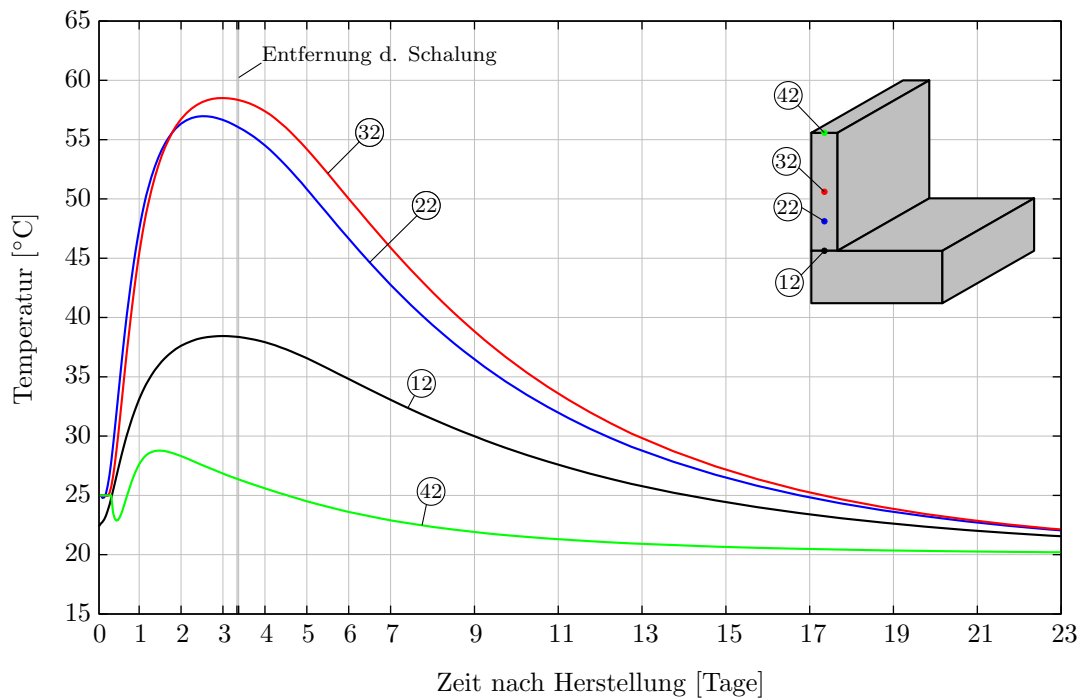


Abb. 5.6: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

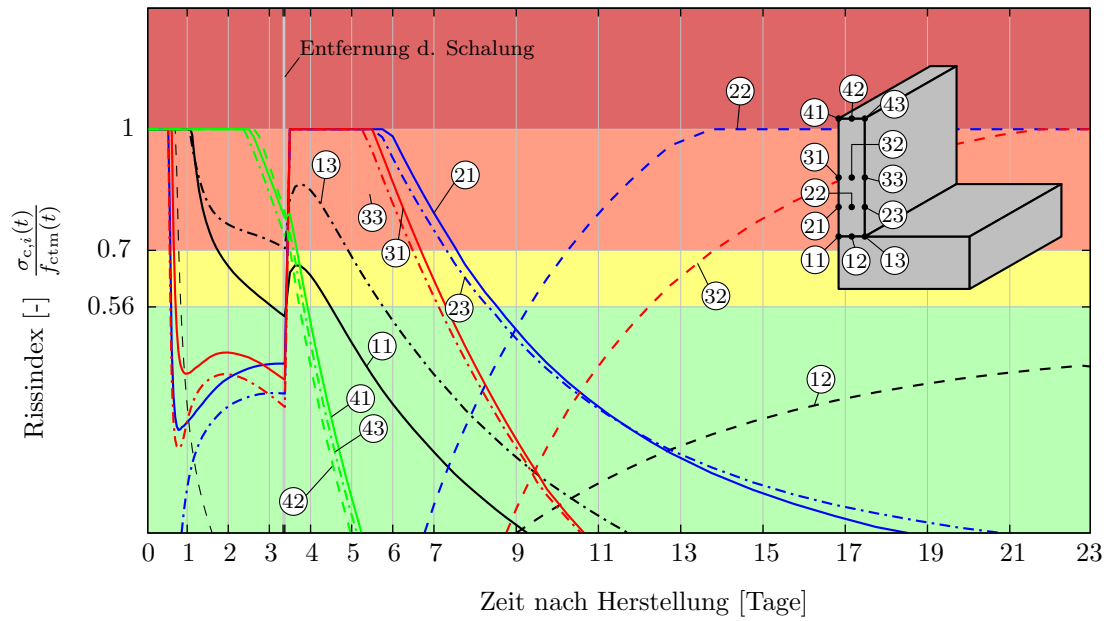


Abb. 5.7: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

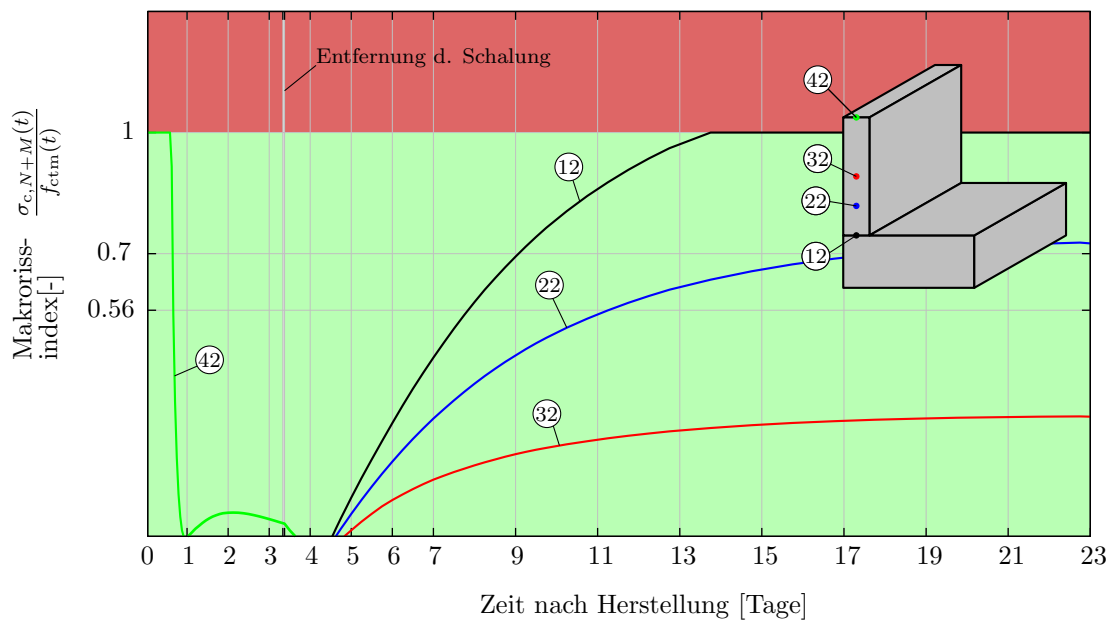
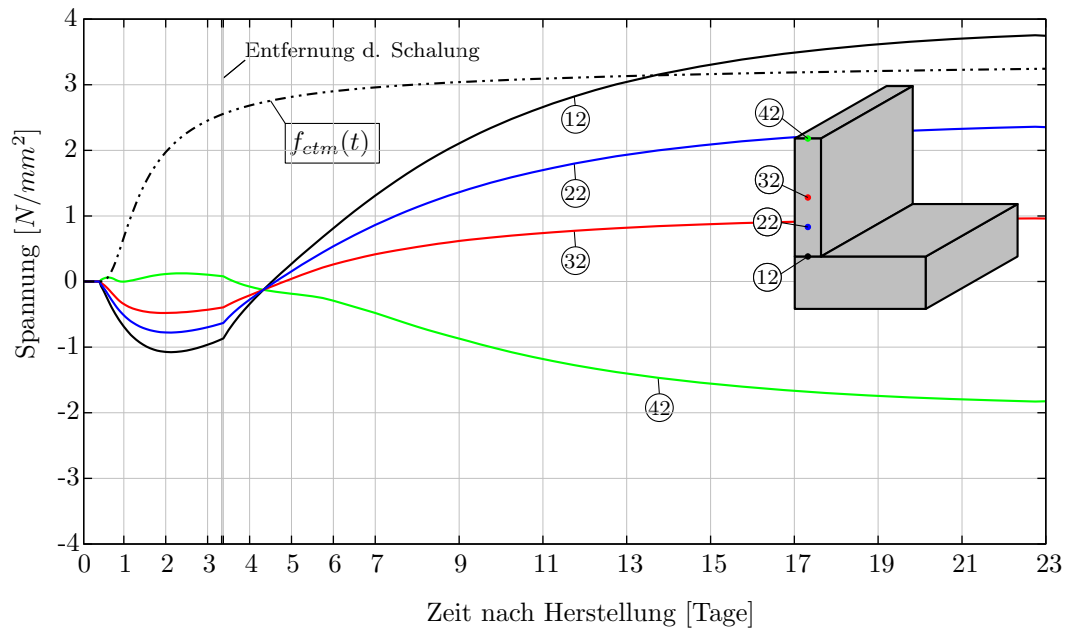


Abb. 5.8: Spannungsverläufe und Makrorissindex - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.2 Variation der Umgebungsbedingung

Bei der Variation der Schalung wurden insgesamt drei Fälle untersucht, um den Einfluss der Schalung auf die Höhe der resultierenden Zwangsbeanspruchung festzustellen. Dabei wird einerseits ein Fall mit einer sehr kurzen Zeit (1 Tag) bis zum Entfernen der Schalung, sowie ein Fall mit längerer Zeit (7 Tage) bis zum Entfernen der Schalung untersucht. Zusätzlich wird auch noch ein Fall untersucht, bei dem die Schalung gegenüber dem Referenzfall auch seitlich am Fundament verbleibt.

5.2.1 Fall 3: Ergebnisse Entfernung der Schalung nach einem Tag

Die Ergebnisse der Temperaturverläufe und der Gesamtspannungen bei Entfernung der Schalung einen Tag nach dem Betonieren der Wand sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Die maximale Bauteiltemperatur wird sowohl im Knoten 22 als auch im Knoten 32 erreicht und beträgt für diesen Fall $50\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die Temperaturen im Kern werden auch beim frühen Entfernen der Schalung nicht beeinflusst. Die Ausgleichstemperatur wird im betrachteten Zeitraum erreicht, wie im Referenzfall wird diese nach 15 Tagen erreicht. Das Entfernen der Schalung ist an den Außenseiten wieder durch das charakteristische Abfallen der Temperaturen zu erkennen.

Die Zugspannungen erreichen ihr Maximum mit $3,2\text{ N/mm}^2$ im Knoten 22 und im Knoten 43 werden die maximalen Druckspannungen mit ebenfalls $-3,2\text{ N/mm}^2$ erreicht. Im Vergleich zum Referenzfall fallen die Druckspannungen in diesem Fall mit $0,8\text{ N/mm}^2$ geringer aus, die maximalen Zugspannungen sind jedoch nahezu ident. Es werden durch das frühe Entfernen der Schalung also geringere Druckspannungen aufgebaut. In den Abbildung 5.11 ist der Rissindex zur Auswertung dargestellt. Die Gesamtspannungen in den Materialpunkten überschreiten in mehreren Knoten das Spannungskriterium. Daher ist wiederum mit einer Mikrorissbildung und dem Entfallen der Eigenspannungen zu rechnen und die Spannungen sind um die Eigenspannungen zu bereinigen.

Die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen sind in Abbildung 5.12 dargestellt. Die maximalen Druckspannungen sind mit $-1,1\text{ N/mm}^2$ geringfügig kleiner als im Referenzfall. Die maximal erreichten Zugspannungen liegen mit $2,9\text{ N/mm}^2$ um $0,4\text{ N/mm}^2$ (12%) unter jenen des Referenzfalls. Durch das frühere Entfernen der Schalung werden also kleinere Eigenspannungen aufgebaut. Dadurch entstehen sowohl kleinere Druckspannungen als auch kleinere Zugspannungen im Querschnitt. Das Spannungskriterium wird in diesem Fall nur tangiert und das Auftreten von Makrorissbildung ist daher als unwahrscheinlich zu bewerten.

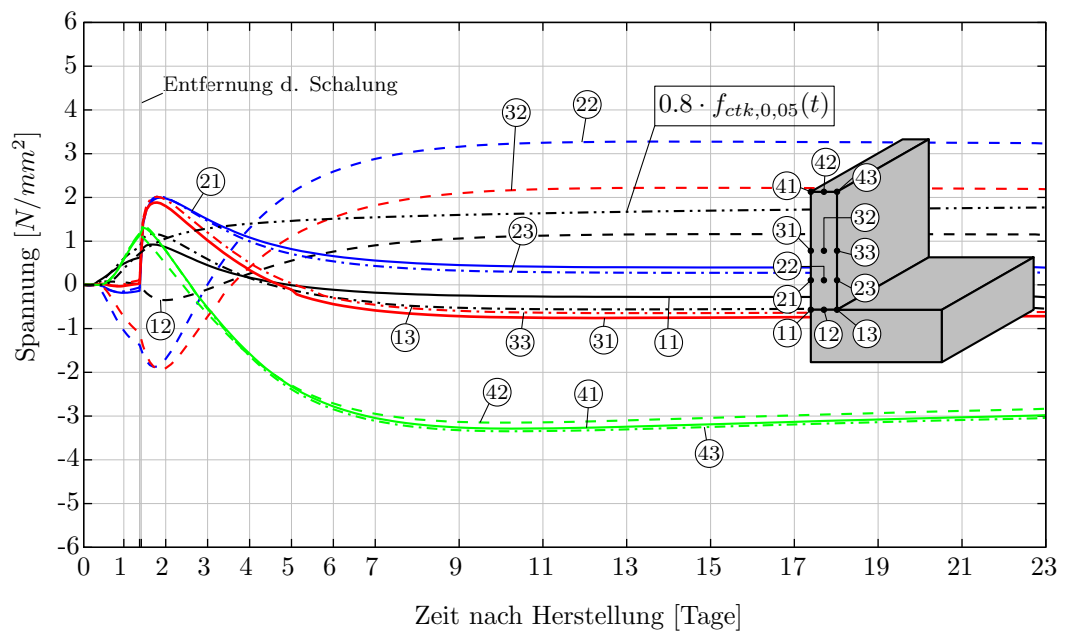
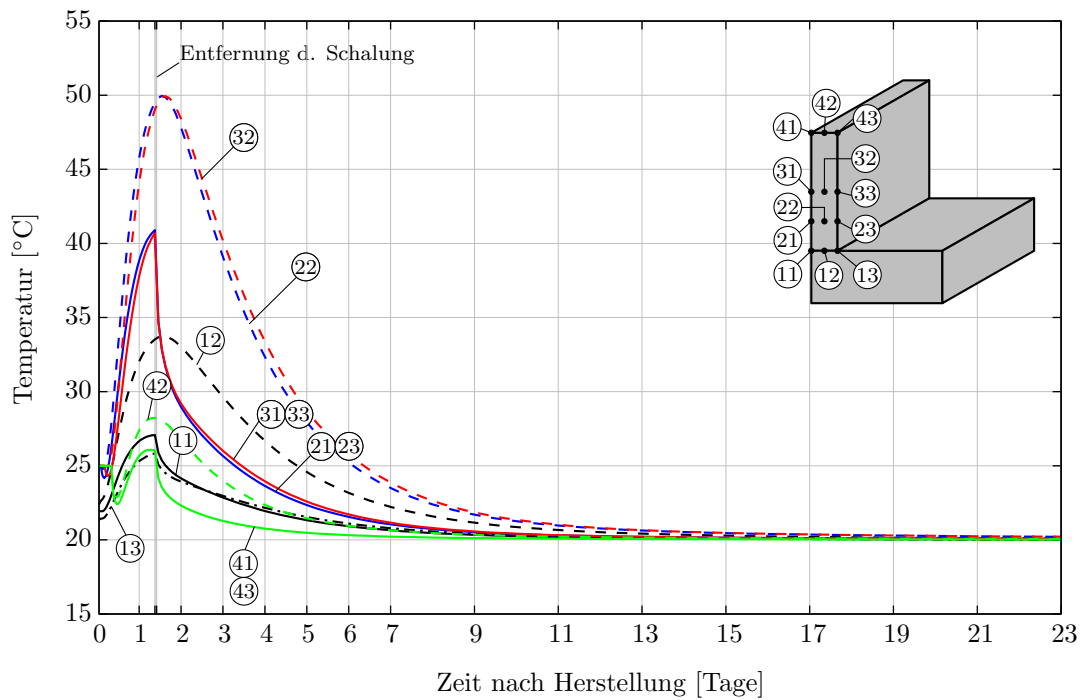


Abb. 5.9: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

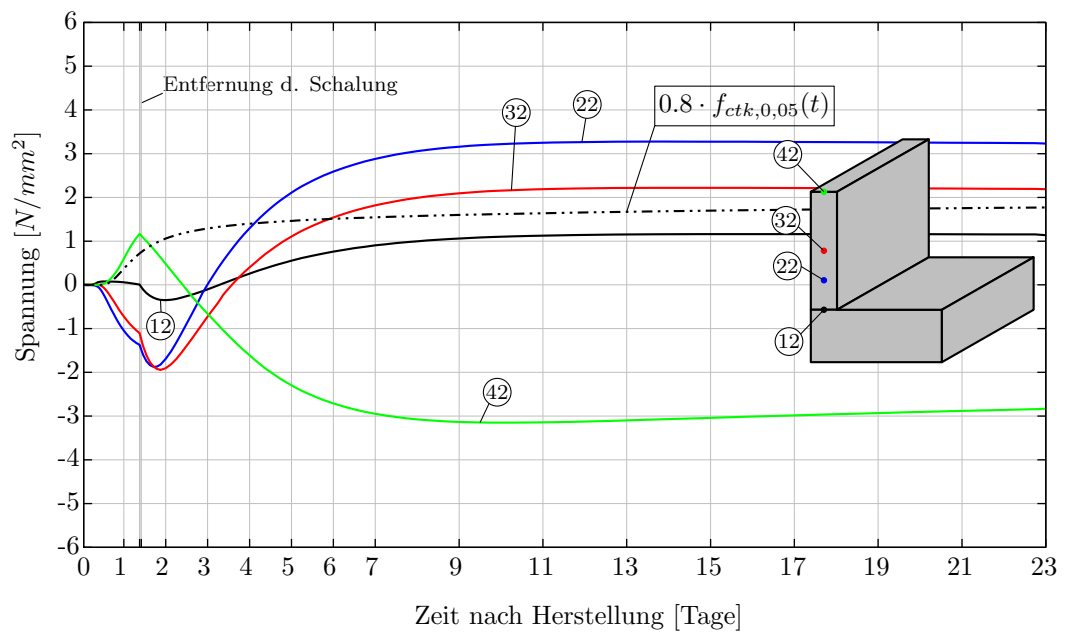
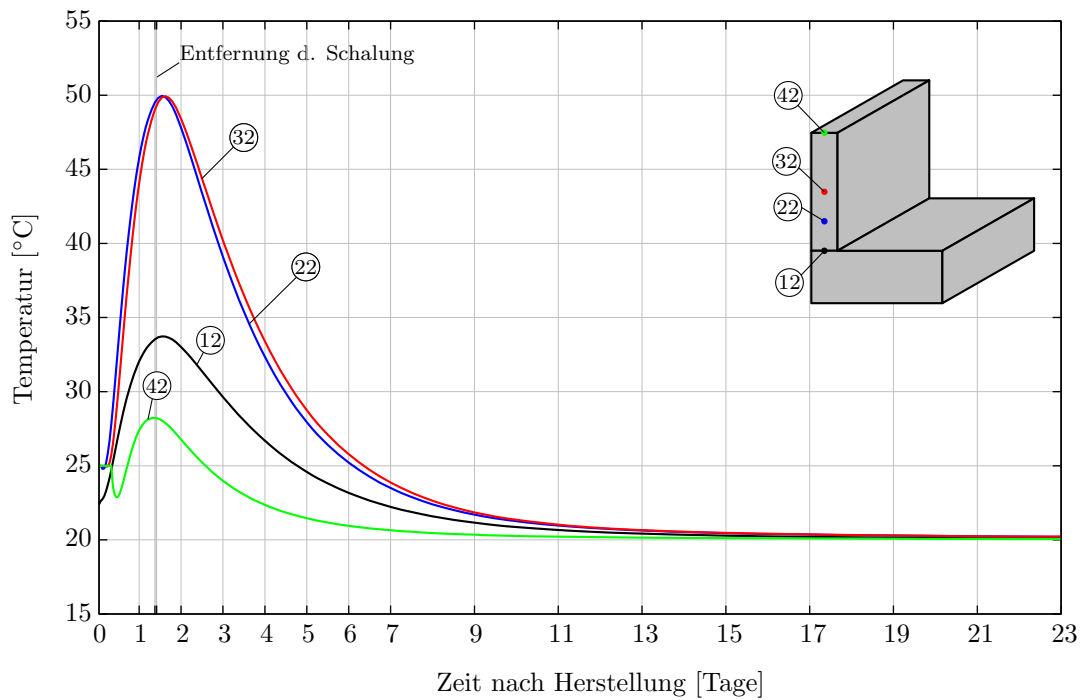


