

**Erfassung von
Verformungs- und Spannungszuständen
im jungen Beton infolge Temperatur**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor - Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen

der

BAUHAUS - UNIVERSITÄT WEIMAR

vorgelegt von

Dipl.-Ing. António Carlos Lopes Madaleno

aus Malanje (Republik Angola)

Weimar 2002

Gutachter: 1. Prof. Dr.-Ing. U. Freundt
2. Prof. Dr.-techn. Dr.-Ing E. h. R. Springenschmid
3. Prof. Dr.-Ing. habil. S. Röhling

Tag der Disputation: 03.12.2002

Kurzreferat

Der junge Beton ist durch thermische und hygri-sche Einwirkungen sowie die Entwicklung der Festigkeitseigenschaften und die Relaxation der Zwangsspannungen gekennzeichnet. Ziel der Arbeit ist es, ausgehend vom Materialverhalten eine Strategie zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Spannungen in jungen Betonbauteilen infolge von Temperaturfeldern zu entwickeln. Dabei wurde der Schwerpunkt der Arbeit bei der Temperaturfeldberechnung auf die Bestimmung der Hydratationswärme und bei der Spannungsberechnung auf die Erfassung der Materialkennwerte sowie die Formulierung des Materialgesetzes für den dreidimensionalen Zustand gesetzt. Als Grundlage für die Untersuchungen wurde ein neuer Programmbaustein SYCOB 1.0 entwickelt, welcher an das FEM- Programm ANSYS gekoppelt ist. Die Berechnungsergebnisse wurden für die Temperatur mit Versuchen im Labor und in situ verifiziert; für die Spannung wurde die Überprüfung der Berechnung mit Hilfe von Versuchen im Labor durchgeführt. Am Beispiel eines Hochofenfundamentes wurde zur Minimierung der Beanspruchungen der Einfluss der Betonrezeptur und der Herstellungstechnologie auf die Temperatur und Spannung des Bauteils untersucht. Anschließend wurde daraus der Einfluss der Erhärtung auf die Materialfelder im Querschnitt beurteilt. Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag zur rechnerischen Lösung von thermischen und mechanischen Problemen des jungen Betons.

Diese Arbeit entstand während meines Promotionsstudiums an der Professur Verkehrsbau der Fakultät Bauingenieurwesen an der Bauhaus - Universität Weimar.

Für die Anregung zu dieser Arbeit und für die jederzeit gewährte Unterstützung möchte ich mich bei meiner Betreuerin Frau Prof. Dr.- Ing. U. Freundt sehr herzlich bedanken. Den Mitarbeitern der Professur Verkehrsbau schulde ich besonderen Dank für die gute Zusammenarbeit und das angenehme Arbeitsklima.

Für die freundliche Unterstützung bei der Durchführung der Versuche danke ich Herr Prof. Dr.-Ing. habil. J. Stark vom Finger-Institut für Baustoffkunde (Bauhaus-Universität Weimar) und seinen Mitarbeitern sowie Herrn Dipl.- Ing. G. Wolf von der Versuchstechnischen Einrichtung (Bauhaus-Universität Weimar).

Herrn Prof. Dr.-techn. Dr.-Ing E. h. R. Springenschmid und Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. S. Röhling danke ich für die konstruktiven Diskussionen während der Bearbeitung des Themas und für die Übernahme des Korreferats.

Zu besonderem Dank bin ich meinen Kollegen und Freunden für die mühsamen Stunden des Korrekturlesens und der Durchsicht der Arbeit verpflichtet.

o	Inhaltsverzeichnis	
o	Inhaltsverzeichnis	4
1	Problemstellung und Ziel der Arbeit	7
1.1	Einleitung	7
1.2	Stand der Forschung	8
1.2.1	Einleitung	8
1.2.2	Temperaturfeld im Bauteil	8
1.2.3	Messung der Spannung im Bauteil	10
1.2.4	Berechnung der Spannung im Bauteil	11
1.3	Ziel und Lösungsweg der Arbeit	12
1.4	Einschränkungen	13
2	Thermisches Verhalten des jungen Betons	14
2.1	Fouriersche Wärmeleitungsgleichung	14
2.2	Anfangs- und Randbedingungen	15
2.3	Äußere Wärme	16
2.3.1	Stromdichte infolge kurzweilliger Strahlung	16
2.3.2	Stromdichte infolge langweiligem Strahlungsaustausch	18
2.3.3	Ideelle Außenlufttemperatur	19
2.4	Innere Wärme (Hydratationswärme)	20
2.4.1	Einleitung	20
2.4.2	Das Konzept der Reifefunktion	22
2.4.3	Berechnung der Hydratationswärme in Abhängigkeit der Reifezeit	23
2.4.4	Berechnung der Hydratationswärme in Abhängigkeit des Hydratationsgrades	25
2.5	Eigene Versuche zur Messung der Hydratationswärme	27
2.5.1	Messverfahren	27
2.5.2	Adiabatische Versuche am Betonkalorimeter	27
2.5.3	Isotherme Versuche (DCA) am Zementkalorimeter	29
2.5.4	Verifikation der Reifefunktion	31
2.5.5	Vergleiche zwischen beiden Versuchen	32
2.6	Thermische Materialkennwerte	34
2.6.1	Wärmeleitfähigkeit	34
2.6.2	Wärmekapazität	35
2.7	Zusammenfassung	35
3	Erfassung des mechanischen Materialverhaltens	37
3.1	Thermische und hygri sche Verformungen (lastunabhängige Verformungen)	37
3.1.1	Temperaturverformungen	37
3.1.2	Chemisches Schwinden und Quellen	38
3.2	Materialverhalten unter Kurzzzeiteinwirkungen	41
3.2.1	Das Konzept der Erhärtungsfunktionen	41
3.2.2	Arbeitslinie	42
3.2.3	Druckfestigkeit	44
3.2.4	Zugfestigkeit	46
3.2.5	Elastizitätsmodul	48
3.2.6	Querdehnzahl	50
3.3	Materialverhalten unter Langzeiteinwirkungen	51

3.3.1	Einleitung	51
3.3.2	Kriechen beim jungen Beton	53
3.4	Erfassung von Verformungs- und Spannungszuständen	57
3.4.1	Grad der Verformungsbehinderung	57
3.4.2	Viskoelastisches Materialgesetz für den dreidimensionalen Zustand	58
3.4.2.1	Einleitung	58
3.4.2.2	Integrallösung unter Anwendung des Superpositionsprinzips	59
3.4.2.3	Differentiallösung	60
3.5	Zusammenfassung	62
4	Numerische Lösung mit dem FEM-Programmbaustein SYCOB 1.0	63
4.1	Einleitung	63
4.2	Subroutine zur Erfassung der inneren Wärme	63
4.3	Subroutine zur Erfassung der äußeren Wärme	64
4.4	Subroutine zur Erfassung der Materialkennwerte und des Materialgesetzes	65
5	Erfassung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen	67
5.1	Berechnung der Hydratationswärme des Betons	67
5.1.1	Verifizierung der Berechnungsansätze mit adiabatischen Versuchen	67
5.1.2	Verifizierung der Ansätze mit DCA-Versuchen	69
5.1.3	Vergleich der Berechnungsansätze	71
5.2	Berechnung der Temperatur im Bauteil	72
5.2.1	Eigene Messungen zur Verifikation der Temperatur	72
5.2.2	Ideelle Außenlufttemperatur des Bauteils	74
5.2.2	Temperatur im Bauteil	76
5.3	Zusammenfassung	78
6	Erfassung von Zwangsspannungen in Betonbauteilen	79
6.1	Einleitung	79
6.2	Einfluss des Materialverhaltens bei einachsigen Betrachtungen	81
6.2.1	Einfluss des Materialgesetzes	81
6.2.2	Einfluss des Elastizitätsmoduls	82
6.2.3	Einfluss des chemischen Schwindens	84
6.2.4	Einfluss des Langzeitverhaltens des Materials	85
6.3	Einfluss der unterschiedlichen Temperaturgeschichte bei eindimensionalen Betrachtungen	87
6.3.1	Einfluss der Änderung der Anfangstemperaturen	87
6.3.2	Einfluss der Änderung der Bauteildicke	89
6.4	Spannungsverhalten bei dreidimensionalen Betrachtungen	91
6.5	Zusammenfassung	93
7	Zwangsbeanspruchung am Beispiel eines Hochofenfundamentes	95
7.1	Einleitung, Geometrie und Randbedingungen	95
7.2	Einfluss der Betonzusammensetzung, Einbautechnologie und des Klimas	96
7.2.1	Einfluss des Zementes	96
7.2.1.1	Einfluss der Änderung der Zementmenge	96
7.2.1.2	Einfluss der Änderung der Zementart	98
7.2.2	Einfluss der Frischbetontemperatur	100
7.2.2.1	Frischbetontemperatur von 13°C	100
7.2.2.2	Frischbetontemperatur von 27°C	101

7.2.3	Einfluss der Rohrkühlung	103
7.2.3.1	Kühldauer von fünf Tagen	103
7.2.3.2	Änderung der Kühldauer	105
7.2.3.3	Änderung des Kühlbeginns	106
7.2.4	Einfluss des Klimas	108
7.2.4.1	Betonieren im Juli	108
7.2.4.2	Betonieren im April	109
7.3	Beurteilung der Materialfelder	111
7.3.1	Einleitung	111
7.3.2	Hydratationswärmeentwicklung	112
7.3.3	Elastizitätsmodul, Druck- und Zugfestigkeit	114
7.3.4	Temperaturen und Spannungen am Rand des Bauteils	116
7.4	Zusammenfassung	118
8	Zusammenfassung und Ausblick	121
8.1	Zusammenfassung	121
8.2	Ausblick	124
	Literaturverzeichnis	126
	Symbole und Formelzeichen	142
	Verzeichnis der Abbildungen	145
	Verzeichnis der Tabellen	148
	Anlagen	

1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIEL DER ARBEIT

1.1 Einleitung

Zur Beurteilung der Beanspruchung eines Betonbauwerks während seiner Lebensdauer ist die Kenntnis der Einwirkungen und der Materialeigenschaften notwendig. Im Nutzungszeitraum wirken überwiegend Lasten und Temperaturfelder infolge des Klimas auf den Normalbeton ein. Die Materialeigenschaften des Normalbetons werden im Alter von 28 Tagen bestimmt. Bis zu diesem Zeitpunkt wirkende Beanspruchungen infolge nicht lastbedingter Einwirkungen sind in Abhängigkeit der Betonrezeptur, der Geometrie, der Randbedingungen und der Herstellung erst noch zu quantifizieren. Innerhalb dieses Zeitraums wird der Beton in der vorliegenden Arbeit als junger Beton bezeichnet. Durch Variation der Betonrezeptur und der Herstellungstechnologie ist eine Einflussnahme auf die Beanspruchungsentwicklung des jungen Betons möglich. Gezielte Maßnahmen führen zur Minimierung der Beanspruchungen [1], [3], [4], [11], [54], [118], [140]. Bei Betonbauteilen und Bauwerken wie z. B. Talsperren, dicken Fundamentplatten oder Brückenüberbauquerschnitten werden deswegen Maßnahmen wie z.B. die Verwendung von langsam erhärtenden Zementen, die Senkung der Zementmenge und der Frischbetontemperatur, das Betonieren in Schichten oder die Innenkühlung des Betons ergriffen. Das Klima beeinflusst die Frischbetontemperatur und das Verhalten der Beanspruchung am Rand des Bauteils.

Sind die o.g. Maßnahmen nur begrenzt einsetzbar, dann ist der verbreitete Weg der Aufnahme der Beanspruchung durch Bewehrung zu wählen. Um Über- und Unterdimensionierung der Bewehrungsmenge zu vermeiden, ist die Bewehrung für die tatsächlich auftretende Zwangsbeanspruchung zu ermitteln. Doch diese Untersuchungen sind im Anfangsstadium [134], [144].

Die Entscheidung über den Zeitpunkt für das Aufbringen frühzeitiger Belastungen bei jungen Betonbauteilen ist nur durch die kontinuierliche Erfassung der Beanspruchung nach Herstellungsbeginn (ca. vier Stunden) möglich. Damit kann zu diesem Zeitpunkt der vorhandene Beanspruchungszustand des jungen Betonbauteils infolge nicht lastbedingter Einwirkungen berücksichtigt werden. Bereits zu diesem Zeitpunkt ist der Beton nicht mehr spannungslos.

Junge Betonbauteile unterliegen Einwirkungen aus instationären Temperatur- und Feuchtefeldern. Die Temperaturfelder werden zunächst durch die Entwicklung der Hydrationswärme und später durch das Klima verursacht. Feuchtefelder entstehen durch das Austrocknungsverhalten des Bauteils. Dies ist bei massigen Bauteilen nur in den oberflächennahen Bereichen relevant. Parallel zu den hygro-thermischen Vorgängen verlaufen die Entwicklungen des chemischen Schwindens bzw. Quellens und der Festigkeiten sowie des Arbeitsvermögens. Die erwähnten Einwirkungen führen bei innerer Behinderung der hervorgerufenen Verformung zu Eigenspannungen im Querschnitt und bei äußerer Behinderung zu Zwangsspannungen im Bauteil (Bild 1.1). Durch das Kriech- bzw. Relaxationsvermögen des Betons werden die Spannungen teilweise abgebaut (Bild 1.2). Überschreiten zu einem bestimmten Zeitpunkt die Spannungen die Zugfestigkeit bzw. die Dehnungen die Zugbruchdehnung des Betons, so entstehen als Folge Risse im Bauteil.

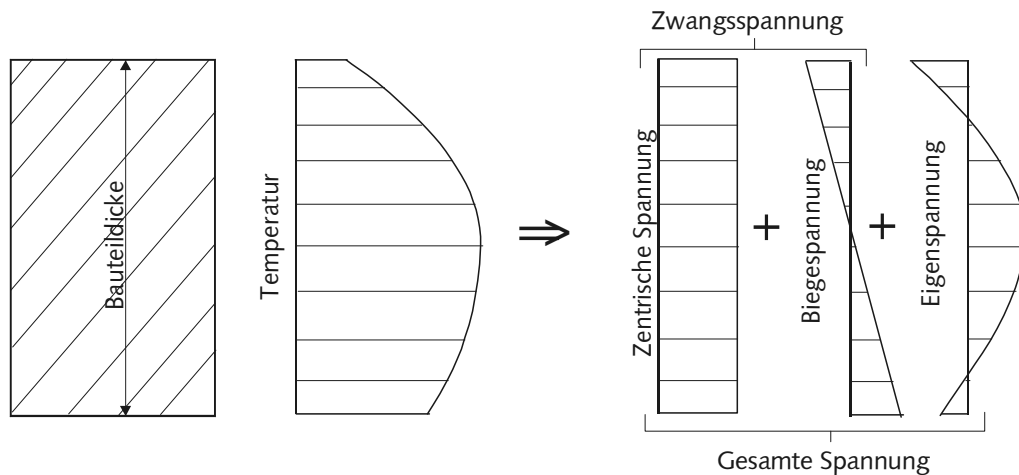


Bild 1.1: prinzipielle Spannungsverteilung im Querschnitt infolge Temperaturfeld

1.2 Stand der Forschung

1.2.1 Einleitung

Im RILEM-Report 15 [107] (1998) ist der Stand der Forschung für die Beanspruchungen des jungen Betons infolge Temperatur ausführlich dargestellt. Die bisherigen Untersuchungen wurden einerseits zur Erfassung der Temperaturfelder infolge Hydratation und andererseits zur Erfassung der Zwangsspannungen durchgeführt. Die rechnerische Erfassung basiert auf Messungen im Labor und in situ. Bei den Temperaturfeldern wurde der Schwerpunkt auf die Erfassung der Hydratationswärme gesetzt. Bei der Messung der Zwangsspannung im Labor wurde der Einfluss der betontechnologischen Maßnahmen auf die Reißneigung des Betons untersucht. Dafür wurde die Hydratationswärme gemessen und die Temperatur als Vorgabe zur Spannungsmessung berechnet. Das Wort „Spannungsmessung“ ist irreführend, weil es sich hier um eine indirekte Messung über die Zwangskraft handelt.

Als Grundlage zur Spannungsberechnung wurden Messungen zur Bestimmung der Materialkennwerte (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Kriechzahl) durchgeführt. Die Spannungsmessungen im Labor und in situ eignen sich auch zur Verifikation der Berechnungen.

Im folgenden wird ein Überblick über die relevanten Untersuchungen zur Erfassung der Temperaturfelder infolge Hydratationswärme und Klima sowie der daraus resultierenden Spannungen gegeben. Eine detaillierte Auseinandersetzung mit unterschiedlichen Berechnungsmodellen erfolgt in der vorliegenden Arbeit für die Temperatur im zweiten Abschnitt und für die Spannung im dritten Abschnitt.

1.2.2 Temperaturfeld im Bauteil

Grundlage der Temperaturfeldberechnung bildet die Fouriersche Wärmeleitungsgleichung. Beim jungen Beton setzt die Lösung dieser Gleichung die Kenntnisse der thermischen Materialkennwerte, der Anfangs- und Randbedingungen und der Hydratationswärmeentwicklung voraus.

Die thermischen Materialkennwerte (Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität) im jungen Beton variieren mit der Hydratationswärmeentwicklung. Diese Abhängigkeiten wurden experimentell untersucht und sind bei der Berechnung zu berücksichtigen [39], [43].

Die Randbedingungen umfassen die klimatischen Auswirkungen an der Betonoberfläche infolge Konvektion und Strahlung. Der Strahlungsanteil setzt sich aus der kurzwelligigen Strahlung infolge Sonneneinwirkung und aus dem langwelligen Strahlungsaustausch zwischen dem Bauteil, der Umgebung und der Atmosphäre zusammen. Zusätzlich wird der Rand durch Wärmeleitung im Beton beeinflusst. Die Berücksichtigung des Klimas bei der Temperaturfeldberechnung erfolgt anhand der Tagesgänge der äußeren Wärme [11], [18] oder der ideellen Außenlufttemperatur [7], [8], [12], [13], [17]. Im Gegensatz zum Normalbeton wurde bei der Temperaturfeldberechnung von jungen Betonbauteilen meist ein konstanter Mittelwert der Tagesgänge [134], [151], [160] als Randbedingung verwendet. Der Schwerpunkt wurde hier auf die Erfassung der Hydratationswärme gesetzt. Aufgrund der Überlagerung zwischen innerer und äußerer Wärme bleibt unbeantwortet, ob veränderliche Tagesgänge mehr Einfluss auf die Randtemperatur als konstante Mittelwerte der Tagesgänge haben.

Die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung erfolgt mit Hilfe von kinetischen Modellen. Dabei wird u.a. das gesamte und das integrierte kinetische Modell unterschieden. Die Bildung der Mikrostruktur und die Wechselwirkung zwischen den einzelnen Zementpartikeln in der Hydratationsreaktion wird bei dem gesamten kinetischen Modell implizit und bei dem integrierten kinetischen Modell explizit erfasst.

Das integrierte kinetische Modell wurde u.a. von *Breugel* [46] und *Maekawa et. al.* [164] angewendet. Die mathematische Modellierung setzt Detailkenntnis der Mikrostruktur des Zements voraus. Der Aufwand zur Bestimmung der freien Parameter aus dem Experiment ist hoch.

Bei dem gesamten kinetischen Modell erfolgt die mathematische Modellierung mit Hilfe von Potenzprodukten [35], [37], Exponentialfunktionen [24], [31], [32], [33], [34], [139], [146], hyperbolischen Funktionen [108], zusammengesetzten Funktionen [36], [39] und mit punktuellen Ansätzen [170]. Die Exponentialfunktion von *Jonasson* [24] wurde in den Arbeiten von *Laube* [21], *Gutsch* [59], *Huckfeldt* [151] und *Eierle* [134] angewendet. Die Bestimmung der freien Parameter der Berechnungsmodelle ist nur auf experimenteller Basis möglich. Als Messverfahren stehen u.a. die adiabatische Kalorimetrie an Betonproben und die isotherme Kalorimetrie an Zementleimproben zur Verfügung. Die adiabatische Kalorimetrie an Betonproben wurde in den letzten 10 Jahren am häufigsten eingesetzt [3], [4], [26], [118], [21], [59], [180].

Die isothermen Versuche an Zementleimproben sind einfacher und schneller durchzuführen als die adiabatische Kalorimetrie an Betonproben. Jedoch wurden die isothermen Versuche nur wenig in die Berechnungsmodelle der Hydratationswärmeentwicklung eingebunden [35], [37], [38]. Die Ergebnisse daraus waren nicht zufriedenstellend. Bei den Untersuchungen von *Schutter* [38] wurden bei der Nachrechnung von adiabatischen Versuchen teilweise niedrige Temperaturwerte festgestellt. Das Berechnungsmodell von *Schlüßler* [35] (Potenz-Tribkraft-Modell) wurde mit isothermen Versuchen kalibriert und mit drei unterschiedlichen Anfangsbedingungen angewendet [35], [36], [37]. Es ist nicht erkennbar unter welchen Bedingungen die isothermen Versuche zur sicheren Temperaturfeldberechnung führen können.

1.2.3 Messung der Spannungen im Bauteil

Die Messung der Zwangsverformungen und -spannungen wurde u.a. von *Springschmid* und seinen Doktoranden (*Breitenbücher* [1], *Schöppel* [3], *Plannerer* [4], *Mangold* [118]), *Tanabe* [5] *Emborg* [54], und *Hintzen* [180], im Labor und in situ durchgeführt. Bei den Versuchen im Labor wurden u.a. der Reißrahmen [1], [118] und die Temperatur-Spannungs-Maschine [3], [4], [180] verwendet. Versuche in situ wurden mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen [5] und Stress-meter [4], [5] durchgeführt. Die Messung der Dehnung hat den Nachteil, dass bei der Auswertung der Spannungen zusätzlich ein Materialgesetz definiert werden muss. Bei unterschiedlichen Annahmen für das Materialgesetz können als Folge unterschiedliche "Messergebnisse" entstehen. Dieses Problem wird durch die Spannungsmessung umgangen.

Die prinzipielle Zwangsspannungsentwicklung unter Temperatureinwirkung infolge Hydratationswärme ist bei zentrischer Behinderung der Verformung in Bild 1.2 dargestellt. Bis zur Rissbildung bestimmen hauptsächlich zwei Komponenten die realen Zwangsspannungen (viskoelastisch). Die Erhärtung, welche die Entwicklung der elastischen Materialkennwerte steuert, und das Kriechen bzw. Relaxationsvermögen des Betons. Bei den Messungen von *Breitenbücher* [1], *Schöppel* [3], *Plannerer* [4] und *Emborg* [54] wurde der Einfluss der Betontechnologie auf die Temperatur- und Zwangsspannungen untersucht. Bei konstanter Temperatur wurde der Einfluss des chemischen Schwindens auf die Zwangsspannungen [1], [3] messtechnisch untersucht.

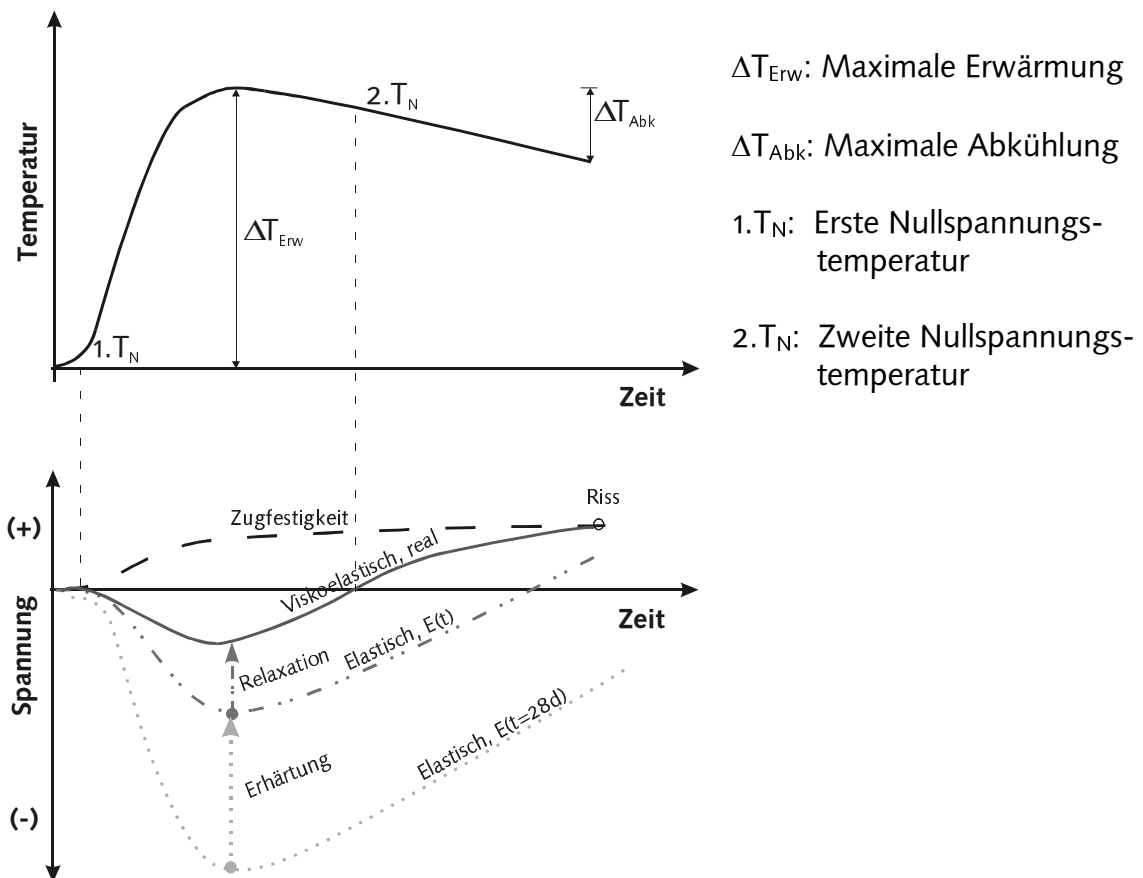


Bild 1.2: Prinzipielle Temperatur- und Spannungsentwicklung

Aus den Messergebnissen der Zwangsspannungen kann nach Bild 1.2 folgendes zusammengefasst werden:

- Die Spannungen im Beton (Druck) beginnen sich in der Erwärmungsphase ca. 4,5 Stunden nach Betonieren zu entwickeln [3], [4], [118]. Die Temperaturerhöhung beträgt ca. 4K und der Zeitpunkt wird als erste Nullspannungstemperatur (1. T_N) bezeichnet.
- Als maximale Druckspannung wurde 1,4-2,5 N/mm² gemessen.
- Die Zugspannungen im Beton entstehen in der Abkühlungsphase ca. 3 K unter dem Temperaturmaximum [3], [4], [118]. Dieser Zeitpunkt wird zweite Nullspannungstemperatur (2. T_N) genannt.
- Die Zugfestigkeit wurde bei Spannungen zwischen 1,5-2,1 N/mm² erreicht.
- Bei Stahlbetonbauteilen beteiligt sich die Bewehrung an der Spannungsaufnahme erst nach der Rissbildung. Eine Betrachtung der Stahlbetonquerschnitte bis zur Rissbildung als unbewehrt ist damit möglich [1], [4].

Die Messung der Zwangsspannungen wurde von *Mangold* [118] verwendet um die Eigenspannungen im Querschnitt zu beurteilen. Dabei wurde aus den gemessenen Spannungen eine veränderliche Nullspannungstemperatur abgeleitet.

1.2.4 Berechnung der Spannungen im Bauteil

Die Berechnung der Spannungen im Bauteil hängt von den Materialkennwerten bei Kurz- und Langzeitverhalten, dem Materialgesetz (ein- oder mehrdimensional), der Behinderung ab.

Die Materialkennwerte des jungen Betons wie Druckfestigkeit [21], [24], [52], [59], [64], [72], [74], [76], [91], [72], [77], [89], Zugfestigkeit [21], [24], [52], [59], [64], [74], [89], [90], [91], [122], [177], Elastizitätsmodul [21], [24], [52], [59], [64], [74], [95], [97], [156], [177] Querdehnung [24], [74] und Kriechzahl [24], [21], [56], [59], [62], [64], [74], [106] bzw. Relaxationszahl [21], [59], [64] wurden experimentell untersucht. Die Versuche wurden für bestimmte Betonzusammensetzungen und meistens an Proben, die älter als 24 Stunden waren, durchgeführt. Aus den Messergebnissen wurden rechnerische Ansätze für die Materialkennwerte abgeleitet. Ob die Ansätze auf beliebige Betonzusammensetzungen zu übertragen sind, ist unklar. Weiterhin streuen die Ansätze der Materialkennwerte in den ersten 24 Stunden aufgrund geringer Messdaten in diesem Zeitbereich sehr stark.

Im jungen Beton wird aufgrund der starken Relaxation der Spannungen das viskoelastische Materialgesetz verwendet. Das Materialgesetz wird unterschiedlich bei der Berechnung angewendet. Bei den eindimensionalen Berechnungen wurde z. B. das Konzept des effektiven Elastizitätsmoduls verwendet [11], [16]. In diesen Fall wird die Spannungsgeschichte vernachlässigt; dadurch werden die Spannungen überschätzt.

Um die Spannungsgeschichte zu berücksichtigen, wurde das Materialgesetz mit Hilfe von Integral- oder Differentialgleichungen gelöst. Die Integrallösung [99] wird mit Hilfe der Superposition angewendet. Besonders bei numerischen Berechnungen hat die Integrallösung den Nachteil, dass die Spannungsgeschichte, d.h. die Spannungen über die Zeit für jeden Punkt des Bauteilsquerschnittes, zu speichern ist. Die Differentiallösung [99] umgeht die Speicherung der Spannungsgeschichte und basiert auf rheologischen Modellbetrachtungen. Hierfür wurden Maxwell-Elemente [54], [121], Kelvin-Elemente

[99] und Kombinationen von rheologischen Elementen [136], [151] verwendet. Die Maxwell-Elemente haben den Vorteil, dass daraus eine Differentialgleichung erster Ordnung entsteht. Zur Bestimmung der notwendigen Materialparameter sind jedoch Relaxationsversuche [21], [59], [64] nötig, welche in der Literatur wenig vorhanden sind. *Emborg* [54] überführt deswegen einen Kriech- in einem Relaxationsansatz mit Hilfe einer exakten Lösung nach *Bazant* [151]. Der Kriechansatz von *Emborg* [54] ist jedoch aufgrund der hohen Parameteranzahl wenig anwenderfreundlich.

Die Kelvin-Elemente [99] können mit Kriechversuchen kalibriert werden, führen aber zu einer Differentialgleichung zweiter Ordnung, deren Lösung aufwendiger ist. Eine Kombination zwischen Integral- und Differentiallösung wurde von *Chunxiao* [160] verwendet.

Die Erfassung der Behinderung erfolgte bei der Spannungsberechnung vereinfachend z.B. durch die Verwendung von Bettungselemente [11], [16], [151] oder durch Simulation der angrenzenden Bauteile [134], [115]

Spannungs- und Verformungsberechnungen wurden eindimensional [1], [62], [95], [182], [156] und mehrdimensional [6], [54], [118], [134], [151], [157], [160], [181], [185] durchgeführt. Bei den eindimensionalen Untersuchungen von *Breitenbücher* [1] mit unterschiedlichen Ansätzen für die Materialkennwerte differieren die Zwangsspannungen bis zu 800%. In diesem Bereich besteht also Untersuchungsbedarf.

Bei mehrdimensionalen Betrachtungen entstehen durch das nichtlineare Temperaturfeld im Betonquerschnitt zeitliche und örtliche Verteilungen der Materialkennwerte, also Materialfelder. Dieser Einfluss auf die Spannungen ist bis jetzt unbekannt.

1.3 Ziel und Lösungsweg der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es, ausgehend vom Materialverhalten eine Strategie zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Spannungen in jungen Betonbauteilen infolge von Temperaturfeldern zu entwickeln. Die Untersuchung umfasst drei Schwerpunkte:

- Die Ermittlung der Hydratationswärmeentwicklung im Bauteil als Eingangsgröße zur Temperaturfeldberechnung.
Dabei wird die Eignung unterschiedlicher Berechnungsansätze und Messverfahren zur Berechnung der Hydratationswärme im Bauteil untersucht. Die Qualität der Berechnung soll unabhängig von der Gewinnung der Messdaten aus einer Beton- oder Zementleimprobe sein.
- Die Entwicklung einer Strategie zur besseren Erfassung der Materialkennwerte im jungen Alter auf Basis der Erhärtungsfunktionen.
Dies soll die Übertragung vorhandener Ansätze zur Erfassung der Materialkennwerte auf andere Betonzusammensetzungen ermöglichen. Bei der Spannungsberechnung ist eine flexible Kombination zwischen dem Materialgesetz und den vorhandenen Ansätzen für die Entwicklung der Materialkennwerte zu erreichen.
- Die 3D-Berechnung der Temperatur- und Spannungen von jungen Betonbauteilen.
Ausgehend vom Potential der vorhandenen Maßnahmen zur Minimierung der Beanspruchung im Bauteil wird der Einfluss der Erhärtung auf die Materialfelder im Querschnitt untersucht.

Um dies zu verwirklichen, befasst sich das zweite Kapitel mit dem thermischen Verhalten des jungen Betons. Auf Grundlage der Fourierschen Wärmeleitungsgleichung zur Berechnung der Temperaturfelder werden unterschiedliche Möglichkeiten zur Erfassung der äußeren Wärme, der inneren Wärme (Hydratationswärmeentwicklung) und der thermischen Materialkennwerte untersucht. Bei der Hydratationswärmeentwicklung wird daraus die Notwendigkeit eigener experimenteller Analyse erkannt. Es werden adiabatische Versuche an Betonproben und isotherme (DCA) Versuche an Zementleimproben durchgeführt.

Im dritten Kapitel werden die Grundlagen zur Spannungsberechnung vorbereitet. Dabei wird das Konzept der Erhärtungsfunktion zur Erfassung der Entwicklung der Materialkennwerte vorgestellt. Zur dreidimensionalen Spannungsberechnung im Bauteil wird ein viskoelastisches Materialgesetz mit Berücksichtigung des Materialgedächtnisses verwendet.

Beide vorgestellten Kapitel bilden somit die tragenden Säulen der Arbeit.

Im vierten Kapitel wird das Konzept der programmtechnischen Lösung vorgestellt. Für den Lösungsweg wird die Finite Elemente Methode (FEM) mit dem Programm ANSYS gewählt. Für den jungen Beton wird ein neuer Programmbaustein SYCOB 1.0 (Simulation of Young Concrete Behaviour) entwickelt und an ANSYS gekoppelt.

Das fünfte Kapitel befasst sich mit der Erfassung von Temperaturfeldern in Bauteilen. Dabei wird die Eignung der unterschiedlichen Berechnungsansätze der Hydratationswärme und der beiden experimentellen Verfahren (DCA-Versuche und adiabatische Versuche) zur Berechnung der Temperatur im Bauteil untersucht. Durch eigene Versuche in situ wird der Einfluss des Klimas auf die Randtemperatur beurteilt und die berechneten Temperaturfelder im Bauteil verifiziert.

Das Spannungsverhalten von Bauteilen wird im sechsten Kapitel behandelt. Auf Grundlage des viskoelastischen Materialgesetzes wird der Einfluss des Materials untersucht. Dabei wird die Auswirkung des Konzeptes der Erhärtungsfunktion auf die Spannungsentwicklung beurteilt. Die Verifizierung der Berechnungen erfolgt anhand der Versuche von *Plannerer [4]*.

Im siebten Kapitel wird am Beispiel eines Hochofenfundamentes der Einfluss der Betonrezeptur und Herstellungstechnologie zur Minimierung der Beanspruchungen im Bauteil untersucht. Aus der Variantenuntersuchung wird der Einfluss der Materialfelder im Querschnitt beurteilt.

Die Zusammenfassung und der Ausblick im achten Kapitel schließen diese Arbeit.

1.4 Einschränkungen

In dieser Arbeit werden die instationären Feuchtfelder nicht behandelt. Der Beton wird als homogen und isotrop angenommen. Es wird das Ebenbleiben des Querschnittes vorausgesetzt.

Der Bauteil befindet sich im ungerissenen Zustand.

2 Thermisches Verhalten des jungen Betons

2.1 Fouriersche Wärmeleitungsgleichung

Das Temperaturfeld $T(x,y,z,t)$ stellt die örtliche Verteilung der Temperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt dar. Die Temperaturänderung wird durch den Temperaturgradienten

$$\text{grad } T_i = \left[\frac{\partial T}{\partial x}, \frac{\partial T}{\partial y}, \frac{\partial T}{\partial z} \right] \quad (2.1)$$

beschrieben. Nach dem Fourierschen Gesetz ist die Wärmestromdichte, d.h. die transportierte Wärmemenge in Richtung der Koordinatenachsen je Fläche und Zeiteinheit, proportional zu dem Temperaturgradienten ($\text{grad } T_i$) mit der Wärmeleitfähigkeit λ_i als Proportionalitätsfaktor.

$$\sigma_i = \frac{Q_i}{A_i \cdot t} = -\lambda_i \cdot \text{grad } T_i \quad [\text{kJ}/(\text{hm}^2)] \quad (2.2)$$

mit

σ_i	richtungsbezogene transportierte Wärmemenge [kJ]
A_i	Flächeneinheit normal zur jeweiligen Richtung [m ²]
t	Zeit [h]

Bei instationären Vorgängen wird die Wärmebilanz eines Volumenelements für die in einer Zeiteinheit gespeicherte, abgeführte und zugeführte Wärmemenge abgeleitet.

- Die in dem Volumenelement in der Zeit dt infolge der Hydratationswärme des Zementes q_b entstehende Wärmemenge ergibt sich:

$$dQ_1 = q_b \cdot dV \cdot dt \quad [\text{kJ}] \quad (2.3)$$

mit

q_b	Wärmeentwicklung pro Raum und Zeiteinheit als Funktion des Ortes und der Zeit [kJ/(hm ³)]
-------	---

- Die im Element gespeicherte Wärmemenge für einen momentanen Zustand ergibt sich aus der zeitlichen Temperaturänderung wie folgt:

$$dQ_2 = c_b \cdot \rho_b \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dV \cdot dt \quad [\text{kJ}] \quad (2.4)$$

mit

c_b	spezifische Wärme des Betons [kJ/(kgK)]
ρ_b	Rohdichte des Betons [kg/m ³]

- Aus der Differenz der in ein Volumenelement ein- und austretenden Wärmemenge ergibt sich die abfließende Wärmemenge:

$$dQ_3 = -\lambda_b \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \cdot dV \cdot dt \quad [\text{kJ}] \quad (2.5)$$

mit

λ_b	Wärmeleitfähigkeit des Betons (isotropes Material) [kJ/(mKh)]
-------------	---

Nach dem Gesetz der Erhaltung der Energie folgt aus

$$dQ_1 = dQ_2 + dQ_3 \quad (2.6a)$$

das Temperaturfeld:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda_b}{c_b \cdot \rho_b} \cdot \left(\frac{q_b}{\lambda_b} + \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad [\text{K/h}] \quad (2.6b)$$

- Der adiabatische Zustand entsteht unter Berücksichtigung der Zementmenge Z des Betons aus Gl. (2.6a) als Sonderfall mit $dQ_3=0$:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = Z \cdot \frac{q_b}{c_b \cdot \rho_b} \quad [\text{K/h}] \quad (2.7)$$

Thermomechanische oder hygri sche Einflüsse bleiben in diesem Ansatz unberücksichtigt.

2.2 Anfangs- und Randbedingung

Zur Lösung der Differentialgleichung wird die Temperatur zum Zeitpunkt t_o , $T_A(x, y, z, t_o)$, z. B. die Frischbetontemperatur, als Anfangsbedingung eingeführt (s. Anlage A1.1).

An der Oberfläche eines Festkörpers, der von der Atmosphäre umgeben ist, erfolgt der Wärmeaustausch durch Strahlung, Wärmeleitung und Konvektion. Der Wärmehaushalt in der Grenzschicht wird zusätzlich durch die Verdunstung oder Absorption von Wasser beeinflusst [5]. Als Randbedingung können die Temperaturen an der Oberfläche des Körpers $T_R(x, y, z, t)$ (Randbedingung 1. Art) oder die Wärmestromdichte durch die Grenzflächen $\sigma_R(t)$ (Randbedingung 2. Art) eingegeben werden. Weiterhin steht als

Randbedingung 3. Art (s. Anlage A1.1) die Umgebungstemperatur $T_a(t)$ in Kombination mit dem Newtonschen Abkühlungsgesetz - Gl. (2.8) - zur Verfügung.

Der Temperaturgradient an der Oberfläche des Körpers dA ergibt sich durch Gleichsetzen der Stromdichte infolge Konvektion

$$dQ_K = \alpha_K \cdot (T_R - T_a) \cdot dA \cdot dt \quad (2.8)$$

und der aus dem Inneren abgegebenen Wärmemenge durch Leitung

$$dQ = -\lambda \cdot (\text{grad } T_i)_{\text{Rand}} \cdot dA \cdot dt \quad (2.9)$$

Daraus folgt:

$$(\text{grad } T_i)_{\text{Rand}} = \frac{\alpha_K}{\lambda} \cdot (T_R - T_a) \quad (2.10)$$

In der Gleichung (2.8) bedeuten:

α_K Wärmeübergangskoeffizient infolge Konvektion [$\text{kJ}/\text{m}^2\text{Kh}$]
 T_R Oberflächentemperatur [$^{\circ}\text{C}$]

Die Wärmeübergangszahl infolge Konvektion α_k ergibt sich für Betonoberflächen nach *Kehlbeck* [7] in Abhängigkeit der Temperatur und Windgeschwindigkeit $v \leq 5 \text{ m/s}$:

$$\alpha_k = 3,6 \cdot 2,6 \cdot \left((T_R - T_a)^{0,25} + 1,54 \cdot v \right) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{Kh})] \quad (2.11)$$

Für eine Temperaturdifferenz $\Delta T = (T_R - T_a) = 25\text{K}$ vereinfacht sich die Gleichung (s. auch Tabelle A.1.2):

$$\alpha_k (\Delta T = 25\text{K}) = 3,6 \cdot (5,8 + 4,0 \cdot v) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{Kh})] \quad (2.12)$$

Durch die Berücksichtigung einer Schalung mit der Dicke d_s und der Wärmeleitfähigkeit λ_s ergibt sich anstelle der Wärmeübergangszahl α_o die Wärmedurchgangszahl k :

$$k = 1 / \left[1 / \alpha_o + d_s / \lambda_s \right] \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{Kh})] \quad (2.13)$$

2.3 Äußere Wärme

2.3.1 Stromdichte infolge kurzweiliger Strahlung

Die kurzweilige Strahlung umfaßt die Anteile aus der direkten Sonnenstrahlung S_β , der diffusen Himmelsstrahlung H_α und der Reflexion der diffusen Himmelsstrahlung R_α . Als Berechnungsgrundlage gilt Bild 2.1 und die Tabellen in der Anlage A1.4. Die anfallende kurzweilige Strahlung auf einem Bauteil lautet:

$$Q_{SK} = a_{SK} \cdot (S_\beta + H_\alpha + R_\alpha) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.14)$$

mit a_{SK} Absorptionszahl des Bauteiles für kurzweilige Strahlung [-].

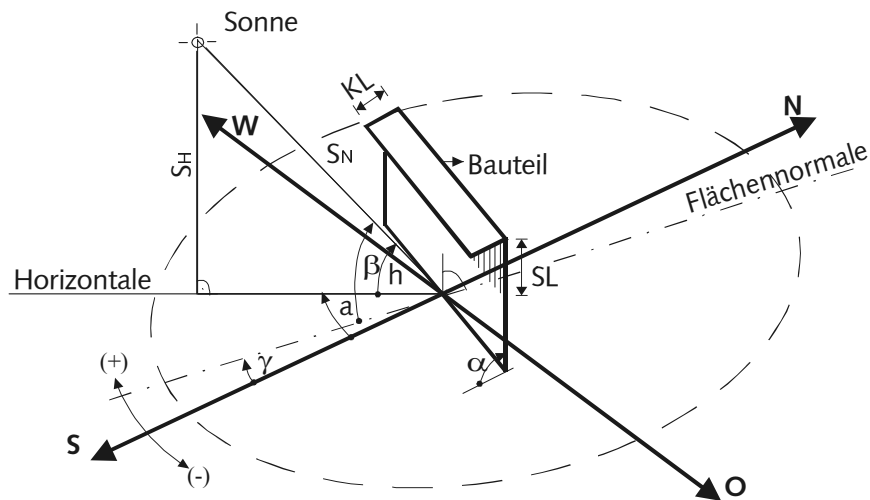


Bild 2.1: Parameter zur Berechnung der Sonnenstrahlung am Beispiel einer Wand

Die Berechnungen der einzelnen Anteile der Gl. (2.14) erfolgen im Folgenden nach *Nehring [8]* sowie *Heindl und Koch [9]*.

Direkte Sonnenstrahlung S_β

Die direkte Sonnenstrahlung auf eine beliebig geneigte Bauteiloberfläche läßt sich wie folgt berechnen:

$$S_\beta = S_N \cdot \cos \beta \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.15)$$

Dabei ist S_N die Strahlung senkrecht zur Bauteiloberfläche (Normalstrahlung). Sie lautet nach *Heindl und Koch [9]* :

$$S_N = S_E \cdot \exp(-T_r/Q) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.16)$$

mit

- Strahlungsintensität der Sonne unter Berücksichtigung des jahreszeitlich schwankenden Abstandes zwischen Erde und Sonne

$$S_E = S_o / RHO \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.17)$$

S_o mittlere Intensität der Sonnenstrahlung außerhalb der Erdatmosphäre ($S_o = 4921,2 \text{ kJ}/\text{hm}^2$)

RHO Korrekturfaktor [-]

- Parameter des Gesamttrübungsfaktors

$$Q = c_1/f_L + c_2 \quad [-] \quad (2.18)$$

$$f_L = \frac{2,0015 \cdot (1 - H \cdot 10^{-4})}{\sin h + \sqrt{0,003 + \sin^2 h}} \quad (2.19)$$

$$c_1 = 9,38073; c_2 = 0,912018$$

$$Tr \quad \text{Trübungsfaktor} \quad [-]$$

$$H \quad \text{Höhe des Bauwerksstandortes über NN} \quad [m]$$

Der zweite Parameter in der Gl. (2.15) ist der Einfallswinkel β der Normalstrahlung auf eine Fläche:

$$\beta = \arccos[\sin h \cdot \cos \alpha_F + \cos h \cdot \sin \alpha_F \cdot \cos(\gamma - a)] \quad [^\circ] \quad (2.20)$$

mit

- γ Flächenazimut, Winkel zwischen Süd und Projektierung der Flächennormale auf die Horizontalebene [°].
- α_F Flächenneigungswinkel zur Horizontalen [°]
- a Sonnenazimutwinkel: Horizontalwinkel zwischen Süd und Sonne, West Positiv

$$a^* = \arcsin\{-\cos \delta \cdot \sin(\omega \cdot \tau)\} / \cos h \quad [^\circ] \quad (2.21a)$$

$$a = -180 - a^* \quad \forall \quad t > 18h \quad (2.21b)$$

$$a = a^* \quad \forall \quad 6 \leq t \leq 18h$$

$$a = 180 - a^* \quad \forall \quad t < 6h$$

- h Sonnenhöhe: Winkel zwischen Horizontale und Sonne

$$h = \arcsin[\sin \delta \cdot \sin \varphi + \cos \delta \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\omega \cdot \tau)] \quad [^\circ] \quad (2.22)$$

$$\varphi \quad \text{geographische Breite des Standortes} \quad [^\circ]$$

$$\tau \quad \text{Tageszeit}$$

$$\omega \quad \text{Stundenwinkel } 15^\circ \cong 1 \text{ h, vom Mittag aus gerechnet}$$

- Deklination der Sonne δ : Abstand der Sonne vom Äquator

$$\delta = 23,45 \cdot \sin\{360 \cdot [(284 + N)/365]\} \quad [^\circ] \quad (2.23)$$

N : Nummer des Tages im Jahr

Bei Vorhandensein von Schatten in der Fläche des Bauteils, z. B. durch einen Kragarm der Länge KL , lässt sich die Verschattungslänge wie folgt ermitteln:

$$SL = KL \cdot \sin h / \sin(\beta - h) \quad [m] \quad (2.24)$$

2. Diffuse Himmelsstrahlung H_α für beliebig orientierte Flächen

Die auf eine geneigte Fläche fallende diffuse Himmelsstrahlung ist:

$$H_\alpha = H_H \cdot e_G \quad [kJ/(m^2h)] \quad (2.25)$$

mit

- H_H Diffuse Himmelsstrahlung für beliebig orientierte Flächen

$$H_H = (1/3) \cdot (S_E - S_N) \cdot \sin h \quad [kJ/(m^2h)] \quad (2.26)$$

- e_G Einstrahlzahl der betreffenden Fläche mit der Himmelsfläche

$$e_G = 0,5 \cdot (1 + \cos \alpha_F) \quad [-] \quad (2.27)$$

3. Reflexion der diffusen Strahlung R_α für beliebig orientierte Flächen

$$R_\alpha = r_u \cdot (S_H - H_H) \cdot e_u \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.28)$$

mit

- r_u Reflexionszahl der Umgebung

$$e_u = 1 - e_G \quad [-] \quad (2.29)$$

Die Überprüfung des Berechnungsansatzes durch den Verfasser mit den Versuchen von Valko [10] im Schweizer Mittelland ($\varphi = 47^\circ$) ergab eine gute Übereinstimmung.

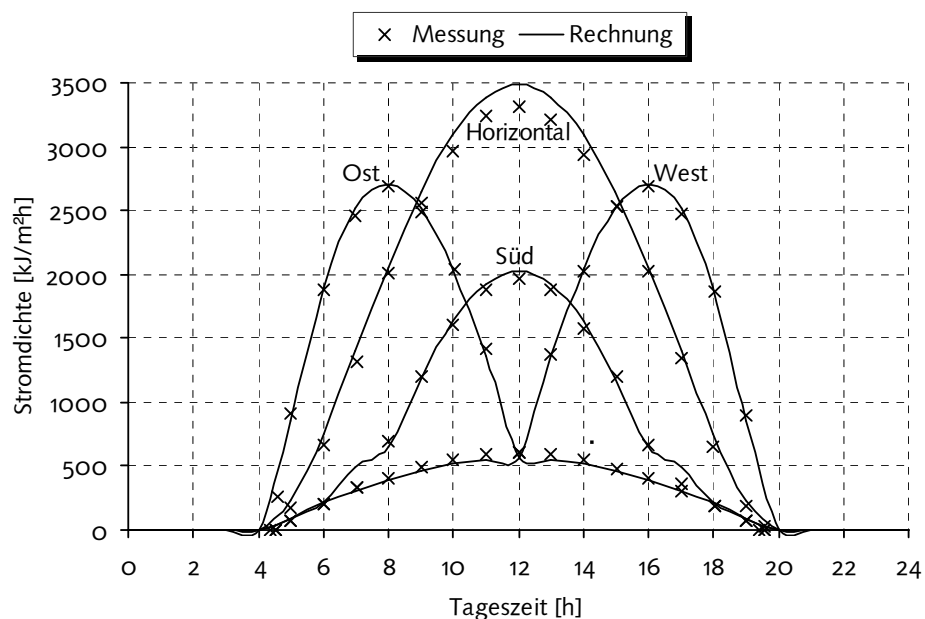


Bild 2.2: Stromdichte infolge kurzweiliger Strahlung im Juli für ($\varphi = 47^\circ$), Vergleich Rechnung und Messung aus [10]

2.3.2 Stromdichte infolge langwelligem Strahlungsaustausch

Zur Erfassung dieses Strahlungsaustausches wird ein Modell mit drei Körpern verwendet. Die Atmosphäre (Körper 1), die Umgebung (Körper 2) und das Bauwerk (Körper 3) senden Strahlungen im langwelligen Bereich aus. Dies ist mit einer Abnahme der Oberflächentemperatur der drei Körper verbunden. Zwischen den drei Körpern findet ein Strahlungsaustausch statt.

Für die Berechnung des Strahlungsaustausches wird hier angenommen, dass die Temperatur der Umgebung und Atmosphäre gleich der Außenlufttemperatur T_a ist. Die Stromdichte infolge Strahlungsaustausch lautet dann:

$$Q_{SL} = \alpha_S \cdot (T_R - T_a) = \varepsilon_{SL} \cdot C_S \cdot \left[\left(\frac{273 + T_R}{100} \right)^4 - \left(\frac{273 + T_a}{100} \right)^4 \right] \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.30)$$

Dabei ist ε_{SL} die Emissionszahl für langwellige Strahlung (Tabelle A1.9) und $C_S = 20,79 \text{ kJ}/(\text{m}^2\text{K}^4\text{h})$ die Stefan-Boltzmann-Konstante. Die Wärmeübergangszahl infolge Strahlung kann explizit mit dem nachfolgenden Ansatz erfasst werden [7]:

$$\alpha_S = \varepsilon_{SL} \cdot C_S \cdot 10^{-8} \cdot (T_R^2 + T_a^2) \cdot (T_R + T_a) = Q_{SL} / (T_R - T_a) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{Kh})] \quad (2.31)$$

Die Außenlufttemperatur folgt nach *Petzold* [14] (s. auch Tabelle A1.13):

$$T_a = T_{MT} + T_{AMPL} \cdot \cos[\omega \cdot (t - v_t)] \quad [^\circ\text{C}] \quad (2.32)$$

mit	T_{MT}	Tagesmitteltemperatur
	T_{AMPL}	Temperaturamplitude
	t	betrachtete Tageszeit
	v_t	Zeitpunkt des Auftretens des Temperaturmaximums am Tag

Schulze [15] bewertet die Stromdichte infolge Strahlungsaustausch in Abhängigkeit der Bewölkung des Himmels. Bei wolkenlosem Himmel beträgt $Q_{LW} = 144$ bis $396 \text{ kJ}/\text{m}^2\text{K}$. Bei bewölktem Himmel tendiert Q_{LW} gegen Null.

2.3.3 Ideelle Außenlufttemperatur

Zur Erfassung der äußeren Wärme wird das Konzept der ideellen Außenlufttemperatur T_{ai} nach *Mackey und Wright* [8] mit einem gesamten Wärmeübergangskoeffizienten α_o benutzt. Damit kann weiterhin das Newtonsche Abkühlungsgesetz zur Erfassung der Wärmelasten an der Oberfläche eines Bauwerkes verwendet werden.

$$Q_{GK} = \alpha_o \cdot (T_R - T_{ai}) \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.33)$$

mit $\alpha_o = \alpha_k(T_R, T_a, v) + \alpha_S(T_R, T_a)$: gesamter Wärmeübergangskoeffizient
(s. auch Tabelle A1.1)

Durch die Bildung der Wärmebilanz in der Bauteiloberfläche (s. a. Tabelle A 1.7)

$$Q_{GK} = Q_K - Q_{SK} + Q_{SL} \quad [\text{kJ}/(\text{m}^2\text{h})] \quad (2.34)$$

folgt die ideelle Außenlufttemperatur durch Gleichsetzen der beiden letzten Gleichungen

$$T = T + Q_{SK}/\alpha - Q_{LK}/\alpha = T + \Delta T_{SK} - \Delta T_{LK} \quad [^\circ\text{C}] \quad (2.35)$$

In der Gl. (2.35) sind ΔT_{SK} und ΔT_{LK} die Temperaturanteile infolge der kurz- bzw. langwellige Strahlung.

Die ideelle Außenlufttemperatur, sowie der gesamte Wärmeübergangskoeffizient werden durch die Abhängigkeit der Randtemperatur iterativ berechnet. Ist jedoch die Berücksichtigung der Randtemperatur nicht möglich, kann eine konstante Temperaturdifferenz analog Gl. (2.12) angenommen werden.

Das Konzept der ideellen Außenlufttemperatur wurde u.a. durch *Freundt* [13], *Zichner* [12], *Nehring* [8], *Trabert* [17] angewendet.

Alternativ zur ideellen Außenlufttemperatur T_{ai} nach Gl. (2.33) kann die Eingabe der gesamten Stromdichte nach Gl. (2.35) als Randbedingung verwendet werden [11].

2.4 Innere Wärme (Hydratationswärme)

2.4.1 Einleitung

Die Anwendung der Gl. (2.6b) für den jungen Beton setzt die Bestimmung der Wärmeentwicklung infolge Hydratation voraus. Die Berechnung wird auf der Grundlage gesamt kinetischer Modelle durchgeführt.

Bei der chemischen Reaktion der Zementminerale mit Anmachwasser findet eine Energieänderung in Form von Wärme (Hydratationswärme) statt. Die Hydratationswärmeentwicklung $q(t) = \partial Q / \partial t$ ist dabei die zeitliche Ableitung der Hydratationswärmeentwicklung $Q(t)$. Weiterhin wird das Verhältnis zwischen der Wärmemenge zu einem gegebenen Zeitpunkt $Q(t)$ und bei vollständiger Hydratation $Q(t = \infty)$ als Hydratationsgrad $\alpha(t)$ definiert.

$$\alpha(t) = Q(t) / Q_{\infty} \quad [-] \quad (2.36)$$

Im Beton wird die Hydratationswärme vom Zement (Menge, Zusammensetzung und Mahlfineinheit), w/z-Wert und der Temperatur beeinflusst.

Die Hydratationswärme des Zementes ergibt sich aus der Reaktionswärme der Klinkerminerale und deren Anteil im Zement. Die Phasen C_3A und C_3S liefern nach *Locher* [19] den größten Beitrag (Bild 2.3 und Tabelle A1.4). Eine Reduktion der Hydratationswärme kann einerseits durch geringere Anteile dieser Phasen, andererseits durch inerte puzzolanische oder latent-hydraulische (Hüttensand) Stoffe erreicht werden. Die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes wird durch die Mahlfineinheit beeinflusst. Bei Abnahme der Korngröße wird die reaktionsfähige Oberfläche der Zementkörner erhöht. Die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt mit fortgeschrittener Gelbildung zu, da die Zementgelstruktur dichter wird [21].

Der Einfluss der w/z-Werte im Bereich 0,157 bis 0,8 auf die Hydratationswärme wurde u. a. von *Talpin* [20] untersucht. Bei w/z-Werten oberhalb von 0,4 ergaben sich innerhalb der ersten 4 Tage kaum Veränderungen des Hydratationsgrades. Danach nimmt der Hydratationsgrad mit der Erhöhung des w/z-Wertes zu, weil bei niedrigen w/z-Werten die Zementgelstruktur dichter ist. Damit nimmt die Diffusionsgeschwindigkeit des Wassers ab [21].