Abb. 5.10: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

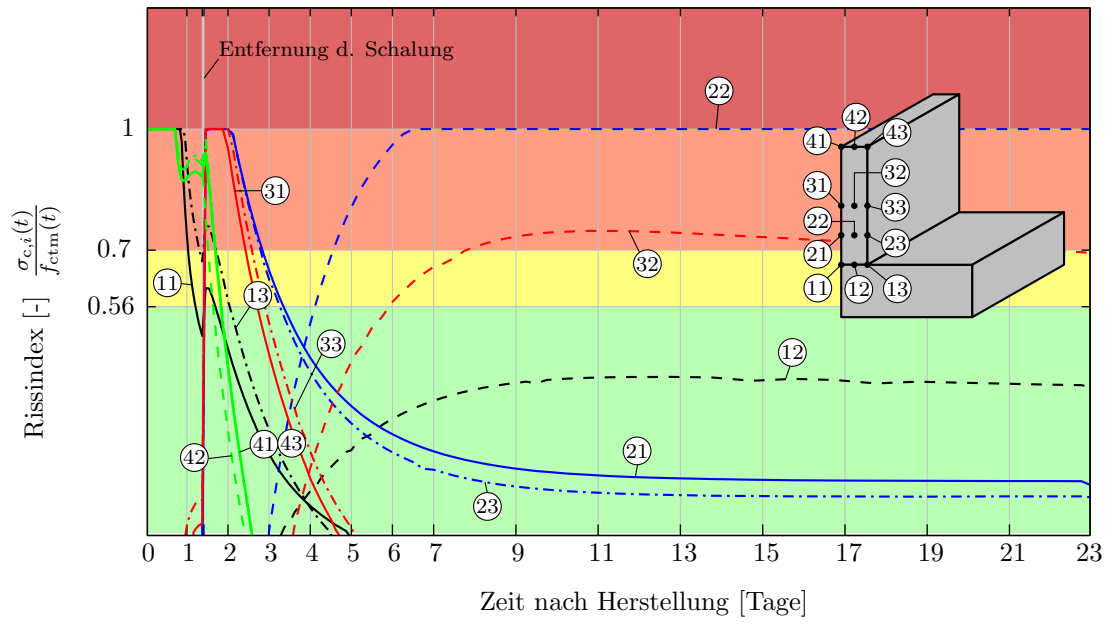


Abb. 5.11: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

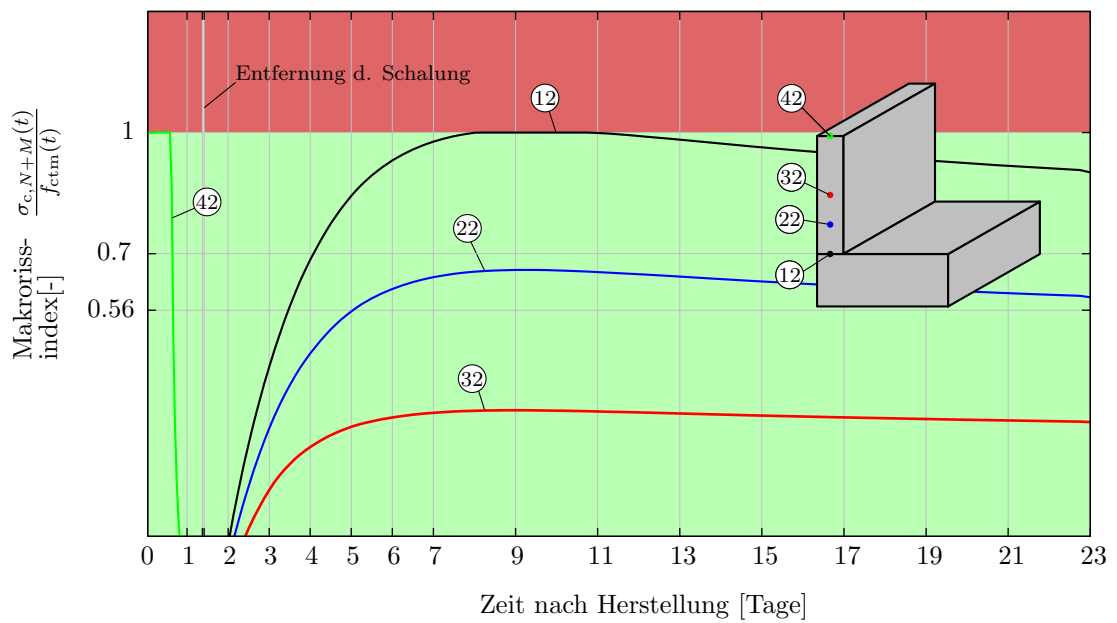
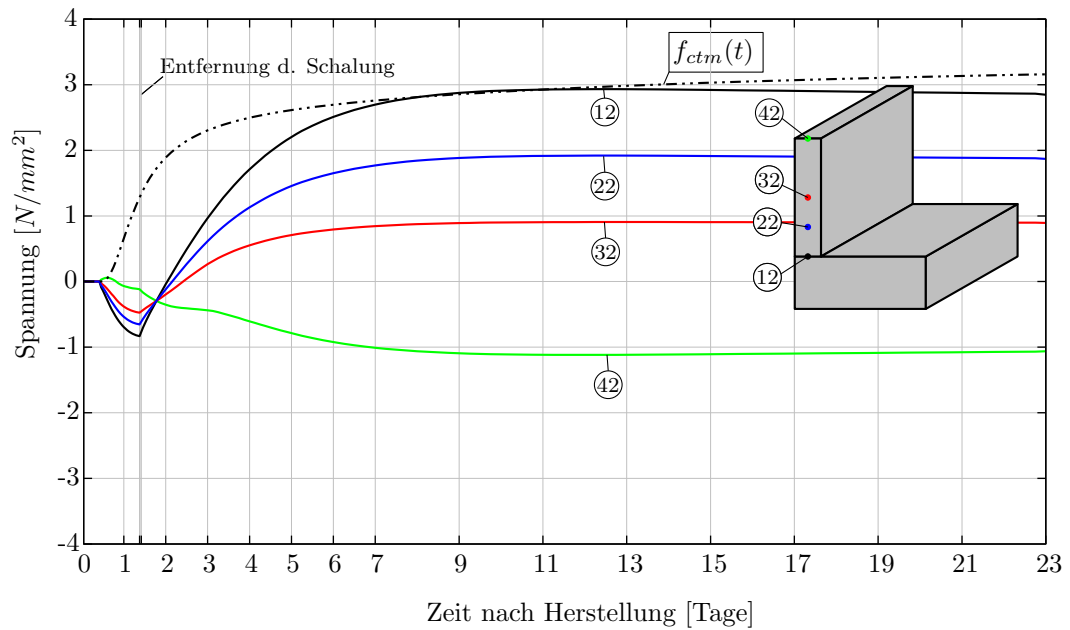


Abb. 5.12: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.2.2 Fall 4: Ergebnisse Entfernung der Schalung nach sieben Tagen

Die Ergebnisse der Temperaturverläufe und der Gesamtspannungen bei Entfernung der Schalung 7 Tage nach Betonieren der Wand sind in Abbildung 5.13 dargestellt. Die maximale Bauteiltemperatur wird im Knoten 32 erreicht und beträgt, wie auch im Referenzfall, 52 °C. Die Ausgleichstemperatur wird im betrachteten Zeitraum erreicht, wie im Referenzfall wird diese beim späteren Entfernen der Schalung nach 15 Tagen erreicht. Das Entfernen der Schalung ist an den Außenseiten wieder durch das charakteristische Abfallen der Temperaturen zu erkennen. Der Temperaturabfall an den Wandoberflächen fällt jedoch deutlich geringer aus als in den anderen beiden Fällen.

Die Zugspannungen erreichen ihr Maximum mit 3,4 N/mm² im Knoten 22 und im Knoten 43 werden die maximalen Druckspannungen bei -4,1 N/mm² erreicht. Im Vergleich zum Referenzfall fallen die Druckspannungen in diesem Fall um -0,2 N/mm² größer aus, die maximalen Zugspannungen sind auch in diesem Fall nahezu ident. Durch das spätere Ausschalen der Wand werden also höhere Druckspannungen aufgebaut. In den Abbildung 5.15 ist der Rissindex zur Auswertung dargestellt. Die Gesamtspannungen in den Materialpunkten überschreiten in mehreren Knoten das Spannungskriterium. Daher ist wiederum mit einer Mikrorissbildung und dem Entfallen der Eigenspannungen zu rechnen und die Spannungen sind um die Eigenspannungen zu bereinigen.

Die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen sind in Abbildung 5.16 dargestellt. Die maximalen Druckspannungen sind mit -1,3 N/mm² größer als jene im Referenzfall. Die maximal erreichten Zugspannungen liegen mit 3,4 N/mm² um 0,1 N/mm² über jenen des Referenzfalls.

Die maximale Größe der Zugspannungen wird durch das spätere Entfernen der Schalung zu einem späteren Zeitpunkt erreicht. Das spätere Entfernen der Schalung führt zu größeren Zwangsschnittgrößen und gleichzeitig zu geringeren Eigenspannungen als in den anderen beiden Fällen. Dadurch entstehen sowohl größere Druckspannungen als auch größere Zugspannungen im Querschnitt nach dem Entfall der Eigenspannungen. Das Spannungskriterium wird in diesem Fall überschritten und es ist in weiterer Folge in jedem Fall mit einer Makrorissbildung zu rechnen.

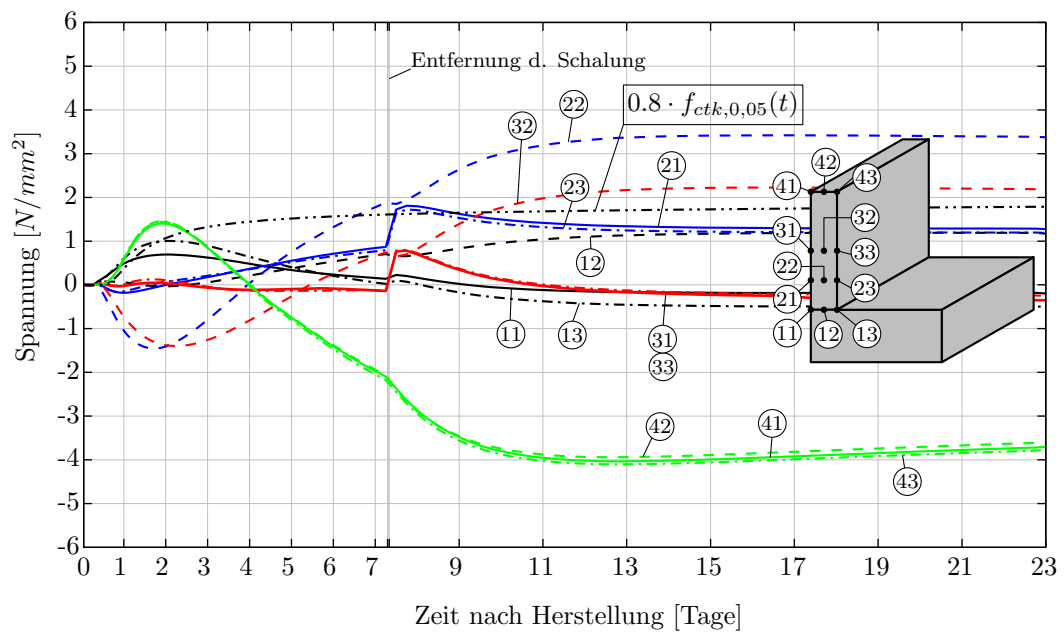
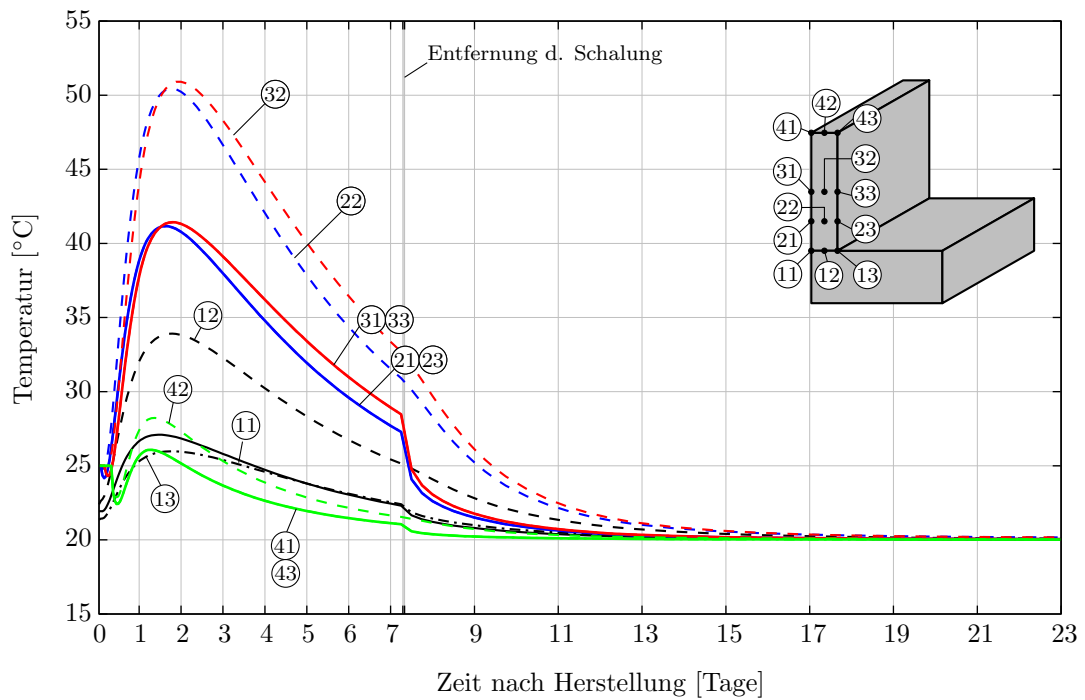


Abb. 5.13: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

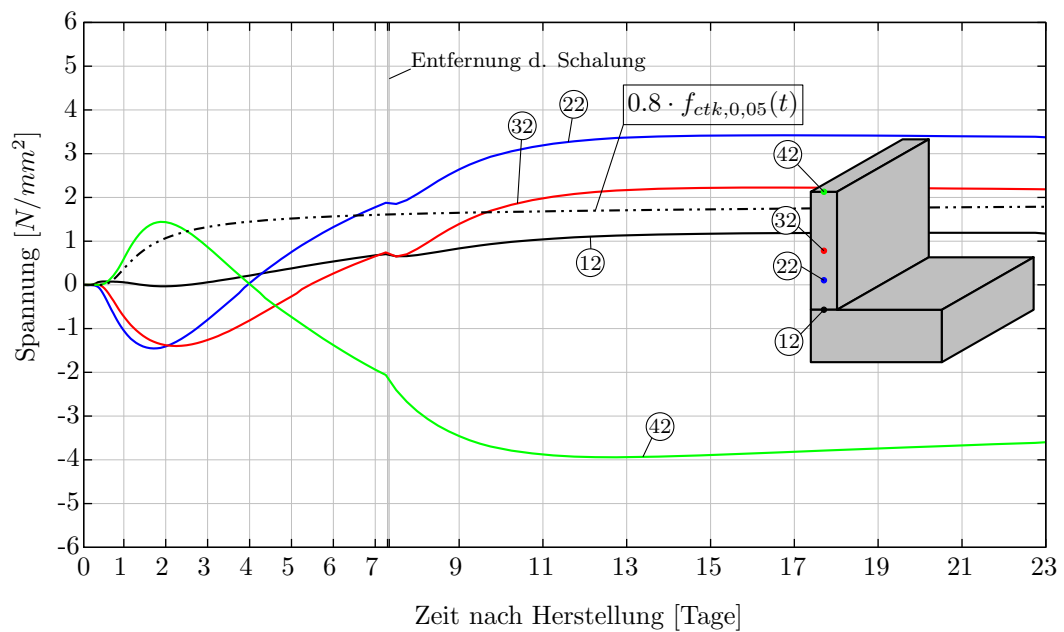
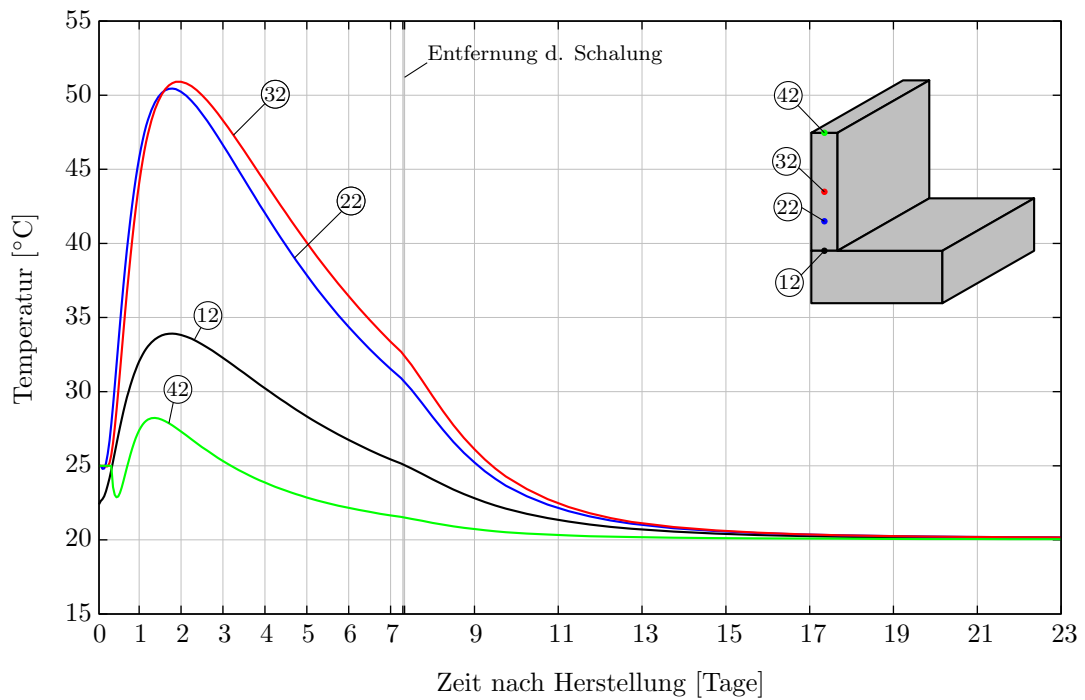


Abb. 5.14: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

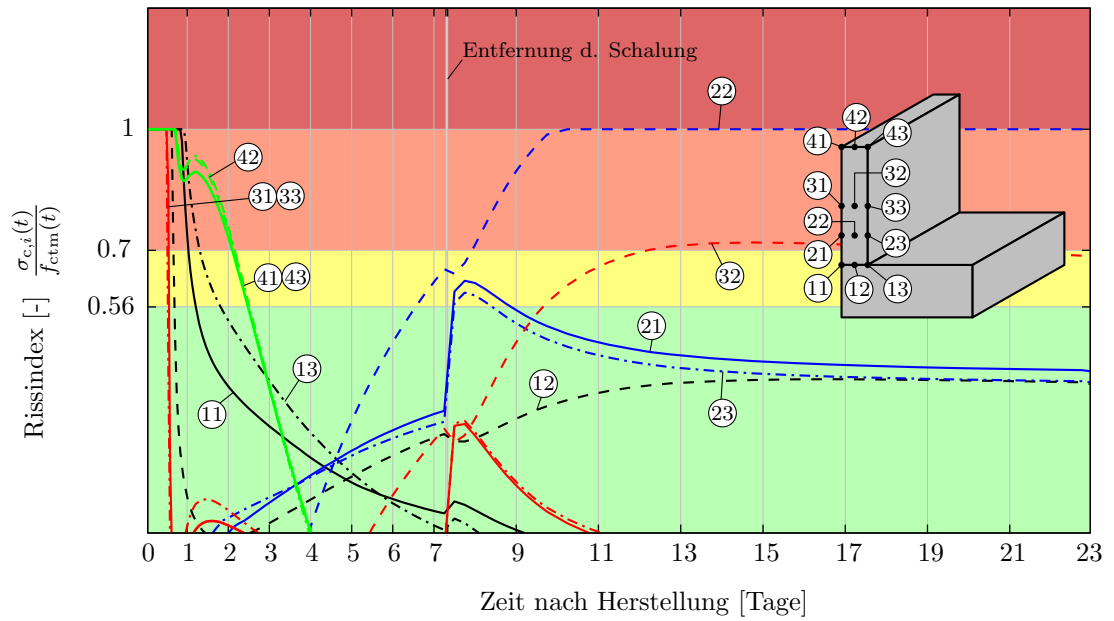


Abb. 5.15: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

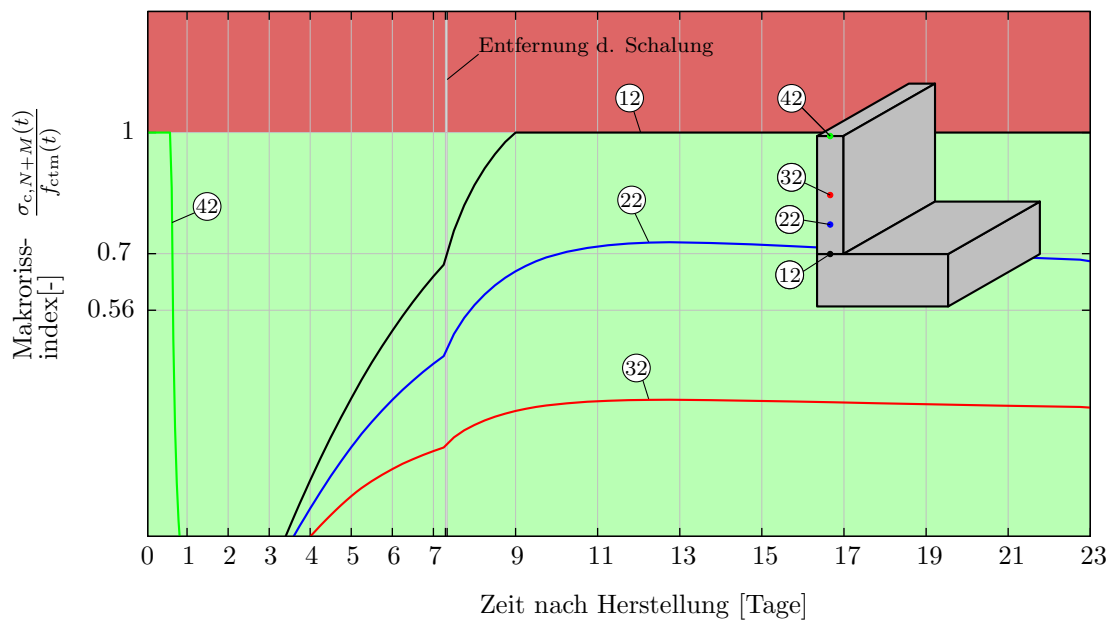
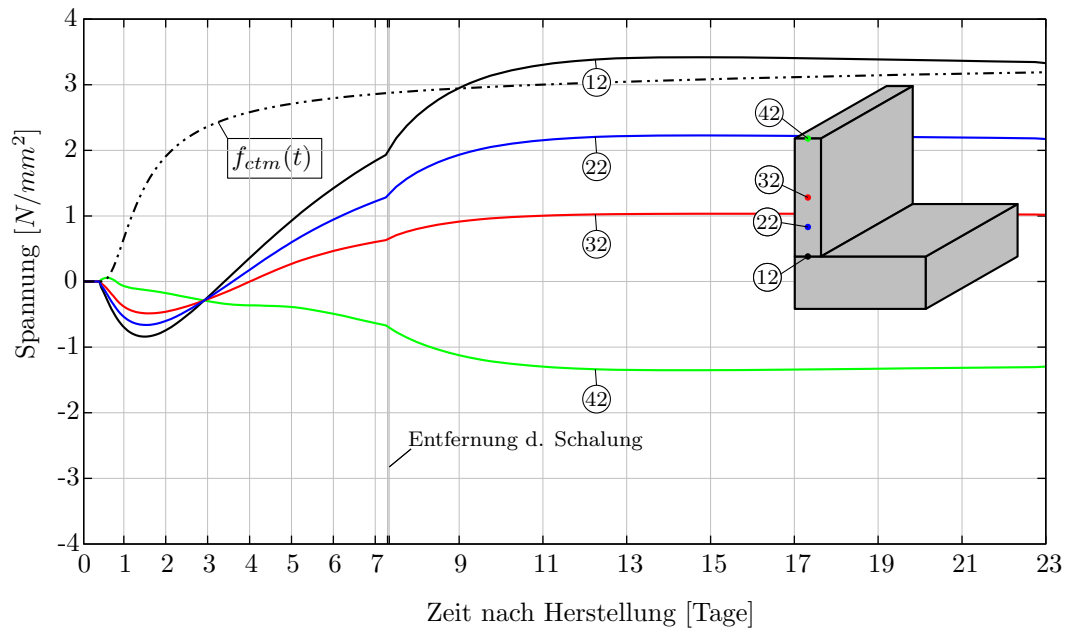


Abb. 5.16: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.2.3 Fall 5: Ergebnisse Schalung auch seitlich am Fundament

Die Ergebnisse der Temperaturverläufe und der Gesamtspannungen bei zusätzlicher Schalung der Seitenfläche des Fundaments ist in Abbildung 5.17 dargestellt. Die maximale Bauteiltemperatur wird dabei im Knoten 32 erreicht und beträgt, wie auch im Referenzfall, 52 °C . Die Ausgleichstemperatur wird im betrachteten Zeitraum erreicht, wie im Referenzfall wird diese ebenfalls nach 15 Tagen erreicht. Die Temperatur im Knoten 12 ist gegenüber dem Referenzfall etwas höher. Die Temperatur im Knoten 11 durch die seitliche Wärmedämmung der Schalung in diesem Fall mit 30 °C jedoch deutlich höher als im Referenzfall.

Die Zugspannungen erreichen ihr Maximum mit $3,3\text{ N/mm}^2$ im Knoten 22 und im Knoten 43 werden die maximalen Druckspannungen bei $-3,85\text{ N/mm}^2$ erreicht. Im Vergleich zum Referenzfall sind die Spannungen in diesem Fall ident. Nur in den Knoten 11 und 12 ergeben sich durch die etwas höheren Temperaturen auch größere Spannungen. In der Abbildung 5.19 ist der Rissindex zur Auswertung dargestellt. Die Gesamtspannungen in den Materialpunkten überschreiten in mehreren Knoten das Spannungskriterium. Daher ist wiederum mit einer Mikrorissbildung und dem Entfallen der Eigenspannungen zu rechnen und die Spannungen sind um die Eigenspannungen zu bereinigen.

Die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen sind in Abbildung 5.20 dargestellt. Die maximalen Druckspannungen sind mit $-1,2\text{ N/mm}^2$ gleich wie jene im Referenzfall. Die maximal erreichten Zugspannungen liegen mit $3,35\text{ N/mm}^2$ geringfügig über jenen des Referenzfalls und ergeben sich durch die etwas größeren Temperaturen im Knoten 12. Das Spannungskriterium wird wie im Referenzfall überschritten und es ist in weiterer Folge in jedem Fall mit einer Makrorissbildung zu rechnen.

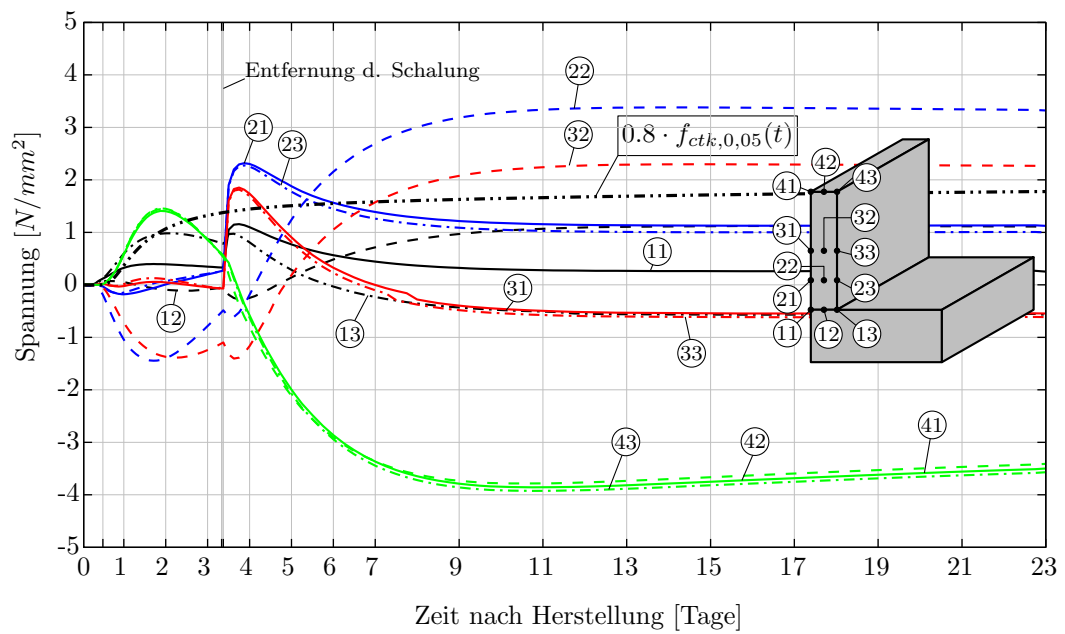
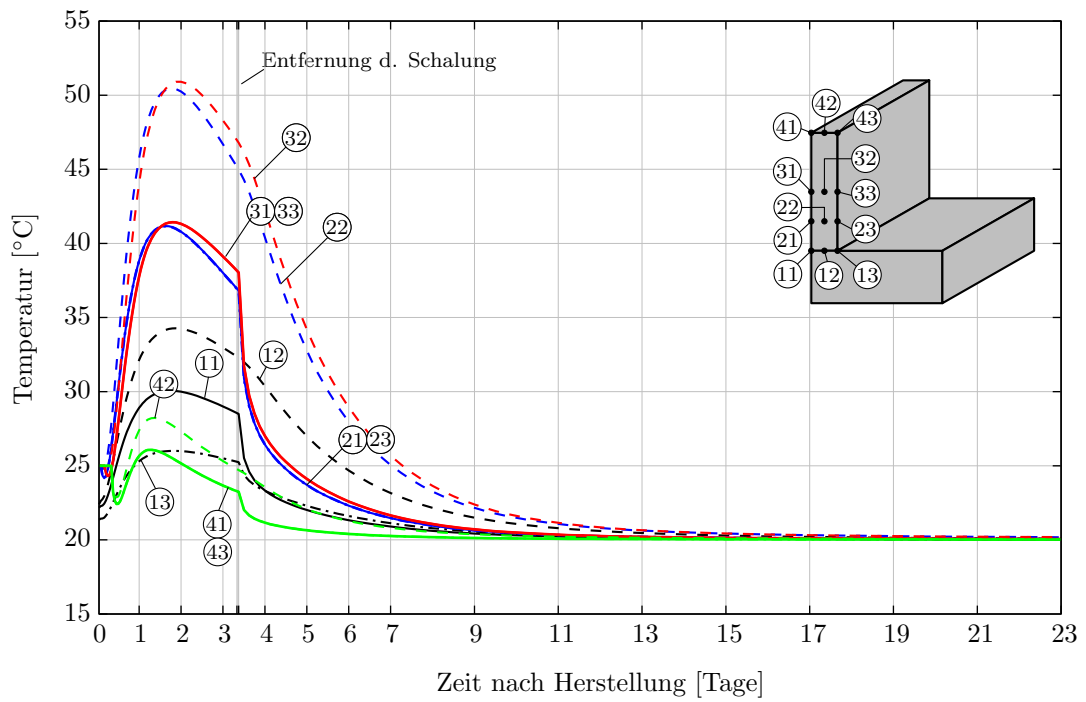


Abb. 5.17: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

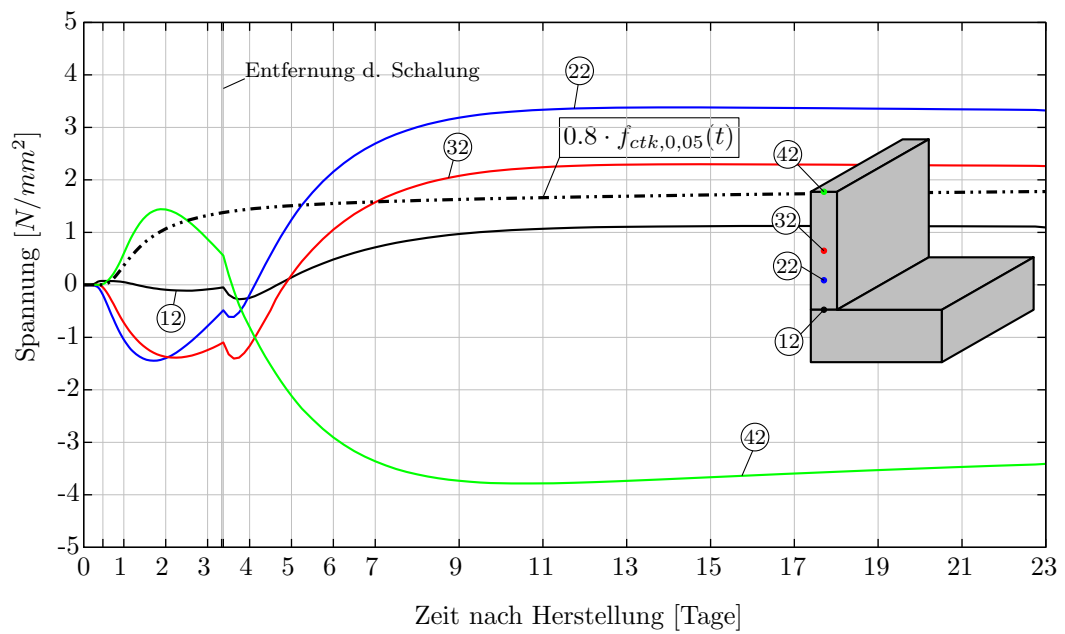
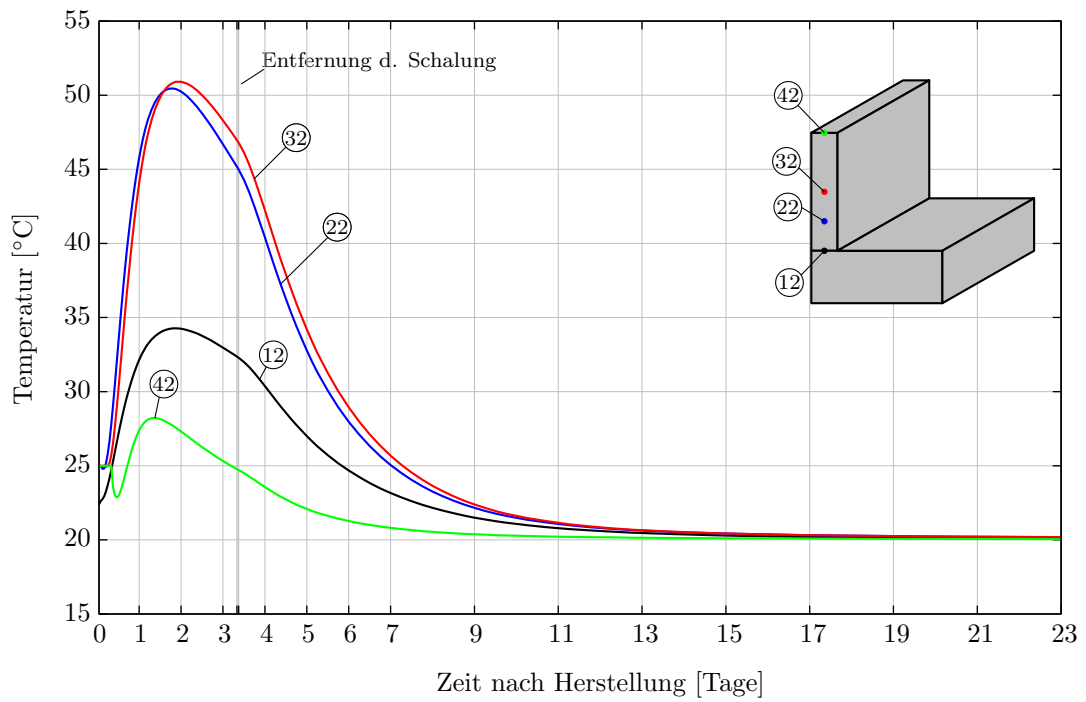


Abb. 5.18: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

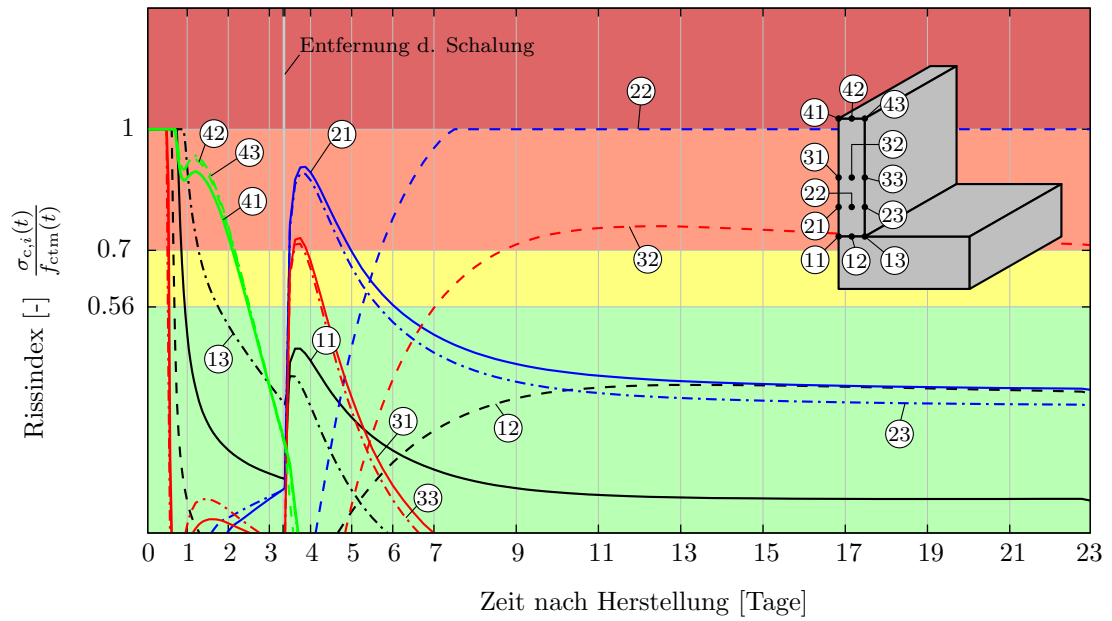


Abb. 5.19: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

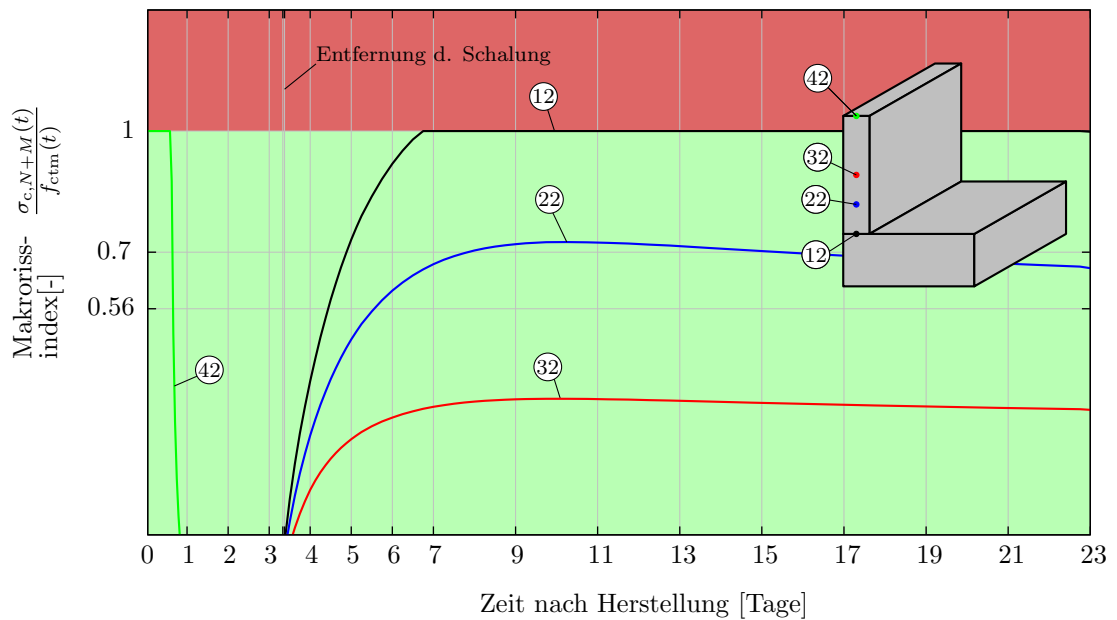
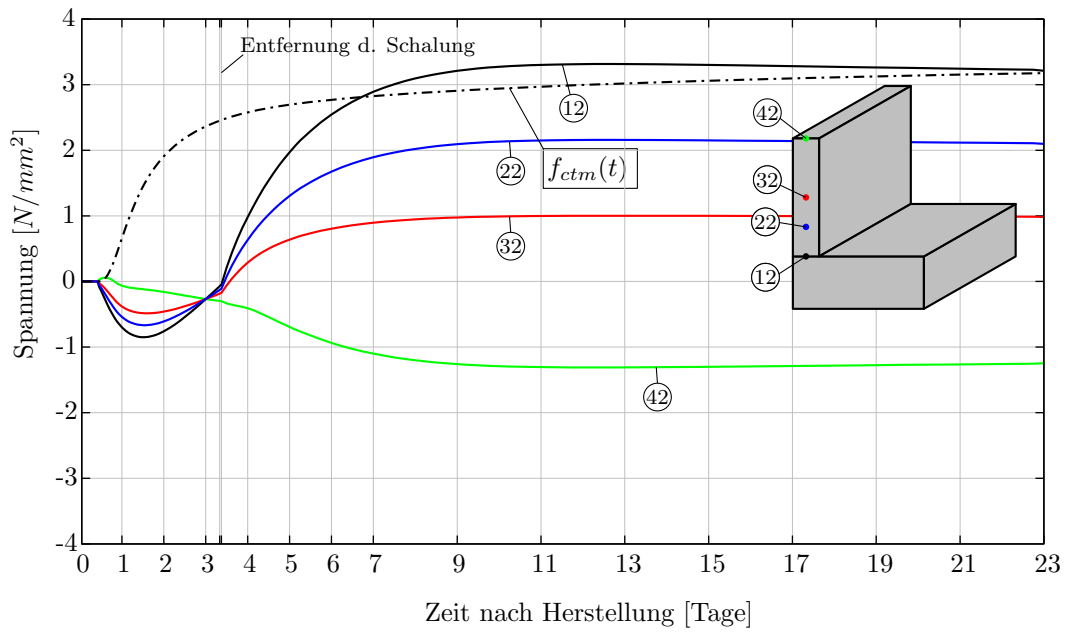


Abb. 5.20: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.3 Fall 6: Abfall der Außentemperatur zum Zeitpunkt maximaler Kerntemperatur

Hier soll der Lastfall eines Abfalls der Außentemperatur zum Zeitpunkt der maximalen Kerntemperatur im Bauteil näher untersucht werden. Dabei ist zunächst die Außentemperatur bis zum Erreichen der maximalen Kerntemperatur konstant, anschließend wird eine lineare Temperaturabnahme von 5 °C binnen 3 Tagen simuliert. Nach dem Temperaturabfall bleibt die Außentemperatur wieder konstant.

Die Temperaturverläufe sowie die zugehörigen Gesamtspannungen sind in Abbildung 5.21 dargestellt. In Abbildung 5.21 ist, zum besseren Verständnis, zusätzlich der Temperaturverlauf der Umgebungstemperatur dargestellt. Die maximale Bauteiltemperatur bleibt bis zum Erreichen der Kerntemperatur ident mit jener des Referenzfalls. Durch den Temperaturabfall liegt die Ausgleichstemperatur für diesen Fall bei 15 °C und wird nach 15 Tagen erreicht. Die Temperaturverläufe ähneln jenen des Referenzfalls, sinken jedoch um die zusätzlichen 5 °C ab.

Die maximale Zugspannungen ist im Knoten 22 mit 3,7 N/mm² größer als jene im Referenzfall. Auch die maximale Druckspannung im Knoten 43 liegt mit -4,3 N/mm² über jener des Referenzfalls. Die Spannungssprünge durch das Entfernen der Schalung fallen durch den größeren Temperaturunterschied ebenfalls höher aus. Die Gesamtspannungen nehmen also durch einen Temperaturabfall und den damit verbundenen höheren Abkühlungspotential zu. Wie in Abbildung 5.23 zu erkennen ist, wird auch in diesem Fall das zulässige Spannungsniveau überschritten und es müssen die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen betrachtet werden.

Die um die Eigenspannung bereinigten Spannungen sind in Abbildung 5.24 dargestellt. Die maximalen Druckspannungen sind mit -1,65 N/mm² größer als jene im Referenzfall. Die maximal erreichten Zugspannungen liegen mit 3,6 N/mm² ebenfalls über jenen des Referenzfalls und ergeben sich durch das größere Potential in der Abkühlungsphase. Das Spannungskriterium wird deutlich überschritten und es ist auch in diesem Fall in weiterer Folge in jedem Fall mit einer Makrorissbildung zu rechnen.

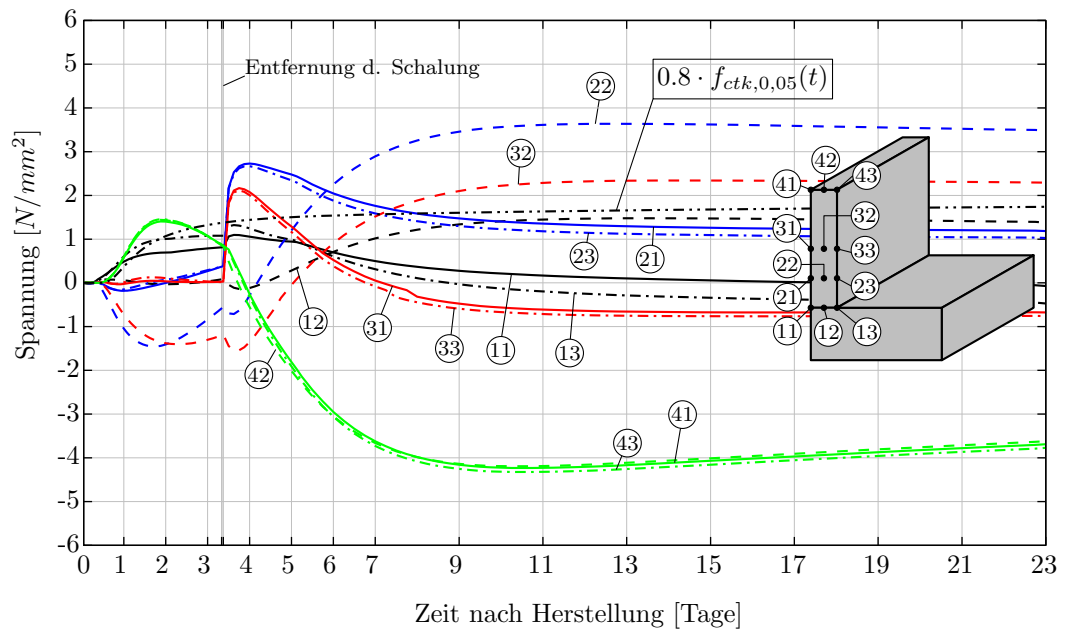
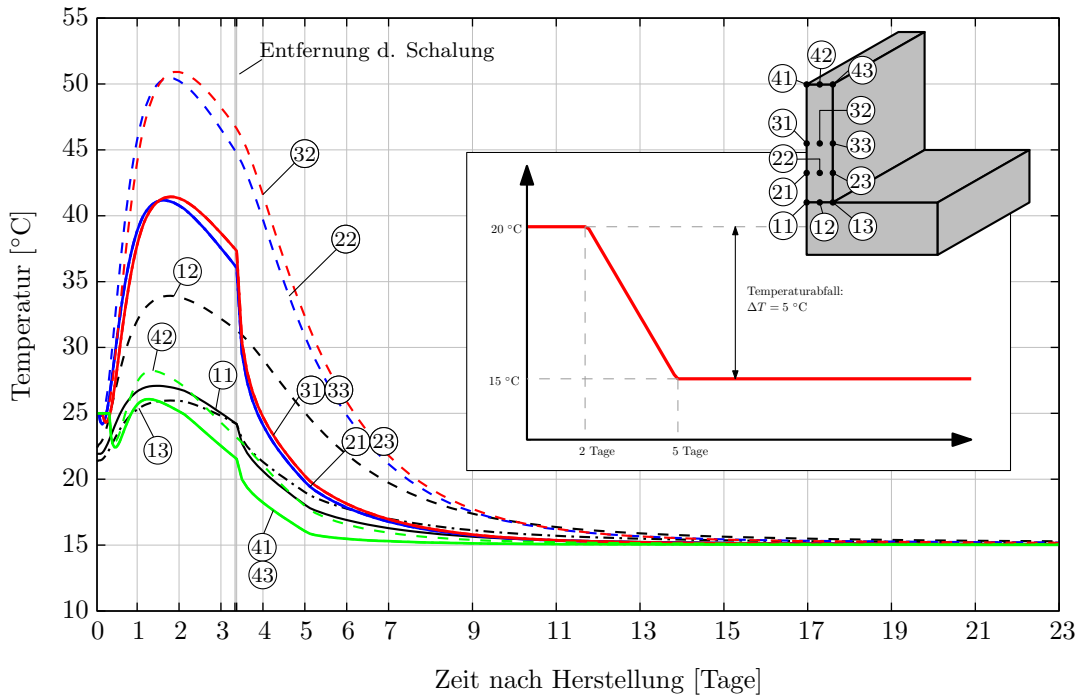