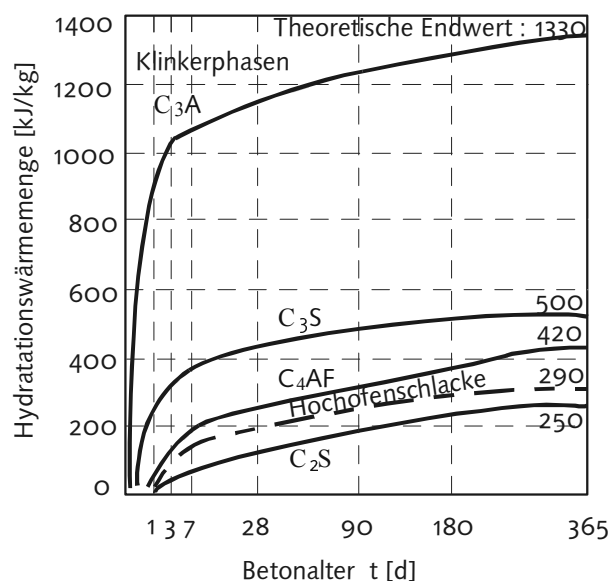


Bild 2.3: Hydratationswärmeentwicklung der Klinkerminerale und der Hochofenschlacke nach *Locher* [19]

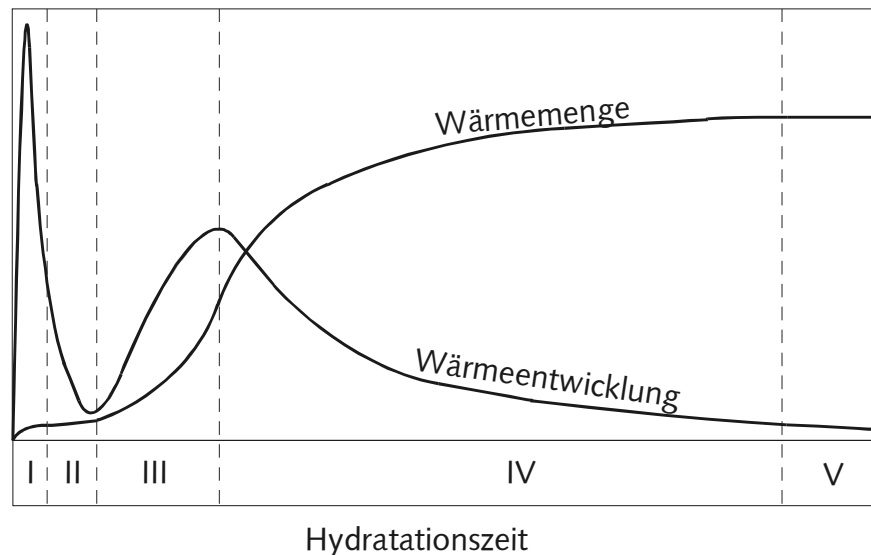


Bild 2.4: Perioden der Zementhydratation nach dem Modell von Kondo bei konstanter Temperatur [22]

Zur Beurteilung der zeitlichen Entwicklung der Hydratationswärme wird das Modell von Kondo und Ueda [22] mit den fünf Phasen zugrunde gelegt (Bild 2.4).

Phase I: Periode der Anfangsreaktion

Unmittelbar nach dem Kontakt zwischen Zement und Wasser steigt die Hydratationswärmeentwicklung und erreicht ihr erstes Maximum. In dieser Phase reagiert fast ausschließlich der ggf. vorhandene Freikalk und das C_3A , wobei dessen Reaktionsfähigkeit mit wachsendem Alkaliengehalt (K_2O , Na_2O) und sinkendem Sulfatisierungsgrad der Alkalien ansteigt. Wegen der kurzen Dauer (≈ 5 Min.) führt diese Phase nur zu einem geringen Temperaturanstieg im Frischbeton, der im Mischvorgang häufig unbemerkt bleibt.

Phase II: Induktionsperiode oder Ruhephase

Das zur Regelung des Erstarrens im Zement enthaltene Sulfat reagiert bereits in der Phase I mit dem Calciumaluminatverbindungen zu Ettringit oder Monosulfat. Diese lagern sich als zusammenhängende Hülle auf den Aluminat- und Aluminatferritpartikeln ab und verzögern auf diese Weise deren weitere Reaktion in der Phase II für 1 bis 2 Stunden.

Phase III: Periode der beschleunigten Reaktion

Die Wärmeentwicklung steigt wieder und erreicht nach etwa 5-8 Stunden ihr zweites Maximum.

Phase IV: Periode der verzögerten Reaktion

Die Wärmeentwicklung beginnt abzuklingen und tendiert gegen Null. Bei NW-Zement findet in dieser Phase noch eine geringfügige Nacherwärmung aufgrund der späteren Reaktion der Zuschlagstoffe statt, so dass ein drittes Maximum erreicht wird. Dieses fällt noch in dieser Periode.

Phase V: Endperiode

Die Reaktion kommt praktisch zum Erliegen.

2.4.2 Das Konzept der Reifefunktion

Die Hydratationswärme wird von der Temperatur beeinflusst. Dieser Einfluss wird mit Hilfe einer Reifefunktion erfasst. In der Literatur [24], [25], [33], [37], [76], [142], [180] existieren zahlreiche Vorschläge für die Reifefunktion (Bild 2.5 und Tabelle A1.5), welche in der Regel einen Exponentialverlauf aufweisen. *Byfors* [24] untersucht die wesentlichen Reifefunktionen auf ihre Eignung zur Vorhersage des Erhärtungsfortschritts bei verschiedenen Erhärtungstemperaturen. Dabei wurde festgestellt, dass die Arrheniusfunktion den Temperatureinfluss auf die Erhärtungseigenschaften am genauesten erfasst. *Laube* [21] untersuchte auch mehrere Reifefunktionen zur Bestimmung der adiabatischen Temperaturerhöhung von Beton (bis $T = 68^\circ\text{C}$) mit unterschiedlichen Frischbetontemperaturen und kam zum gleichem Ergebnis. Deswegen wird in dieser Arbeit die Reifefunktion nach *Arrhenius/Freiesleben/Pedersen* [25] gewählt.

$$Ft(T_i) = \text{EXP} \left[\frac{E_A}{R} \cdot \left(\frac{1}{273 + T_S} - \frac{1}{273 + T_i} \right) \right] \quad [-] \quad (2.37)$$

mit	E_A	Aktivierungsenergie [kJ/mol]	
		• Portlandzement	
		$E_A = 33,5 \text{ kJ/mol}$	$\forall T_i \geq 20^\circ\text{C}$
		$E_A = 33,5 + 1,47 \cdot (293 - T_i)$	$\forall T_i < 20^\circ\text{C}$
		• Hochofenzement [26]	
		$E_A = 49,88 \text{ kJ/mol}$	
	R	Allgemeine Gaskonstante ($R = 8,314 \cdot 10^{-3}$) [kJ/(mol K)]	
	T_i	Mittlere Temperatur im Intervall i [$^\circ\text{C}$], $\forall T_i \leq 68^\circ\text{C}$	

Als Standardtemperatur T_S wird i.d.R. $T_S = 20^\circ\text{C}$ verwendet. Die Wahl einer anderen Temperatur wie z.B. $T_S = 25^\circ\text{C}$ ist ebenso möglich.

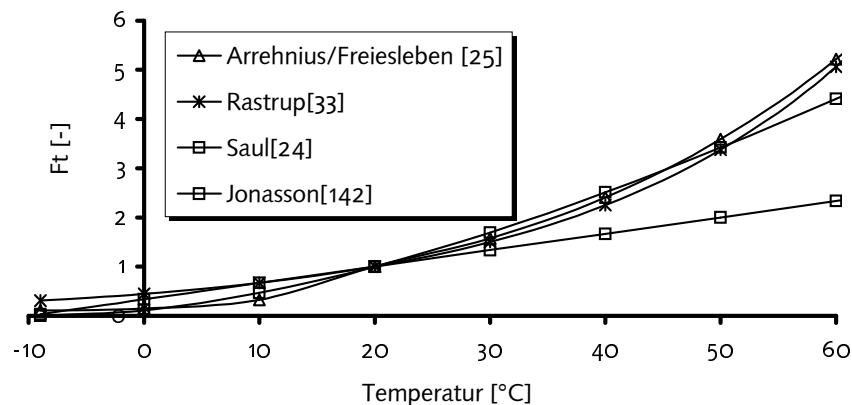


Bild 2.5: Reifefunktionen nach Tabelle A1.5 mit einer Standardtemperatur $T_S = 20^\circ\text{C}$

Mit Hilfe der Reifefunktion entsteht ein Werkzeug, welches es ermöglicht, nicht-isotherme in isotherme Zustände zurückzuführen. Das geschieht durch eine einfache Zeittransformation, welche in der Literatur als Reifezeit t_e oder äquivalente Zeit bezeichnet wird.

$$t_e = \int Ft(T_i) \cdot dt \quad \text{bzw.} \quad t_{e,i} = t_{e,i-1} + \sum Ft(T_i) \cdot \Delta t_i \quad [\text{h}] \quad (2.38)$$

mit Δt_i Dauer des Zeitintervalls i [h]

Bezogen auf die Reifezeit t_e wird die Realzeit t_i um den Betrag der Reifefunktion $Ft(T_i)$ verändert. Damit ist die Reifezeit neben dem Hydratationsgrad ein Maß zur Erfassung der Temperaturgeschichte im Bauteil.

2.4.3 Berechnung der Hydrationswärme in Abhängigkeit der Reifezeit

Grundlage der Berechnungsmodelle bildet die Messung der Hydrationswärme bei konstanter Standardtemperatur T_s . Der isotherme Zustand wird bei Versuchen unter adiabatischen Verhältnissen anhand der Substitution der Realzeit durch die Reifezeit gewonnen

(Bild 2.6). Die Reifezeit wird mit Hilfe der gemessenen Temperatur berechnet. Die Wärmeentwicklung $q_{iso}(t_e)$ wird anhand einer Formfunktion $f(t_e)$, welche nur von der Standardtemperatur T_s abhängt, simuliert. Der Einfluss von Temperaturen $T_i \neq T_s$ wird durch eine Geschwindigkeitsfunktion $g(T_i)$ erfasst. $g(T_i)$ ist nichts anderes als die Reifefunktion. Unter Berücksichtigung der Zementmenge Z kann die reale Wärmeentwicklung im Beton erfasst werden:

$$Q(t_i) = Q(t_e)$$

$$q_b(t_i) = Z \cdot f(t_e) \cdot g(T_i) = Z \cdot q_{iso}(t_e) \cdot Ft(T_i) \quad [\text{kJ/m}^3\text{h}] \quad (2.39)$$

Man erkennt den Einfluss der Reifefunktion, welche einerseits die Reaktionsgeschwindigkeit und andererseits über die Reifezeit den Wert der Formfunktion $q_{iso}(t_e)$ bestimmt.

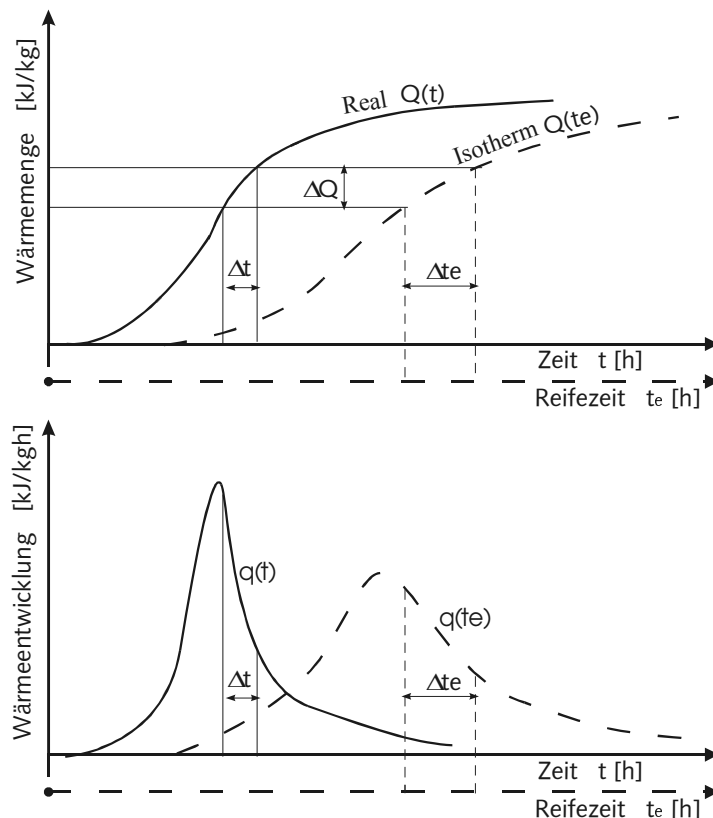


Bild 2.6: Prinzip der Modelle auf Basis adiabatischer Versuche

Zur Bestimmung der Formfunktion $q_{iso}(t_e)$ werden hier Ansätze aus der Literatur [31-34] gewählt, welche qualitativ den Verlauf der Entwicklung der Wärmemenge bzw. des Hydratationsgrades in S-Form beschreiben (Bild 2.4). Um die Ansätze zu differenzieren,

wird als Kriterium die Parameteranzahl der Gleichungen gewählt. Auf diese Weise kann das breit vorhandene Gleichungsspektrum (Tabelle 2.1) erfasst werden. Die Ansätze nach Tabelle 2.1 werden in der Literatur meistens für den Hydratationsgrad $\alpha(t_e)$ angegeben. Zur Anwendung der Gl. (2.40) werden vom Verfasser in der Tabelle 2.1 die Zusammenhänge der entsprechenden Ansätze für die Hydratationsrate $\partial\alpha(t_e)/\partial t_e$ angegeben.

$$q_{iso}(t_e) = Q_{\infty,z} \cdot \frac{\partial\alpha(t_e)}{\partial t_e} \quad [\text{kJ/kg.h}] \quad (2.40)$$

Die Wärmemenge bei vollständiger Hydratation $Q_{\infty,z}$ wird in der vorliegenden Arbeit aus den Teilwärmern der Klinkerphasen und Zumahlstoffe nach *Locher* [19] berechnet (s. Bild 2.3 – theoretische Endwerte und Tabelle A1.4). Die Berechnung der Klinkerphasen erfolgt nach *Bouge* [27-29].

Tabelle 2.1: Ansätze zur Erfassung des Hydratationsgrades und der Hydratationsrate

Autor	Hydratationsgrad $\alpha(t_e)$	Hydratationsrate $\partial\alpha(t_e)/\partial t_e$
<i>Wesche</i> [31] (2 Parameter)	$EXP(-a \cdot t_e^{-b})$ (2.41)	$\alpha(t_e) \cdot a \cdot b \cdot t_e^{-b-1}$ (2.44)
<i>Jonasson</i> [32] (3 Parameter)	$EXP\{-a \cdot [LN(1+t_e/t_k)]^{-b}\}$ (2.42)	$\alpha(t_e) \cdot [(a \cdot b)/(t_k + t_e)] \cdot [LN(1+t_e/t_k)]^{-b}$ (2.45)
<i>Rastrup</i> [33,34] (4 Parameter)	$c + n \cdot EXP[-a \cdot t_e^{-b}]$ (2.43)	$a \cdot b \cdot n \cdot EXP(-a \cdot t_e^{-b}) \cdot t_e^{-b-1}$ (2.46)
a, b, t _k , c, n: nichtlineare Regressionsparameter		

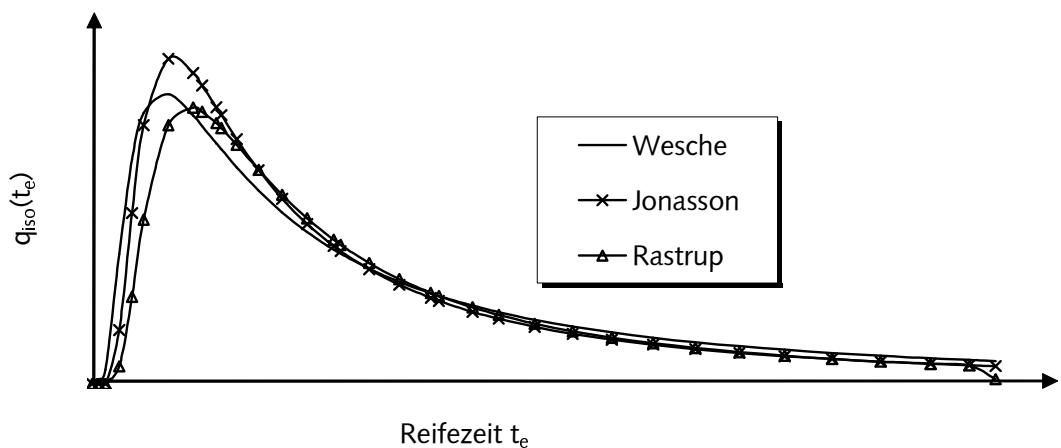


Bild 2.7: Ansätze in Abhängigkeit der Reifezeit

Die Ansätze nach Tabelle 2.1 sind mit Hilfe von Gl. (2.40) vom Verfasser in Bild 2.7 qualitativ ausgewertet worden. Die Phase I nach Bild 2.4 wird in den Ansätzen vernachlässigt, da der Beitrag der Hydratationswärme in dieser Phase minimal ist.

Quantitativ ist anzunehmen, dass die Erhöhung der Parameteranzahl mit einer Steigerung der Genauigkeit verbunden ist. Jedoch steigt auch der mathematische Aufwand zur Berechnung der nichtlinearen Regressionsparameter. Deswegen wird im Abschn. 5 die Eignung der Ansätze in Abhängigkeit von der Zementart untersucht. Dafür werden eigene Versuche zur Bestimmung der Hydratationswärme im Beton unter adiabatischen Randbedingungen durchgeführt.

2.4.4 Berechnung der Hydratationswärme in Abhängigkeit des Hydratationsgrades

Das Prinzip der Berechnung nach Abschn. 2.4.3 behält hier weiter seine Gültigkeit. Jedoch wird die Formfunktion in Abhängigkeit des Hydratationsgrades bestimmt. Es gilt also:

$$q_b(\alpha) = Z \cdot f(\alpha) \cdot g(T_i) = Z \cdot q_{iso}(\alpha) \cdot Ft(T_i) \quad (2.47)$$

Die Formfunktion wird mit Hilfe von DCA - Messungen abgeleitet. Hier entspricht die Realzeit t der Reifezeit t_e . Dabei werden die gemessenen Werte der Wärmeentwicklung $q_{iso}(t_e)$ in Abhängigkeit des Hydratationsgrades dargestellt. Da $q_{iso}(\alpha)$ von der Standardtemperatur T_5 abhängig ist, kann durch die Bildung des Verhältnisses zwischen der aktuellen Wärmeentwicklung q_{iso} und ihrem Maximalwert $q_{iso,max}$ eine temperaturunabhängige Formfunktion $f_1(\alpha)$ gewonnen werden (Bild 2.8).

$$q_{iso}(\alpha) = f_1(\alpha) \cdot q_{iso,max} \quad \text{bzw.} \quad q_{iso}(\alpha) = f_1(\alpha) \cdot Q_{\infty,Z} \cdot (\partial\alpha/\partial t_e)_{iso,max} \quad (2.48)$$

Der aktuelle Hydratationsgrad wird dann aus der aktuellen Wärmeentwicklung gewonnen:

$$\alpha(t) = \frac{1}{Q_{\infty,Z}} \int q_b(t) \cdot dt \quad \text{bzw.} \quad \alpha_i = \alpha_{i-1} + \frac{1}{Q_{\infty,Z}} \sum \Delta q_b(t) \cdot \Delta t \quad (2.49)$$

Einige Ansätze aus der Literatur [35-39] zur Erfassung der Funktion $f_1(\alpha)$ sind in Tabelle 2.2 angegeben und nach Bild 2.8 durch den Verfasser ausgewertet. Die Ansätze unterscheiden sich wesentlich in der Erfassung der Induktionsphase (Phase II nach *Kondo* [22]). Der Ansatz von *Schlüßler*, auch Potenz-Triebkraft-Modell genannt, wird in der Literatur [35-37] in drei Varianten angegeben. Das Modell *Schlüßler1* [35], Gl. (2.50) mit $(\alpha-\varepsilon)$, gibt qualitativ am besten den Verlauf der Wärmeentwicklung nach Bild 2.4 wieder. Zur Erfassung der Induktionsperiode wurde das Modell *Schlüßler3* [37], Gl. (2.50) mit $(\alpha+\varepsilon)$, verwendet. Bei den Voruntersuchungen durch den Verfasser wurden Schwierigkeiten bei der Kalibrierung der freien Parameter festgestellt, da die Funktion nicht bei Null beginnt. *Fischer et. al.* [37] verwenden das Modell *Schlüßler2* [36], Gl. (2.50) mit $(\varepsilon=0)$, wo die Wärmeentwicklung bei Null beginnt. Diese Annahme entspricht qualitativ dem Ansatz von *Schutter/Taerwe* [38]. Der Ansatz von *Reinhardt* [39] gilt erst ab $\alpha=\varepsilon$. Die Induktionsphase erfasst er mit einem sogenannten Streckungsparameter, was qualitativ auch dem Ansatz *Schlüßler2* entspricht.

Tabelle 2.2: Ansätze zur Erfassung der Formfunktion

Autor	Formfunktion $f_1(\alpha) = q_{iso}(\alpha) / q_{iso,max}(\alpha)$
<p><i>Schlüßler</i> [35-37]</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Schlüßler1</i>: $[\alpha(t) - \varepsilon]$ • <i>Schlüßler2</i>: $[\alpha(t) + \varepsilon = 0]$ • <i>Schlüßler3</i>: $[\alpha(t) + \varepsilon]$ 	$\left(\frac{ \alpha(t) \mp \varepsilon }{\alpha_w \mp \varepsilon} \right)^m \cdot \left(\frac{1 - \alpha(t)}{1 - \alpha_w} \right)^n$ <p style="text-align: right;">(2.51)</p>
<p><i>Schutter/Taerwe</i> [38]</p>	$c \cdot \{ \text{SIN}[\alpha(t) \cdot \pi] \}^a \cdot \text{EXP}(-b \cdot \alpha(t))$ <p style="text-align: right;">(2.51)</p>
<p><i>Reinhardt</i> [39]</p>	$a \cdot \alpha(t)^2 \cdot \text{EXP}(-b \cdot \alpha(t)^3) + c \cdot \alpha(t) \cdot \text{EXP}(-d \cdot \alpha(t))$ <p style="text-align: right;">(2.52)</p>
<p>α_w: Hydratationsgrad bei $q_{iso,max}$ ε: Ende der Induktionsphase ($\alpha = \varepsilon$), also Phase II nach Bild 2.5 a, b, c, d, n, m: Nichtlineare Regressionsparameter</p>	

Das Potenz-Triebkraft-Modell von *Schlüßler* (Bild 2.8) erfasst damit qualitativ das Spektrum der Ansätze nach Tabelle 2.2. Anhand von DCA-Messungen werden im Abschn. 5 Untersuchungen zur Klärung der Modellierung der Induktionsphase durchgeführt. Auf die Ansätze von *Schutter/Taerwe* [38] sowie *Reinhardt* [39] wird nicht mehr eingegangen.

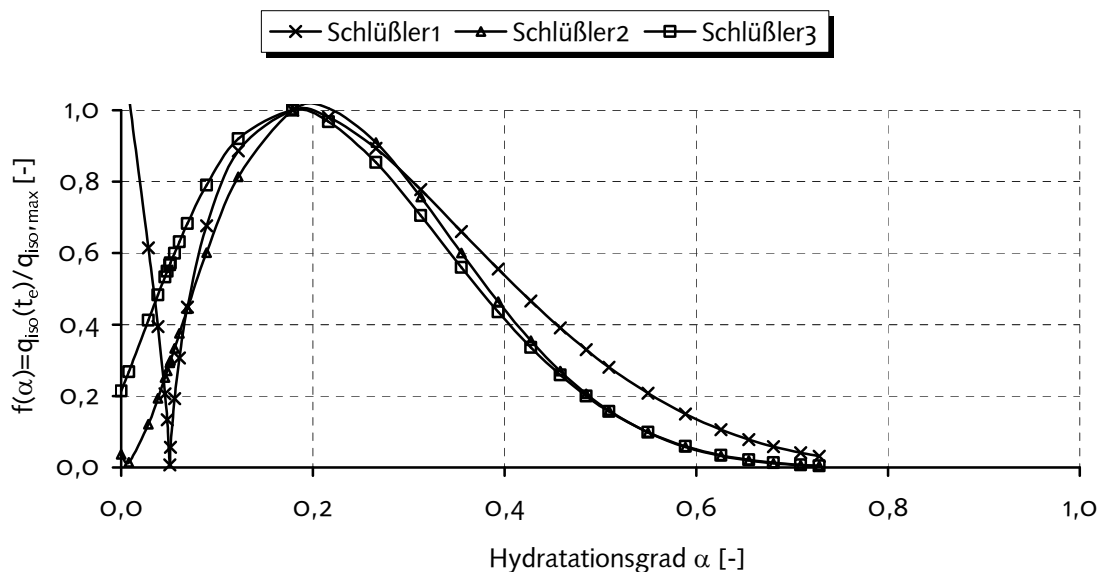


Bild 2.8: Ansätze in Abhängigkeit des Hydratationsgrades

2.5 Eigene Versuche zur Messung der Hydratationswärme

2.5.1 Messverfahren

Durch messtechnische Untersuchungen können die Einflüsse des Zementes und des w/z-Wertes auf die Hydratationswärme des Betons (Abschn. 2.4.1) erfasst werden. Der Einfluss der Temperatur wurde im Abschn. 2.4.2 betrachtet. Die Messung der Hydratationswärme kann mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie, Lösungskalorimetrie und Differential-Kalorimetrie-Analyse (DCA) durchgeführt werden.

Bei der adiabatischen Kalorimetrie wird die Temperatur der Umgebung durch einen Regelmechanismus zu jedem Zeitpunkt der Messung auf die Temperatur der Betonprobe eingestellt. Das Ergebnis der Messung ist die adiabatische Temperaturerhöhung im Beton. Daraus können die Wärmemenge und die Wärmeentwicklung des Betons nach Gl. (2.7) abgeleitet werden.

Die Differential-Kalorimetrie-Analyse (DCA) ist ein isothermes Verfahren, d. h. dass die Temperatur während der Messung konstant bleibt. Als Probe werden 4 g Zementleim verwendet. Bei der DCA wird die Wärmeleitfähigkeit zwischen einer inneren Kammer (Messzelle) und ihrer Umgebung um ein Vielfaches erhöht und der Wärmefluss gemessen. Das Verfahren eignet sich bis zu einem Probealter < 3 Tage. Ergebnis der Messungen ist hier eine kontinuierliche Erfassung der Wärmemenge und der Wärmeentwicklung des Zementes.

Ein weiteres isothermes Verfahren ist die Lösungskalorimetrie. Die Hydratationswärme wird als Differenz zwischen der Lösungswärme einer trockenen unhydratisierten Zementprobe und einer über eine gewisse Zeit hydratisierten Zementprobe ermittelt. Diese Methode eignet sich für ein Betonalter > 3 Tage und ist in der DIN 1164, Teil 8 [23] genormt. Als Messergebnis wird die Wärmemenge des Zementes bei unterschiedlichen Zeitpunkten wie z. B. $t = 3d, 7d$ und $28d$ angegeben. Diese können bei Berechnungen als Richtwerte verwendet werden.

Vergleicht man die adiabatische Kalorimetrie an Betonproben und die Differenzen-Kalorimetrie-Analyse an Zementleimproben als kontinuierliches Verfahren zur Bestimmung der Wärmeentwicklung, dann ist der Versuchsaufwand bei einer DCA-Messung geringer.

2.5.2 Adiabatische Versuche am Betonkalorimeter

Durch die Versuche unter adiabatischen Randbedingungen kann der Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Wärmeentwicklung erfasst werden [126]. Bei den Versuchen wurde die Zementart und -menge variiert. Es wurden Zemente des Werk A (Tabelle 2.3) verwendet. Der Beton wurde mit einem maximalen Zuschlagskorn von 16 mm hergestellt und die Sieblinie des Zuschlagsgemisches lag im Bereich AB 16 (Bereich 3) nach DIN 1045 [50]. Tabelle 2.3 gibt die Zusammensetzung der verwendeten Betone an.

Das verwendete Betonkalorimeter ist in Bild 2.9 dargestellt. Der Probekörper hat eine Abmessung von 24,0 cm Durchmesser und 27,5 cm Höhe. Die Wärmeabgabe der Probe wird durch ein System Luftschicht-Schaumpolystyrol-Luftschicht (Umgebung) verhindert. Der Temperatureausgleich zwischen der Probe und der Umgebung fand bei $\pm 0,015K$ statt.

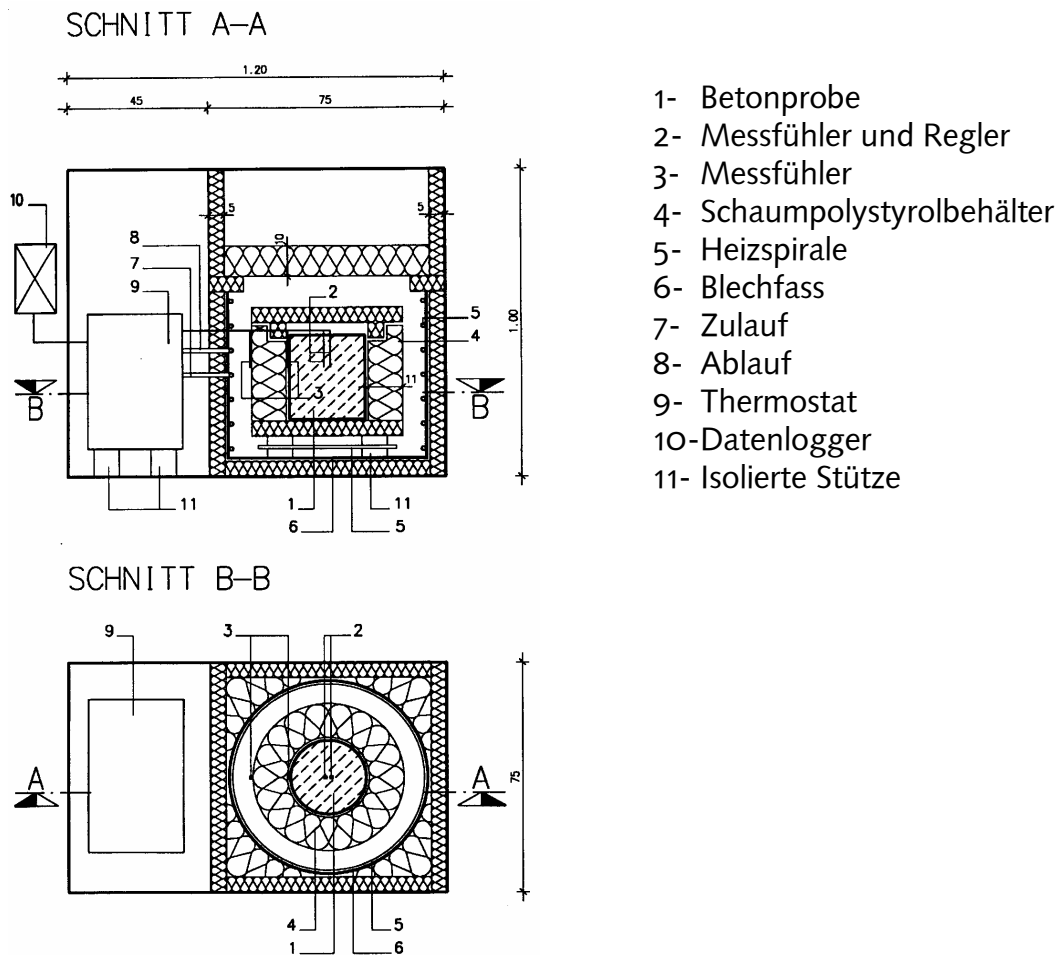


Tabelle 2.3: Zusammensetzung der verwendeten Betone

Beton	Zementart	Zementmenge	Flugasche	w/z-Wert	Zuschlag-Gehalt	Anfangstemperatur
	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
B1	CEM III/B 32,5 NW/HS/NA	330	---	0,60	1775	21,60
B2	CEM I 32,5 R	280	60	0,61*	1823	22,43
B3	CEM I 32,5 R	340	---	0,50	1843	22,18
B4	CEM I 42,5 R	450	---	0,43	1687	23,72
B5	CEM I 52,5 R	330	---	0,60	1775	21,23
B6	CEM I 32,5 R	340	---	0,50	1780	27,92

* Wasser/Bindemittelwert: 0,50

Die gemessenen Betontemperaturen sind in Bild 2.10 aufgezeichnet. Die Temperaturmaxima sind abhängig von der Zementfestigkeitsklasse und Zementmenge. Aufgrund der vergleichsmäßig höher Zementmenge wurden beim Beton B4 (CEM I 42,5R) höhere Temperaturen als beim Beton B5 (CEM I 52,5R) festgestellt. Beim Beton mit der Zementfestigkeitsklasse 32,5 wurde der Weg bis zum Erreichen der maximalen Temperatur variiert. In den ersten 60 Stunden sind Unterschiede in den Temperaturen aufgrund der unterschiedlichen Betonanfangstemperaturen, der Zugabe von Flugasche sowie der Verwendung von Hochofenzementen entstanden. Nach 60 Stunden tendieren alle Betone dieser Gruppe zur selben maximalen Temperatur.

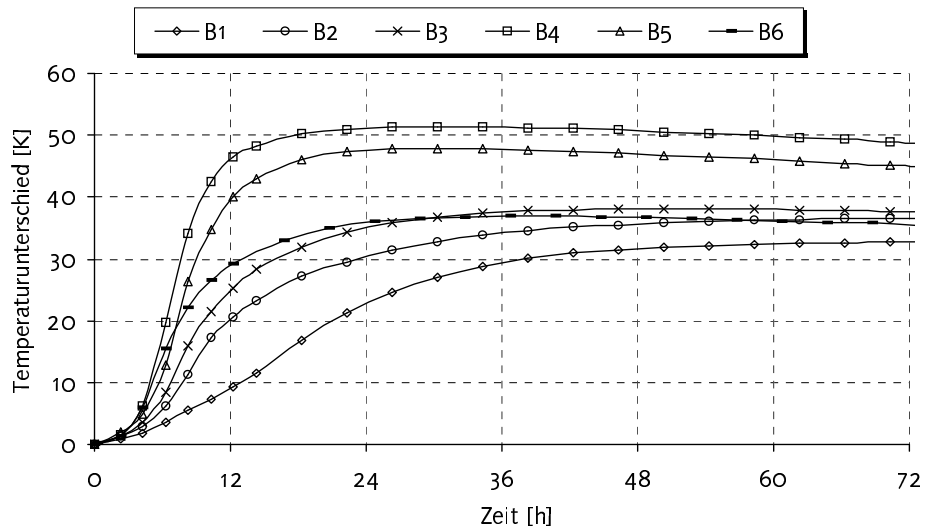


Bild 2.10: Adiabatische Temperaturen

2.5.3 Isotherme Versuche (DCA) am Zementkalorimeter

Bei der zweiten Versuchsgruppe wurde der Einfluss des Zementes auf die Wärmeentwicklung bei konstanter Temperatur von 25°C untersucht. Aufgrund des geringen Versuchsaufwandes und der Versuchsdauer wurde neben der Zementart auch der Einfluss unterschiedlicher Herkunft des Zementes, d. h. unterschiedliche Zementwerke, analysiert.

Die Messzelle ist mit einer Wasserkühlung ausgestattet, welche eine konstante Umgebungstemperatur ermöglicht. Bei den Messungen wurde ein w/z-Wert der Zementleimprobe von 0,5 verwendet. Die Messzeit betrug 72 h. Die verwendeten Zemente sind in Tabelle 2.4 dargestellt. Gemessen wird, im Gegensatz zur adiabatischen Messung, die Hydrationswärme und die Hydrationswärmeentwicklung des Zementes (Bild 2.11).

Tabelle 2.4: Verwendete Zemente bei der DCA-Messungen

Bez.	Zementart	Werk
Z1	CEM III/A 32,5 NW/NA	A
Z2, Z3, Z4	CEM III/B 32,5 NW/HS/NA	A, B, E
Z5, Z6, Z7, Z8	CEM I 32,5 R	A, A, B, C
Z9, Z10, Z11, Z12, Z13, Z14	CEM I 42,5 R	A, A, B, B, C, D
Z15, Z16	CEM I 42,5 R	Luanda - Angola
Z17, Z18	CEM I 52,5 R	A, B

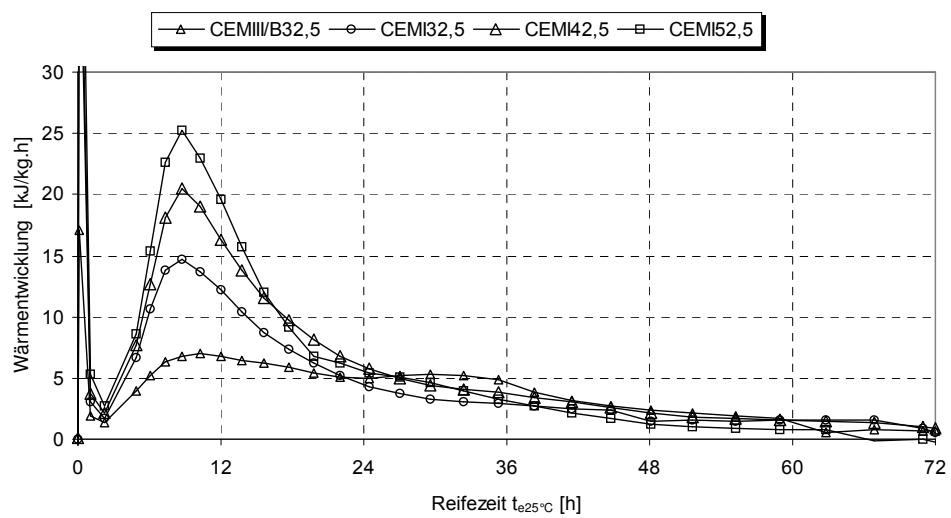
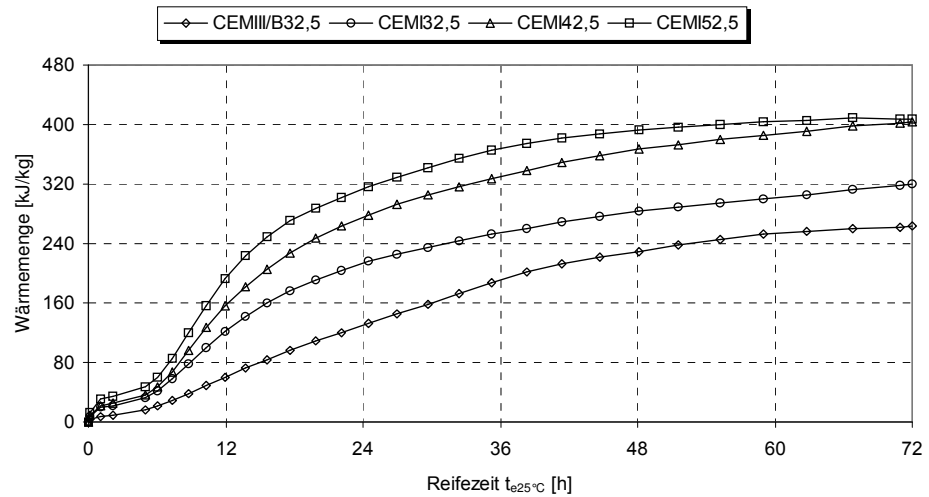


Bild 2.11: Hydratationswärmemenge und Hydratationswärmeentwicklung bei unterschiedlichen Zementarten

Die Anzahl der untersuchten Zemente ist nicht ausreichend, um die Streuung infolge unterschiedlicher Herkunft der Zemente zu erfassen [126]. Deswegen wird für jede Zementart die Streuung vereinfachend mit den Mittelwerten berücksichtigt (Bild 2.12).

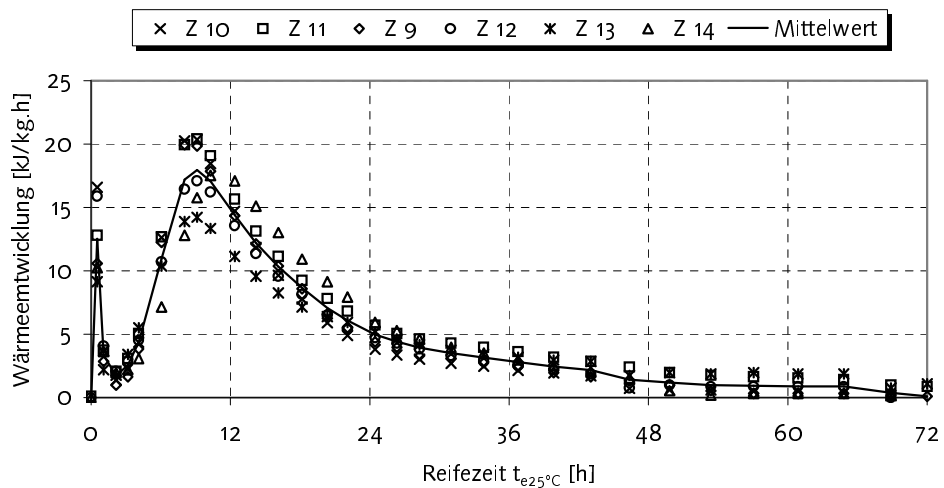


Bild 2.12: Einfluss der unterschiedlichen Herkunft des Zementes CEM 42,5R auf die Wärmeentwicklung

2.5.4 Verifikation der Reifefunktion

Die Ergebnisse der Versuche mit unterschiedlichen Betonzusammensetzungen und Zementarten werden als Basis zur Berechnung der Wärmeentwicklung im Bauteil benötigt. Die Reifefunktion spielt dabei eine Schlüsselrolle, auf die im weiteren näher eingegangen wird.

Sind adiabatische Temperaturerhöhungen als Versuchsergebnisse vorhanden, dann kommt die Reifefunktion zweimal zum Einsatz. Im ersten Schritt wird sie benötigt, um die Wärmemenge und -entwicklung für den isothermen aus dem adiabatischen Zustand zu gewinnen (Bild 2.13). Der zweite Einsatz erfolgt, um die reale Wärmeentwicklung im Bauteil aus dem isothermen Zustand zu berechnen.

Die Verwendung einer Reifefunktion, welche der tatsächlichen Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes nicht entspricht, führt bei dieser Vorgehensweise trotzdem zu einer „korrekten“ Berechnung der realen Wärmeentwicklung im Bauteil. Durch den zweimaligen Einsatz der Reifefunktion kann sich der „Fehler“ ausgleichen.

Ist jedoch die Wärmemenge und -entwicklung unter isothermen Randbedingungen aus Messungen gegeben, dann wird die Reifefunktion nur einmal benötigt. Mit Hilfe der Reifefunktion wird die Wärmeentwicklung des realen Zustands im Bauteil aus dem isothermen Zustand ermittelt. Die Reifefunktion, welche die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes nicht zutreffend wiedergibt, würde hier zu fehlerhaften Werten der realen Wärmeentwicklung führen. Bei Vorhandensein von isothermen Messwerten der Hydratation ist es sinnvoll, die Eignung der Reifefunktion anhand von Messwerten zu verifizieren.

In Bild 2.13 ist die Wärmemenge und Wärmeentwicklung in Abhängigkeit der Reifezeit $t_{e25^{\circ}\text{C}}$ für zwei Betone gleicher Zementart, -menge und w/z-Wert, jedoch unterschiedlicher Anfangstemperaturen, dargestellt. Aus dem Vergleich kann die Reifefunktion beurteilt werden.

Für die Wärmemenge ergibt sich besonders am Anfang eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Betonen. Im Endbereich sind geringe Abweichungen entstanden. Die Abweichungen führen kaum zu Unterschieden in der Wärmeentwicklung beider Betone. Das zeigt, dass die hier gewählte Reifefunktion geeignet ist, um die Reaktionsgeschwindigkeit der hier verwendeten Betone wiederzugeben. Die Entscheidung in Abschn. 2.4.2 für die Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben wird hier als korrekt bestätigt.

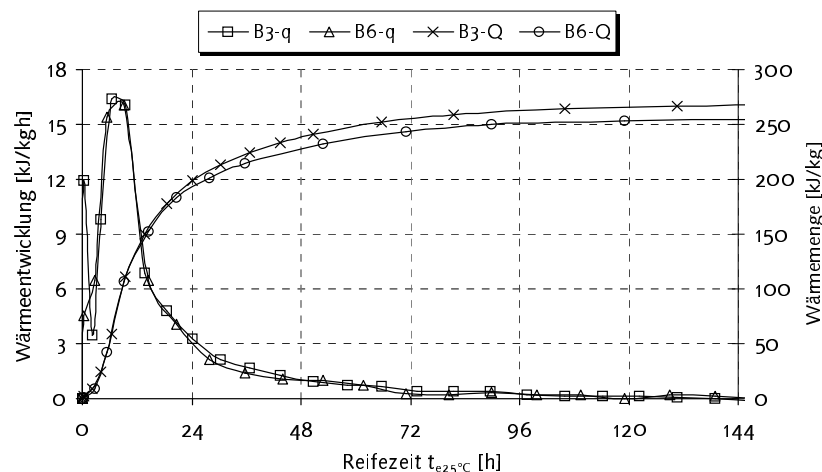


Bild 2.13: Beurteilung der Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben

2.5.5 Vergleiche zwischen beiden Versuchen

Die Hydratationswärme wird bei der Temperaturfeldberechnung durch die Wärmeentwicklung berücksichtigt. Deswegen wird in diesem Abschnitt der Einfluss der Messverfahren und der w/z -Wert auf die Wärmeentwicklung untersucht. Dafür werden für den selben Zement die Versuche unter adiabatischen und isothermen (DCA) Randbedingungen anhand der Hydratationswärmeentwicklung verglichen. Die Transformation der Zeit in die Reifezeit erfolgt bei den adiabatischen Versuchen für eine Standardtemperatur von $T_s=25^\circ\text{C}$.

Das Ergebnis des Vergleiches ist beispielsweise für den Zement CEM I 32,5 R im Bild 2.14 dargestellt. Durch gleichen w/z -Wert der Beton- und Zementleinproben von 0,5 lässt sich der Einfluss der Messverfahren auf die Wärmeentwicklung beurteilen. Die Wärmeentwicklungskurve aus der DCA-Messung ist etwa um 2 Stunden nach rechts verschoben. Weiterhin ist der Wert der Wärmeentwicklung bei Ende der Induktionsperiode (Phase II nach Bild 2.4) zu niedrig. Bei einer Temperaturfeldberechnung führt das zu einer zu lang andauernden Induktionsperiode. Die Versetzung der Wärmeentwicklungskurve um ca. 2 Stunden führt zu höheren Endwerten der Temperatur. Aus diesem Grund wurden die DCA-Messergebnisse durch Verschiebung der DCA-Kurve (isotherm*) nach links korrigiert (Bild 2.14). Damit wird eine bessere Übereinstimmung zwischen der Wärmeentwicklung aus dem isothermen und adiabatischen Zustand in der Anfangsphase erreicht.

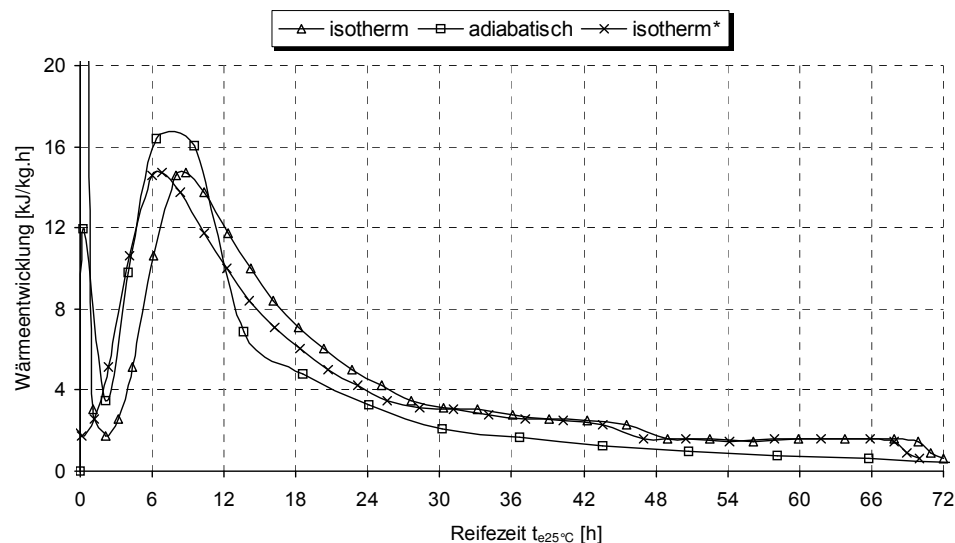


Bild 2.14: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 32,5 R (B3) bei gleichem w/z -Wert von 0,5

In den Bildern 2.15 und 2.16 ist die Wärmeentwicklung bei niedrigen und höheren w/z -Werten dargestellt. Ein eindeutiger und signifikanter Einfluss der w/z -Werte auf die Wärmeentwicklung in den ersten 72 Stunden ist aus den Messergebnissen nicht zu entnehmen. Damit werden die Ergebnisse von *Talpin* [20] bestätigt (Abschn. 2.1). Bei dieser Wertung wurde angenommen, dass die Qualität der DCA-Messergebnisse nicht durch die Zementart beeinflusst wurde. Diese Annahme wird hier gestützt, da der Verlauf der Wärmetwicklung in den Bildern 2.14-2.16 keine tendenzielle Abhängigkeit von der Zementart aufweist. Es lässt sich damit resümieren, dass die Abweichungen zwischen der isothermen und adiabatischen gewonnenen Wärmeentwicklung auf das Messverfahren zurückzuführen und als gering zu bewerten sind. Beide Messergebnisse

werden damit als gleichwertig angesehen und sind geeignet um die Formfunktion zu bestimmen.

Die Temperaturberechnung wird im Abschnitt 5 durchgeführt. Durch die Bestimmung der Wärmemenge bei vollständiger Hydratation $Q_{\infty,z}$ aus der Teilwärme der Klinkerphasen wird der Einfluss der w/z-Werte auf $Q_{\infty,z}$ vernachlässigt. Die Berechnungen der adiabatischen Temperatur in der Literatur [4], [21], [59] unter der Vernachlässigung dieses Einflusses führten trotzdem zur guten Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Deswegen wird in der vorliegenden Arbeit unabhängig vom Messverfahren die Wärmemenge $Q_{\infty,z}$ aus der Teilwärme der Klinkerphasen abgeschätzt.

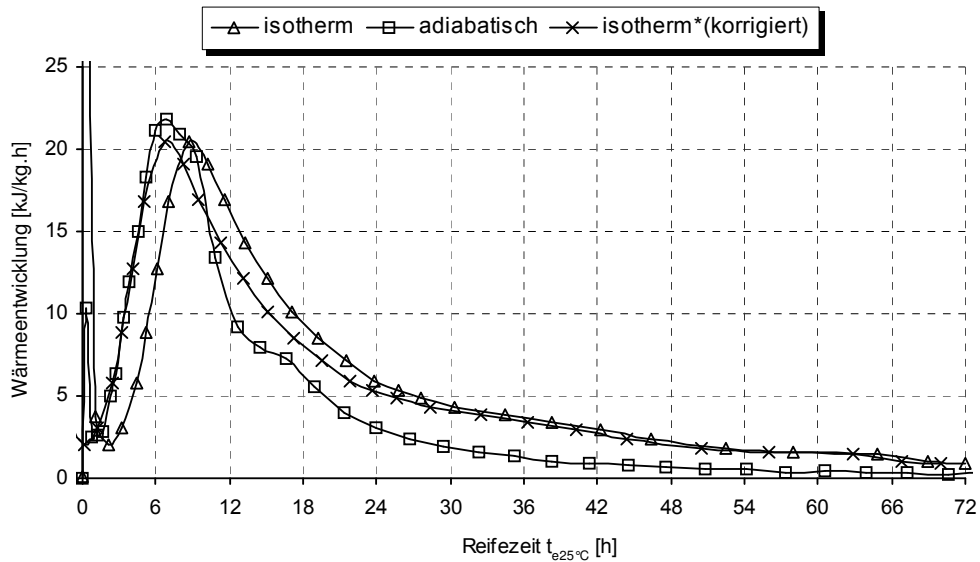


Bild 2.15: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 42,5 R (B3) mit niedrigen w/z-Wert von 0,43

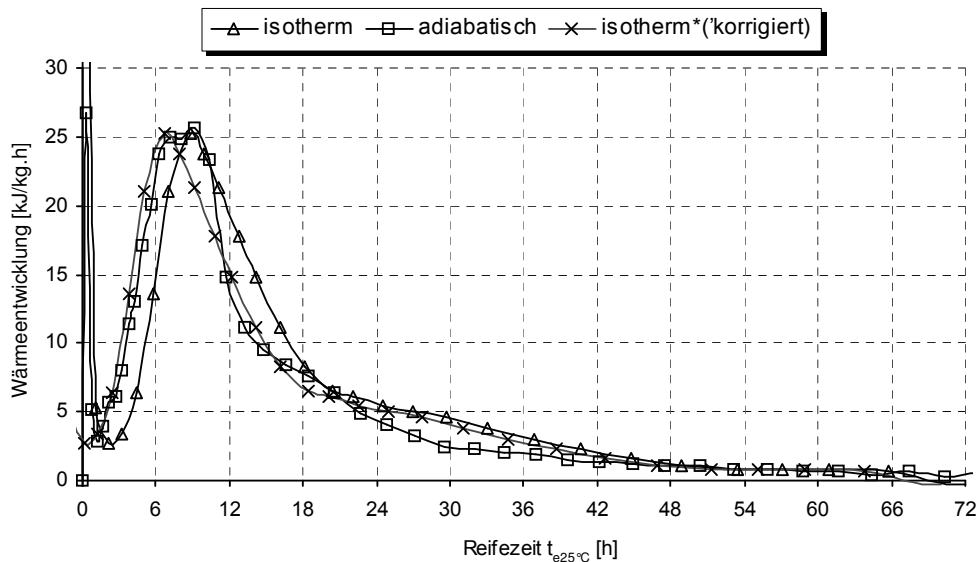


Bild 2.16: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 52,5 R (B5) mit höheren w/z-Wert

2.6 Thermische Materialkennwerte

2.6.1 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitzahl des Betons wird durch die Art und Menge der Zuschlagstoffe, den Wasser- und Luftporengehalt sowie die Temperatur bestimmt. Durch den Einfluss der Temperatur und des Wassergehaltes hängt die Wärmeleitzahl auch vom Hydratationsgrad und damit auch vom Alter ab. Für Normalbeton (erhärteter Beton) schwankt die Wärmeleitzahl zwischen 4,32 und 12,6 kJ/(mKh). In Abhängigkeit der Zuschlagart ergeben sich die Wärmeleitzahlen nach Tabelle 2.5 [40].

Tabelle 2.5: Wärmeleitzahl des Betons λ in Abhängigkeit der Zuschlagart [40]

Zuschlagsart	Quarz	Dolomit	Kalkstein	Granit	Basalt
Wärmeleitzahl λ [kJ/(mKh)]	12,6	11,52	9,36-11,88	9,36-9,72	6,84-7,92

Für den Frischbeton kann die Wärmeleitzahl bei gegebener Betonzusammensetzung nach Mandry [45] wie folgt berechnet werden:

$$\lambda_o = \sum (g_i \cdot \lambda_i) \quad (2.53)$$

Mit λ_i Wärmeleitzahl des Betonausgangsstoffs nach Tabelle 2.6
 g_i : Anteil des Betonausgangsstoffs an der Frischbetonmasse [M-%]

Tabelle 2.6: Wärmeleitzahl der Betonausgangsstoffe [45]

Betonausgangsstoffe	Wasser	Zement	Zuschlag		
			Kalkstein	Granit	Basalt
Wärmeleitzahl λ [kJ/(mKh)]	2,16	4,43	9,36-14,4	9,36-10,4	6,84-7,92

Wertet man die Gl. (2.53) für die Betonzusammensetzung z. B. nach Tabelle 2.3 aus, so ist die Wärmeleitzahl des Frischbetons 25% bis 45% größer als die des Normalbetons. Diese Tendenz lässt sich auch aus den Untersuchungen von Hundt [41] erkennen (Bild A1.2). Dort ergab sich bei Lagerungstemperaturen zwischen 20°C und 80°C, z.B. bei Steigerung des Wassergehaltes im Beton von ca. 1 Vol.% bis ca. 7 Vol.% , eine Zunahme der Wärmeleitzahlen um 10-50%.

Die zeitliche Entwicklung der Wärmeleitzahlen $\lambda(\alpha, t)$ vom jungen Beton wird in der Literatur unterschiedlich dargelegt. Eine lineare Abnahme der Wärmeleitzahl mit zunehmenden Hydratationsgrad wird von Reinhardt et. al [39] angegeben. Ähnliche Tendenz ist aus Brown et al. [42] zu entnehmen. Versuche von Staffa [43] zeigen jedoch fast keine Veränderung der Wärmeleitzahl mit zunehmender Alter.

Unter der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Wärmeleitzahl und Hydratationsgrad folgt die Wärmeleitzahl für den jungen Beton

$$\lambda(\alpha, t_e) = \lambda + (\lambda_o - \lambda) \cdot \alpha(t_e) \quad (2.54)$$

Bei thermischen Berechnungen von Hamfler [6] wurde nur eine geringfügige Änderung der Temperatur bei Variation der Wärmeleitzahlen festgestellt. Deswegen kann bei Temperaturfeldberechnungen eine konstante Wärmeleitzahl angenommen werden. In der Gl. (2.54) kann man dementsprechend einen mittleren Hydratationsgrad verwenden.

2.6.2 Spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität des Betons hängt u.a. vom Wassergehalt sowie der Temperatur, und damit auch vom Hydratationsgrad ab. Sie liegt für Normalbeton im Bereich zwischen 0,85 und 1,15 kJ/(kgK) [40].