Abb. 5.21: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

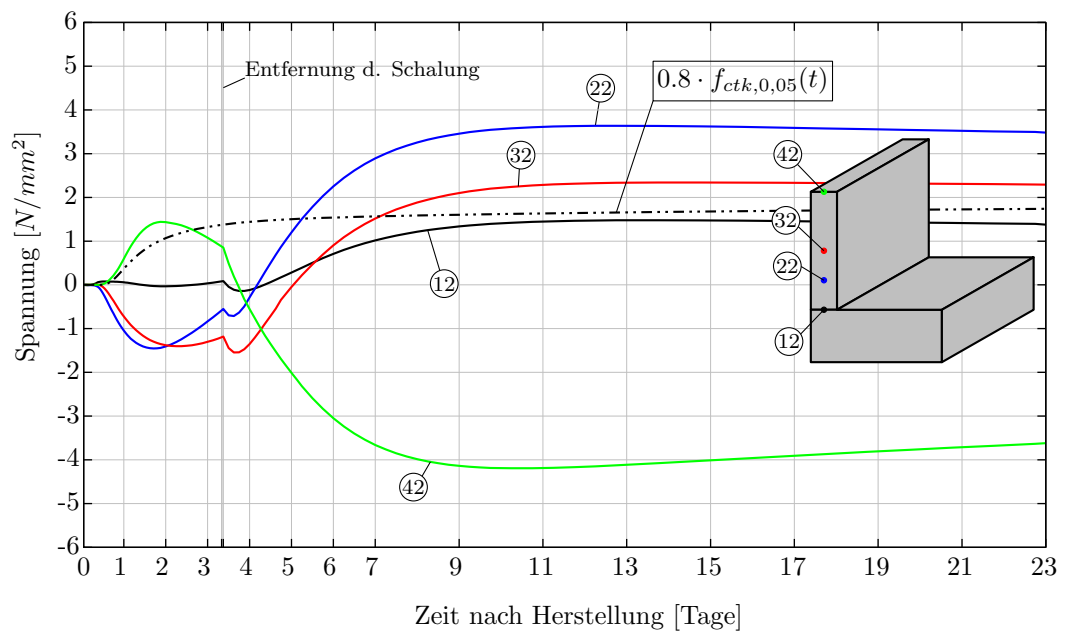
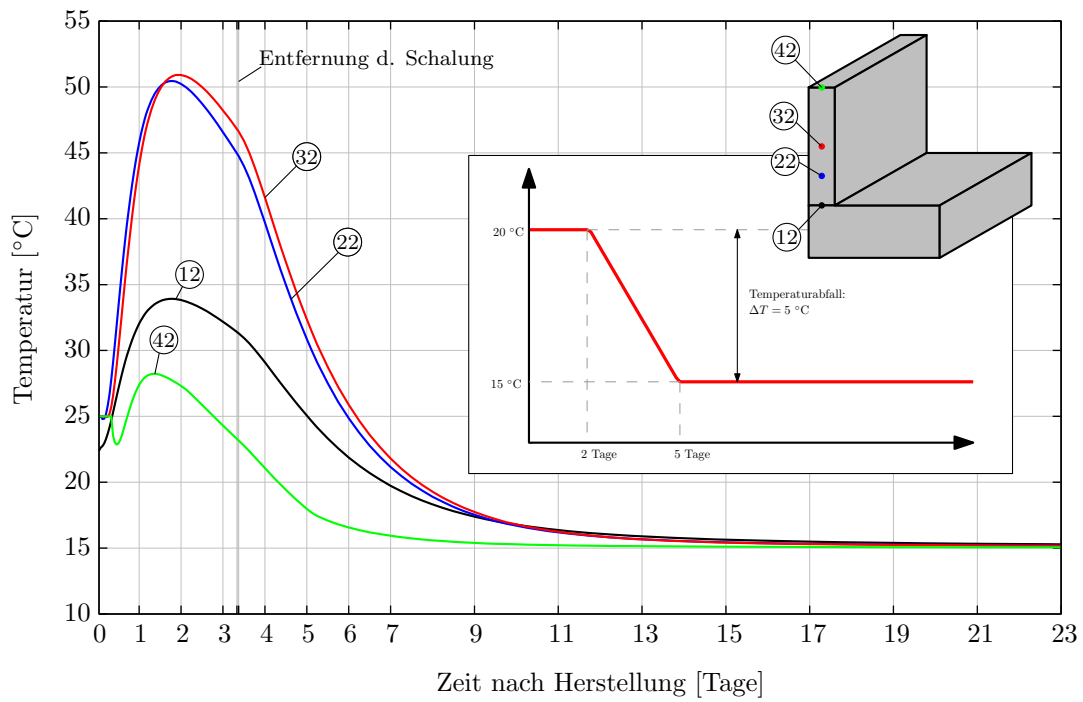


Abb. 5.22: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

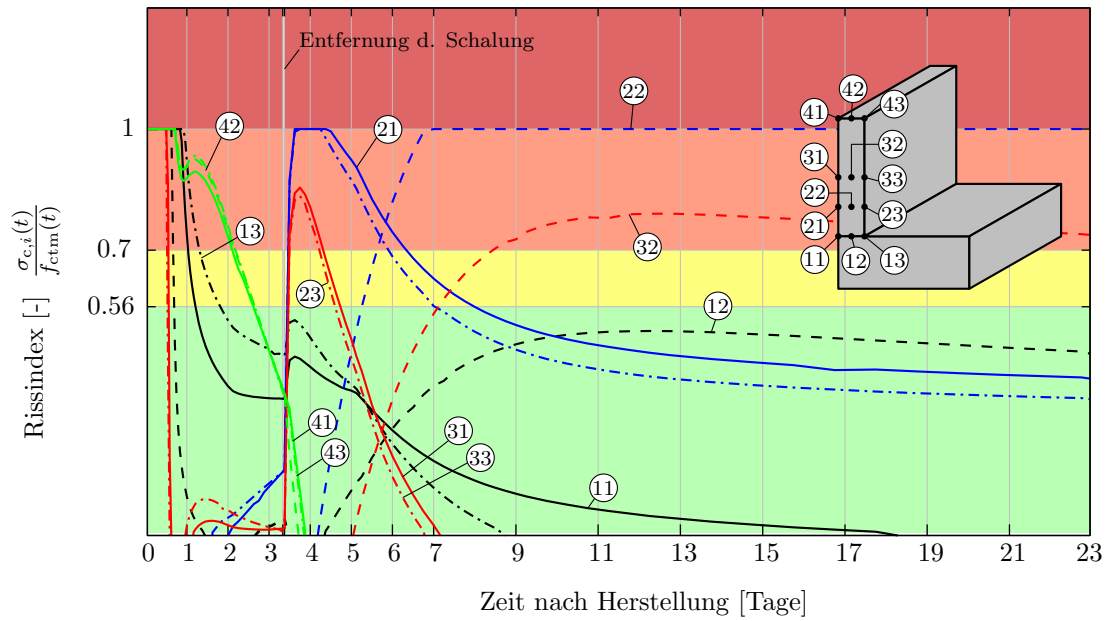


Abb. 5.23: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

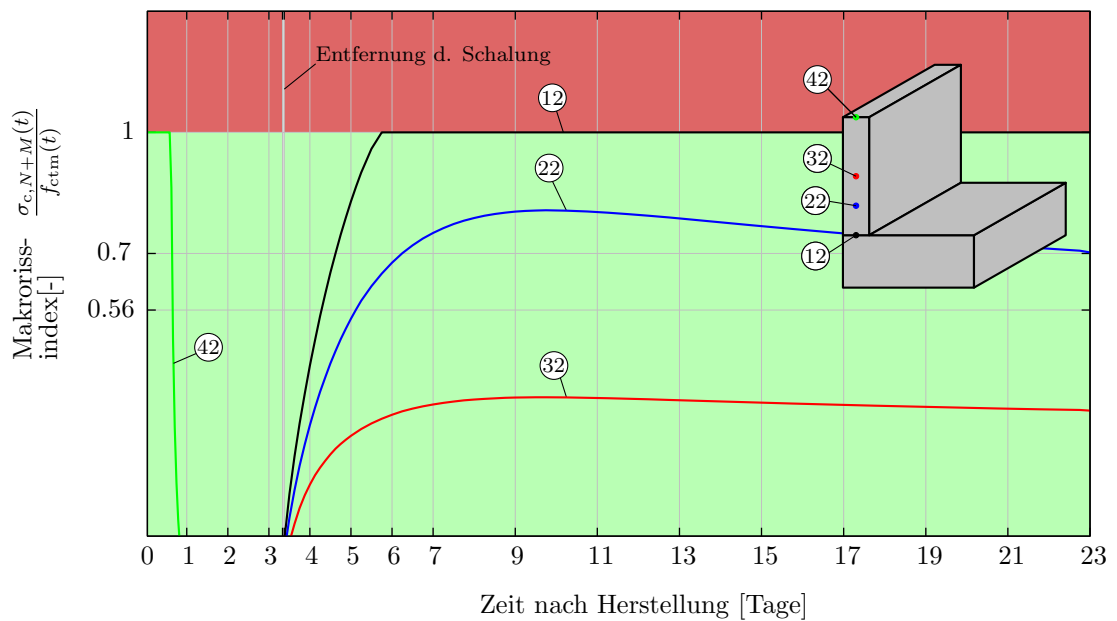
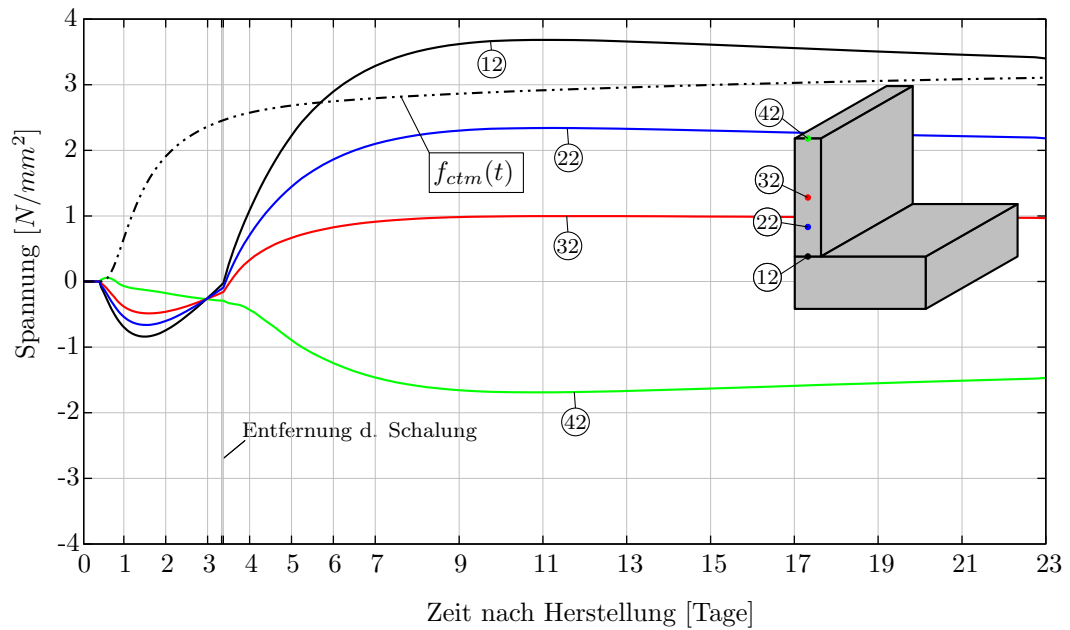


Abb. 5.24: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.4 Fundament mit Sockel

Aus der Baupraxis ist bekannt, dass ein vorher hergestellter Sockel einen positiven Einfluss auf die Rissbildung und damit auf die Zwangsbeanspruchung im Bauteil haben kann. Ebenfalls wird in der Fachliteratur oft das gemeinsame Betonieren von Fundament und Wand als Idealfall für die Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen angesehen. Das gemeinsame Betonieren von Wand und Fundament ist jedoch nur in wenigen Sonderfällen denkbar. Hier soll daher der Einfluss eines Sockels auf die Höhe Zwangsbeanspruchungen in der Wand genauer untersucht werden. In der vorliegenden Arbeit ist als Sockel oder Wandsockel ein direkt mit dem Fundament hergestelltes Teilstück der Wand zu verstehen. Zudem wird, wie auch schon beim Fundament, unterstellt das der Sockel seinen Erhärtungsprozess bereits vollständig abgeschlossen hat und die Ausgleichstemperatur im Sockel erreicht ist.

5.4.1 Fall 7: Fundament mit Sockel 0,5 m

Die Sockelhöhe für diesen Fall beträgt 0,5 m. Die Temperatur- und Spannungsverläufe für alle Knoten sind in Abbildung 5.25 dargestellt. Da die Wandhöhe jetzt um 0,5 m geringer ist, haben sich die Knoten im maßgebenden Querschnitt, an denen die jeweilige Werte ausgelesen werden, ebenfalls verändert. Die maximale Bauteiltemperatur im Kernbereich liegt wie im Referenzfall bei 52 °C. Die Temperaturen in der Fuge zwischen dem ersten Betonierabschnitt und dem zweiten Betonierabschnitt (Fuge Sockel/Wand bzw. Fundament/Wand im Referenzfall) weisen einen markanten Unterschied auf. Im Knoten 12 ist die Temperatur mit 44 °C wesentlich höher als im Referenzfall. Auch die beiden Knoten an den Wandoberflächen (Knoten 11 und 13) haben in diesem Fall höhere und zusätzlich identische Temperaturen. Die Temperaturen an der Wandkrone ändern sich gegenüber dem Referenzfall hingegen nicht, die maximale Temperatur an der Wandkrone wird bei 27 °C erreicht. Die Ausgleichstemperatur wird ebenfalls wie im Referenzfall nach ca. 13 Tagen erreicht.

Die maximalen Zugspannungen sind in beiden Fällen jeweils im Knoten 22 auf einem Viertel der Wandhöhe zu finden. Durch den Sockel fällt die maximale Zugspannung kleiner aus als im Referenzfall. Im Bereich der Betonierfuge ist die Zugspannung jedoch um 0,9 N/mm² größer als im Referenzfall. Die maximalen Druckspannungen sind mit jenen des Referenzfalls ident. Das Spanningskriterium wird in den meisten Knoten jedoch auch in diesem Fall nicht eingehalten (vgl. Abbildung 5.27), damit kann die Rissbildung nicht kategorisch ausgeschlossen werden und muss in weiterer Folge von einer lokalen Mikrorissbildung ausgegangen werden.

Die Spannungsverläufe ohne den Einfluss der Eigenspannungen, sowie die zugehörige Auswertung des Makrorissindex, sind in Abbildung 5.28 dargestellt. Die maximale Zugspannung liegt wieder in der Fuge zwischen den Betonierabschnitten und liegt für diesen Fall mit ca. 3,05 N/mm² nur sehr knapp über der zulässigen Betonzugfestigkeit. Auch die Spannungen in den Knoten 22 und 32 fallen hier etwas geringer aus als im Referenzfall. Die maximale Druckspannung im Knoten 42 nimmt ebenfalls ab. Insgesamt wird das Spanningskriterium bzw. die zulässige Zugspannung des Betons nur knapp überschritten und eine Makrorissbildung, welche die zulässigen Rissbreiten übersteigt, kann hier trotz des geringen Überschreitens mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

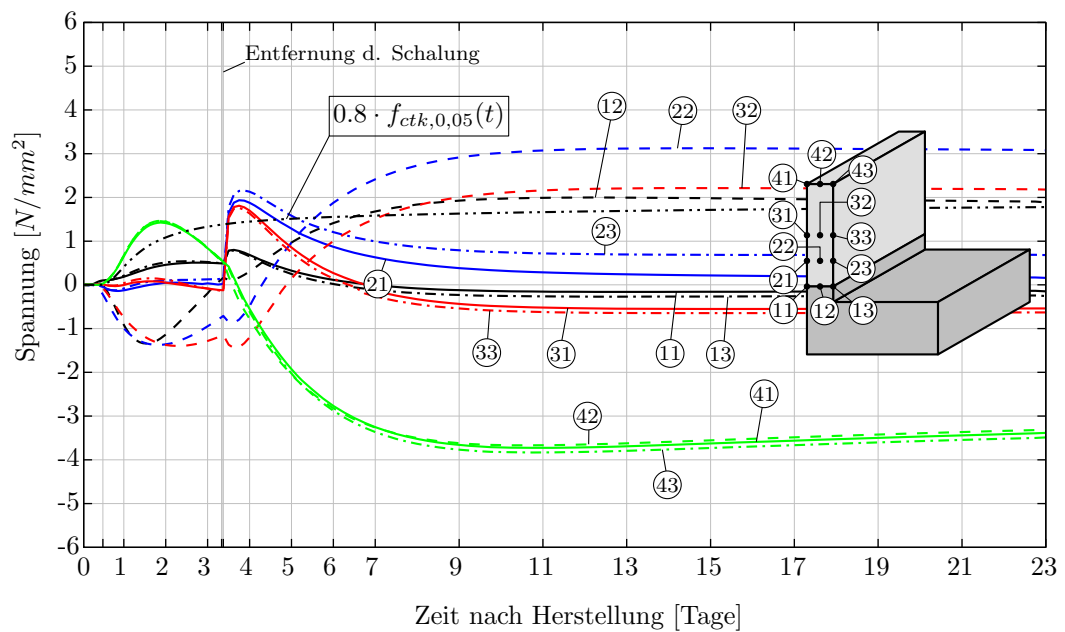
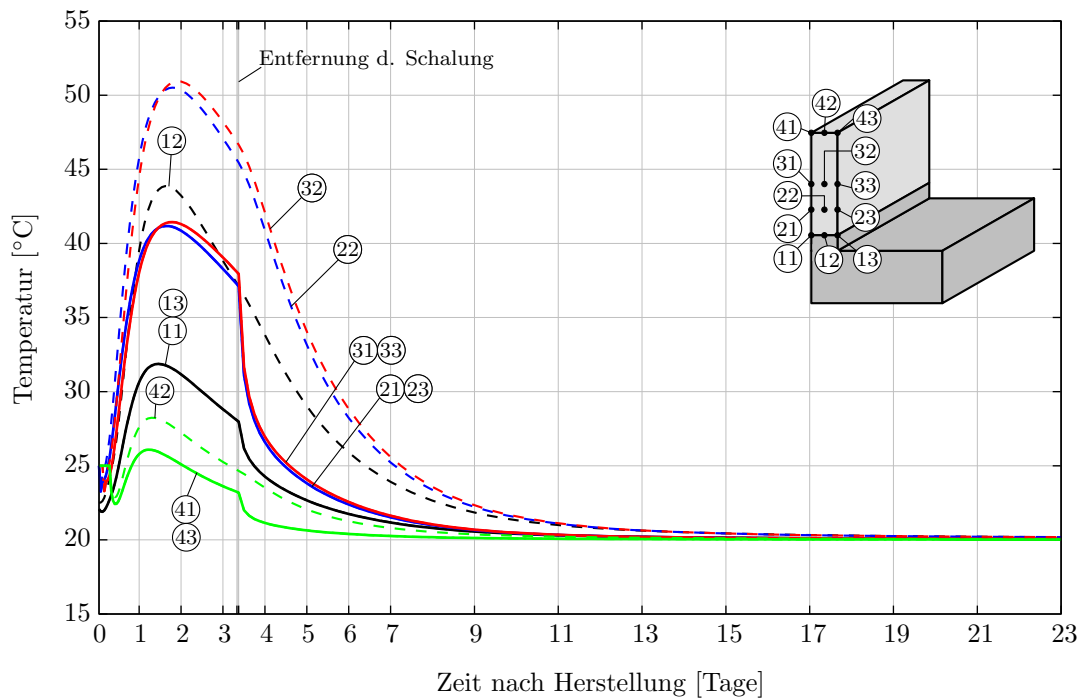


Abb. 5.25: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

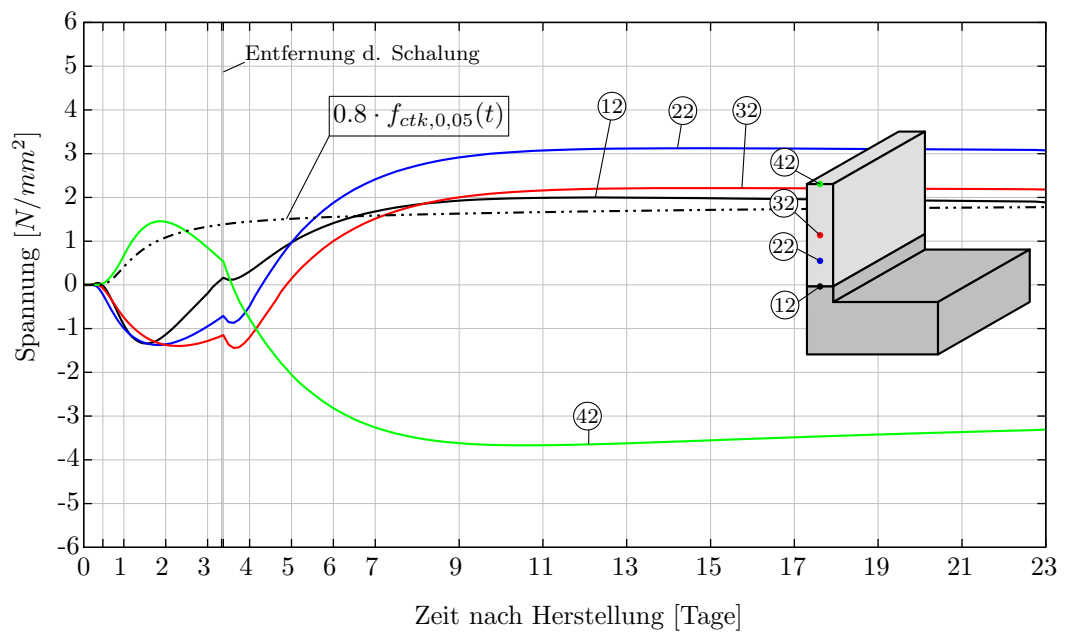
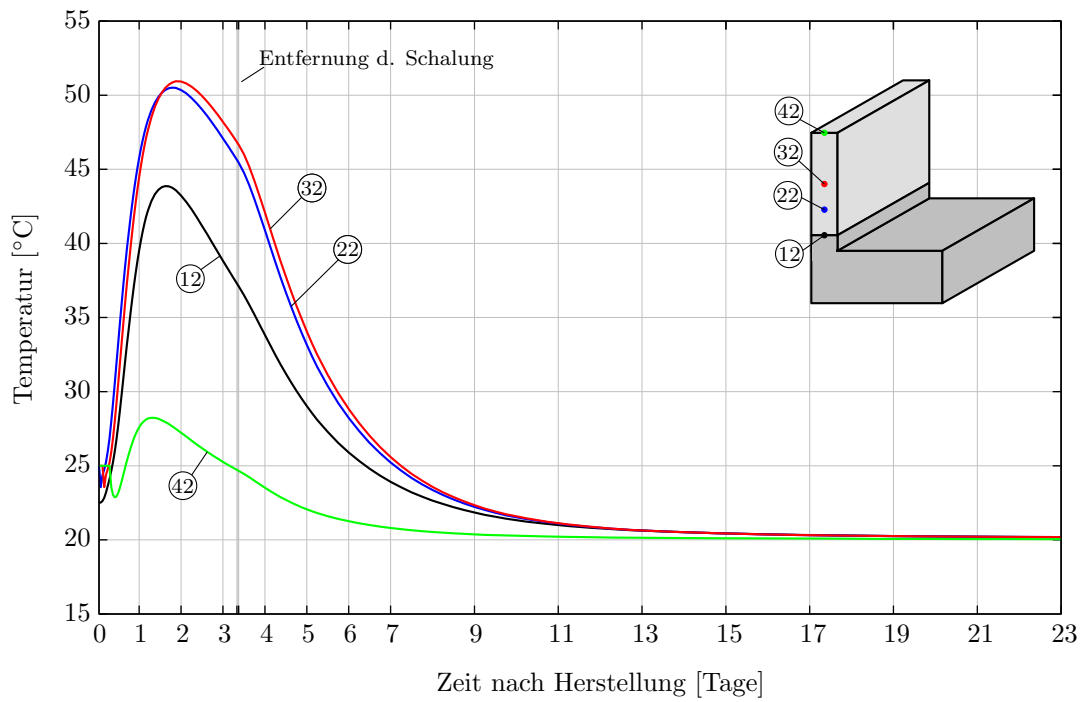