Bei steigendem Hydratationsgrad nimmt die spezifische Wärmekapazität ab. Bei den Untersuchungen von *Staffa* [43] wurde bei Steigerung des Hydratationsgrades von 0 bis 1 eine Abnahme der spezifischen Wärmekapazität von ca. 5 bis 10% festgestellt. Dieser Bereich wird auch von *van Breugel* [46] angegeben. *Reinhardt et. al* [39] gibt hierfür 25% an.

Unter der Annahme, dass keine Austrocknung erfolgt, formuliert *van Breugel* [47] die spezifische Wärmekapazität für den jungen Beton aus der Betonzusammensetzung:

$$c_b = G_s \cdot c_s + G_z \cdot c_z + G_w \cdot c_w - 0,2 \cdot G_z \cdot \alpha(t) \cdot c_w \quad [\text{kJ}/(\text{kgK})] \quad (2.55)$$

mit G_s, G_z, G_w Gewichtsanteile von Zuschlag, Zement und Wasser [-]
 c_s, c_z, c_w spezifische Wärme des Zuschlags, Zementsteins, und Wassers [6] [kJ/(kgK)]
 $c_s = 0,7 \dots 0,9$ $c_z = 0,84$ $c_w = 4,2$

Vergleichsrechnungen nach *Hamfler* [6] mit variierten Wärmekapazitäten ergaben nur geringe Unterschiede bei den errechneten Temperaturverläufen. Die Voraussetzung dafür war, dass die gleichen Werte der spezifischen Wärmekapazität bei der Berechnung der Hydratationswärme aus der adiabatischen Temperaturerhöhung und bei der Temperaturfeldberechnung im Bauteil verwendet wurden. Deshalb kann bei Gl. (2.55) ein konstanter mittlerer Hydratationsgrad angenommen werden.

2.7 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde die Fouriersche Wärmeleitungsgleichung für den jungen Beton gelöst. Schwerpunkt dabei bildet die Simulation der äußeren Wärme infolge Klima und inneren Wärme infolge Hydratationswärme.

Das Klima wurde rechnerisch durch die Tagesgänge der äußeren Wärme oder der idealen Außenlufttemperatur erfasst. Der Berechnungsansatz für die Stromdichte infolge kurzweiliger Strahlung wurde anhand von meteorologischen Messungen verifiziert und ist für beliebige geographische Standorte anwendbar. Die Beurteilung der gesamten Wärmebilanz an der Bauteiloberfläche wird im Abschnitt 5 durchgeführt. Die Untersuchungen werden durch eigene Versuche in situ gestützt.

Auf Grundlage der gesamten kinetischen Modelle wurden jeweils drei Berechnungsansätze in Abhängigkeit der Reifezeit und des Hydratationsgrades vorgestellt. Diese Ansätze sind qualitativ gut in der Lage die Wärmeentwicklung im Beton zu erfassen. Sie gestatten die Berechnung der Hydratationswärme mit unterschiedlicher mathematischer Herangehensweise. Bei der Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung wird der Temperatureinfluss anhand der Geschwindigkeitsfunktion separiert. Das ermöglicht die Bestimmung der Formfunktion mit Hilfe von Versuchsergebnissen. Es wurden dafür eigene Versuche mit unterschiedlichen Betonzusammensetzungen anhand der adiabati-

schen Kalorimetrie und unterschiedlichen Zementarten mit der isothermen Kalorimetrie (DCA) durchgeführt. Bei der Ableitung der Formfunktion wurde festgestellt, dass die Wärmeentwicklung im isothermen Zustand aus einer Betonprobe und aus einer Zementleimprobe wenig differieren. Voraussetzung dafür ist, dass die gewählte Reifefunktion das Verhalten des zu untersuchenden Zementes gut wiedergibt. Hierfür wurde anhand der Versuchsergebnisse die Eignung der Arrheniusfunktion bestätigt. Weiterhin war der Einfluss der w/z-Werte auf die Wärmeentwicklung in den ersten drei Tagen gering. Eine Abhängigkeit der DCA-Messergebnisse von der Zementart wurde in den Untersuchungen nicht festgestellt. Die Einbeziehung beider Versuchsergebnisse in den Berechnungsansätzen ist somit möglich.

3 Mechanisches Verhalten des jungen Betons

3.1 Thermische und hygrische Verformungen (lastunabhängige Verformungen)

3.1.1 Temperaturverformungen

Bei nicht verformungsbehinderten Betonbauteilen führt die Temperaturänderung ΔT zur Wärmedehnung ε_T , deren Größe von dem Proportionalitätsfaktor Wärmedehnzahl α_T in $1/K$ bestimmt wird:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (3.1)$$

Die Wärmedehnzahl α_T des Betons hängt nach *Emanuel und Hulse*y [48] von der Art und dem Anteil der Zuschläge, dem Feuchtezustand und dem Alter des Betons ab.

Die Wärmedehnzahlen der Zuschlagstoffe haben den größten Einfluss auf die Bestimmung der Wärmedehnzahlen des Betons, da diese bei üblichen Betonzusammensetzungen rd. 70-80% des Volumens einnehmen. Dabei ist der Einfluss der groben Zuschläge größer [48,49]. Die Wärmedehnung der Zuschläge wird stark von der mineralogischen Zusammensetzung bestimmt. Werte dafür werden von *Dettling* [49] in der Spanne von $11 \cdot 10^{-6}$ (Quarzit) bis $4 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (Kalkstein) angegeben.

Der Einfluss der Feuchte wurde u.a. von *Dettling* [49] untersucht. Aus Messungen an Zementsteinproben traten die größten Wärmedehnungen bei mittlerem Feuchtegehalt von 50 bis 70% relative Luftfeuchte auf [48], [49].

Für Normalbeton beträgt der Mittelwert der Wärmedehnzahl nach *DIN 1045* [50] $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Nach *Dettling* [49] kann die Wärmedehnzahl in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung und des Luftgehaltes berechnet werden. *Emanuel und Hulse*y [48] haben den Vorschlag von *Dettling* [49] durch weitere empirische Korrekturbeiwerte erweitert. Dadurch wird der Einfluss von Feuchte und Alter ab 6 Monaten berücksichtigt.

$$\alpha_T = f_T \cdot [f_F \cdot f_A \cdot \beta_P \cdot \alpha_P + \beta_{FZ} \cdot \alpha_{FZ} + \beta_{GZ} \cdot \alpha_{GZ}] \quad [1/K] \quad (3.2)$$

Mit: $\alpha_{P/FZ/GZ}$: Wärmedehnzahl der Zementpaste (p) bei Wassersättigung, der feinen Zuschläge (FZ) und der groben Zuschläge (GZ) (siehe Tabelle A2.1)

$\beta_{P/FZ/GZ}$: Volumenanteil von Zementpaste und von feinen sowie groben Zuschlägen

$f_{T/F/A}$: Korrekturfaktor für Temperatur, Feuchte und Alter (kann mit 1 angenommen werden)

Die Wärmedehnzahl für den Frischbeton lässt sich nach *Notling* [51] aus den einzelnen Wärmedehnzahlen der Ausgangsstoffe ermitteln. Sie beträgt etwa $20 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ und wird maßgeblich von der Größe der Wärmedehnzahl des Anmachwassers ($60 \cdot 10^{-6} K^{-1}$) beeinflusst.

Der Einfluss des Alters in den ersten 48 Stunden ist im Bild 3.1 qualitativ durch den Verfasser dargestellt. Die Ergebnisse wurden aus Messungen gewonnen und sind nicht einheitlich. Die Untersuchungen von *Weigler und Kral* [52] sowie *Notling* [51] zeigen einen oszillierenden Verlauf der Wärmeleitzahlen. *Notling* [51] begründet dies durch den Einfluss von Calcuimsulfatarten im Zement. Nach *Alexander* [53] nimmt die Wärmedehnzahl mit fortschreitender Hydratation ab und bleibt anschließend nahezu konstant. *Emborg* [54] stellt unterschiedliche Wärmedehnzahlen für die Erwärmungs- und Abküh-

lungsphase des jungen Betons fest. Die Werte bei der Erwärmung waren um ca. $2 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ größer als bei der Abkühlung.

Schlussfolgernd kann eine höhere Wärmedehnzahl in der Anfangsphase festgestellt werden. Ihre zeitliche Quantifizierung kann daraus aber nicht abgeleitet werden. Deswegen wird in der vorliegenden Arbeit die Wärmedehnzahl nach Gl. (3.2) ermittelt und konstant gehalten.

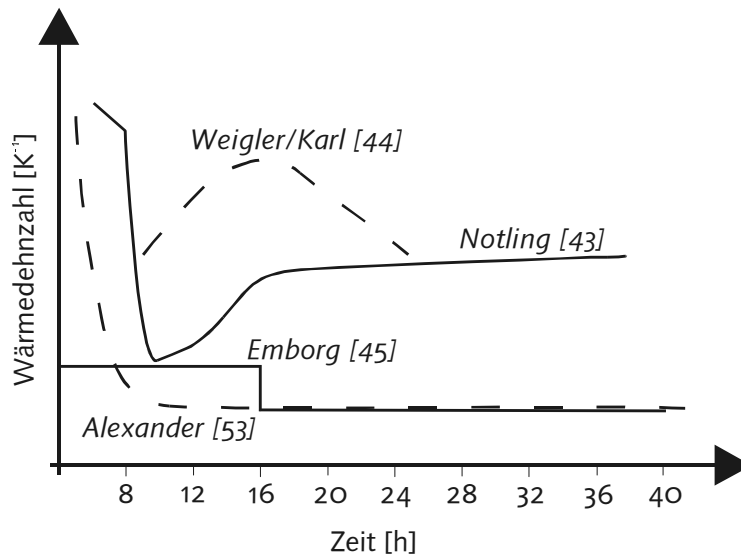


Bild 3.1: Wärmedehnzahlen des jungen Betons nach unterschiedlichen Autoren

3.1.2 Chemisches Schwinden und Quellen

Bei der Hydratation des Zements wird ein Teil des Anmachwassers chemisch gebunden. Bei der vollständigen Hydratation entsteht nach *Grübe* [55] eine Volumenabnahme von 25%. Dieser Vorgang wird als Schrumpfen oder chemisches Schwinden bezeichnet [55].

Der zeitliche Verlauf des chemischen Schwindens kann anhand von Bild 3.2 beurteilt werden. Dort sind vom Verfasser prinzipiell die Verformungen nach *Notling* [51] und die Spannungen nach *Schöppel* [3] und *Plannerer* [4] an Betonproben eingetragen. Dabei werden drei Stadien unterschieden:

- Stadium I: Anfangsverkürzung, welche durch die Wasserbindung bei der einsetzenden Reaktion von Zement und Wasser hervorgerufen wird (Bild 3.2a) [51]. Der Beton ist in dieser Phase noch plastisch. Bei Behinderung der Verformung entstehen deswegen keine Zugspannungen (Bild 3.2b)
- Stadium II: Rückverlängerung, die nach *Notling* [51] durch ein begrenztes Sulfattreiben im erstarrten Beton verursacht wird. Dadurch können die Druckspannungen nach (Bild 3.2b) erklärt werden. Nach *Plannerer* [4] wurden Druckspannungen von $\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$ bei konstanter Temperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ und $\sigma = 0,15 \text{ N/mm}^2$ bei $T = 40^\circ\text{C}$ gemessen. Diese Spannungen wurden bei einer Zeit von 24 h ($T = 20^\circ\text{C}$) bzw. 9 h ($T = 40^\circ\text{C}$) erreicht.
- Stadium III: Verkürzung, welche eigentlich das chemische Schwinden darstellt. Es findet ein Abbau der Druckspannungen statt (Bild 3.2b).

- Stadium IV: Die Zugspannungen beginnen sich nach *Plannerer* [4] ab einem Zeitpunkt von 39 h ($T = 20^\circ\text{C}$) und von 16 h ($T = 40^\circ\text{C}$) zu entwickeln. Nach 15 Tage wurden Zugspannungen von $\sigma = 1,45 \text{ N/mm}^2$ ($T = 20^\circ\text{C}$) und $\sigma = 1,60 \text{ N/mm}^2$ ($T = 40^\circ\text{C}$) gemessen.

Auch bei den Versuchen von *Schöppel* [3] zum chemischen Schwinden ergaben sich Druckspannungen kleiner als $\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$ und unterhalb von $\sigma = 1,2 \text{ N/mm}^2$.

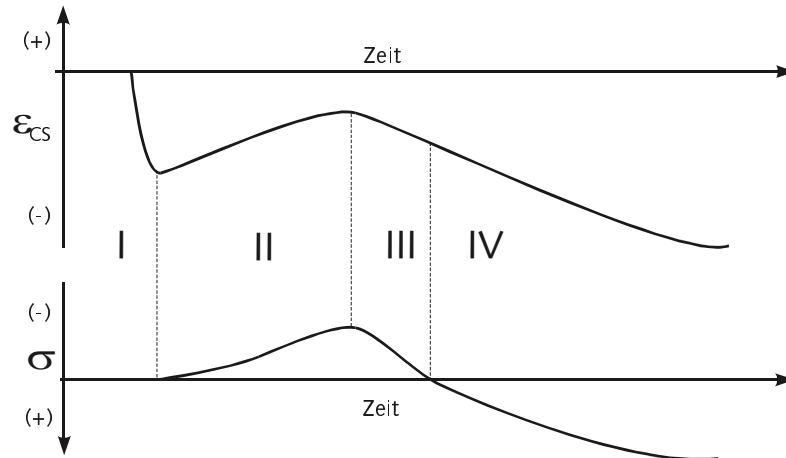


Bild 3.2: Verlauf der Verformungen und Spannungen bei konstanten Erhärtingstemperaturen.

Aus den Untersuchungen von *Schöppel* [3], *Plannerer*[4] und *Tazawa* [56, 57, 58] kann festgestellt werden, dass höhere Lagerungstemperaturen sowie niedrige w/z-Werten die maximalen Druckspannungen reduzieren, den Beginn der Zugspannungsentwicklung verzögern und die maximalen Zugspannungen erhöhen.

Ein weiterer Einflussfaktor auf das chemische Schwinden ist die mineralogische Zusammensetzung des Zementes. Dabei haben nach *Tazawa* [57] die Klinkerphasen des Zementes C_3A und C_4AF den größten Einfluss.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{CS} = & -0,012 \cdot \alpha_{C_3S}(t_e) \cdot (\%C_3S) - 0,07 \cdot \alpha_{C_2S}(t_e) \cdot (\%C_2S) \\ & + 2,256 \cdot \alpha_{C_3A}(t_e) \cdot (\%C_3A) + 0,859 \cdot \alpha_{C_4AF}(t_e) \cdot (\%C_4AF) \end{aligned} \quad (3.3)$$

mit ε_{CS} : chemisches Schwinden ($\cdot 10^{-6}$)
 $\alpha_i(t_e)$: Hydratationsgrad der Klinkerphase i
 (i%): Anteil der Klinkerphase i in %

Bei vollständiger Hydratation der Klinkerphasen ($\alpha_i(t_e)=1$) lässt sich aus Gl. (3.3) der Grundwert des chemischen Schwindens ε_∞ ableiten.

Das chemische Schwinden des Betons ist nach *Tazawa* [57] geringer als das der Zementpaste. Grund dafür ist das große Volumen der Zuschläge im Beton, die keine Verformungen erfahren.

Zur Ableitung von rechnerischen Ansätzen für das chemische Schwinden lässt sich aus den Messergebnissen von *Tazawa* [57, 58] Folgendes ableiten:

- Das Konzept der Reifefunktion kann zur Berechnung des chemischen Schwindens angewendet werden.

- Die Dehnungen infolge chemischen Schwindens können zu den thermischen Dehnungen superponiert werden.
- Die behinderten Dehnungen weisen eine starke Abhängigkeit bezüglich des Kriechens auf.

Die Ansätze zur rechnerischen Erfassung des chemischen Schwindens sind nach Tabelle 3.1 als Produkt zwischen dem Grundwert des chemischen Schwindens ε_∞ und der Zeitfunktion $f(t_e, t_{e0})$ angegeben.

Tabelle 3.1: Ansätze für das chemische Schwinden $\varepsilon_{CS} = \varepsilon_\infty \cdot f(t_e, t_{e-1})$

Autor	$10^{-6} \cdot \varepsilon_\infty$	$f(t_e, t_{e-1})$
<i>Tazawa [56]</i>	$0,2 \leq w/z \leq 0,5$ $\Rightarrow 3700 \cdot \exp(-7,2 \cdot w/z)$ $w/z > 0,5$ $\Rightarrow 80$	$1 - \exp[-a \cdot (t_e - t_{e0})^b]$ $w/z = 0,4$ $\Rightarrow a=0,1 \quad b=0,7$ $w/z > 0,5$ $\Rightarrow a=0,03 \quad b=0,8$ (3.4)
<i>Mazars [60,61]</i>	$\Rightarrow 80 \dots 138$	$\Delta k(t_e) \cdot [2 - \Delta k(t_e)]$ (3.5)
<i>Laplant [62]</i>	$\Rightarrow 30$	$\Delta \alpha(t_e)$ (3.6)
Mit:	Δt_e : Inkremente der Reifezeit $\Delta K(t_e)$: Inkremente der Reife nach <i>Carino</i> (Gl. 3.11) $\Delta \alpha(t_e)$: Inkremente des Hydratationsgrades	

Es ist ersichtlich, dass man mit den Ansätzen für das chemische Schwinden nicht in der Lage ist, die Druckspannung in den ersten Stunden zu erfassen. Durch die Ansätze wird eine reine Verkürzung beschrieben, also Zugspannungen, deren Beginn durch die Reifezeit t_{e0} gesteuert wird.

In der vorliegenden Arbeit werden überwiegend massige Bauteile behandelt, so dass die maximale Temperatur im Bauteil über 40°C liegt. Für derartige Bauteile wurden von *Plannerer [4]* Druckspannungen von $\sigma=0,15 \text{ N/mm}^2$ gemessen. Bei hohen Temperaturen wird dieser Wert noch kleiner. Die Vernachlässigung der Druckspannungen verursacht deswegen nur geringfügige Abweichungen zu dem tatsächlichen Zustand. Der Entwicklungsbeginn des chemischen Schwindens wird in dieser Arbeit bei einer Reifezeit von $t_{e0} = 18 \text{ h}$ angenommen.

3.2 Materialverhalten unter Kurzeinwirkungen

3.2.1 Das Konzept der Erhärtungsfunktionen

Die Temperaturfelder sind einerseits Einwirkungen für die Verformungsberechnungen und andererseits Einflussparameter für die Entwicklung der Materialkennwerte (Druck- und Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Kriech- bzw. Relaxationszahl) des Betons. Der Temperatureinfluss auf die Materialkennwerte kann indirekt über die Reife oder den Hydratationsgrad berücksichtigt werden.

Mit Hilfe der Erhärtungsfunktionen lassen sich die Materialkennwerte des jungen Betons als Produkt zwischen der Erhärtung und dem Materialkennwert des Normalbetons beschreiben.

$$\begin{aligned}f_{cm}(t) &= f_{cm}(28d) \cdot k_c(t_e, \alpha), \\f_{ctm}(t) &= f_{ctm}(28d) \cdot k_{ct}(t_e, \alpha, k_c), \\E_{ci}(t) &= E_{ci}(28d) \cdot k_E(t_e, \alpha, k_c), \\v(t) &= v(28d) \cdot k_v(t_e, \alpha, k_c)\end{aligned}\tag{3.7}$$

mit $k_c(t_e, \alpha) = 0 \dots 1$: Erhärtungsfunktion für die Druckfestigkeit
 $k_{ct}(t_e, \alpha, k_c) = 0 \dots 1$: Erhärtungsfunktion für die Zugfestigkeit
 $k_E(t_e, \alpha, k_c) = 0 \dots 1$: Erhärtungsfunktion für den E-Modul
 $k_v(t_e, \alpha, k_c)$: Erhärtungsfunktion für die Querdehnzahl

Die vorhandenen Ansätze zur Entwicklung der Druckfestigkeit f_{cm} (Anlage A2.2), der Zugfestigkeit (Anlage A2.3), des Elastizitätsmoduls E_{ci} (Anlage A2.4), und Querdehnzahl v (Anlage A2.5) aus der Literatur werden in die entsprechenden Erhärtungsfunktionen zurückgeführt.

Durch die Gl. (3.7) wird die Betonzusammensetzung implizit einerseits durch den Normalbeton und andererseits durch die Reifezeit (Druckfestigkeit) bzw. den Hydratationsgrad erfasst. Der Elastizitätsmodul, die Druck- und Zugfestigkeit nach einer Reifezeit von 28 Tagen werden entweder aus Versuchen oder Normen bestimmt. Die Erhärtungsfunktion erreicht den Wert 1 nach einer Reifezeit von 28 Tagen. Nach dem Erreichen dieser Reifezeit wird aus dem jungen Beton ein Normalbeton.

Die Erfassung der Erhärtungsfunktionen bildet damit den Schwerpunkt der nachfolgenden Ausführungen. Die rechnerischen Ansätze der Erhärtungsfunktionen werden in Abhängigkeit von Regressionsparametern, welche aus Messergebnissen zu bestimmen sind, formuliert. Neue Versuche zur Bestimmung der Regressionsparameter werden hier nicht durchgeführt. Hier wird die Übertragung der Ansätze auf beliebige Betonzusammensetzungen als Ziel verfolgt.

Die Materialkennwerte werden in der Literatur aus nicht einheitlichen Probekörpern gewonnen. Es ist also zu prüfen, ob Größe und Art der Probekörper Einfluss auf die Erhärtungsfunktion haben. Dafür werden die Versuche von *Wierig/Gollasbach* [64] in dieser Hinsicht ausgewertet. In Bild 3.3 sind die Versuchsergebnisse für die Druckfestigkeit an Würfeln mit Kantenlänge 10 cm ($k_{c,cube-10}$) und 20 cm ($k_{c,cube-20}$) sowie Zylinder mit $d/h = 15/30$ cm ($k_{c,cyl-15}$) und $d/h = 21,5/43$ cm ($k_{c,cyl-20}$) durch den Verfasser ausgewertet. Die Ergebnisse aller verwendeten Versuche liegen ganz dicht beieinander. Daraus kann festgestellt werden, dass Art und Größe der Probekörper keinen Einfluss auf die Erhärtungsfunktion haben.

Um die Erhärtungsfunktion aus der Literatur beurteilen zu können, wird die Zusammensetzung des Betons A nach *Plannerer* [4] (Anlage A3.1) verwendet. Auf einen Vergleich der Ansätze mit den Messwerten für die Materialkennwerte wird bewusst verzichtet. Vielmehr wird das Endergebnis, d.h. die Auswirkungen der Materialkennwerte auf die Spannungsentwicklung, als interessant angesehen. Dies wird im Abschn. 6 anhand von Vergleichen zwischen den berechneten und gemessenen Spannungen untersucht.

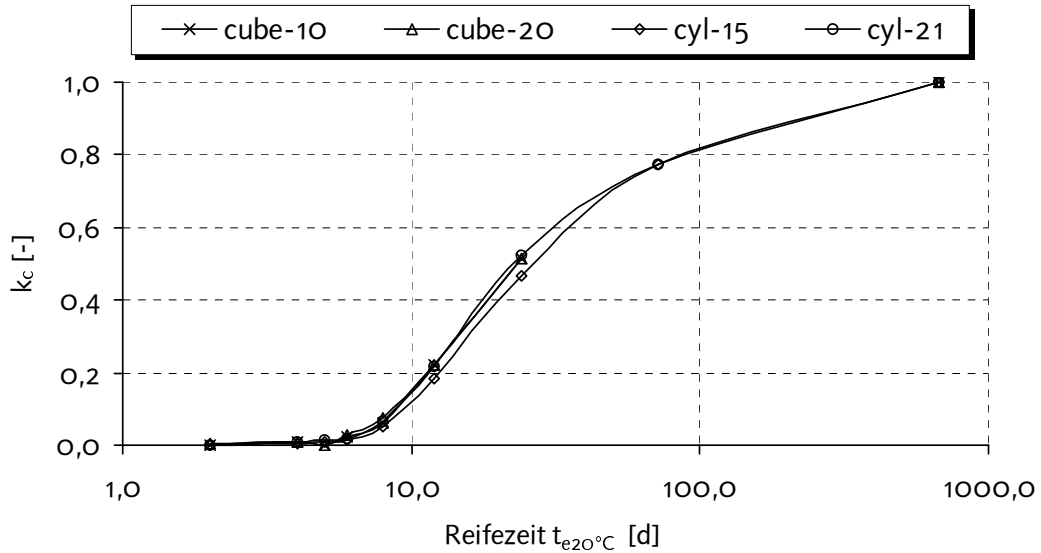


Bild 3.3: Einfluss der Art und Größe der Probekörper auf die Erhärtungsfunktion

3.2.2 Arbeitslinie

Die Arbeitslinie des Betons und deren Komponenten bei Druckbeanspruchung ist in Bild 3.4 dargestellt [133]. Demnach gilt für den Zuschlag der lineare Zusammenhang, während bei der Zementpaste nach *Xuanhui/Yongqi* [65] eine nichtlineare Beziehung ab 60-80% der jeweiligen Druckfestigkeit besteht. Grund dafür sind Mikrorisse in der Zementmatrix.

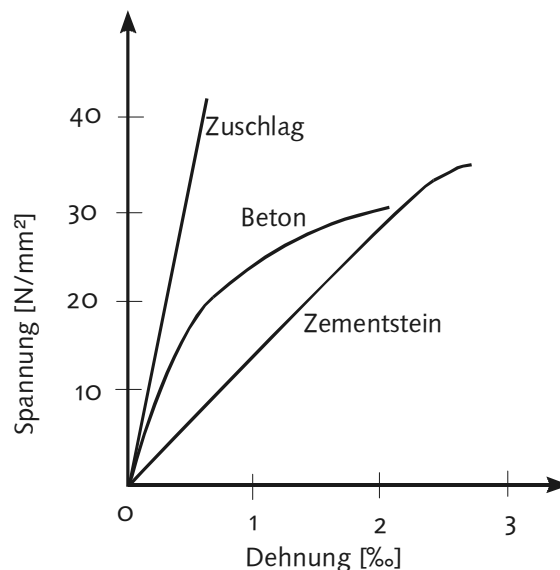


Bild 3.4: Arbeitslinie der Zuschläge, des Zementsteins und des Betons [133]

Die nichtlineare $\sigma - \varepsilon$ -Linie des Betons, z.B. ab 40% der Druckfestigkeit nach CEB-FIB-MC90 [63], ist zunächst auf Mikrorisse in der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Zuschlag (Verbundmikrorisse) zurückzuführen. Ein Indikator für die Mikrorisse ist z.B. nach Mazars [66] die Abnahme des Elastizitätsmoduls und nach Bouzaiene/Massicotte [67] das Vorhandensein von Restdehnungen. Bei höheren Beanspruchungsgraden kommen die Matrixmikrorisse hinzu. Dies führt bei etwa 80% der Festigkeit zu einer Volumenvergrößerung, welche eine Zunahme der Querdehnung zur Folge hat [68]. Der Bruch ist also ein Resultat der Vereinigung diverser Mikrorisse. Bei Mikrorissen parallel zur Axialrichtung der einwirkenden Drucklast entsteht in Querrichtung nach Lineres [69] und Gettu/Aguardo/Oliveira [70] ein Abfall der Zugfestigkeit.

Bei Zugbeanspruchungen entsteht bis zum Erreichen der Zugfestigkeit nur eine geringfügige Restdehnung (Mikrorisse). Der Bruch findet in einem lokalen Bereich durch die Verbreiterung von Mikrorissen statt. Vor dem Erreichen der Bruchdehnung entstehen keine diffusen (ausgestreuten) Mikrorisse. Der Bruch kann als spröde betrachtet werden. Der Beginn der geringfügigen Mikrorissbildung wird zwischen 30% und 50% der Zugfestigkeit angegeben [21], [54], [71].

Die messtechnische Bestimmung der Arbeitslinie von jungem Beton unter Druckbeanspruchung wurde von Wierig [72], Byfors [24], Kahn et al. [73] Schutter/Taerwe [74], und Kasai [75] durchgeführt. Versuche unter Zugbeanspruchung wurden von Weigler/Karl [52], Laube [21] und Byfors [24] gefahren.

Die Form und zeitliche Entwicklung der Arbeitslinie unter Druck und Zug wird von Byfors [24] durch den Völligkeitsgrad f_v beschrieben (Bild 3.5). Dieser ist gleich der Fläche unter der bezogenen $\sigma - \varepsilon$ -Linie, mit den Grenzwertepaar (f_c, ε_c) . Demnach erreicht die Arbeitslinie unter Druckbeanspruchung ein Maximum bei ca. $f_c = 1 \text{ N/mm}^2$ (ca. $t_e = 8 \text{ h}$). Zu diesem Zeitpunkt wird der höchste nichtlineare Verlauf der $\sigma - \varepsilon$ -Linie erreicht. Mit fortschreitender Erhärtung nimmt die Nichtlinearität nach Wierig [72] ab. Bei Zugbeanspruchung entsteht von Anfang an eine Abnahme des nichtlinearen Verlaufs mit der Erhärtung.