Abb. 5.26: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

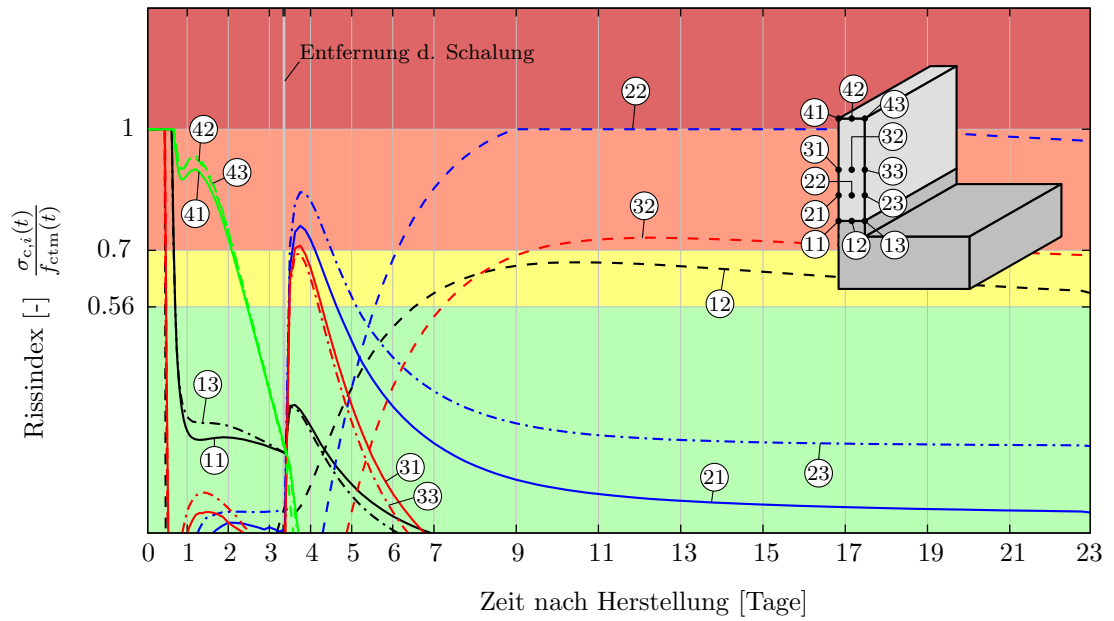


Abb. 5.27: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

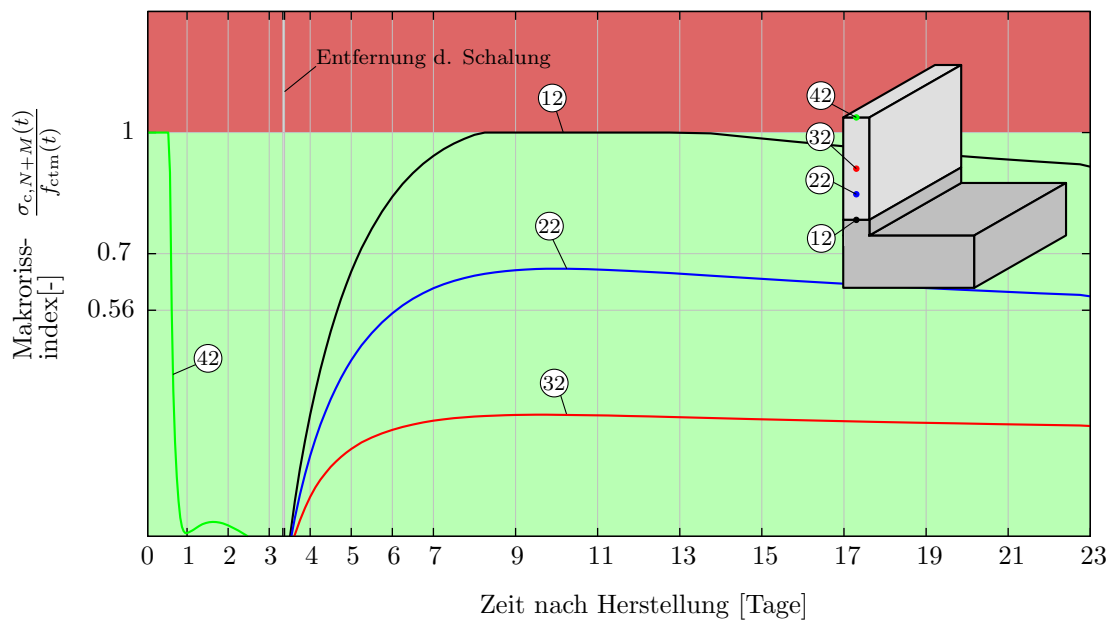
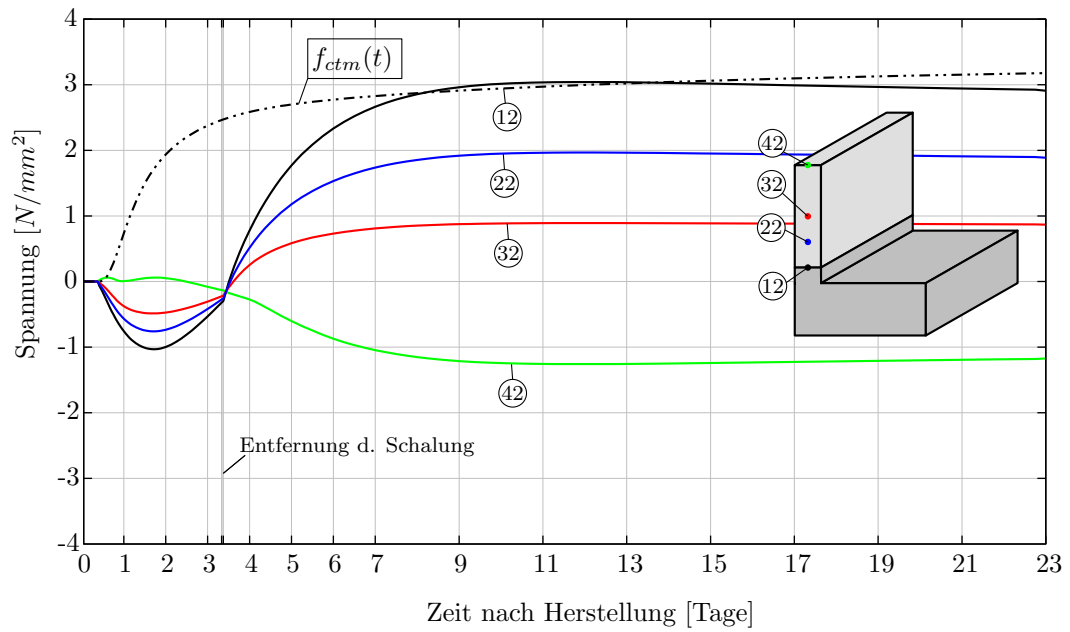


Abb. 5.28: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.4.2 Fall 8: Fundament mit Sockel 1 m

Die Sockelhöhe für diesen Fall beträgt 1 m und stellt damit bereits einen sehr hohen Sockel dar. Die Temperatur- und Spannungsverläufe für alle Knoten sind in Abbildung 5.29 für den maßgebenden Querschnitt dargestellt. Da die Wandhöhe jetzt um 1 m geringer ist, haben sich wie auch schon im vorherigen Fall (Fall 7), die Knoten im maßgebenden Querschnitt, an denen die jeweilige Werte ausgelesen werden, verändert. Die maximale Bauteiltemperatur im Kernbereich liegt wie im Referenzfall bei 52 °C. Die Temperaturen in der Fuge zwischen dem ersten Betonierabschnitt und dem zweiten Betonierabschnitt (Fuge Sockel/Wand bzw. Fundament/Wand im Referenzfall) weisen wieder einen markanten Unterschied auf. Im Knoten 12 ist die Temperatur mit 45 °C wesentlich höher als im Referenzfall. Auch die beiden Knoten an den Wandoberflächen (Knoten 11 und 13) haben in diesem Fall höhere und zusätzlich identische Temperaturen. Die Temperaturen an der Wandkrone ändern sich gegenüber dem Referenzfall hingegen nicht, die maximale Temperatur an der Wandkrone wird bei 27 °C erreicht. Die Ausgleichstemperatur wird auch hier wie im Referenzfall bereits nach ca. 13 Tagen erreicht.

Die maximale Zugspannung ist in beiden Fällen jeweils im Knoten 22 auf einem Viertel der Wandhöhe zu finden. Durch die steigende Sockelhöhe von einem Meter fällt die maximale Zugspannung wesentlich kleiner als im Referenzfall aus. Der Maximalwert der Zugspannung ist mit 2,5 N/mm² um 0,7 N/mm² kleiner. Im Bereich der Betonierfuge ist die Zugspannung jedoch wesentlich höher als im Referenzfall. Die Spannungen in den Knoten 12 und 32 sind, bei einer Sockelhöhe von 1 m schon fast gleich groß. Die maximalen Druckspannungen sind auch in diesem Fall mit jenen des Referenzfalls ident. Das Spannungskriterium wird jedoch auch hier in den meisten Knoten nicht eingehalten, vgl. Abbildung 5.31, damit kann die Rissbildung nicht kategorisch ausgeschlossen werden und es kommt in weiterer Folge wieder zu einer lokalen Mikrorissbildung und dem Entfall der Eigenspannungen im Querschnitt.

Die Spannungsverläufe ohne den Einfluss der Eigenspannungen, sowie die zugehörige Auswertung des Makrorissindex ist in Abbildung 5.32 dargestellt. Die maximale Zugspannung liegt wieder in der Fuge zwischen den Betonierabschnitten und liegt für diesen Fall mit ca. 2,6 N/mm² unter der zulässigen Betonzugfestigkeit. Auch die Spannungen in den Knoten 22 und 32 fallen in diesem Fall noch geringer aus als jene im Referenzfall. Die maximale Druckspannung im Knoten 42 nimmt ebenfalls weiter ab und beträgt nur mehr -1,1 N/mm². Das Spannungskriterium bzw. die zulässige Betonzugfestigkeit wird in diesem Fall nicht überschritten. Damit ist eine Makrorissbildung für diesen Fall auszuschließen.

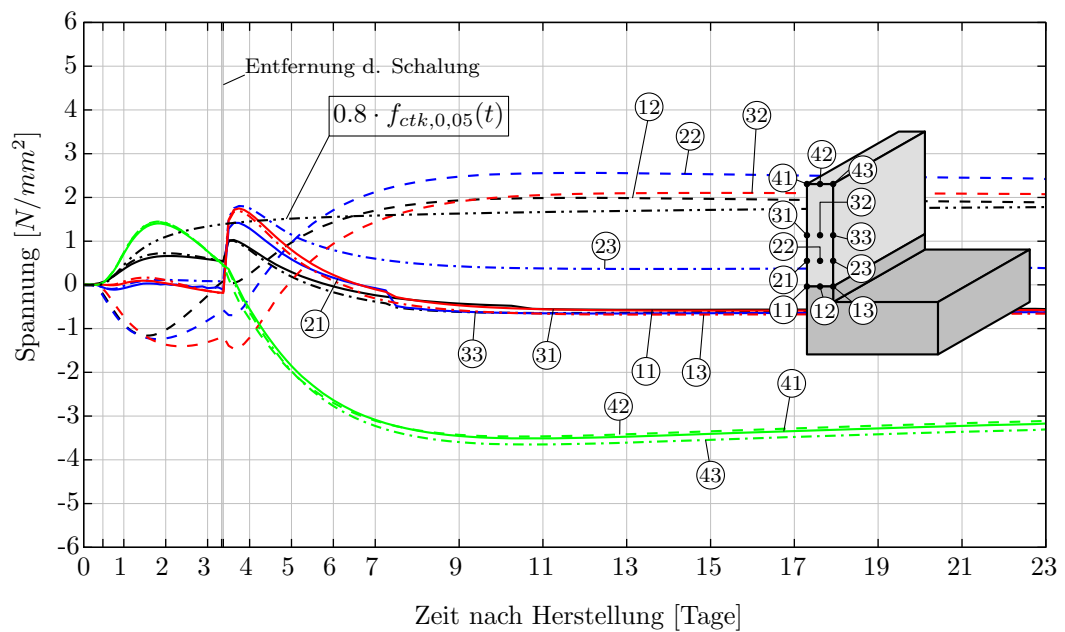
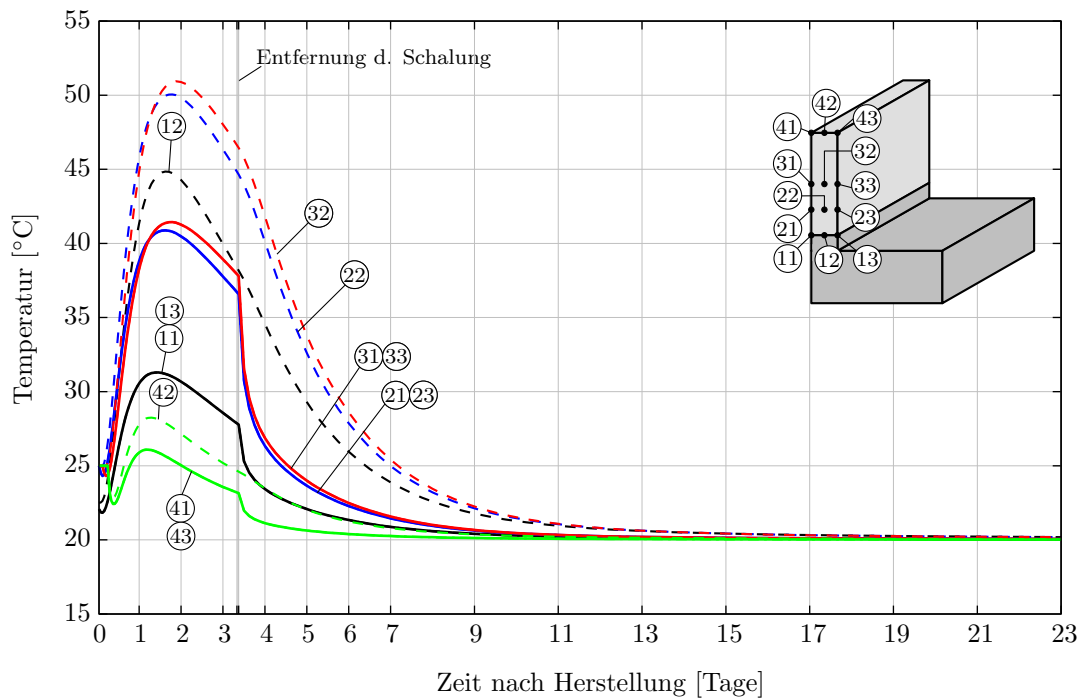


Abb. 5.29: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - alle Knoten

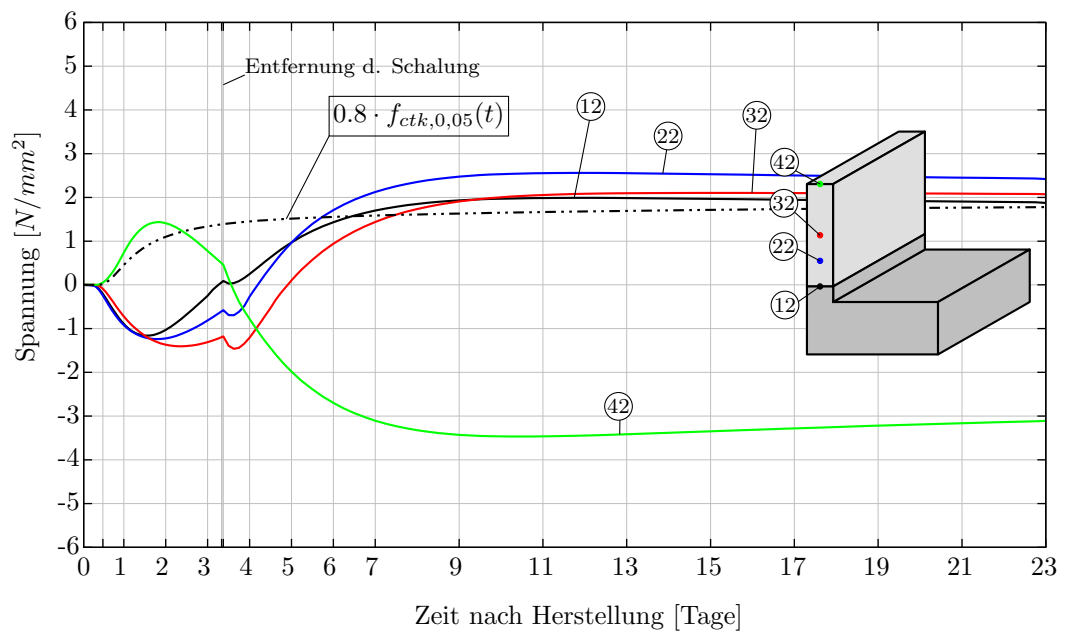
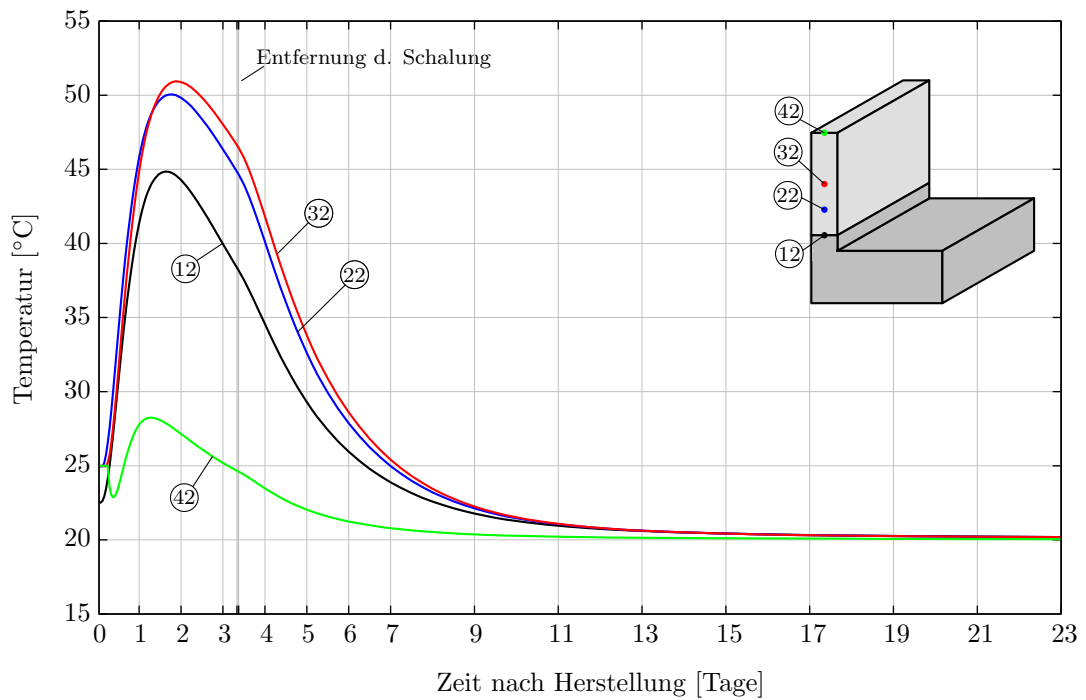


Abb. 5.30: Temperatur- und Spannungsentwicklung in den Knotenpunkten - Knoten Mittelachse

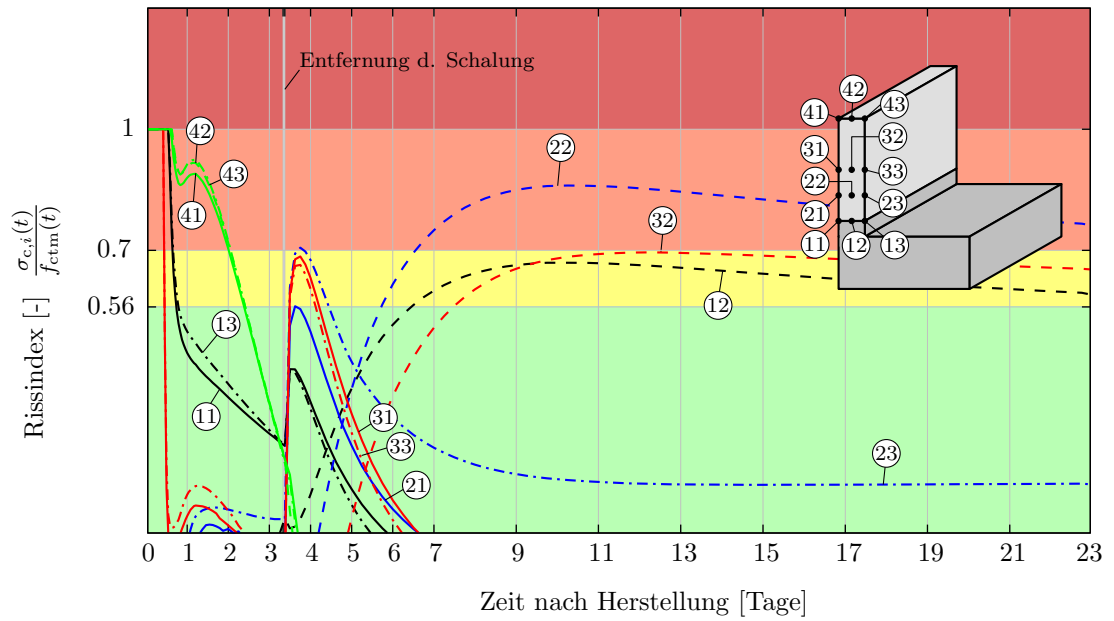


Abb. 5.31: Rissindex - Gesamtspannungen alle Knoten

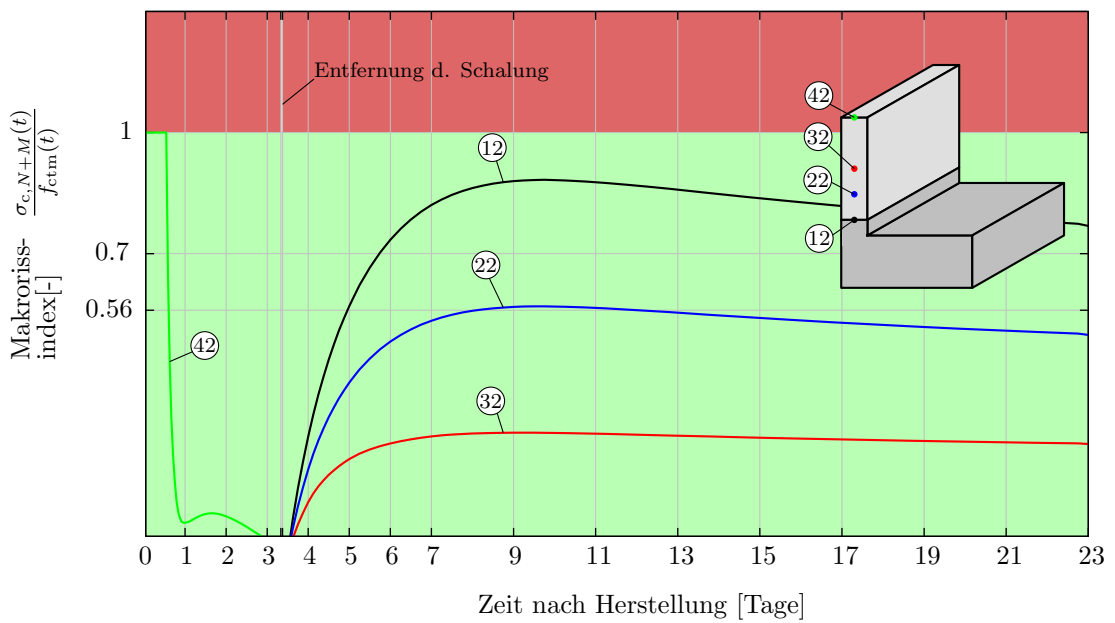
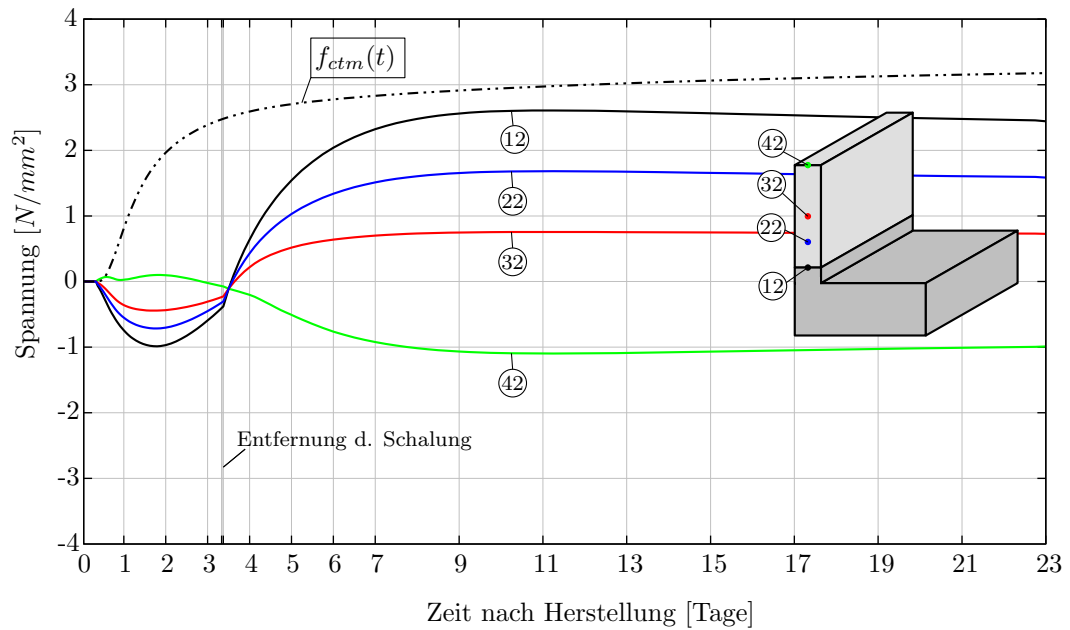


Abb. 5.32: Spannungsverläufe - Knoten Mittelachse ohne Eigenspannungen

5.4.3 Analytische Betrachtung des Einflusses eines Sockels

Für eine allgemeingültige Aussage und dem besseren Verständnis des Sockeleinflusses soll in diesem Fall ein Wand-Fundament System auch mit einer analytischen Lösung untersucht werden. Die verwendete analytische Lösung wurde für eine symmetrisch auf dem Fundament angeordnete Wand entwickelt. In dem Ansatz wird zum einen die Verformungskompatibilität und zum anderen auch der Zwangseinleitungsbereich in Längsrichtung miterfasst. Bei dieser Lösung wird zudem stets das Ebenbleiben des Querschnitt vorausgesetzt. Eine ausführliche Beschreibung dieser Lösung ist in der Arbeit von Schlicke [11] enthalten.