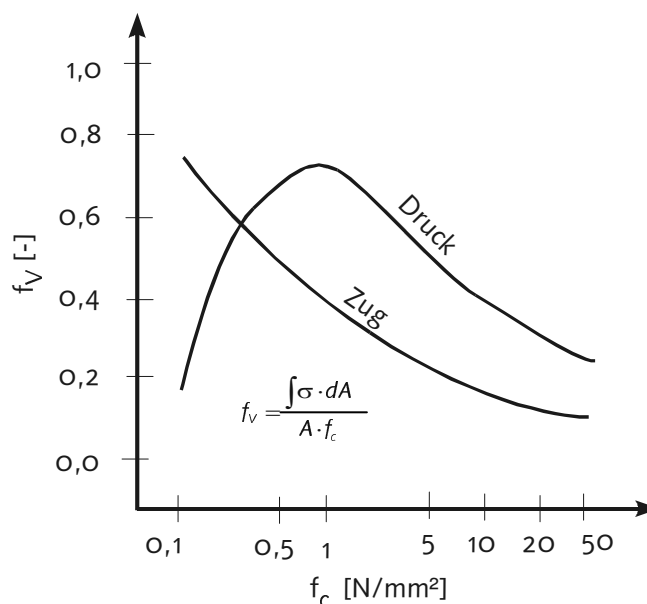


Bild 3.5: Völligkeitsgrade [24]

Das Spannungsniveau des jungen Betons unter Druckbeanspruchung liegt unterhalb von 40% der Druckfestigkeit. Bei Zugbeanspruchungen können die Mikrorisse bis zum Erreichen der Zugfestigkeit vernachlässigt werden. Deswegen wird in der vorliegenden Arbeit die $\sigma - \varepsilon$ -Linie für Druck- und Zugbeanspruchungen linear angenommen.

3.2.3 Druckfestigkeit

Durch die Kenntniss der Druckfestigkeit ist es möglich, den Elastizitätsmodul, die Zugfestigkeit und die Querdehnung zu bestimmen. Dadurch ist die Druckfestigkeit neben der Reife und dem Hydratationsgrad ein Maß zur Erfassung der Temperaturgeschichte im Bauteil. Außerdem wird die Druckfestigkeit während der Herstellung eines Bauteils durch die Eignungsprüfung kontrolliert. Dadurch bietet sich eine geeignete Möglichkeit, die rechnerische Entwicklung der Materialkennwerte durch reale Messungen der Druckfestigkeit zu verifizieren.

Die mittlere Druckfestigkeit bei einer Reifezeit von 28 Tagen ergibt sich nach *CEB-FIB-MC90* [63] unter Berücksichtigung des charakteristischen Wertes (5%-Fraktile) f_{ck} :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.8)$$

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des Betons weist einen nichtlinearen Verlauf auf. Sie wird im Wesentlichen durch die Erhärtungstemperatur [24], [78], [76], [77], Lagerungsfeuchte [24], Zementart [74], [76] und Mahlfineinheit [79], den w/z-Wert [76], [54], [80], die Zusatzmittel [48] und die Zusatzstoffe [76] beeinflusst.

Die Druckfestigkeitsentwicklung kann durch Konzepte auf Basis der Porosität [24], [47], der gebildeten Menge an Zementgel [24], [47], des Hydratationsgrades und der Reife-gesetze erfasst werden. Auf die zwei letzten Konzepte wird nachfolgend eingegangen. Die in der Literatur angegebenen Zusammenhänge zwischen Festigkeit und Reife unterscheiden sich nach der Art der mathematischen Beschreibung. Es werden Exponential-, Hyperbel- und Parabelfunktionen mit unterschiedlichen Parametern angegeben. Einige Ansätze werden durch einen Anfangswert der Festigkeitsentwicklung eingeschränkt (Tabelle 3.2).

Bezogen auf den Zusammenhang Festigkeit - Hydratationsgrad werden lineare und nichtlineare Beziehungen angegeben. Die wenigen Versuchsergebnisse in der Literatur, z.B. in [83], wo Festigkeit und Hydratationsgrad bei gleichen Proben und Randbedingungen gemessen worden sind, deuten auf einen nichtlinearen Verlauf in der Anfangsphase hin. Anschließend folgt ein nahezu linearer Zusammenhang. Die Beziehungen zwischen den beiden Kenngrößen gelten ab einem Hydratationsgrad α_0 von 0,1 bis 0,4 [74]. Unterhalb von α_0 ist keine Festigkeitsentwicklung möglich, was gegen die Versuche von *Wierig* [78] spricht. Dieser Einfluss wird, bezogen auf die Spannungsentwicklung, im Abschn. 6 überprüft.

Durch die indirekte Kopplung der Temperatur über die Reife und den Hydratationsgrad reduziert sich die Anzahl der Einflussparameter auf die Druckfestigkeit. In den Ansätzen werden der w/z-Wert und der Zeitpunkt des Beginns der Festigkeitsentwicklung meistens explizit erfasst. Alle anderen Faktoren werden durch empirische Konstanten

berücksichtigt, was die Übertragbarkeit der Ansätze auf andere Betonzusammensetzungen erschwert.

Tabelle 3.2: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung

Autor	$k_c(t_e) = f_{cm}(t_e) / f_{cm}(28d)$	Bemerkungen
Byfors [24]	$\frac{a_1 \cdot t_e^{3,236}}{1 + \left(\frac{a_1}{0,4152}\right) \cdot t_e^{3,101}}$ <p style="text-align: right;">(3.9)</p>	$w/z \leq 0,6$: $a_1 = 0,538 \cdot (w/z)^{-2,447} \cdot 10^{-5}$ $w/z > 0,6$: $a_1 = [0,698 \cdot (w/z)^{-1,653} + 0,503 \cdot (w/z)] \cdot 10^{-5}$
CEB-FIB-MC90 [63]	$\exp\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_e/t_1}\right)^{0,5}\right]\right\}$ <p style="text-align: right;">(3.10)</p>	$t_1 = 1d$ $s = 0,20$: sehr schnell $s = 0,25$: Normal $s = 0,38$: Langsam erhärtende Zement
Carino [76], [81]	$\frac{k_T \cdot (t_e - t_{eo})}{1 + k_T \cdot (t_e - t_{eo})}$ <p style="text-align: right;">(3.11)</p>	$A, t_{eo}, \beta = f(\text{Zementart}, w/z)$ $k_T = A \cdot \exp[-E/(T + 273)]$ $t_{eo} = 0,07 - 0,95 d$ $\beta = f_{cm}(\infty) / f_{cm}(28d)$
Wesche [82]	$a \cdot \exp\left[c \cdot \left(\frac{w}{z}\right) \cdot t_e^{-0,55}\right]$ <p style="text-align: right;">(3.12)</p>	$a = f(\text{Zementart}, w/z)$ $c = f(\text{Zementart})$
Gutsch [59], Taerwe [74] Byfors [24], Hamfler [6]	$b \cdot \left(\frac{\frac{\alpha}{\alpha(28d)} - \frac{\alpha_o}{\alpha(28d)}}{1 - \frac{\alpha_o}{\alpha(28d)}}\right)^c$ <p style="text-align: right;">(3.13)</p>	[6, 24]: $c=1, b<1$ $\alpha_o(w/z=0,4) = 0,089$ $\alpha_o(w/z=0,58) = 0,122$ [59]: $c=3/2, b=1$ $\alpha_o(\text{CEM I}) = 0,199$ $\alpha_o(\text{CEM III}) = 0,372$ [74]: $c = 0,84 \dots 1,40; b=1$ $\alpha_o = 0,25 \dots 0,29$
<ul style="list-style-type: none"> • Nicht angegebene Parameter sind in der Anlage A2.2 zu finden. • Die Ansätze sind ebenso in der Anlage A2.2 in der Originalform, wie sie von den Autoren angegeben werden, dargestellt 		

In Bild 3.6 sind die Ansätze nach Tabelle 3.2 für den Beton nach *Plannerer* (Tabelle A3.1) dargestellt. In der Anfangsphase differieren die Ansätze geringfügig. Dies ist durch die unterschiedliche Festlegung des Beginns der Festigkeitsentwicklung bedingt. Besonders bei den Ansätzen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades sind zukünftig noch Untersuchungen nötig, um diesen Anfangszustand in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung festzulegen. Im Mittelbereich weist der Ansatz von *Byfors* [24] den größten nichtlinearen Verlauf auf. Da die Ansätze aus unterschiedlichen Mittelwerten der Festigkeit gewonnen wurden, können diese Abweichungen als Maß zur Berücksichtigung der Streuung verwendet werden. Der Vergleich dieser Ansätze mit Messwerten ergab nach *Madaleno/Freundt* [130] (s.a. Tabellen 2.3 und A3.2), dass die Ansätze geringfügig ober-

und unterhalb der Messwerte lagen. Die Unterschiede zwischen den Ansätzen können als akzeptabel bewertet werden. Ihre Auswirkungen auf die Spannungsberechnung wird im Abschn. 6 untersucht.

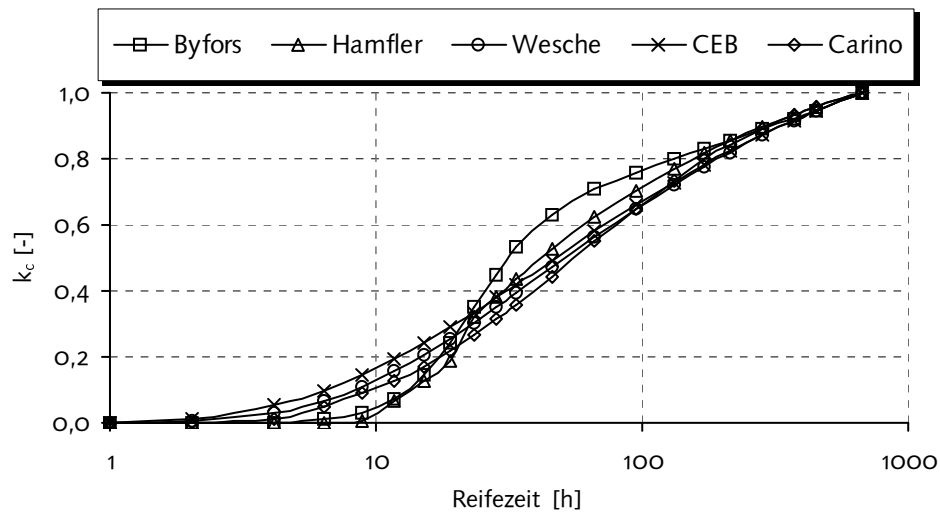


Bild 3.6: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung (CEM132,5).

3.2.4 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit unterliegt fast den gleichen Einflüssen wie die Druckfestigkeit. Jedoch wirken die Einflüsse der Zuschläge [84] und Belastungsart unterschiedlich. Der Zugbruch im Beton tritt hauptsächlich in der Verbundfläche zwischen Matrix und grobem Zuschlagskorn auf. Betone mit großem Zuschlagskorn weisen, bei gleichem w/z-Wert, eine geringere Zugfestigkeit als solche mit kleinem Zuschlagskorn auf. Der Grund dafür liegt in der geringen Verbundfestigkeit, welche nur 30 bis 70% der Matrix-Zugfestigkeit beträgt [51].

Die Belastungsart führt zu den drei Prüfverfahren der Zugfestigkeit, nämlich dem zentrischen Zug, Biege- und Spaltzug. Der Begriff Zugfestigkeit wird hier für die zentrische Zugfestigkeit verwendet. Ein mathematischer Zusammenhang zwischen den drei Festigkeiten wird u.a. von *Hellmann* [85] angegeben (s. Anlage A2.3). Dieser basiert auf Daten verschiedener Prüfergebnisse.

Die mittlere zentrische Zugfestigkeit bei einer Reifezeit von 28 Tagen wird nach CEB-FIB-MC90 [63] aus der Druckfestigkeit ermittelt.

$$f_{ctm}(28d) = f_{ctko,m} \left(\frac{f_{ck}(28d)}{f_{cko}} \right)^{2/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.14)$$

$$\text{mit} \quad \begin{aligned} f_{ctko,m} &= 1,40 \quad \text{N/mm}^2 \\ f_{cko} &= 10 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Entwicklung der Zugfestigkeit wird in Abhängigkeit der Druckfestigkeit und dem Hydratationsgrad nach Tabelle 3.3 angegeben. Die Reifezeit kann hier indirekt erfasst werden.

Tabelle 3.3: Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeitsentwicklung

Autor	Ansatz: $k_{ctm}(t_e) = f_{ctm}(t_e) / f_{ctm}(28d)$	
Byfors [24]	I: $\frac{0,115 \cdot f_{cm}(t_e)}{0,105 \cdot (f_{cm}(28d) - 20)^{0,839} + 2,28}$ II: $\frac{0,105 \cdot (f_{cm}(t_e) - 20)^{0,839} + 2,28}{0,105 \cdot (f_{cm}(28d) - 20)^{0,839} + 2,28}$ (3.15)	I: $f_{cm}(t_e) \leq 20 \text{ N/mm}^2$ II: $f_{cm}(t_e) > 20 \text{ N/mm}^2$
CEB/FIB-MC90 [63], Gardner [89], Hellmann [85],	$(k_c)^{2/3}$ (3.16)	
De Schutter/ Taerwe [74], Laube [21], Gutsch [59]	$\left(\frac{\frac{\alpha}{\alpha(28d)} - \frac{\alpha_0}{\alpha(28d)}}{1 - \frac{\alpha_0}{\alpha(28d)}} \right)^c$ (3.17)	[21,59]: $c = 1$ [74]: $c = 0,48 \dots 0,79$
<ul style="list-style-type: none"> • Der Ansatz von Gutsch [59] ist als Erweiterung von Laube [21] anzusehen • Nicht angegebene Parameter sind in der Anlage A2.3 zu finden. • Die Ansätze sind ebenso in der Anlage A2.3 in der Originalform, wie sie von den Autoren angegeben werden, dargestellt 		

Die Ansätze sind in Bild 3.7 dargestellt. Durch den Bezug der Zugfestigkeitswerte nach 28d sind die Differenzen zwischen den Ansätzen geringer. Bei der Gl. (3.17) können durch die variablen Parameter c und α_0 untere und obere Werte erreicht werden.

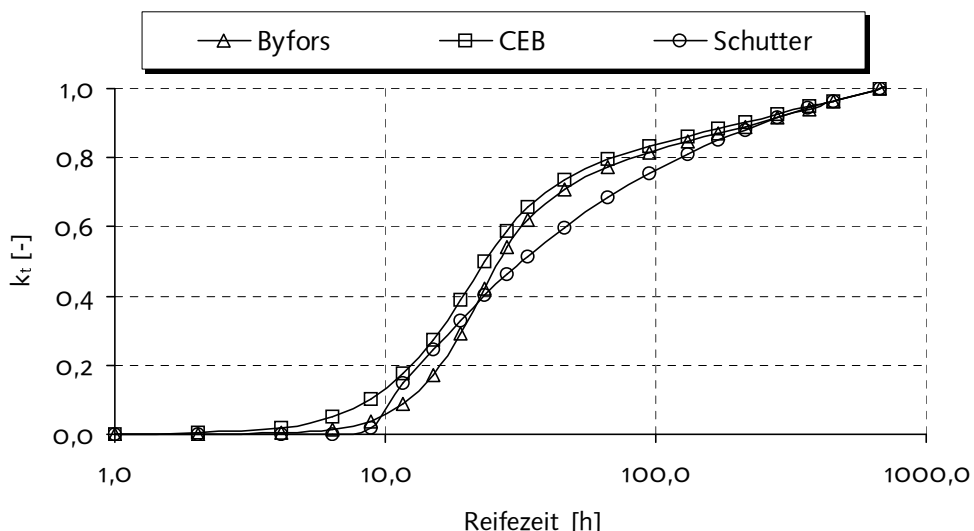


Bild 3.7: Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeitsentwicklung.

Bei der Beurteilung der Zugfestigkeit im Bauwerk ist zu bemerken, dass diese geringer als die ermittelte Laborwerte ist. Ein geringerer Wert der Zugfestigkeit im Bauwerk entsteht, da die Verdichtung des Betons im Bauwerk weniger intensiv als jene in Laborproben ist. Zur Berücksichtigung dieses Einflusses gibt Rostasy [86] einen Abminderungs-

faktor im Bereich 0,8 und 1 an. *Henning* [87] schätzt diesen Einfluss mit einer Abnahme von 20% ein.

Mikrorisse oder Schalenrisse infolge Eigenspannung führen auch zur Abnahme der Festigkeit [69], [86]. Bei Untersuchungen am reifen Beton werden in der Literatur Abminderungen von 40 bis 60% angegeben [86], [88].

Zusammenfassend kann die Zugfestigkeit des Bauwerkes nach CEB-MC90 in Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit mit folgenden maximalen und minimalen Grenzwerten berechnet werden. In diesen Grenzwerten werden die oben erwähnten Einflüsse pauschal erfasst. Die Gleichung (3.14) lautet dann:

$$f_{ctm}(28d) = 0,8 \cdot f_{ctko,min/max} \left(\frac{f_{ck}(28d)}{f_{cko}} \right)^{2/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.18)$$

$$\text{mit} \quad f_{ctko,min} = 0,95 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctko,max} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

3.2.5 Elastizitätsmodul

Der Beton weist viskoelastische Eigenschaften auf. Als Kenngröße zur Beschreibung des elastischen Materialverhaltens wird der Elastizitätsmodul verwendet. Durch das viskose Verhalten - ausgedrückt durch die Belastungsgeschwindigkeit - findet eine Unterscheidung zwischen dem statischen und dynamischen Elastizitätsmodul statt. Dadurch ist der dynamische Elastizitätsmodul frei von viskosen Anteilen (Kriechen). Der statische Modul wird noch in den Tangentenmodul im Ursprung der σ - ε -Linie sowie in den Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und 30 – 50% der Bruchfestigkeit untergliedert. Um den viskosen Anteil bei dem Sekantenmodul zu reduzieren, wird der Elastizitätsmodul nach *DIN 1045* [50] erst nach der 11. Belastung ermittelt. Das stellt einen guten Ansatz für Bauteile unter wiederholten Beanspruchungen dar. Der junge Beton unterliegt einer einmaligen Beanspruchung. Der Tangentenmodul wäre hierfür der geeignete Parameter. Doch dieser ist versuchstechnisch schwierig zu ermitteln.

Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf den Elastizitätsmodul wird überwiegend durch die Wahl von w/z-Wert und Zuschlagsstoffen gekennzeichnet.

Der mittlere Elastizitätsmodul für Normalbeton wird nach *CEB-FIB-MC90* [63] aus der Druckfestigkeit ermittelt.

$$E_{ci}(28d) = E_{co} \left(\frac{f_{cm}(28d)}{f_{cmo}} \right)^{1/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.19)$$

$$\text{mit} \quad E_{co} = 21500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ N/mm}^2$$

Eine explizite Berücksichtigung des Einflusses der Zuschläge wird von *Rüsch/Jungwirth* [93] angegeben.

Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls ist nach *Weber* [94] von der Zuschlagsart unabhängig und wird in erster Linie durch die Matriceigenschaften beeinflusst. An-

sätze dafür sind in Tabelle 3.4 angegeben. Dort wurden genauso wie bei der Zugfestigkeit angenommen, dass alle Ansätze den gleichen Elastizitätsmodul nach 28 Tagen erreichen. In Bild 3.8 ist erkennbar, dass dadurch die Differenzen der Ansätze untereinander minimal sind. Ausnahmen bilden wiederum die Anfangsbereiche. Die geringe Anzahl der Versuche in diesen Bereichen führt zu diesen Unterschieden. Diese Unterschiede dürften jedoch bei einer Spannungsberechnung nicht sehr ins Gewicht fallen, weil das Relaxationsvermögen des Betons in dieser Phase am höchsten ist.

Tabelle 3.4: Ansätze zur Beschreibung der Elastizitätsmodulentwicklung

Autor	Ansatz: $k_E(t_e) = E_{ci}(t_e) / E_{ci}(28d)$	Bemerkungen
Byfors [24]	$[k_c(t_e)]^{2,675} \cdot \frac{1 + 1,37 \cdot f_{cm}(28d)^{2,204}}{1 + 1,37 \cdot f_{cm}(t_e)^{2,204}}$ (3.20)	
De Schutter/ Taerwe [74] Gutsch [59]	$\left(\frac{\frac{\alpha}{\alpha(28d)} - \frac{\alpha_0}{\alpha(28d)}}{1 - \frac{\alpha_0}{\alpha(28d)}} \right)^c$ (3.21)	[59]: $c = 1/2$ [74]: $c = 0,26 \dots 0,43$
CEB/FIB-MC90 [63]	$[k_c(t_e)]^{0,5}$ (3.22)	
Umehara et al [95]	$\left[\frac{\beta(t)}{\beta(28d)} \right] \cdot [k_c(t_e)]^{0,5}$ (3.23)	$\beta(t) = 0,73: t_e \leq 3d$ $\beta(t) = 0,87: 3d < t_e \leq 4d$ $\beta(t) = 1: t_e > 4d$
<ul style="list-style-type: none"> • Nicht angegebene Parameter sind in der Anlage A2.4 zu finden. • Die Ansätze sind ebenso in der Anlage A2.4 in der Originalform, wie sie von den Autoren angegeben werden, dargestellt 		

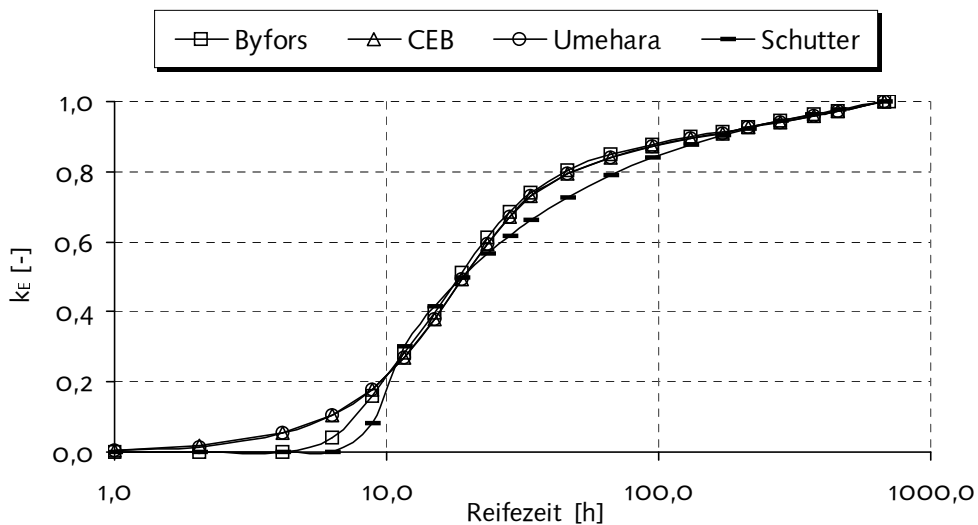


Bild 3.8: Ansätze zur Beschreibung der Entwicklung des Elastizitätsmoduls.

Der Elastizitätsmodul für Zug- und Druckbelastungen ist bei Normalbeton nach *Rostasy et. al. [86]* unterschiedlich. Bei Druckbeanspruchung ist die σ - ε -Linie progressiv gekrümmt, während sie bei Zugbeanspruchungen über den gesamten Bereich nahezu linear verläuft. *Rostasy et. al. [86]* schlägt vor, den Zug-Elastizitätsmodul gleich dem Ursprungsmodul bei Druckbelastung zu setzen, also mit einer Zunahme von ca. 15%. Versuche von *Byfors [24]* im jungen Beton zeigen nur größere Zug-Elastizitätsmoduln bis zu einer Druckfestigkeit von ca. 0,5 N/mm². In dieser Arbeit werden beide Moduln gleich gesetzt.

3.2.6 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl drückt das Verhältnis zwischen den Längs- und Querverformungen aus. Sie liegt bei erhärtetem Beton zwischen 0,15 und 0,25. Die Querdehnzahl ist nach *Byfors [24]* vom Beanspruchungsgrad und der Betonzusammensetzung, besonders von der Art und Menge der Zuschlagsstoffe, abhängig.

Für den jungen Beton findet man in der Literatur vereinzelte Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Querdehnzahl, wie von *Newman [96]*, *Oluokun [97]*, *Byfors [24]* und *De Schutter/Taerwe [74]*. In Tabelle 3.5 und Bild 3.9 sind die Ansätze nach *Byfors [24]* und *De Schutter/Taerwe [74]* dargestellt. Ein Grenzwert von $\nu = 0,5$ kann für den Frischbeton vorausgesetzt werden; dieser entspricht dem Wert für eine zähe Flüssigkeit. Mit dem Beginn der Erhärtung sinkt die Querdehnzahl auf einen Minimalwert von etwa $\nu = 0,14$ bei $f_{cm}(t) = 1 \text{ N/mm}^2$ ab. Danach steigt sie bis zum Erreichen des Wertes nach 28 Tagen in Abhängigkeit der Festigkeit [24].

Die relativ geringe Anzahl von Versuchen in der Literatur spiegelt sich auch in Bild 3.9 wieder. Besonders bis zu einem Zeitpunkt von 10 h entstehen Unterschiede bis zu einem Wert von 0,6. Aufgrund der geringen Anzahl der Messergebnisse wird in dieser Arbeit eine konstante Querdehnzahl verwendet.

Tabelle 3.5: Ansätze zur Beschreibung der Querdehnzahl

Autor	Ansatz: $k_v(t_e) = \nu(t_e) / \nu(28d)$
<i>Byfors [24]</i>	$ \begin{aligned} f_{cm} \leq 1 \text{ N/mm}^2: & \quad 1,156 \cdot \frac{f_{cm}^{-0,486}}{f_{cm}(28d)^{0,192}} \\ f_{cm} > 1 \text{ N/mm}^2: & \quad k_c^{0,192} \end{aligned} $ <p style="text-align: right;">(3.24)</p>
<i>De Schutter/Taerwe [74]</i>	$ \frac{0,18 \cdot \sin[(\pi \cdot \alpha) / 2] + 0,5 \cdot \exp(-10 \cdot \alpha)}{0,18 \cdot \sin[(\pi \cdot \alpha(28d)) / 2] + 0,5 \cdot \exp(-10 \cdot \alpha(28d))} $ <p style="text-align: right;">(3.25)</p>
<ul style="list-style-type: none"> Die Ansätze sind ebenso in der Anlage A2.5 in der Originalform, wie sie von den Autoren angegeben werden, dargestellt 	

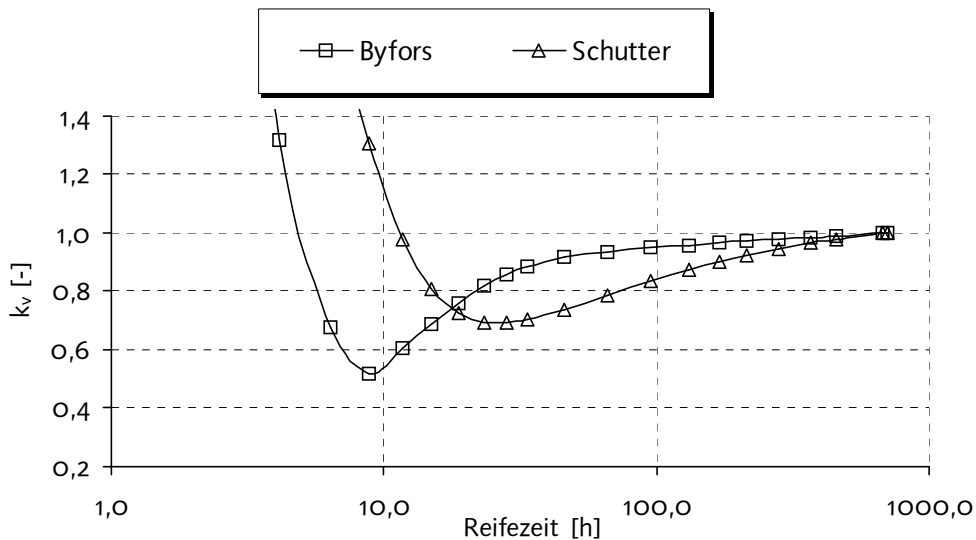


Bild 3.9: Ansätze zur Beschreibung der Entwicklung der Querdehnzahl.

3.3 Materialverhalten unter Langzeiteinwirkungen

3.3.1 Einleitung

Wird der Beton belastet, so entstehen elastische, plastische und viskose Verformungsanteile. Die Kombination dieser Verformungsanteile führt zu viskoelastischen und elastoplastischen Verformungen. Die Spannungsberechnung beim jungen Beton hängt stark von der Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens ab. Dieses wird durch das Kriechen - Zunahme der Verformung bei konstanter Spannung - oder die Relaxation - Abnahme der Spannung bei konstanter Dehnung - des Betons beschrieben.

Das Kriechen des Betons wird durch den Zementstein hervorgerufen, da die Zuschläge i.A. nicht kriechen. Die Kriechverformung des Betons setzt sich aus dem reversiblen, dem verzögert elastischen und dem irreversiblen Anteil (Fließen) zusammen. Zur Erklärung des Kriechens sind unterschiedliche Theorien entstanden. Das sind u.a. die Theorie des Alterns, die Theorie des elastisch kriechenden Körpers, die Theorie der elastischen Nachwirkung und die Solidifikationstheorie [98], [99]. Wichtig sei nach *Bazant* [99] bei der Beurteilung einer Theorie, dass das Kriechen in Abhängigkeit des Belastungsalters und der Belastungsdauer beschrieben werden muss.

Der Zusammenhang zwischen kriecherzeugender Spannung und Kriechverformungen ist bis zu einer Spannung von 25% bis 40% der Druckfestigkeit nahe zu linear. Die Verformungen sind hierfür von der aktuellen Spannungshöhe unabhängig.

Die Kriechverformung $\varepsilon_c(t, \tau)$ zum Zeitpunkt t infolge einer zum Zeitpunkt τ aufgebrauchten Spannung kann, bei Annahme der linearen Kriechtheorie, mit Hilfe der Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ als Vielfaches der elastischen Verformung $\varepsilon_{el}(\tau)$ ermittelt werden.

$$\varepsilon_c(t, \tau) = \varphi(t, \tau) \cdot \varepsilon_{el}(\tau) \quad (3.26)$$

Die lastabhängige Gesamtverformung ergibt sich durch die Addition der elastischen Verformung $\varepsilon_{el}(\tau)$ zur Kriechverformung $\varepsilon_c(t, \tau)$:

$$\varepsilon_{\sigma}(t, \tau) = \varepsilon_{el}(\tau) + \varepsilon_c(t, \tau) = \sigma_c(\tau) \cdot \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] = \sigma_c(\tau) \cdot J(t, \tau) \quad (3.27a)$$

mit: $J(t, \tau)$: Kriechfunktion [mm²/N]
 $C(t, \tau)$: spezifisches Kriechen [mm²/N]

Die Gleichung (3.27) wird auch oft vereinfachend durch den Effektiven Elastizitätsmodul ausgedrückt:

$$\varepsilon_{\sigma}(t, \tau) = \sigma_c(\tau) \cdot E_{eff} = \sigma_c(\tau) \cdot \left[\frac{1}{E(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E(\tau)} \right] \quad (3.27b)$$

Analog zum Kriechen lässt sich aus Gl. (3.27a) auch die Relaxation mit Hilfe des Relaxationsbeiwertes $\psi(t, \tau)$ oder der Relaxationsfunktion $R(t, \tau)$ ableiten zu:

$$\sigma_c(t, \tau) = \psi(t, \tau) \cdot \sigma_c(\tau) = \psi(t, \tau) \cdot E(\tau) \cdot \varepsilon_{el}(\tau) = R(t, \tau) \cdot \varepsilon_{el}(\tau) \quad (3.28)$$

Wegen der verhältnismäßig breiten Verfügbarkeit von Kriechdaten in der Literatur, werden oft Relaxationsansätze aus dem Kriechen umgerechnet. *Trost [100]* gibt dafür den Zusammenhang an:

$$\psi(t, \tau) = 1 - \frac{\varphi(t, \tau)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, \tau)} \approx \frac{1}{1 + \varphi(t, \tau)}, \quad [-] \quad (3.29)$$

mit $\rho \approx 1$: altersabhängiger Beiwert nach *Rostásy/Henning [116]*

Ein weit verbreiteter Zusammenhang zwischen Kriechzahl und Relaxationsbeiwert wird durch die Gleichung

$$\psi(t, \tau) = \exp(-\varphi(t, \tau)), \quad [-] \quad (3.30)$$

angegeben [22].

Die Relaxationsfunktion kann auch näherungsweise aus

$$R(t, \tau) = 1 / J(t, \tau) = E_{eff} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.31)$$

gewonnen werden. *Bazant/Kim [101]* geben dafür einen weiteren empirischen Zusammenhang an, welcher sich der exakten Lösung annähert.

$$R(t, \tau) = \frac{1 - \Delta_o}{J(t, \tau)} - \frac{0,115}{J(t, t-1)} \left[\frac{J(\tau + \xi, \tau)}{J(t, t - \xi)} - 1 \right] \quad (3.32)$$

Dabei ist $\Delta_o = 0,008$ und $\xi = (t - \tau)/2$. Die Zeit ist in Tagen anzugeben. Durch $J(t, t-1)$ ergeben sich bei einem Belastungsalter und einer Belastungsdauer kleiner als 1 Tag negative Werte bei der Berechnung der Kriechfunktion $J(t, t-1)$. Für diesen Bereich ist Gl. 3.31 zu verwenden.

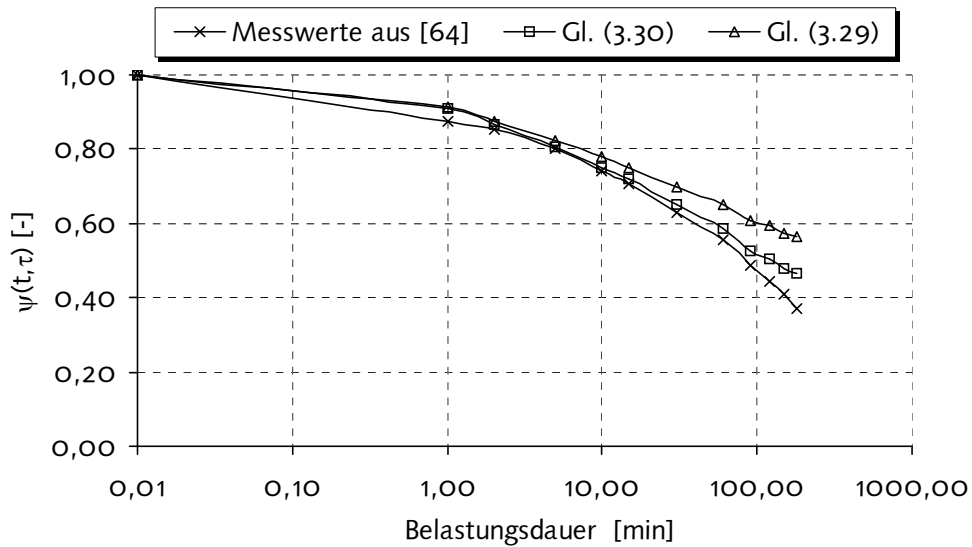


Bild 3.10: Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation bei $\tau = 8h$

Eine Überprüfung der Gl. (3.29) und (3.30) mit den Versuchen von *Wierig/Gollaschbach* [64] durch den Verfasser zeigt ab einem Alter von 8 h zufriedenstellende Ergebnisse (Bild 3.10). Auch der Unterschied zwischen beiden Funktionen kann als minimal betrachtet werden. Da Gleichung (3.30) nahe zu den Messergebnissen tendiert, wird diese für weitere Betrachtungen gewählt.

3.3.2 Kriechen im jungen Beton

Im jungen Beton haben neben dem Belastungsalter und der Belastungsdauer u.a. auch die Temperatur, der Wassergehalt und die Belastungsart (Zug, Druck) einen Einfluss auf das Kriechen. Mit zunehmendem Betonalter nimmt das Relaxationsvermögen des Betons nach *Umehara et. al.*[95] ab (Bild 3.11). Steigende Temperatur erhöht nach *Umehara et. al.*[95] das Kriechen. Der Temperatureinfluss kann auch indirekt über die Reifezeit oder den Hydratationsgrad erfasst werden. Wegen des Einflusses des Wassergehaltes des Betons im Betrachtungszeitraum wird zwischen Grundkriechen (keine Austrocknung) und Trocknungskriechen (bei Wasserverlust) unterschieden [98]. Untersuchungen über die Belastungsart im jungem Beton wurden u.a. von *Umehara et. al.* [95] und *Morimoto et. al.* [102] durchgeführt. Demnach ist das Relaxationsvermögen des Betons unter Druck größer als bei Zug. Bei den Auswertungen von Kriechansätzen nach Bild 3.12 und Bild 3.13, welche aus Druck- und Zugversuchen gewonnen wurden, sind kaum Unterschiede, bezogen auf die Belastungsart festzustellen. Deswegen wird in der vorliegenden Arbeit das Kriechen bei Druck- und Zugbeanspruchung gleichgesetzt.

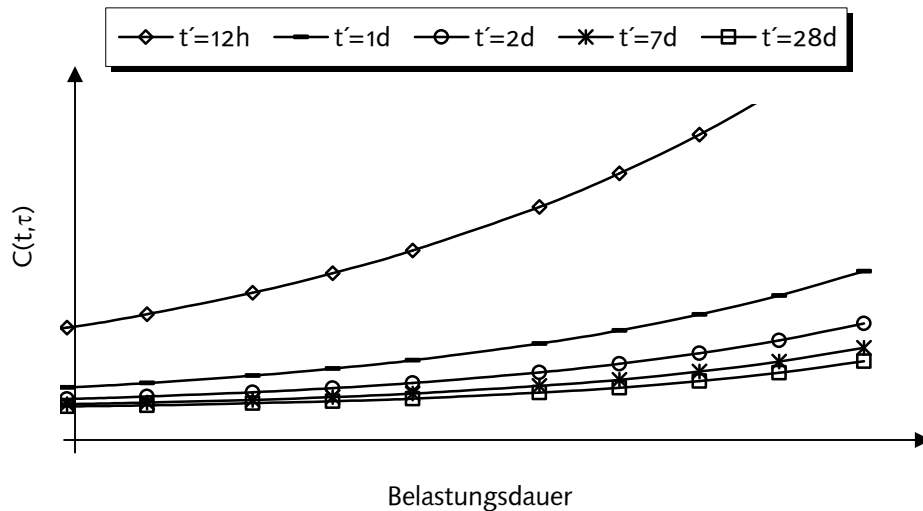


Bild 3.11: Verhalten der Kriechfunktion beim jungen Beton

Da das Kriechen an die elastischen Verformungen gekoppelt ist, spielt der Elastizitätsmodul eine Schlüsselrolle bei der Berechnung der viskoelastischen Verformung. Bei jungem Beton wird oft der Elastizitätsmodul bei einem Belastungszyklus bestimmt [64]. Dadurch ist dieser Modul während der Belastungsphase ein Verformungsmodul. Der Elastizitätsmodul kann nach der Entlastung durch Separation der viskosen Verformungen ermittelt werden [64]. *Emborg [103]* empfiehlt keine Trennung zwischen den elastischen und Kriechverformungen durchzuführen und direkt die Kriechfunktion zu benutzen. Jedoch wie Tabelle 3.6 zeigt, sind wenige Ansätze für die Kriechfunktion des jungen Betons vorhanden.

Kriech- bzw. Relaxationsversuche im jungen Beton wurden u.a. von *Wie- rig/Gollaschbach [64]*, *Byfors [24]*, *Emborg [54]*, *Morimoto/Koyanagi [102]*, *Umehera et al. [95]*, *Laube [21]*, *Gutsch [59]* durchgeführt. Diese bilden die Grundlage zur Ableitung von rechnerischen Ansätzen. Die Ansätze stellen meistens das affine Kriechen dar und lassen sich als Produkt zwischen der Belastungsdauer $f(t, \tau)$ und dem Belastungsalter φ_o, C_o ausdrücken.

$$\varphi, C(t, \tau) = \varphi_o, C_o(\tau) \cdot f(t, \tau) \quad (3.35)$$

Die Kriechansätze werden nach Tabelle 3.6 mit Hilfe von Potenz- und Hyperbelfunktionen angegeben. Ihre Auswertung wird durch den Verfasser in den Bildern 3.12 und 3.13 dargestellt. Es ist hier zu bemerken, dass die meisten Ansätze aus Versuchen ab dem ersten Tag gewonnen wurden. Deswegen ergeben sich bei dem Belastungsalter in diesem Bereich die großen Abweichungen. Für weitere Betrachtungen werden nur die Ansätze von *Sato[106]*, *Tazawa[56]* und *Gutsch[59]* verwendet. Unter Berücksichtigung von Reifezeit, Hydratationsgrad und Druckfestigkeit zum Belastungsalter kann der Einfluss der Betonzusammensetzung in der Kriechfunktion erfasst werden.

Tabelle 3.6: Ansätze für Kriechzahl φ und spezifisches Kriechen C

Autor	Belastungsalter: $\varphi_o, C_o(\tau)$	Belastungsdauer: $f(t, \tau)$
$C(t_e, \tau_e) = C_o(\tau_e) \cdot \frac{(t_e - \tau_e)^c}{B_c(\tau_e) + (t_e - \tau_e)^c}$		
<p><i>Laplante [62]</i> (Spezifisches Kriechen in N/mm²)</p>	$\mu = \exp\left[-(49,17/\tau_e)^{0,7}\right]$ $\mu \leq 0,3:$ $C_o = 44,6 \cdot 10^{-6} \cdot [4,6 - 12,1 \cdot \mu]$ $\mu > 0,3:$ $C_o = 44,6 \cdot 10^{-6} \cdot [1,26 - 0,26 \cdot \mu]$	$C=0,35$ $B_c(\tau_e) = 17,6 \cdot [0,91 \cdot \mu + 0,08]$ <p style="text-align: right;">(3.36)</p>
<p><i>Le Roy [105]</i></p>	$C_o = \frac{131 \cdot 10^{-6}}{f_{cm}(\tau_e)}$	$C=0,5$ $B_c(\tau_e) = 1,47 \cdot \exp\left[3,4 \cdot \frac{f_{cm}(\tau_e)}{f_{cm}(28d)}\right]$ <p style="text-align: right;">(3.37)</p>
$\varphi(t_e, \tau_e) = \varphi_o(\tau_e) \cdot \left[\frac{(t_e - \tau_e)}{t_K}\right]^{a(\tau_e)}, t_K = 1 \text{ h}$		
<p><i>Gutsch [59]</i> (Kriechzahl)</p>	<p>CEMI: $\varphi_o = 0,7798 \cdot \exp(-3,7789 \cdot \alpha(\tau_e)) + 0,05$</p> <p>CEMIII/B: $\varphi_o = 0,2623 - 0,2387 \cdot \alpha(\tau_e)$</p>	<p>CEMI: $a = 0,3989 \cdot \ln[1,5039 \cdot (\alpha(\tau_e) + 1)]$</p> <p>CEMIII/B: $a = 0,1955 + 0,3549 \cdot \alpha(\tau_e)$</p> <p style="text-align: right;">(3.38)</p>
<p><i>Laube [21]</i></p>	$\varphi_o = 0,34 - 0,37 \cdot \alpha(\tau_e)$	$a = 0,55 + 0,48 \cdot \alpha(\tau_e)$ <p style="text-align: right;">(3.39)</p>
$\varphi(t_e, \tau_e) = \varphi_o(\tau_e) \cdot \left[\frac{(t_e - \tau_e)/t_K}{B_c(\tau_e) + (t_e - \tau_e)/t_K}\right]^b, b=0,3; t_K=1d$		
<p><i>CEB/FIB – MC90 [63]</i> (Kriechzahl)</p>	$\varphi_o = \beta(f_{cm}) \cdot \beta(\tau_e) \cdot \varphi_{RH}$ $\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm}/10)^{0,5}}$ $\beta(\tau_e) = \frac{1}{0,1 + (\tau_e/1d)^{0,2}}$ $\tau_o = \tau_e \cdot \left[\frac{9}{2 + (\tau_e/1d)^{1,2}} + 1\right]^\alpha$ <p>$\alpha = -1$: langsam $\alpha = 0$: normal, schnell $\alpha = 1$: sehr schnell erhärtender Zement</p>	$B_c(\tau) = 1500$ <p style="text-align: right;">(3.40)</p>

Tabelle 3.6: Ansätze für Kriechzahl φ und spezifische Kriechen C (Fortsetzung)

Autor	Belastungsalter: $\varphi_o, C_o(\tau)$	Belastungsdauer: $f(t, \tau)$
Tazawa [56]	$\varphi_o = 0,725 \cdot \left(\frac{f_{cm}(\tau_e)}{f_{cm}(28d)} \right)^{-0,933}$	$\beta_C = 0,49 \cdot \exp \left[6,39 \cdot \left(\frac{f_{cm}(\tau_e)}{f_{cm}(28d)} \right) \right]$ (3.41)
Sato [106]	$\varphi_o = 1,10 \cdot \left[1 + (\tau_e + 0,33)^{-2,96} \right]$	$\beta_C = 0,35 \cdot \tau_e^2 + 8,73 \cdot \tau_e$ (3.42)
$\varphi_{RH} = 1$, Annahme: RH=100%		

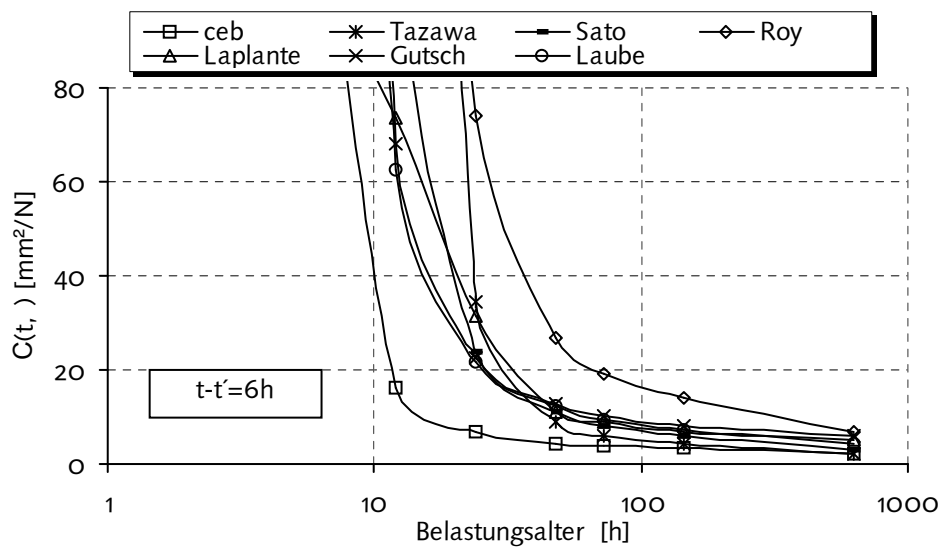


Bild 3.12: Einfluss des Belastungsalters auf das Kriechen bei unterschiedlichen Berechnungsansätzen

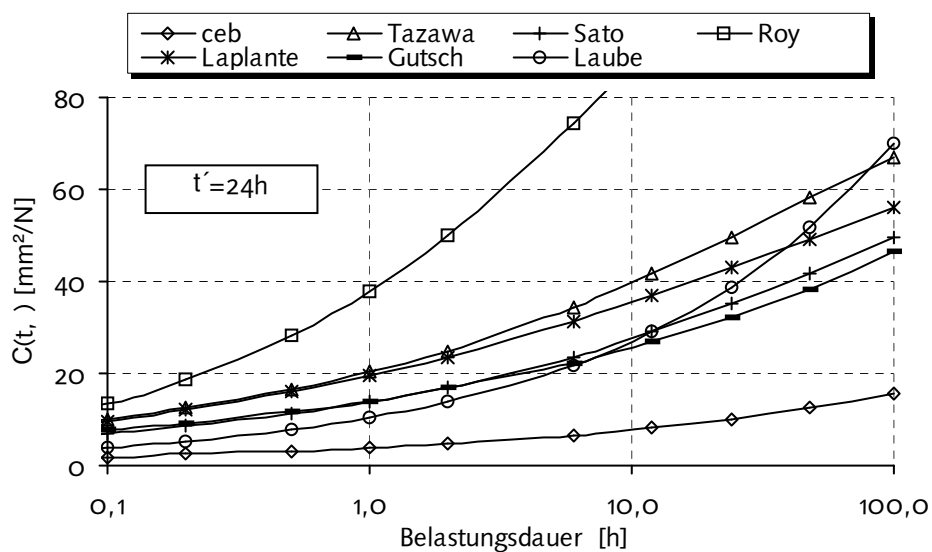


Bild 3.13: Einfluss der Belastungsdauer auf das Kriechen bei unterschiedlichen Berechnungsansätzen

3.4 Erfassung von Verformungs- und Spannungszuständen

3.4.1 Grad der Verformungsbehinderung

Zur Berechnung der Spannung im Bauteil ist die Kenntnis des Grades der Verformungsbehinderung nötig. Dies liegt im Bauteil niedriger als die Annahme einer vollständigen Behinderung der Verformung.

Der Grad der Verformungsbehinderung δ besagt, wie viel freie Dehnung sich in Abhängigkeit des Materialgesetzes in Spannungen umsetzt.

$$\delta = \varepsilon_{zw} / \varepsilon_o \quad (3.43)$$

mit ε_{zw} : Dehnung, welche zur Zwangsspannung führt
 ε_o : freie Dehnung

Die Behinderung der Verformung kann zum einen durch das Bauteil selbst („innere“ Verformungsbehinderung) oder von außen, z. B. durch starre Festhaltung der Bauteilenden („äußere“ Verformungsbehinderung) erfolgen.

Die innere Verformungsbehinderung tritt sowohl bei statisch bestimmter als auch bei statisch unbestimmter Lagerung eines Bauteils auf. Sie wird immer dann wirksam, wenn sich benachbarte Teilbereiche des Betonquerschnitts unterschiedlich verformen möchten (z.B. bei Eigenspannungen). Damit der Querschnitt eben bleibt (Hypothese von Bernoulli), werden in den einzelnen Querschnittsfasern Eigenspannungen aktiviert.

Die äußere Verformungsbehinderung tritt bei statisch unbestimmter Lagerung des Bauteils auf. Die Behinderung entsteht u.a. durch Reibung oder Verbund in der Kontaktfläche des jungen Betons mit der Umgebung (alter Beton, Baugrund, Schalung).

Zur Quantifizierung des Behinderungsgrades werden steifigkeitsbezogene Ansätze verwendet, welche hier zum Überblick angegeben werden.

Die axiale Verformungsbehinderung eines Betonkörpers, z.B. Stab, kann mit Hilfe einer Feder simuliert werden. Der Behinderungsgrad ergibt sich dann aus der Dehnsteifigkeit S_D des Betonkörpers.

$$\delta = \frac{1}{1 + S_D} = \frac{1}{1 + \frac{E_{m,ef} \cdot A}{c \cdot L}} \quad [-] \quad (3.44)$$

mit c : Federkonstante [MN/m²]
 A : Querschnittsfläche [m²]
 L : Länge des Körpers [m]

Durch den effektiven Elastizitätsmodul $E_{m,ef}$ ist die Dehnsteifigkeit und damit auch der Behinderungsgrad zeitabhängig. Eine volle Behinderung ($\delta = 1$) wird nach Gl. (3.44) bei $c = \infty$ und die freie Verformung ($\delta = 0$) bei $c = 0$ erreicht.

Untersuchungen an Frischbetonwänden auf bereits erhärteten Fundamenten ergaben, dass die Schnittgrößen an der Wand primär vom Verhältnis der Dehn- und Biegesteifigkeiten beider Bauteile abhängen. Das Verhältnis L/H der Wand spielt nur eine zweitrangige Rolle. Die Verhältnisse der Dehn- und Biegesteifigkeiten S_D und S_B lauten dann [115, 116]:

$$S_D = \frac{E \cdot A}{E_F \cdot A_F} \quad 0,2 \dots 2 \quad [-] \quad (3.45)$$

$$S_B = \frac{E \cdot I}{E_F \cdot I_F} \quad 2 \dots 20 \quad [-] \quad (3.46)$$

mit : E, A, I : Elastizitätsmodul, Fläche und Trägheitsmoment der Wand
 E_F, A_F, I_F : Elastizitätsmodul, Fläche und Trägheitsmoment des Fundamentes

Bei massigen Bauteilen auf Felsuntergrund kann der Querschnitt des behindernden Fels etwa mit dem 2,5-fachen des behinderten Betonquerschnitts angenommen werden ($A_2 = 2,5 \cdot A_1$) [117].

Bei Platten auf sandigem Untergrund ist zusätzlich zum Steifigkeitseinfluss noch die Reibung in der Kontaktfläche zu berücksichtigen. Jedoch spielen nach *Rostasy et. al.* [115] die Reibungseffekte nur bei Platten mit einer Dicke $d \leq 40$ cm eine bedeutende Rolle.

Zu der üblichen Software stehen für die Modellierung der Randbedingungen Feder, Bettungs- und Kontaktelemente zur Verfügung. Die Simulation der angrenzenden Bauteile erweitert die Erfassung der Randbedingungen.

3.4.2 Viskoelastisches Materialgesetz für den dreidimensionalen Zustand

3.4.2.1 Einleitung

Die Spannungen im jungen Betonbauteil ändern sich mit der Zeit. Bei veränderlicher Spannungs- oder Dehnungsgeschichte werden bei einachsigen Zuständen die Gleichungen (3.27) und (3.28) durch folgende Integrale ergänzt.

$$\varepsilon_\sigma(t) = \int_0^t \sigma_c(\tau) \cdot J(t, \tau) + \varepsilon^\circ(\tau) \quad \text{bzw.} \quad (3.47)$$

$$\sigma_c(t) = \int_0^t R(t, \tau) \cdot [\varepsilon_{el}(\tau) - \varepsilon^\circ(\tau)] \quad (3.48)$$

Dabei ist ε_r° die lastunabhängige Dehnung infolge Temperatur und chemischen Schwindens.

Die Gleichungen werden bei Annahme des isotropen Materialverhaltens auf den dreidimensionalen Zustand verallgemeinert [99]

$$\varepsilon_\sigma(t) = \int_0^t \mathbf{B}^{-1} \cdot J(t, \tau) \cdot \sigma_c(\tau) + \varepsilon^\circ(\tau) \quad \text{bzw.} \quad (3.49)$$

$$\sigma_c(t) = \int_0^t \mathbf{B} \cdot R(t, \tau) \cdot [\varepsilon_{el}(\tau) - \varepsilon^\circ(\tau)]$$

mit:

$$\sigma = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx})^T, \quad (3.50)$$

$$\varepsilon = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zx})^T, \quad (3.51)$$

$$\varepsilon^\circ = (\varepsilon^\circ, \varepsilon^\circ, \varepsilon^\circ, 0, 0, 0)^T, \quad (3.52)$$

$$\mathbf{B}^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2 \cdot (1+\nu) & 0 & 0 \\ & & & & 2 \cdot (1+\nu) & 0 \\ & & & & & 2 \cdot (1+\nu) \end{bmatrix} \quad \text{bzw.} \quad (3.53)$$

$$\mathbf{B} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 \\ & & & & (1-2\nu)/2 & 0 \\ & & & & & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix}$$

Zur Lösung der Gl. (3.49) werden grundsätzlich zwei Verfahren unterschieden. Die Integrallösung unter Anwendung des Superpositionsprinzips und die Differentiallösung.

3.4.2.2 Integrallösung unter Anwendung des Superpositionsprinzips

Zur Formulierung des Materialgesetzes wird das numerische Konzept der quasi-elastischen $\sigma - \varepsilon - \text{Linie}$ nach *Bazant [119]* angewendet. Dabei wird die Zeit t in die diskrete Zeit $t_r (r=0,1,2,\dots)$ mit dem Zeitinkrement $\Delta t_r = t_r - t_{r-1}$ unterteilt. Unter der Anwendung der Trapezregel kann z.B. die Gleichung (3.49) wie folgt angenähert werden:

$$\varepsilon_r(t) = \sum_{s=1}^r \mathbf{B}^{-1} \cdot J(t_r, t_{s-1/2}) \cdot \Delta \sigma_s + \varepsilon_r^0 \quad (3.54)$$

Schreibt man in Gl. (3.54) die aktuelle Spannung mit Hilfe der Spannungszuwächse $\Delta \sigma_r$, so besteht hier die Aufgabe, den Spannungszuwachs $\Delta \sigma_r$ bzw. Dehnungszuwachs $\Delta \varepsilon_r$ zu bestimmen.

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{r-1} + \Delta \varepsilon_r \quad \text{bzw.} \quad \sigma_r = \sigma_{r-1} + \Delta \sigma_r \quad (3.55)$$

Nach *Bazant [119]* ergeben sich die Inkremente der quasi-elastischen Spannungs-Dehnungs-Linie in Gl. (3.55):

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_r &= \frac{1}{E_r''} \cdot \mathbf{B}^{-1} \cdot \Delta \sigma_r + \Delta \varepsilon_r'' & \text{bzw.} \\ \Delta \sigma_r &= E_r'' \cdot \mathbf{B} \cdot (\Delta \varepsilon_r - \Delta \varepsilon_r'') \end{aligned} \quad (3.56)$$

mit:

$$E_r'' = 1/J(t_r, t_{r-1/2}) \quad (3.57)$$

$$\Delta \varepsilon'' = \sum_{s=1}^{r-1} \mathbf{B}^{-1} \cdot [J(t_r, t_{s-1/2}) - J(t_{r-1}, t_{s-1/2})] \cdot \Delta \sigma_s + \Delta \varepsilon_r^o \quad (3.58)$$

Dabei kann E'' als Pseudoelastischer Modul und $\Delta \varepsilon''$ als inelastische Dehnung bezeichnet werden. Durch $\Delta \varepsilon''$ wird das „Gedächtnis“ des Betons aktiviert. Ihre Bestimmung erfolgt vor der Lösung des Zeitinkrementes $\Delta t_r = t_r - t_{r-1}$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3.57) und (3.58) in (3.56) folgt der Spannungszuwachs zu:

$$\Delta \sigma_r = \mathbf{B} \cdot \frac{\Delta \varepsilon_r - \Delta \varepsilon_r^o - \sum_{s=1}^{r-1} \mathbf{B}^{-1} \cdot [J(t_r, t_{s-1/2}) - J(t_{r-1}, t_{s-1/2})] \cdot \Delta \sigma_s}{J(t_r, t_{s-1/2})} \quad (3.59)$$

Die Lösung der Integralgleichungen erfordert die Speicherung der gesamten Beanspruchungsgeschichte eines Bauteils (für jeden Gauß-Punkt bei FEM-Berechnungen), was mit enormer Speicherkapazität der Rechneranlage verbunden ist.