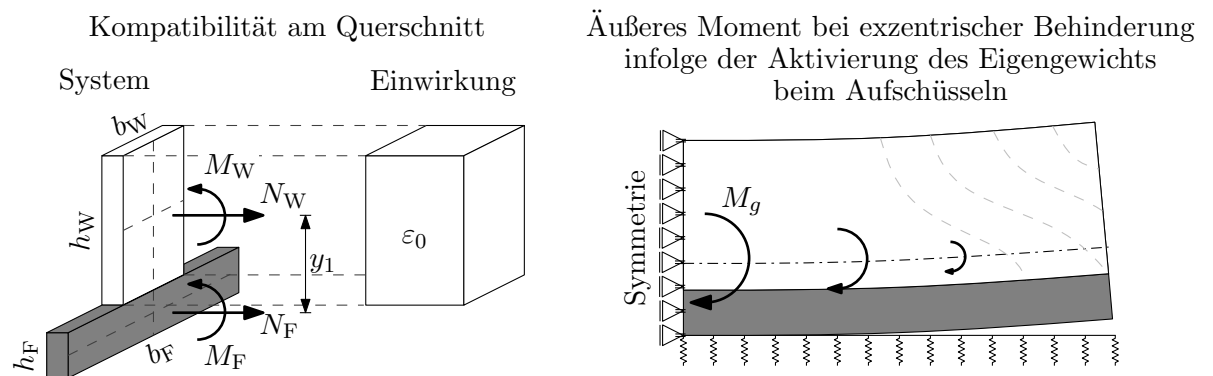


Abb. 5.33: Analytische Ermittlung der Zwangsschnittgrößen bei Wand-Fundament-Systemen nach [11]

Für das Kräftegleichgewicht im Schwerpunkt des Fundaments gilt:

$$N_W + N_F = 0 \quad (5.1)$$

$$M_W + M_F - N_F \cdot y_1 = 0 \quad (5.2)$$

Für die Verformungskompatibilität im Querschnitt gilt:

$$\varepsilon_{W,F} = \varepsilon_{F,F} \quad (5.3)$$

$$\kappa_W = \kappa_F \quad (5.4)$$

Nach einigen Umformungen erhält man für die Zwangsnormalkraft und das zugehörige Zwangsmoment in der Wand:

$$N_W = - \frac{\varepsilon_0}{\frac{1}{E_F A_F} + \frac{1}{E_W A_W} + \frac{y_1^2}{E_F I_F + E_W I_W}} \quad (5.5)$$

$$M_W = N_W \cdot y_1 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_F I_F}{E_W I_W}} \quad (5.6)$$

Die durch die Zwangsschnittgrößen entstehende Verdrehung des Gesamtquerschnittes bewirkt ein Herausheben aus der Lagerebene. Mit zunehmenden Abstand vom Bauteilrand wird diese Verdrehung jedoch durch das Eigengewicht des Bauteils rückgängig gemacht. Das aus Eigengewicht entstehende äußere Moment M_g muss für die Berechnung der Spannungen mit den Spannungen aus Zwang überlagert werden. Das äußere Moment bleibt konstant, sobald das Bauteil wieder gleichmäßig in der Lagerfuge aufliegt. In Abbildung 5.34 sind diese Zusammenhänge schematisch dargestellt.

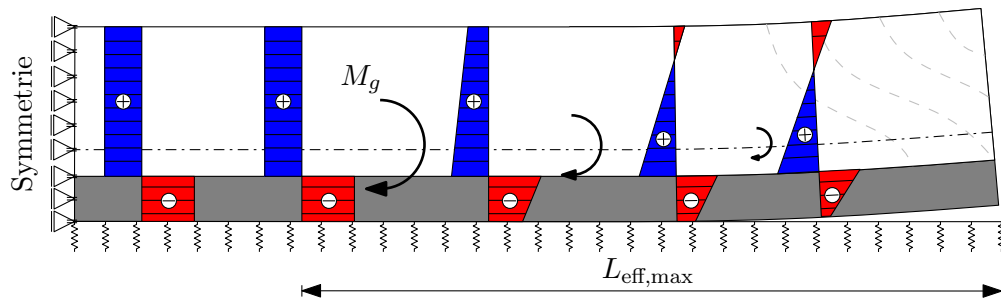


Abb. 5.34: Grenze einer möglichen Aktivierung des Eigengewichts in Längsrichtung nach [11]

Die effektive Wandlänge, ab der ein gleichmäßiges Aufliegen in der Lagerfuge gegeben ist, kann durch das Gleichsetzen der Verkrümmung infolge von M_W und der Verkrümmung infolge von M_g abgeleitet werden:

$$L_{\text{eff,max}} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_W}{\gamma \cdot A_i} \cdot \frac{I_i}{I_W}} \leq \frac{L}{2} \quad (5.7)$$

Ist $L_{\text{eff,max}}$ bekannt, kann das Moment aus der Aktivierung des Eigengewichts nach Gleichung Glg. (5.8) berechnet werden.

$$M_g = \gamma \cdot A_i \cdot \frac{L_{\text{eff,max}}^2}{2} \quad (5.8)$$

Sind alle Größen bekannt, kann die Spannungsverteilung im maßgebenden Querschnitt nach Gleichung Glg. (5.9) berechnet werden. Gemäß der Annahme vom Ebenbleiben des Querschnitts verläuft diese linear über die Wandhöhe.

$$\sigma_{W,\text{unten/oben}} = \frac{N_W}{A_W} + \frac{M_W}{I_W} \cdot z_{W,\text{unten/oben}} + \frac{M_g}{I_i} \cdot z_{i,\text{unten/oben}} \quad (5.9)$$

Für die Berechnung der analytischen Lösung wurde eine konstante Einheitstemperatureinwirkung von -15 °C angenommen. Diese Temperatur wurde so gewählt, dass sich für den Referenzfall vergleichbare Ergebnisse ergeben. Die Geometrie wird aus dem Referenzfall übernommen nur die Fundamentbreite wird auf eine mitwirkende Fundamentbreite reduziert. Zur Berücksichtigung eines Sockels müssen zudem noch die Querschnittswerte von Wand und Fundament angepasst werden. Die Auswertung für die verschiedenen Sockelhöhen erfolgte mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms wie in Abbildung 5.35 dargestellt. Die Ergebnisse der variierten Sockelhöhen sind in der Tab. 5.2 zusammengestellt.

H_S	A_W/A_F	y_1	N_W	M_W	σ_u	σ_o
0	0,56	3,25	3,72	8,94	3,44	-1,06
0,1	0,54	3,29	3,54	8,37	3,37	-1,03
0,2	0,52	3,32	3,38	7,81	3,29	-0,99
0,3	0,51	3,36	3,23	7,27	3,21	-0,95
0,4	0,49	3,39	3,11	6,75	3,14	-0,89
0,5	0,47	3,43	2,99	6,25	3,06	-0,84
0,6	0,45	3,46	2,89	5,77	2,99	-0,78
0,7	0,44	3,49	2,81	5,31	2,91	-0,71
0,8	0,42	3,52	2,74	4,87	2,84	-0,64
0,9	0,40	3,55	2,68	4,45	2,78	-0,56
1,0	0,39	3,58	2,64	4,06	2,71	-0,48
1,1	0,37	3,61	2,61	3,68	2,65	-0,39
1,2	0,36	3,64	2,95	3,33	2,59	-0,29

Tab. 5.2: Auswertung der Zwangskräfte für unterschiedliche Sockelhöhen

Sockeleinfluss Analytisch

Konstanter Temperaturanteil:

t	-15	[°C]
ϵ_0	-1,50E-4	[-]
E_{Wand}	34100	
$E_{Fund.}$	34100	

Veränderlicher Temperaturanteil:

$\kappa_{0,W}$	0
$\kappa_{0,F}$	0

Bauteillänge 13,5

bF 4,03905281

Wand		Sockel		Fundament	
	[m]		[m]		[m]
hw	4,5	hs	0,5	hf	2
bw	1	bs	1	bf	4

Querschnittswerte für zentrisches Fundament mit Wand und Sockel					
Wand		Fundament+Sockel		Gesamtquerschnitt	
A_{Wand}	4,000	$A_{Fund.}$	8,000	$A_{Fund.}$	8,000
I_{Wand}	5,333	A_{Sockel}	0,500	A_{Wand}	4,500
$z_{S,Wand}$	4,500	A_{F+S}	8,500	A_{F+W}	12,500
		$z_{S,Fund.}$	1,000	$z_{S,Fund.}$	1,000
		$z_{S,Sockel}$	2,250	$z_{S,Wand}$	4,250
		$z_{S,F+S}$	1,074	$z_{S,F+W}$	2,170
		$e_{Fund.}$	0,074	$e_{Fund.}$	1,170
		e_{Sockel}	1,176	e_{Wand}	2,080
		$I_{Fund.,Eig.}$	2,667	$I_{Fund.,Eig.}$	2,667
		$I_{Sockel,Eig.}$	0,010	$I_{Wand,Eig.}$	7,594
		I_{F+S}	3,412	I_{F+W}	40,680

 Y_1 3,43

 N_W 2,99

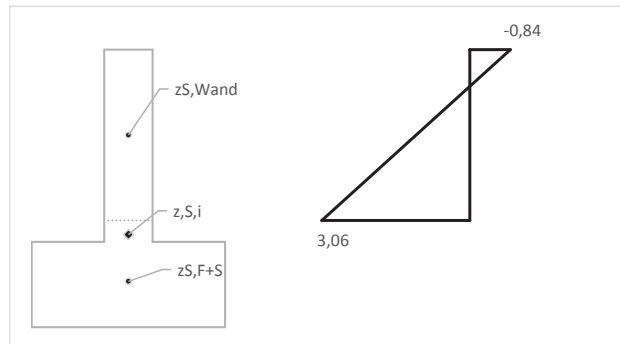
 M_W 6,25

 M_F 4,00

 $L_{eff,max}$ 6,75

 M_g 7,12

 $z_{i,unten}$ 0,17

 $z_{i,oben}$ 4,33


Spannungen					
	N_W/A_W	$M_W/I_W \cdot z_{W,u/o}$	$M_G/I \cdot z_{i,u/o}$	σ_{ges}	
$\sigma_{Wand,u}$	0,75	2,34	-0,03	3,06	[N/mm²]
$\sigma_{Wand,o}$	0,75	-2,34	0,76	-0,84	[N/mm²]

Abb. 5.35: Implementierung der analytischen Lösung in einem Tabellenkalkulationsprogramm

6 Diskussion der Ergebnisse

6.1 Einfluss der Bauteilbreite

Die Ergebnisse für den Einfluss der Bauteilbreite sind im Detail in Kapitel 5.1 dargestellt. Die maximalen Bauteiltemperaturen treten in allen betrachteten Fällen stets, im Kernbereich des Querschnitts, im Knoten 32 auf. In Abbildung 6.1 ist daher die Temperaturentwicklung für den Knoten 32 für jeden Fall in einem Diagramm gemeinsam dargestellt.

Das Temperaturmaximum nimmt dabei mit zunehmender Wanddicke zu und die maximale Bauteiltemperatur wird erst zu einem späteren Zeitpunkt erreicht. Diese Temperatursteigerung ist auf die höhere Wärmespeicherwirkung des dickeren Bauteils, sowie die Selbstbeschleunigung des Betons während des Hydratationsprozesses bei massigen Bauteilen zurückzuführen. Daher nimmt mit der zunehmenden Bauteilbreite auch die Dauer des Abkühlungsprozesses zu, da für massige Bauteile ein deutlich höheres Abkühlungspotential vorhanden ist. Bei breiten massigen Wänden wird die Ausgleichstemperatur zu einem späteren Zeitpunkt erreicht. Wie in der Abbildung 5.5 zu sehen ist, wird im Fall einer 2 m breiten Wand die Ausgleichstemperatur nicht im betrachteten Berechnungszeitraum erreicht. Durch das Entfernen der Schalung an den Wandoberflächen wird die Kerntemperatur kaum beeinflusst. Nur bei dünnen Wänden (vgl. Abbildung 5.1) ist ein leichter Einfluss (Knick) in der Kurve erkennbar. Im Gegensatz zum Kern fällt die Temperatur an den Wandaußenseiten beim Entfernen der Schalung schlagartig ab. Dieser Abfall kann durch die wärmedämmenden Eigenschaften der Holzschalung und den damit geänderten Randbedingung erklärt werden. Der entstehende Temperaturunterschied nimmt ebenfalls mit der steigender Bauteilbreite zu und ist auf die höhere Wärmeentwicklung der massigen Bauteile zurückzuführen. Die zunehmende Wandbreite hat kaum einen Einfluss auf die Temperaturentwicklung an der Wandkrone. Die Wandkrone wird hauptsächlich durch Nachbehandlungsmaßnahmen sowie durch die Umgebungstemperatur beeinflusst.

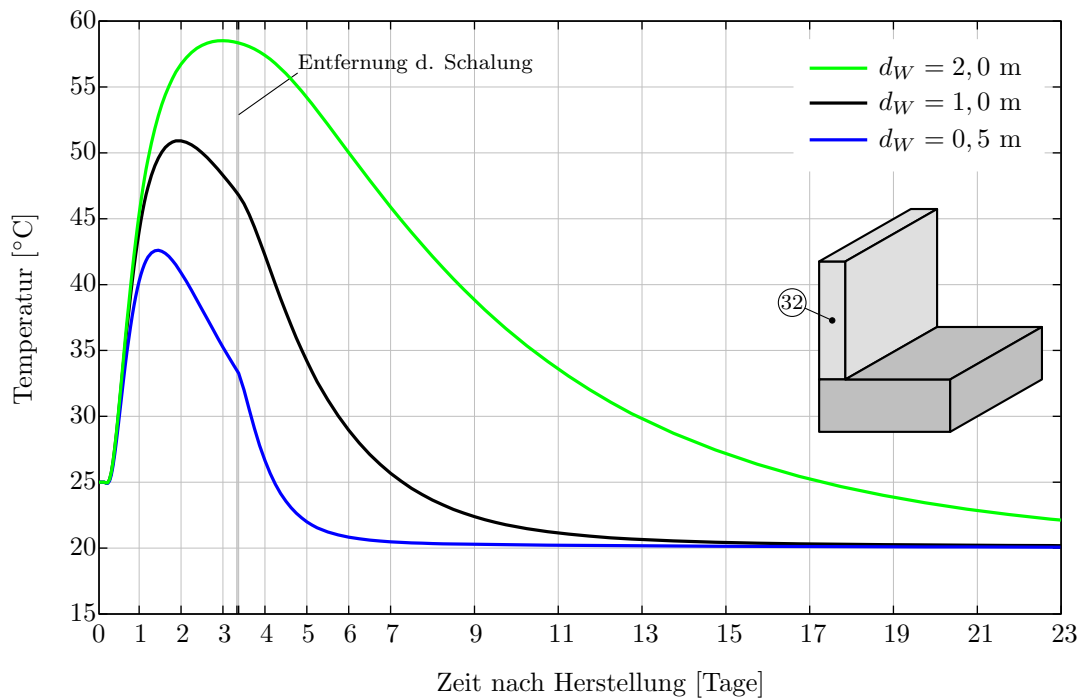


Abb. 6.1: Einfluss der Wanddicke auf die maximale Bauteiltemperatur und die Dauer des Auskühlungsprozesses

Für die Bestimmung der resultierenden Zwangsbeanspruchung werden die Gesamtspannungen in den Auswertungsknoten im maßgebenden Querschnitt betrachtet. In den Abbildungen 5.1, 5.5 und 4.2 sind die Ergebnisse der Spannungsentwicklung der Gesamtspannungen (inklusive der Eigenspannungsanteile im Querschnitt) dargestellt. Die maximale Zugspannung tritt jeweils im Knoten 22 auf. In Abbildung 6.2 ist der Einfluss der Wanddicke auf die maximale Zugspannung im Knoten 22 gut erkennbar. Die Entwicklung der Zugfestigkeit ist in Abbildung 6.2 nur für den Referenzfall dargestellt, für die jeweils anderen Fälle ergibt sich eine kaum abweichende Zugfestigkeitsentwicklung so dass auf die explizite Darstellung hier verzichtet wurde. Die Spannungsverläufe unterscheiden sich dabei deutlich voneinander. Mit zunehmender Wandbreite nehmen die Zugspannungen in den Knoten der Mittelachse (Knoten 12, 22, 32) zu. Das Zugspannungsmaximum wird mit der zunehmenden Bauteilbreite erst später erreicht, da die anfangs im Bauteil aufgebauten Druckspannungen zunächst erst wieder abgebaut werden müssen. Das Zugspannungsmaximum wird im Fall der 2 m breiten Wand nicht im betrachteten Zeitraum erreicht, da in diesem Fall die Ausgleichstemperatur noch nicht erreicht wurde. Die Druckspannungen in der Wandkrone nehmen mit der Bauteilbreite ebenfalls zu. Die Spannungen an den Wandoberflächen steigen beim Entfernen der Schalung durch den entstehenden Temperaturunterschied sprunghaft an und überschreiten in allen betrachteten Fällen das zulässige Spannungskriterium. Auch hier ist erkennbar, dass die Spannungen mit einer zunehmender Wanddicke ansteigen. Das Spannungskriterium wird in keinem der betrachteten Fälle eingehalten, damit kann die Rissbildung in keinem der Fälle kategorisch ausgeschlossen werden und es ist mit einer lokalen Mikrorissbildung und dem Entfall der Eigenspannungsanteile zu rechnen. In den Abbildungen 5.3, 5.7 und 4.8 ist für alle Fälle zusätzlich der Rissindex der Gesamtspannung

gen für alle betrachteten Knoten ausgewertet und in einem Diagramm dargestellt. Für die Beurteilung der Rissbildung müssen die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungen untersucht werden, da sich der Spannungsverlauf im Querschnitt durch die Mikrorissbildung des Betons grundlegend ändert.

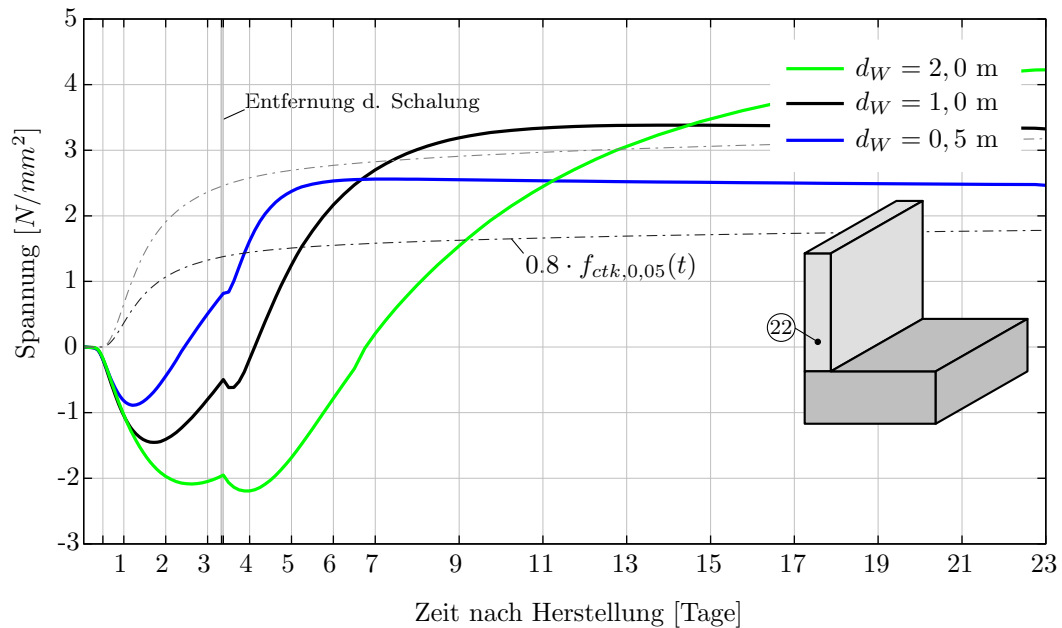


Abb. 6.2: Einfluss der Wanddicke auf die Gesamtspannungen im maßgebenden Knoten

In den Abbildungen 5.4, 5.8 und 4.9 sind jeweils die um die Eigenspannung bereinigten Spannungsentwicklungen und der zugehörige Makrorissindex dargestellt. Das Zugspannungsmaximum tritt bei Wand-Fundament-Systemen immer am Wandfuß (Knoten 12) auf, die größten Druckspannungen entstehen jeweils an der Wandkrone (Knoten 42). In der Abbildung 6.3 sind die maximalen Zug- sowie Druckspannungen direkt gegenübergestellt. Mit zunehmender Wandbreite wird das Zugspannungsmaximum immer später erreicht. Bei sehr dünnen Wänden trifft die frühe maximale Zugspannung auf noch kleine Betonzugfestigkeiten. Die maximalen Druckspannungen in der Wandkrone nehmen ebenfalls mit der Wanddicke des Bauteils zu und werden wie die Zugspannungen später erreicht. Eine Makrorissbildung kann nur für den Fall der 0,5 m dicken Wand ausgeschlossen werden. In den anderen beiden Fällen ist mit einer Makrorissbildung zu rechnen.

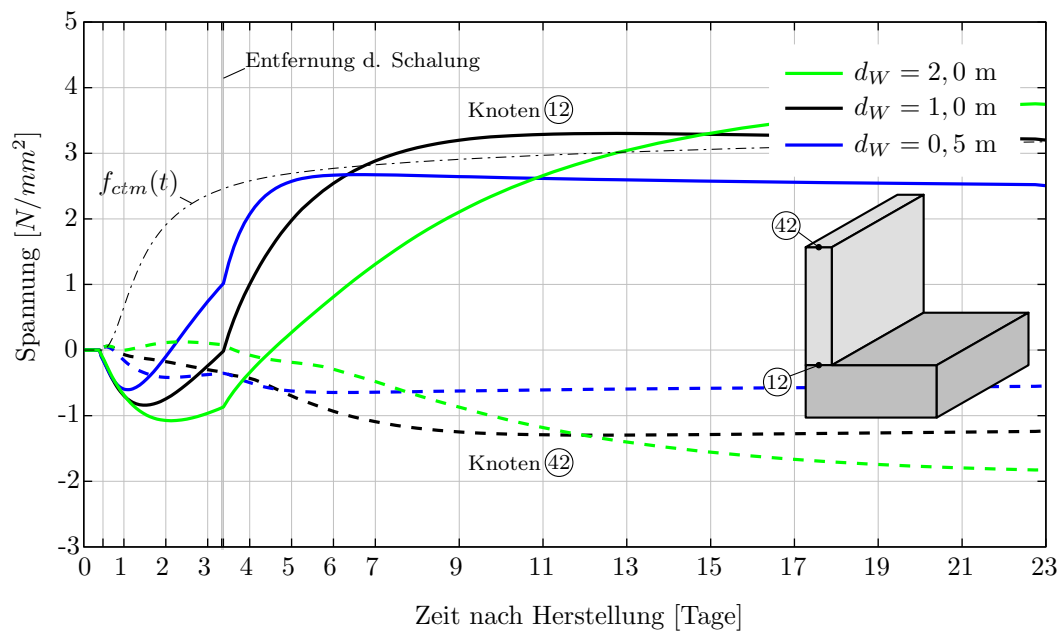


Abb. 6.3: Einfluss der Wanddicke auf die um die Eigenspannungsbereinigten maximalen Randspannungen an der Ober- und Unterseite

6.2 Einfluss der Schalung

Für den Einfluss der Schalung wurden drei Systeme untersucht. Die Zeiten bis zum Entfernen der Schalung wurden nach einem Tag, nach drei Tagen und nach sieben Tagen gewählt. Die Ergebnisse der Temperaturentwicklungen der einzelnen Fälle können den Abbildungen 5.9, 5.13 und 4.2 entnommen werden.

Die maximale Bauteiltemperatur tritt jeweils im Knoten 32 auf und ist in allen Fällen nahezu gleich groß. In Abbildung 6.4 ist die maximale Bauteiltemperatur für die betrachteten Fälle gegenübergestellt. Beim frühen Entfernen der Schalung fallen die Temperaturen sowohl im Kern als auch an den Oberflächen schneller ab. Die Schalung wirkt dabei wie eine Dämmung an den Wandaußenseiten. Beim Entfernen der Schalung nach einem Tag wird die Schalung im Zeitraum des Erreichens der maximalen Bauteiltemperatur entfernt, was zusätzlich einen Extremfall darstellt. Durch das frühe Entfernen der Schalung fallen die Temperaturen schneller ab bzw. je länger das Bauteil eingeschalt bleibt, umso flacher werden die Temperaturkurven. Wird die Schalung erst spät (hier nach sieben Tagen) entfernt, wird damit auch das Erreichen der Ausgleichtemperatur verzögert. Das Entfernen der Schalung ist vor allem an den Wandaußenseiten durch den Sprung und den damit verbundenen Temperaturabfall in der Temperaturkurve gut zu erkennen. Durch das spätere Entfernen der Schalung fällt auch der Temperaturabfall geringer aus, da das Bauteil zu diesem Zeitpunkt bereits kühler ist.

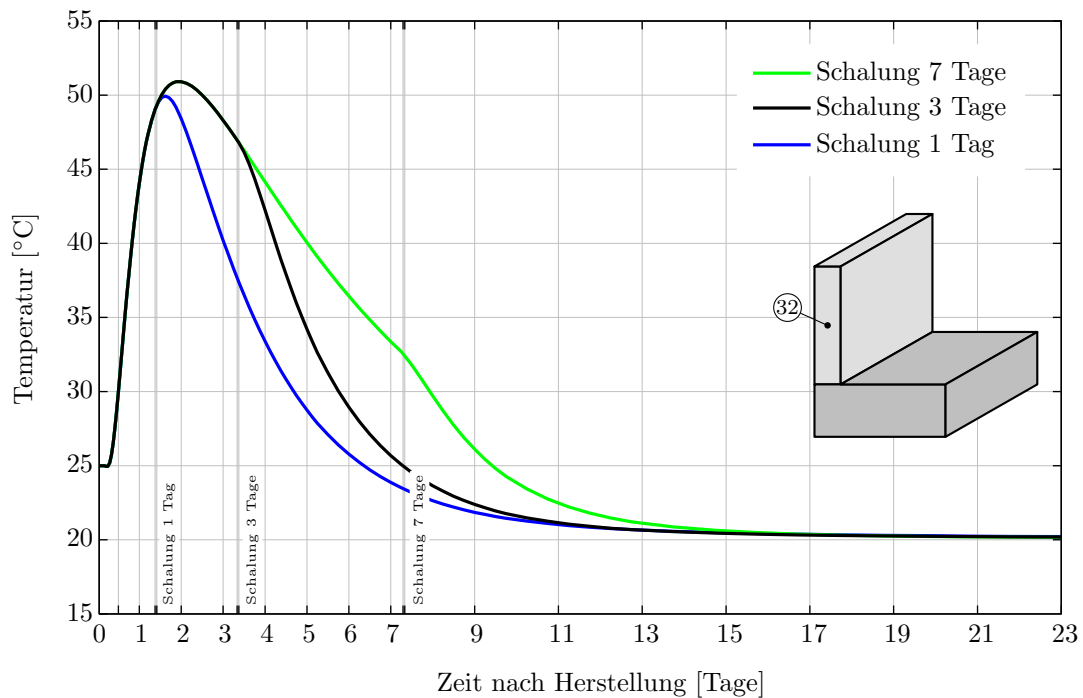


Abb. 6.4: Einfluss der Schalungsdauer auf die maximale Bauteiltemperatur

Die Abbildungen mit den Ergebnissen der Gesamtspannungsverläufe, inklusive dem Eigen-
spannungsanteil, sind in den Abbildungen 5.9, 5.13 und 4.2 dargestellt. Die maximalen
Zugspannungen treten jeweils im Knoten 22 auf und sind in Abbildung 6.5 gemeinsam dar-
gestellt. Bei den Spannungen im Materialpunkt fällt zunächst auf, dass sich bei einem
sehr frühen Entfernen der Schalung deutlich geringere Druckspannungen aufbauen. Dieses
Verhalten kann bei dem etwas späteren Entfernen der Schalung nach drei oder sieben
Tagen jedoch nicht festgestellt werden. In diesen Fällen fällt der Unterschied der maxi-
malen Druckspannungen gering aus. Die maximalen Zugspannungen sind bei allen Fällen
nahezu gleich groß. Mit zunehmender Schalungsdauer nehmen die Zwangsspannungen
jedoch gering zu. Durch das spätere Entfernen der Schalung wird auch das Erreichen
des Zugspannungsmaximums verzögert und tritt beim späteren Entfernen der Schalung
auch zeitlich später auf. Das Entfernen der Schalung ist durch den plötzlich auftretenden
Temperaturunterschied auch durch den Sprung der in den Spannungsverläufen an den
Wandoberflächen eindeutig zu erkennen.

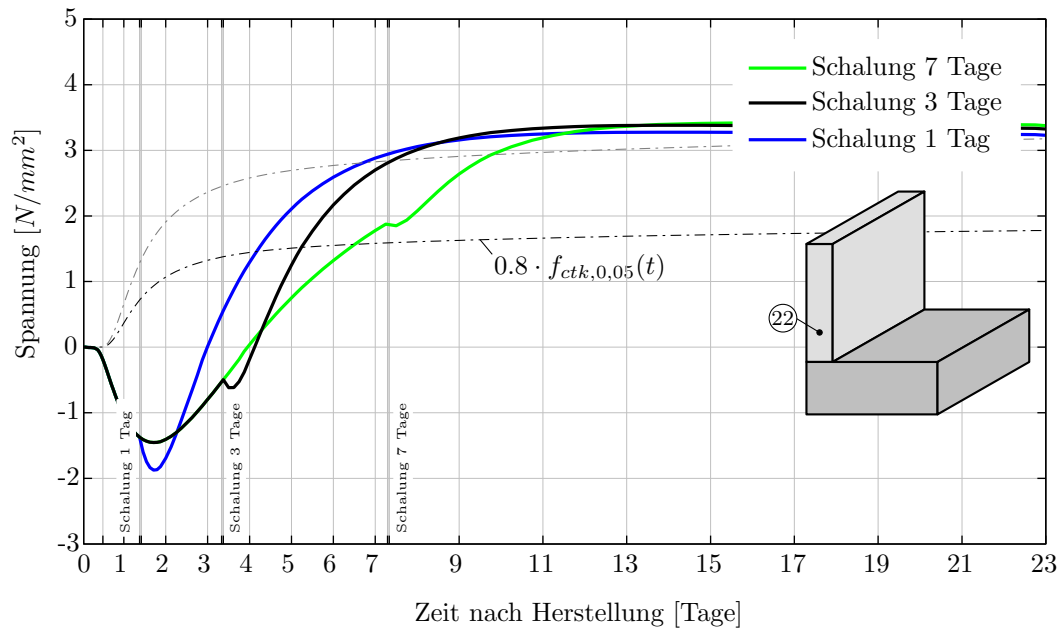


Abb. 6.5: Einfluss der Schalungsdauer auf die Gesamtspannungen für den maßgebenden Knoten

In den Abbildungen 5.11, 5.15 und 4.8 ist für den jeweiligen Fall der Rissindex auf Basis der Gesamtspannungen in einem Diagramm dargestellt. Die Spannungen in den Materialpunkten überschreiten dabei in allen betrachteten Fällen das zulässige Spannungskriterium. Daher ist mit einer Mikrorissbildung und dem Entfallen der Eigenspannungen zu rechnen und die Spannungen sind um die Eigenspannungen zu bereinigen.

In den Abbildungen 5.12, 5.16 und 4.9 sind die um die Eigenspannung bereinigten Spannungsentwicklungen und der zugehörige Mikrorissindex dargestellt. In Abbildung 6.6 sind die Spannungsverläufe in den beiden maßgebenden Knoten (12, 42) für alle Fälle in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt. Die durch die Eigenspannung bereinigten Druckspannungen am Wandkopf im Knoten 42 sind beim frühen Entfernen der Schalung am kleinsten. Die Druckspannungen am Wandkopf sind jedoch beim Entfernen der Schalung nach drei bzw. sieben Tagen nahezu gleich groß, sie werden jedoch zeitlich verzögert erreicht. Auch die maximalen Zugspannungen treten jeweils im Knoten 12 auf und sind beim frühen Entfernen der Schalung am kleinsten und werden bei einem späteren Entfernen der Schalung nahezu gleich groß. Es ist jedoch eine geringfügige Zunahme der jeweiligen Spannung durch das spätere Entfernen der Schalung zu erkennen. Zeitlich gesehen werden die maximalen Zugspannungen ebenfalls immer später erreicht. Damit kann festgehalten werden, dass sich das längere Verweilen des Bauteils in der Schalung auf die endgültig erreichte Größe der Zwangsschnittgrößen, sowie der dadurch entstehenden Zugspannung auswirkt. Diese wird zu einem späteren Zeitpunkt erreicht und fällt größer aus. Im Fall des frühen Entfernen der Schalung nach nur einem Tag wird das Spannungskriterium knapp tangiert, ein geringes Überschreiten kann hier noch toleriert werden. In den anderen beiden Fällen wird das Spannungskriterium überschritten und es ist mit einer Makrorissbildung zu rechnen.

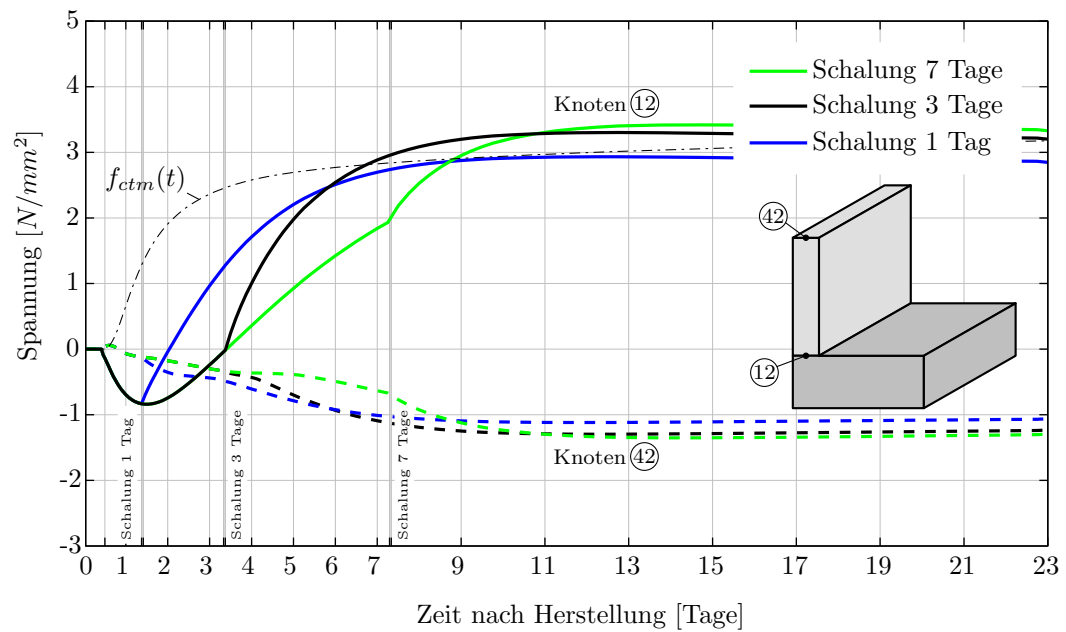


Abb. 6.6: Einfluss der Schalungsdauer auf die um die Eigenspannungsbereinigten maximalen Randspannungen an der Ober- und Unterseite

6.3 Einfluss eines Abfalls der Außentemperatur

Hier wurde der Lastfall eines Abfalls der Außentemperatur näher untersucht. Zunächst ist die Außentemperatur an den Bauteiloberflächen konstant, beim Erreichen der maximalen Kerntemperatur im Bauteil fällt die Außentemperatur binnen drei Tagen um 5 °C ab. Anschließend bleibt der Verlauf der Außentemperatur wieder konstant. Die Temperaturverläufe sind in den Abbildungen 5.21 und 4.2 dargestellt. In Abbildung 6.7 ist die maximale Bauteiltemperatur im Knoten 22 gegenübergestellt. Die Maximale Bauteiltemperatur im Kern (Knoten 22) ist dabei in beiden Fällen gleich. Ebenfalls wird die Ausgleichstemperatur in beiden Fällen nach ca. 15 Tagen erreicht. Die Ausgleichstemperatur ist jedoch in den beiden Fällen unterschiedlich und beträgt für den Referenzfall 20 °C und für den Lastfall des Temperaturabfalls 15 °C . Die Temperaturverläufe sind ähnlich, kühlen jedoch durch den Temperaturabfall der Außentemperatur stärker aus.

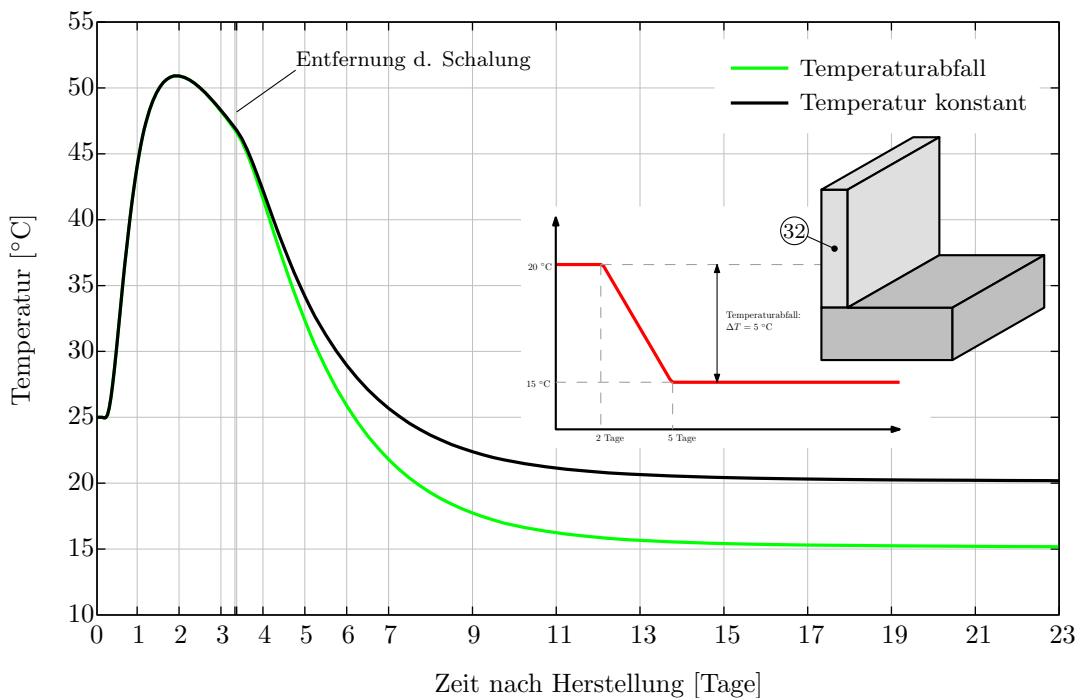


Abb. 6.7: Einfluss eines Temperaturabfalls auf die maximale Bauteiltemperatur

Die Verläufe der Gesamtspannungen sind jeweils in den Abbildungen 5.21 und 4.2 enthalten. In Abbildung 6.8 sind die maximalen Zugspannungen gegenübergestellt. Beim Vergleich der Gesamtspannungen am maßgebenden Querschnitt ist die maximale Spannung (jeweils im Knoten 22) im Fall der Temperaturabsenkung höher als bei einer konstanten Außentemperatur. Ebenfalls fallen die Druckspannungen an der Wandkrone im Knoten 42 bei einer Temperaturabsenkung der Außentemperatur größer aus. Auch die Spannungsdifferenz durch das Entfernen der Schalung fällt durch den Temperaturunterschied höher aus. In beiden Fällen wird das zulässige Spannungskriterium überschritten und es ist bei beiden Fällen mit einer lokalen Mikrorissbildung und den Wegfall der Eigenspannungen zu rechnen. In den

Abbildungen 5.23 und 4.8 ist der zugehörige Rissindex für alle Punkte am maßgebenden Querschnitt ausgewertet und aufbereitet.

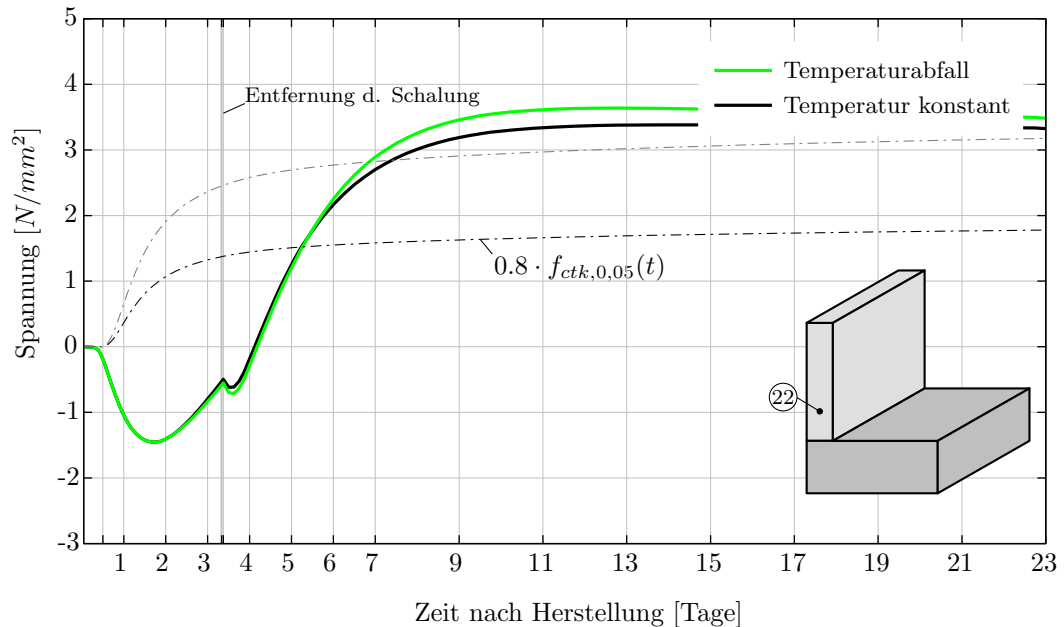


Abb. 6.8: Einfluss eines Temperaturabfalls auf die Gesamtspannungen für den maßgebenden Knoten

Die Spannungsverläufe ohne den Anteil der Eigenspannungen sind für die beiden Fälle in den Abbildungen 5.24 und 4.9 dargestellt. In Abbildung 6.9 sind die jeweils maßgebenden Knotenspannungen für beide Fälle gegenübergestellt. Die Spannungen im Knoten 32 sind hier in beiden Fällen gleich. Die maximalen Zugspannungen am Wandfuß im Knoten 12 und die maximalen Druckspannungen in der Wandkrone im Knoten 42 sind im Fall einer Temperaturabsenkung größer als jene im Fall einer konstanten Außentemperatur. Durch den Temperaturabfall entsteht ein größerer Eigenspannungsanteil im Querschnitt, die Spannungen steigen somit durch den Entfall der Eigenspannungen an. Ein Temperaturabfall wirkt sich damit deutlich ungünstig auf die Größe der Zwangsschnittgrößen und der damit verbundenen Spannungsverteilung im Querschnitt aus. Etwaige Temperaturänderungen während des Erhärtungszeitraumes sollten daher bei der Untersuchung der Rissgefahr angemessen berücksichtigt werden.

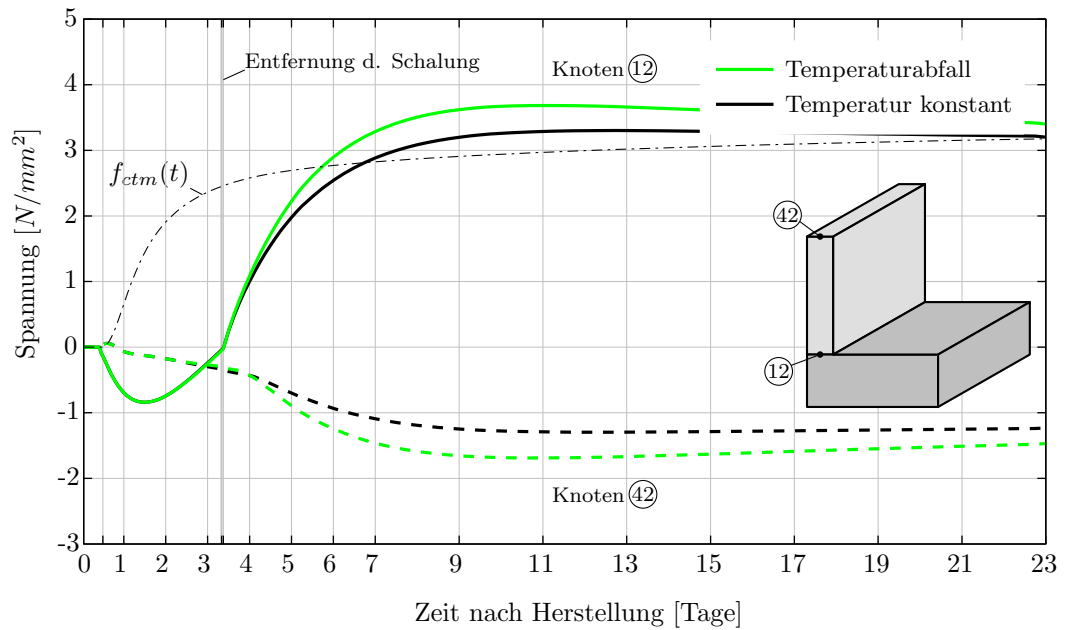


Abb. 6.9: Einfluss eines Temperaturabfalls auf die um die Eigenspannungsbereinigten maximalen Randspannungen an der Ober- und Unterseite

6.4 Einfluss eines Sockels

Hier wurde der Einfluss eines Sockels auf die Höhe Zwangsbeanspruchungen in der Wand untersucht. Die Herstellung eines Sockels ist dabei wesentlich aufwendiger, da hierfür mehr Arbeitsschritte als beim direkten Herstellen der Wand auf dem Fundament notwendig sind. Für den Einfluss eines Sockels auf die Höhe der Zwangsbeanspruchungen wurden zwei Systeme mit einer Sockelhöhe von 0,5 m und 1 m untersucht. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie können dem Kapitel 5 entnommen werden.

Die Temperaturen in der Arbeitsfuge (jeweils die Knoten 11, 12, 13) zwischen der Wand und dem Fundament bzw. der Wand und dem Sockel unterscheiden sich dabei in allen Fällen sehr stark voneinander. Die Temperaturverläufe sind in den Abbildungen 5.25, 5.29 und 4.2 dargestellt. Liegt die Arbeitsfuge, wie im Normalfall üblich, zwischen der Wand und dem Fundament, werden die Temperaturen durch das anstehende Fundament durch die hohe Wärmespeicherkapazität stark beeinflusst. Im Referenzfall ohne Sockel liegt die Temperatur im Knoten 12 bei ca. 34 °C. Mit der zunehmenden Sockelhöhe nehmen auch die Temperaturen in der Arbeitsfuge zwischen der Wand und dem Sockel zu und sind bereits bei einem 0,5 m hohen Sockel um 10 °C höher. Der Temperaturfluss wird hier nicht mehr durch das Fundament beeinflusst. Auch die Temperaturen an den Wandoberflächen der Knoten 11 und 13 verschwindet durch den Sockel der Einfluss des Fundaments. Die Knoten 11 und 13 haben dann denselben Temperaturverlauf. Liegt die Arbeitsfuge zwischen Wand und Fundament ist ein geometrischer Einfluss des Fundaments zu erkennen und die Knoten 11 und 13 weisen leicht unterschiedliche und deutlich niedrigere Temperaturen auf. In Abbildung 6.10 sind die maximalen Bauteiltemperaturen im Knoten 32 gegenübergestellt. Die Verläufe im Knoten 32, sowie auch in restlichen Knoten werden durch die Sockelhöhe nicht beeinflusst und sind in allen drei Fällen nahezu gleich. Die maximale Bauteiltemperatur von 52 °C wird also durch einen Sockel bzw. eine unterschiedliche Sockelhöhe nicht nennenswert beeinflusst.

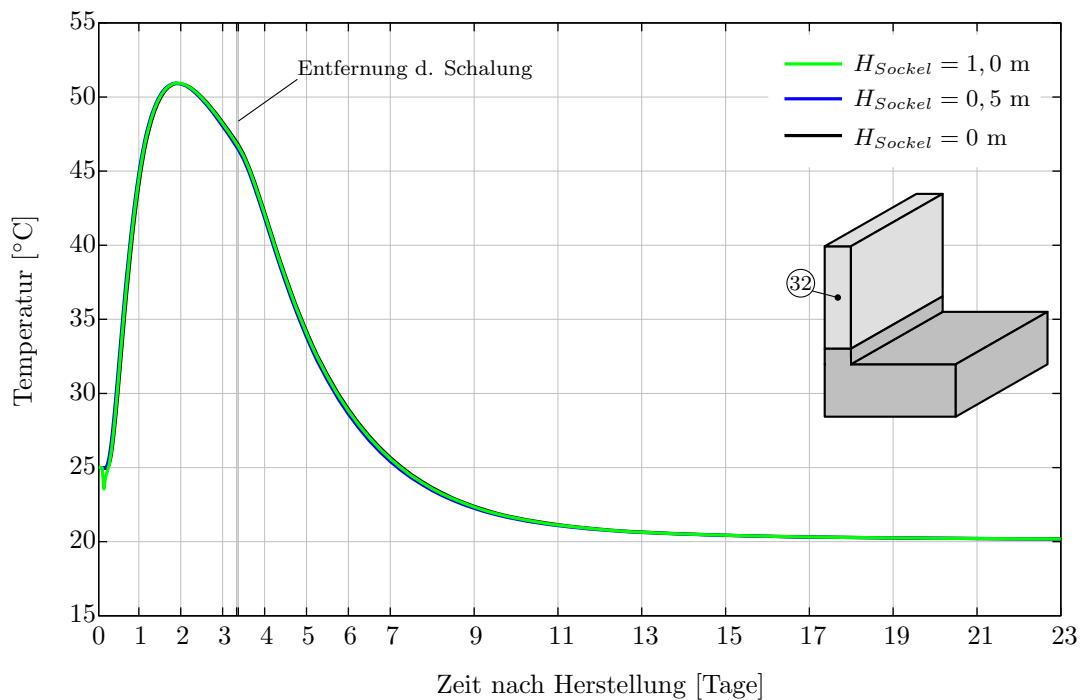


Abb. 6.10: Einfluss der Sockelhöhe auf die maximale Bauteiltemperatur

Die Verläufe der Gesamtspannungen sind ebenfalls in den Abbildungen 5.25, 5.29 und 4.2 enthalten. In Abbildung 6.11 sind die maximalen Zugspannungen im Bauteil (Knoten 22) für alle Fälle gemeinsam dargestellt. Mit einer zunehmenden Sockelhöhe nehmen die maximalen Zugspannungen in den Knoten 22 deutlich ab. Auch die maximalen Druckspannungen werden mit der zunehmenden Sockelhöhe kleiner. In den restlichen Auswertungsknoten ist ebenfalls eine Reduktion der Spannungen zu erkennen. Nur die Zugspannungen im Knoten 12 nehmen durch die höhere Temperatur und den geringeren Behinderungsgrad zu. In allen untersuchten Fällen wird das zulässige Spannungskriterium überschritten und es ist mit einer lokalen Mikrorissbildung und den Wegfall der Eigenspannungen zu rechnen. In den Abbildungen 5.27, 5.31 und 4.8 ist der zugehörige Rissindex für alle Punkte am maßgebenden Querschnitt ausgewertet und aufbereitet.

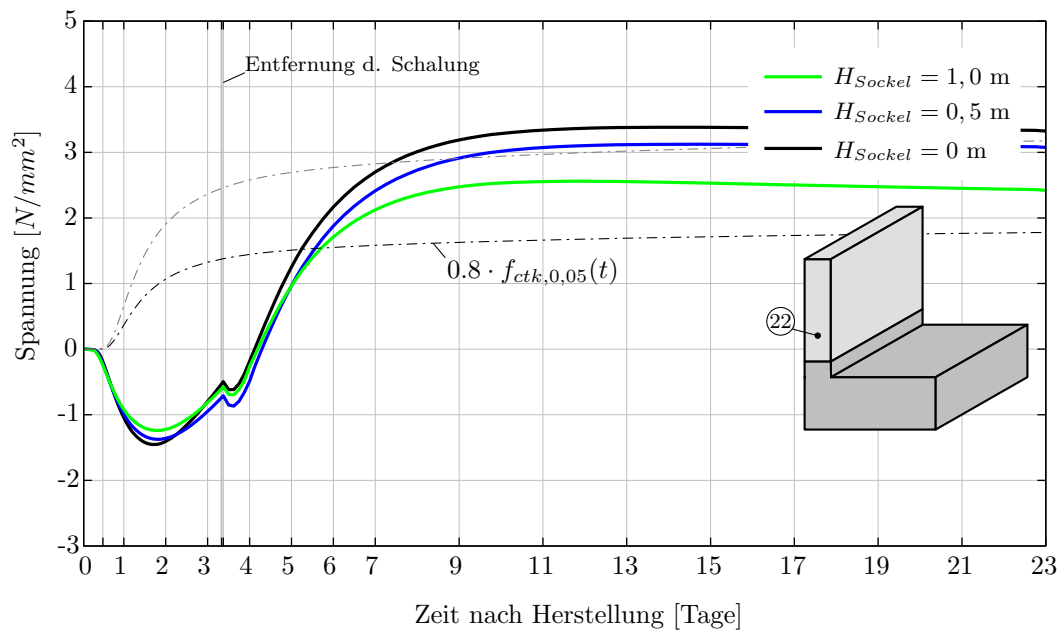


Abb. 6.11: Einfluss der Sockelhöhe auf die Gesamtspannungen für den maßgebenden Knoten

In den Abbildungen 5.28, 5.32 und 4.9 sind die um die Eigenspannung bereinigten Spannungsentwicklungen und der zugehörige Mikrorissindex dargestellt. In Abbildung 6.12 sind jeweils die maximalen Druck- und Zugspannungen gegenübergestellt. Hier ist der positive Einfluss eines Sockels auf die Höhe der Zwangsspannungen am deutlichsten zu erkennen. Die maximale Zugspannung tritt am Wandfuß auf und wird mit der zunehmenden Sockelhöhe kleiner. Auch die maximalen Druckspannungen an der Wandkrone nehmen mit der zunehmenden Sockelhöhe ab. Durch den Sockel fallen die Zwangsschnittgrößen im maßgebenden Querschnitt insgesamt kleiner aus. Die Zwangsschnittgrößen werden maßgeblich vom Dehnsteifigkeitsverhältnis zwischen Wand und dem Fundament bestimmt. Mit zunehmender Sockelhöhe ändert sich vor allem der innere Hebelarm, daher nimmt auch die zentrische Zwangskraft im Bauteil ab. Die Biegespannungen, infolge der exzentrischen Verformungsbehinderung, werden ebenfalls maßgeblich vom inneren Hebelarm bestimmt. Mit der zunehmenden Sockelhöhe kann festgestellt werden, dass der innere Hebelarm größer wird und das Verhältnis der Biegesteifigkeiten gleichzeitig abnimmt, daher reduzieren sich auch hieraus die Biegespannungen im maßgebenden Querschnitt.

Werden die Ergebnisse mit den Überlegungen zum Nachweiskonzept mittels Makrorissbildung bewertet, kann hier mit zunehmender Sockelhöhe eine bemessungsrelevante Makrorissbildung ausgeschlossen werden.

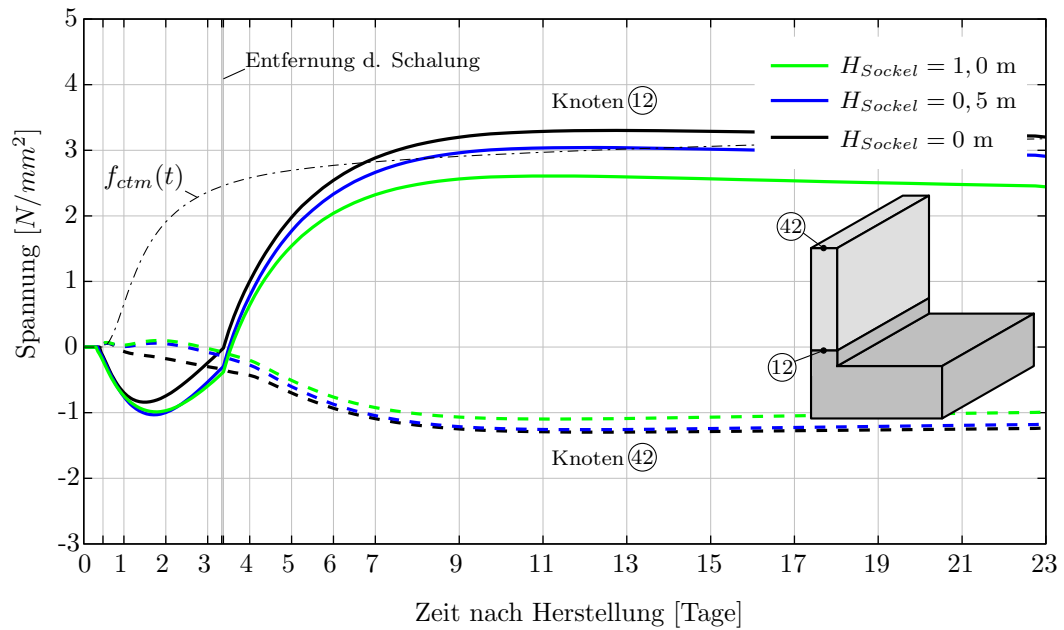


Abb. 6.12: Einfluss der Sockelhöhe auf die um die Eigenspannungsbereinigten maximalen Randspannungen an der Ober- und Unterseite

Für die analytische Lösung dieses Problems wurde eine äquivalente Temperatureinwirkung von $-15 \text{ }^\circ\text{C}$ angesetzt. Diese äquivalente Temperatureinwirkung wurde so gewählt, dass sie im Mittel ungefähr den Ergebnissen der numerischen Lösung übereinstimmt. Obwohl durch die analytische Lösung einige Effekte nicht oder nur näherungsweise abgebildet werden können ist dadurch dennoch ein sehr anschaulicher Vergleich zwischen der analytischen und der numerischen Berechnung möglich. Bei der Auswertung der analytischen Lösung kann das Bauteilverhalten, wie schon im oberen Absatz beschrieben, bestätigt werden. Bei der Auswertung in Kapitel 5, Tab. 5.2 ist das abnehmen der Zwangskraft bei einer zunehmenden Sockelhöhe direkt ablesbar. In Abbildung 6.13 sind die Ergebnisse der analytischen- und numerischen Berechnung anschaulich dargestellt.

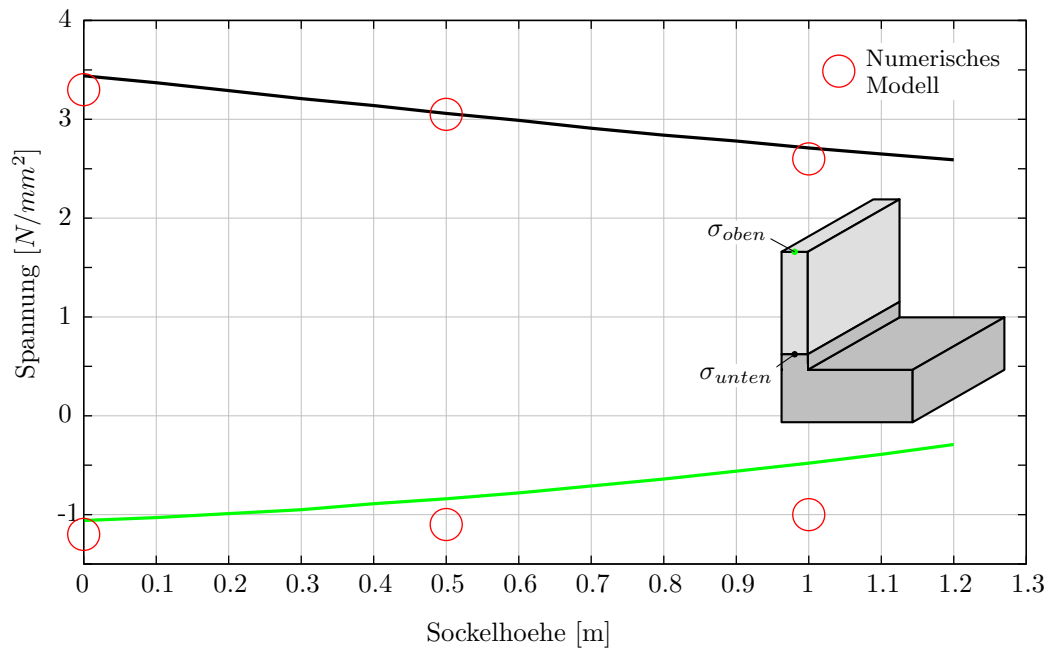


Abb. 6.13: Gegenüberstellung der Zwangsspannungen aus der Analytischen Lösung und der FE-Berechnung für unterschiedliche Sockelhöhen unter einer äquivalenten Einheitstemperaturbelastung

Die maximalen Zugspannungen der analytischen- und der numerischen Berechnung liegen dabei sehr nah beieinander, lediglich auf der Seite der Druckspannungen sind Abweichungen zu erkennen. Generell kann jedoch festgehalten werden, dass hier die analytische Lösung sehr gute Ergebnisse liefert, obwohl doch viele Effekte nur näherungsweise berücksichtigt wurden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Diese Arbeit beschäftigt sich mit den erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchungen von Wänden auf Fundamenten. Infolge der Betonerhärtung entsteht durch das Abfließen der Hydratationswärme eine Zwangsbeanspruchung, welche zu horizontalen Spannungen in der Wand führt. Da es in dieser Richtung i.d.R. keine wesentliche Beanspruchung aus Last gibt, ist die Zwangsbeanspruchung während der Erhärtungsphase des Betons in dem meisten Fällen für die horizontale Bewehrung bemessungsrelevant (oft auch als Lastfall „früher Zwang“ bezeichnet). Die Größe der Zwangsbeanspruchung, die Gefahr der Rissbildung und deren Intensität hängt dabei wesentlich vom Behinderungsgrad des Systems ab. Kommt es zur Rissbildung, dann werden vertikal über die Wand laufende Trennrisse beobachtet, die sich entweder bei einer gewissen Wandhöhe stabilisieren oder über die gesamte Wandhöhe reichen können. Da es sich hierbei um Trennrisse handelt, können sie folglich die Gebrauchstauglichkeit, insbesondere die Dichtheit der Konstruktion, gefährden.

Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit wird deshalb eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite eingelegt. Da die explizite Berechnung der Zwangsbeanspruchung sehr aufwendig sein kann und somit keine praxisgerechte Lösung darstellt, wird die Mindestbewehrung für zwangsbeanspruchte Bauteile in EN 1992-1-1 [4] über eine Aufnahme der Risskraft geregelt. Eine konsequente Umsetzung führt allerdings zu sehr hohen Bewehrungsmengen, deren Notwendigkeit durch Beobachtungen in der Praxis nicht bestätigt werden kann, s. u.a. [2], [3] oder [12]. Eine wesentlich konsistentere Lösung bietet eine Ermittlung der Mindestbewehrung unter Berücksichtigung der Verformungskompatibilität, vgl. [11]. Auf Basis intensiver Forschungsarbeiten wurde diese Vorgehensweise bereits in zwei Richtlinien in die Praxis umgesetzt (ÖBV Richtlinie - Weiße Wannen [14] und Merkblatt Zwang der Bundesanstalt für Wasserbau [9]).

Bei solchen Anwendungen ist die Bestimmung der Zwangsbeanspruchung von zentraler Bedeutung. Dies kann auf unterschiedlichem Weg erfolgen. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich vorrangig mit der thermomechanischen Simulation der Betonerhärtung auf Strukturebene. Wie den Ausführungen zur Modellierung entnommen werden kann, handelt es sich hierbei um keine praxisgerechte Vorgehensweise. Allerdings bietet diese thermomechanische Simulation die Möglichkeit, den Einfluss verschiedener Randbedingungen sehr genau zu untersuchen. In der vorliegenden Arbeit lag der Fokus auf der Untersuchung des Einflusses der Wanddicke, des Ausschaltzeitpunkts, eines Abfalls der Tagesmitteltemperatur sowie eines Herstellungsvorgangs mit einem vorab betonierten Sockel. Hinsichtlich der Zwangsbeanspruchung hat sich dabei gezeigt, dass die Ergebnisse zum Einfluss der Wanddicke, des Ausschaltzeitpunkts und dem Abfall der Tagesmitteltemperatur dem heutigen Verständnis entsprechen. Zum Einfluss eines vorab betonierten Sockels ist allerdings keine etablierte Fachmeinung vorhanden. In diesem Fall hat sich gezeigt, dass der Sockel zwar einen günstigen Einfluss auf die Zwangsbeanspruchung hat, dessen Bedeutung für die praktische Anwendung, insbesondere mit Blick auf den Mehraufwand, aber begrenzt ist.

Die vorliegende Parameterstudie wurde mit einem Referenzbeton C35/45 mit 300 kg CEM III durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass es in fast allen betrachteten Fällen zu einer Rissbildung kommt, wenngleich die Intensität der Rissbildung unterschiedlich sein wird. Eine weitere Möglichkeit zur Reduzierung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung liegt natürlich in der Optimierung der Betonrezeptur, was aber nicht im Fokus dieser Arbeit stand.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die thermomechanische Simulation ein sehr leistungsfähiges Werkzeug zur Untersuchung der erhärtungsbedingten Rissgefahr darstellt, mit dem verschiedenste Einflussgrößen sehr genau berücksichtigt werden können. Jedoch hat sich auch im Rahmen dieser Arbeit bestätigt, dass die Arbeit mit solchen Modellen sehr aufwendig ist. Einerseits erfordert die Anpassung des Materialmodells ein hohes Maß an Fachwissen sowie eine umfangreiche Datenbasis, die i.d.R. nicht vorliegt. Andererseits ist die Idealisierung als solches anspruchsvoll, da hier die Struktur inklusive thermischer und mechanischer Randbedingungen in einem exakten Volumenmodell abgebildet werden muss. Darüber hinaus gehen diese Simulationen nicht nur mit größeren Rechenzeiten einher; auch die Auswertung, Aufbereitung und Interpretation der Ergebnisse ist nicht trivial.

Demgegenüber ermöglichte eine analytische Betrachtung des Einflusses eines vorab betonierten Sockels eine Lösung mit deutlich geringerem Aufwand. Und im Vergleich zur thermomechanischen Simulation konnte sogar eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden. Voraussetzung war hier aber das Zugrundelegen einer äquivalenten Temperatureinwirkung, die aus der thermomechanischen Simulation entnommen wurde.

Literaturverzeichnis

- [1] BÖDEFELD, J.: *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, Diss., 2010
- [2] BÖDEFELD, J. ; EHMANN, R. ; SCHLICKE, D. ; TUE, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses - Teil 1: Risskraftbasierter Nachweis nach DIN EN 1992-1-1. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Bd. Heft 1. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2012, S. S.32–37
- [3] BÖDEFELD, J. ; EHMANN, R. ; SCHLICKE, D. ; TUE, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses - Teil 2: Neues Konzept auf Grundlage der Verformungskompatibilität. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Bd. Heft 2. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2012, S. S.79–85
- [4] EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Normenausschuss Bauwesen (NABau), 2011. – Ausgabe: 20011-01-00
- [5] FREIESLEBEN, H. ; HANSEN, P. ; PEDERSEN, E. J.: *Maleinstrument til Kontrol af befors haerding*. Bd. Nr. 1. Nordisk Beton, Stockholm, 1977
- [6] HERMERSCHMIDT, W.: *Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons*. Technische Universität Braunschweig, iBMB, MPA, 2016
- [7] JONASSON, J.-E.: *Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing*. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, 1984
- [8] KÖNIG, Gert ; TUE, N. V.: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Bd. Heft 466. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1996
- [9] MFZ: *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken*. Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, 2011. – Ausgabe: April 2011
- [10] RÖHLING, S.: *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009
- [11] SCHLICKE, D.: *Mindestbewehrung für zwangsbeanspruchten Beton*. Monographic Series TU Graz, Institut für Betonbau, 2014
- [12] SCHLICKE, D. ; TUE, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Bd. Heft 4. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2016, S. S.210–220

-
- [13] VEREINIGUNG, Oesterreichische B.: *Merkblatt - Analytische Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert*. Oesterreichische Bautechnik Vereinigung, Wien, 2018. – Ausgabe: Februar 2018
- [14] VEREINIGUNG, Oesterreichische B.: *Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wann*en. Oesterreichische Bautechnik Vereinigung, Wien, 2018. – Ausgabe: Februar 2018
- [15] WESCHE, Karlhans: *Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk*. Vieweg+Teubner Verlag, 1993
- [16] ZTVW-LB215: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbetonbau (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, 2004. – Ausgabe: 2004