Wird die Dehnungs- bzw. Spannungsgeschichte durch das Nullsetzen des Summenausdruckes in Gl. (3.59) nicht berücksichtigt, vereinfacht sich Gl. (3.59) bei voller Verformungsbehinderung ($\Delta \varepsilon = 0$) zu folgendem Ausdruck:

$$\Delta \sigma_r = \Delta \varepsilon_r^o \cdot J(t_r, t_{r-1/2}) = \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_{eff}(t_r, t_{r-1/2}) \quad (3.60)$$

Mit der Gl. (3.60) wird Spannung mit Hilfe des effektiven Elastizitätsmoduls berechnet. In dieser Gleichung wird nur der Einfluss des Kriechens bzw. der Relaxation zum aktuellen Zeitpunkt erfasst. Im jungen Beton ergeben sich damit zu große Abweichungen zu tatsächlich entstandenen Spannungen.

3.4.2.3 Differentiallösung

Durch die Differentiallösung ist es nicht mehr nötig, die gesamte Beanspruchungsgeschichte zu speichern. Die Überführung der Integral- in eine Differentialgleichung kann mit Hilfe von negativen Exponentialreihen durchgeführt werden [99]. Die Kriechfunktionen bzw. Relaxationsfunktionen (Abschn. 3.3.2) können mit den Dirichlet Reihen wie folgt ausgedrückt werden:

$$J(t, \tau) = \sum_{\mu=1}^N \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}\right) \right\} \quad (3.61)$$

$$R(t, \tau) = \sum_{\mu=1}^N E_\mu(\tau) \cdot \exp\left(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}\right) \quad (3.62)$$

mit τ_μ : Retardations- bzw. Relaxationszeit

Die Bestimmung der Parameter $C_\mu(\tau)$ bzw. $E_\mu(\tau)$ erfolgt bei gegebenen Kriech- und Relaxationswerten nach der Methode der kleinsten Quadrate, welche exemplarisch für die Relaxationsfunktion dargestellt wird.

$$\begin{aligned} \Phi = & \sum_{\beta=1}^k [R(t_{\beta}, \tau) - \tilde{R}(t_{\beta}, \tau)]^2 + w_1 \cdot \sum_{\mu=1}^{N-2} [E_{\mu+1}(\tau) - E_\mu(\tau)]^2 \\ & + w_2 \cdot \sum_{\mu=1}^{N-3} [E_{\mu+2}(\tau) - 2 \cdot E_{\mu+1}(\tau) + E_\mu(\tau)]^2 \\ & + w_3 \cdot \sum_{\mu=1}^{N-4} [E_{\mu+3}(\tau) - 3 \cdot E_{\mu+2}(\tau) + 3 \cdot E_{\mu+1}(\tau) - E_\mu(\tau)]^2 = 0 \end{aligned} \quad (3.63)$$

Die drei letzten Summen wurden zur Minimierung der Sensibilität von $E_\mu(\tau)$ eingeführt. Die Wichtungsfaktoren w_1 , w_2 und w_3 sind nach Erfahrung zu bestimmen.

Nach *Bazant et. al.* [119] entsprechen $C_\mu(\tau)$ den Elastizitätsmoduln der Kelvin-Elemente und $E_\mu(\tau)$ den E-Moduln der Maxwell-Elemente (Bild 3.14 und 3.15). Die Retardations- bzw. Relaxationszeit ist vorzugeben. Daraus entsteht eine Lösung mit Hilfe rheologischer Modelle. Durch die Verwendung der Maxwell-Elemente, welche der vorliegenden Arbeit zugrunde liegen, entsteht eine Differentialgleichung erster Ordnung.

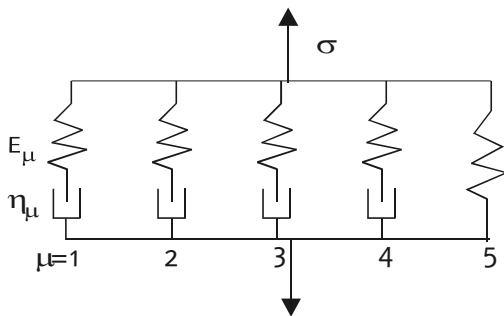


Bild 3.14: Maxwell-Elemente

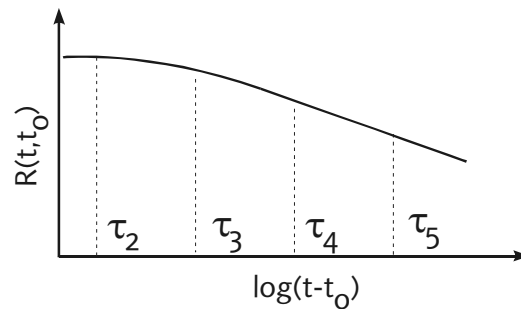


Bild 3.15: Relaxationsfunktion

Legt man die Gl. (3.56) zugrunde, können die Parameter E'' und $\Delta \varepsilon''$ nach *Bazant/Wu* [120,121] unter der Verwendung der Maxwell-Elemente neu berechnet werden

$$E_r'' = \sum_{\mu=1}^N \lambda_\mu(t_r) \cdot E_\mu(t_{r-1/2}) \quad (3.64)$$

$$\Delta \varepsilon_r'' = \frac{1}{E_r''} \cdot \mathbf{B}^{-1} \cdot \sum_{\mu=1}^N [1 - \exp(-\Delta y_\mu(t_r))] \cdot \sigma_\mu(t_{r-1}) + \Delta \varepsilon_r^0 \quad (3.65)$$

mit

$$\sigma_\mu(t_r) = \sigma_\mu(t_{r-1}) \cdot \exp(-\Delta y_\mu(t_r)) + E_\mu(t_{r-1/2}) \cdot \lambda_\mu(t_r) \cdot \mathbf{B} \cdot (\Delta \varepsilon_r - \Delta \varepsilon_r^0) \quad (3.66)$$

$$\lambda_\mu = [1 - \exp(-\Delta y_\mu)] / \Delta y_\mu \quad (3.67)$$

$$\Delta y_\mu = \frac{\Delta t}{\tau_\mu} \quad (3.68)$$

$$\tau_{\mu} = 10\tau_{\mu-1} \quad (3.69)$$

$$\tau_1 = 0,05d, \quad \tau_N = 5000d \quad (3.70)$$

Dabei sind die Schreibweisen σ_{μ} und $\sigma_{\mu}(t_r)$ identisch. Für den Jungbeton ist mit $N=5$ der relevante Betrachtungszeitraum erfassbar. Die Spannung σ_{μ} stellt die innere Variable dar und ersetzt die Speicherung der Spannungsgeschichte. Aus den Gleichungen (3.64) bis (3.71) ergeben sich die Inkremente der inneren und der gesamten Spannung zu:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_r &= \sum_{\mu=1}^N \Delta\sigma_{\mu}(t_r) \\ \Delta\sigma_r &= \sum_{\mu=1}^N [1 - \exp(-\Delta y_{\mu}(t_r))] \cdot \tau_{\mu} \cdot E_{\mu}(t_{r-1/2}) \cdot \mathbf{B} \cdot \frac{(\Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_r^o)}{\Delta t} \\ &\quad - \sum_{\mu=1}^N [1 - \exp(-\Delta y_{\mu}(t_r))] \cdot \sigma_{\mu}(t_{r-1}) \end{aligned} \quad (3.71)$$

3.5 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden die Grundlagen der Spannungsberechnung abgeleitet. Schwerpunkt dabei bildet die Erfassung der Entwicklung der Materialkennwerte und Formulierung des viskoelastischen Materialgesetzes für den dreidimensionalen Zustand. Zur Erfassung der Materialkennwerte des jungen Betons wurde das Konzept der Erhärtungsfunktion vorgestellt. Hierfür wurden die Ansätze zur Entwicklung der Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls aus der Literatur in Erhärtungsfunktionen überführt. Demzufolge lassen sich die Materialkennwerte des jungen Betons rechnerisch als Produkt zwischen der Erhärtung und dem Materialkennwert des Normalbetons beschreiben. Dabei wird die Betonzusammensetzung implizit einerseits durch den Normalbeton und andererseits durch die Reifezeit (Druckfestigkeit) bzw. den Hydratationsgrad erfasst. Die Erhärtungsfunktion beschreibt die zeitliche Entwicklung der Materialkennwerte. Anhand der Druckfestigkeit wurde nachgewiesen, dass die Art und Größe der Prüfkörper kaum Einfluss auf die Erhärtungsfunktionen haben. Weiterhin waren die Differenzen der diversen Erhärtungsfunktionen für die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul, welche aus unterschiedlichen Betonzusammensetzungen gewonnen wurden, sehr minimal. Damit lassen sich die vorgestellten Ansätze auf andere Betonzusammensetzungen übertragen.

Nach einer Reifezeit von 28 Tagen ist die Erhärtung abgeschlossen und aus dem jungen Beton entsteht ein Normalbeton. Bei der Berechnung ist eine explizite Unterscheidung zwischen jungem Beton und Normalbeton nicht mehr nötig.

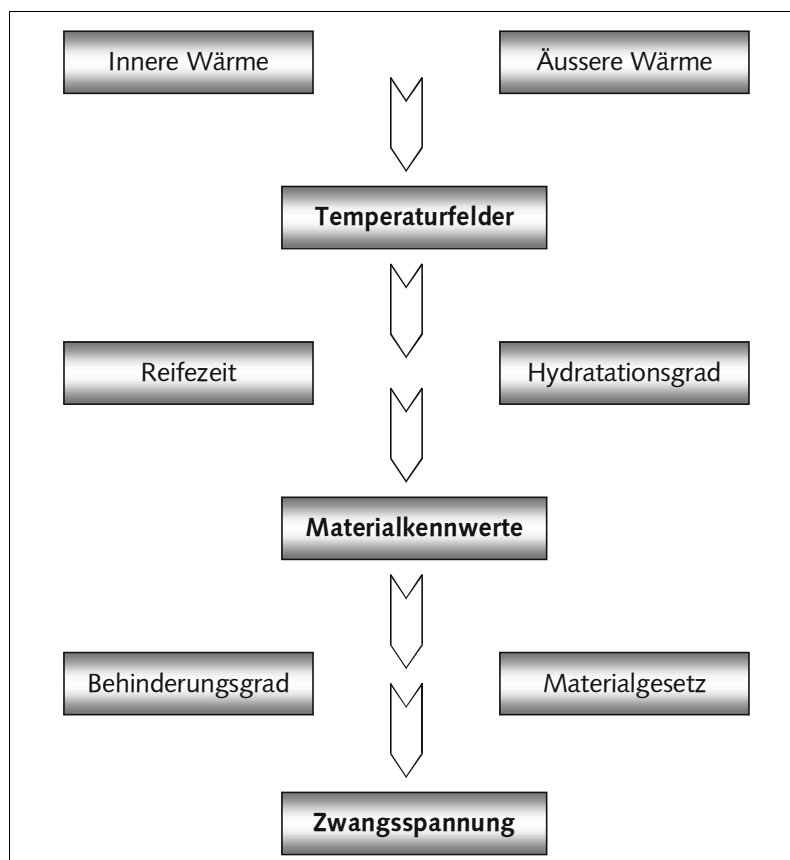
Das viskoelastische Materialgesetz wurde mit Hilfe von Maxwell-Elementen abgeleitet. Zur Kalibrierung des Berechnungsmodells wurde die Kriechfunktion in die Relaxationsfunktion überführt. Dies geschah anhand eines Exponentialansatzes, dessen Eignung mit Hilfe von Messergebnissen verifiziert wurde. Die Auswertung unterschiedlicher Kriechansätze aus der Literatur ergab, dass für niedrige Belastungsalter die Ansätze unrealistische Werte annehmen. Für diese Belastungsalter ist aufgrund fehlender Messergebnisse eine Begrenzung der Anfangswerte der Kriechzahl vorzunehmen.

4 Numerische Lösung mit dem FEM-Programmbaustein SYCOB 1.0

4.1 Einleitung

Temperatur und Spannungsfeldprobleme erfordern eine Eingabe der Ort- und Zeitveränderung der Materialeigenschaften. Als Lösungsweg für die vorliegende Arbeit wird die Methode der finiten Elemente mit dem Programm ANSYS gewählt.

Zur Simulation des Verhaltens des jungen Betons wurde ein neuer Programmbaustein entwickelt, welcher als SYCOB 1.0 (**S**imulation of **Y**oung **C**oncrete **B**ehaviour) bezeichnet wurde. SYCOB 1.0 wurde in der Programmiersprache Fortran 77 geschrieben und umfasst die Subroutine für die innere Wärme, die äußere Wärme und das viskoelastische Materialgesetz. Der prinzipielle Aufbau von SYCOB 1.0 ist in Bild 4.1 dargestellt, und wird im nächsten Abschnitt näher beschrieben.



4.1: prinzipieller Aufbau von SYCOB

4.2 Subroutine zur Erfassung der inneren Wärme

Ziel der Subroutine zur Erfassung der inneren Wärme ist die Vorgabe der Hydrationswärmeentwicklung für den realen Zustand im Betonbauteil. Der verwendeten theoretischen Grundlage liegt der Abschn. 2.4 zugrunde. Dort werden Hydrationsansätze in Abhängigkeit der Reifezeit und dem Hydratationsgrad angegeben.

Der Aufbau des Berechnungsmoduls ist in Bild 4.2 dargestellt. Bei der Berechnung der Hydrationswärmeentwicklung wird die Temperatur des letzten Zeitschrittes verwendet. Durch diese Verfahrensweise entsteht eine Abhängigkeit vom Zeitschritt. Die Genauigkeit der Berechnung kann dann mit der Verkleinerung des Zeitschrittes verbessert werden. Neben der Wärmeentwicklung wird die Wärmemenge, der Hydratationsgrad und die Reifezeit für jeden Gaußpunkt ausgegeben (s. Anlage A4.1).

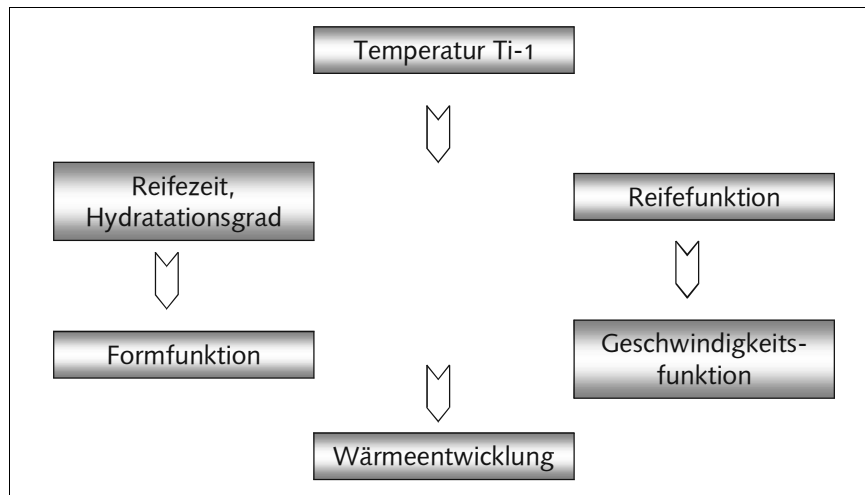


Bild 4.2: prinzipieller Aufbau der Subroutine „innere Wärme“

4.3 Subroutine zur Erfassung der äußeren Wärme

Die Berechnung der äußeren Wärme wurde auf Basis des Abschn. 2.3 mit der ideellen Außenlufttemperatur konzipiert. Dabei werden die Anteile der Wärme infolge kurz- und langwelliger Strahlung, sowie der Außenlufttemperatur erfasst. Bei der Berechnung wird die ideelle Außenlufttemperatur mit einem gesamten Wärmeübergangskoeffizient infolge Konvektion verwendet. Der prinzipielle Aufbau der Berechnung ist im Bild 4.3 dargestellt.

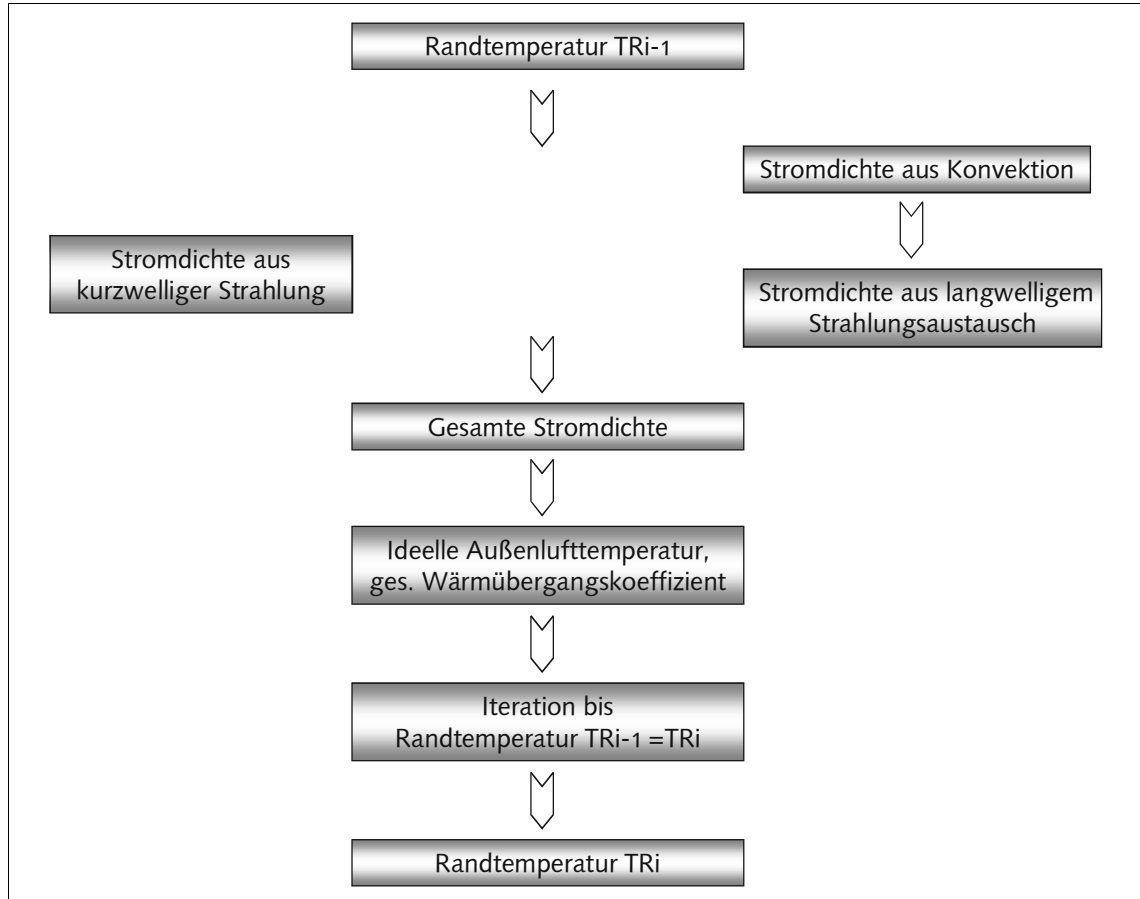


Bild 4.3: prinzipieller Aufbau der Subroutine „äußere Wärme“

Die Berechnung des langwelligen Strahlungsaustausches zwischen Bauwerk, Umgebung und Atmosphäre erfolgt iterativ aufgrund der veränderlichen Oberflächentemperatur des Bauteils. Hierfür waren i.d.R. nur drei Iterationen notwendig, um einen Ausgleich der Randtemperatur zu erreichen. Die ideale Außenlufttemperatur ist als Beispiel im Bild 4.4 in Abhängigkeit der Himmelsrichtung der Bauteilfläche dargestellt.

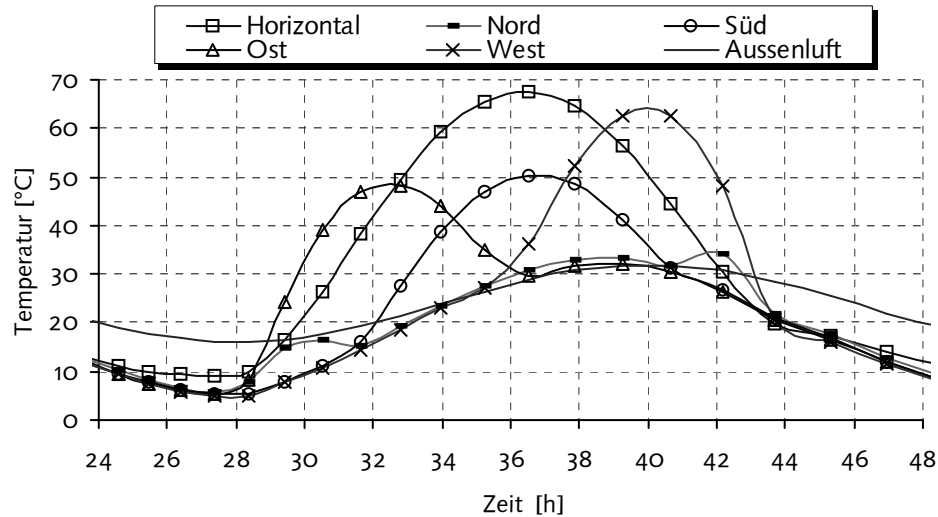


Bild 4.4: Ideale Außenlufttemperatur

4.4 Subroutine zur Erfassung der Materialkennwerte und des Materialgesetzes

Die Entwicklung der Materialkennwerte des Betons ist von der Temperaturgeschichte abhängig. Die Reifezeit und der Hydratationsgrad sind geeignete Kenngrößen um diesen Einfluss widerzugeben. Im Abschn. 3.2 wurde das Konzept der Erhärtungsfunktionen für die Materialkennwerte vorgestellt. Dies findet auch in SYCOB Anwendung. Bei Vorgaben der Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul des Normalbetons werden die Erhärtungsfunktionen in Abhängigkeit der Temperaturgeschichte (Bild 4.5) und damit die Materialkennwerte des jungen Betons für jeden Gaußpunkt berechnet (s. Anlage A4.1.3). Die Nacherhärtung des Betons nach einer Reifezeit von 28 Tagen wird im Berechnungsalgorithmus nicht berücksichtigt.

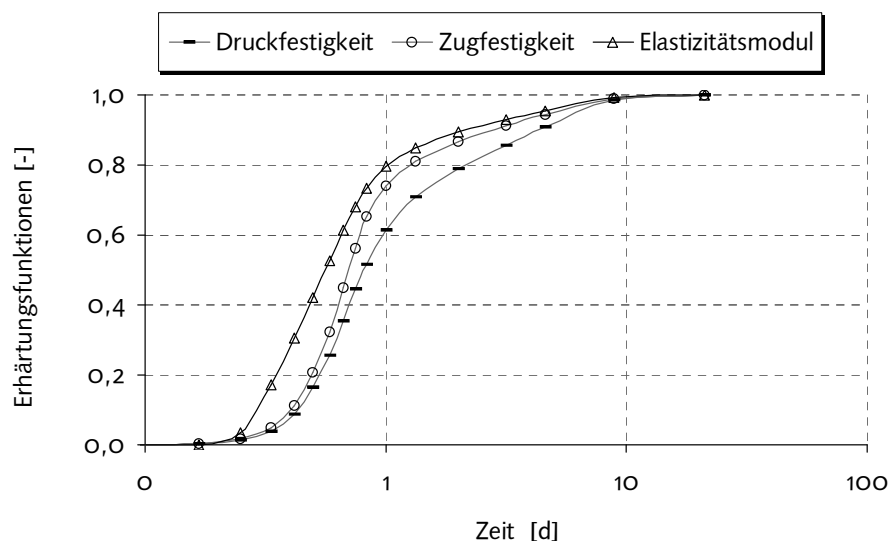


Bild 4.5: Zeitliche Entwicklung der Erhärtungsfunktionen

Das viskoelastische Materialgesetz wurde auf Basis des Abschn. 3.4.2 erarbeitet. Die Lösung des Materialgesetzes unter der Annahme der Trapezregel führt zur numerischen Abhängigkeit der Zeitinkremente. Die Zeit in der Berechnung kann in der dekadischen oder logarithmischen Skala gewählt werden. Die Entscheidung für eine Zeitskala hängt von der Größe des FEM - Modells und der Anzahl der Zeitinkremente (Lastfälle) ab. Dies beeinflusst auch die Dauer der Berechnung in Abhängigkeit der verfügbaren Hardware. Bei Untersuchungszeiten z.B. von 100 Stunden führt die Teilung der Zeitbereiche $t=1-10$ h und $t=10-100$ h durch $n=256$ in der logarithmischen Skala zu 512 Lastfällen. In der dekadischen Zeitskala entstehen mit einem Zeitinkrement von $\Delta t=1$ h nur 100 Lastfälle. Dagegen sinkt bei einem Untersuchungszeitraum von 1000 Stunden die Anzahl der Lastfälle bei der logarithmischen Zeitskala gegenüber der dekadischen Zeitskala.

Der Einfluss der Zeitinkremente auf die Spannungsentwicklung wird im Abschn. 6.1 untersucht.

Voruntersuchungen mit der Intergrallösung (Abschn. 3.4.2.2) ergaben, dass aufgrund des Speicherplatzes in der verwendeten Hardware nur maximal 100 Zeitschritte berechnet werden könnten. Implementiert wurde deswegen die Differentiallösung nach Abschn. 3.4.2.3. Damit wird die Spannungsgeschichte nur durch Speichern der inneren Variable im letzten Zeitschritt erfasst. Der Berechnungsablauf der Spannung ist im Bild 4.6 dargestellt.

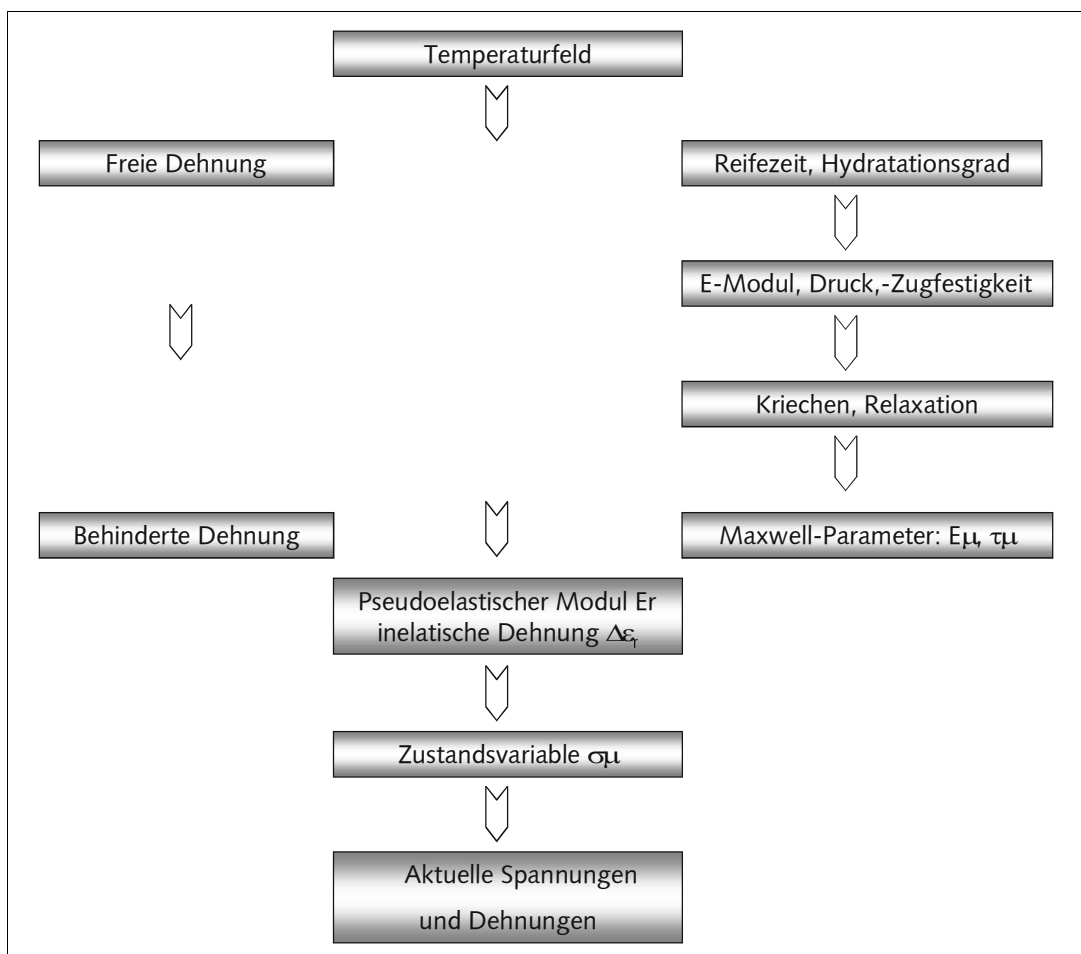


Bild 4.6: prinzipieller Aufbau der Subroutine „viskoelastisches Materialgesetz“

5 Erfassung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen

5.1 Berechnung der Hydratationswärme des Betons

5.1.1 Verifizierung der Berechnungsansätze mit adiabatischen Versuchen

Die adiabatischen Versuche (Abschn. 2.5.2) werden hier verwendet, um die Parameter der Formfunktion in Abhängigkeit der Reifezeit (Abschn. 2.4.3) mit Hilfe nichtlinearer Regressionsanalyse zu bestimmen. Die Auswertung der Ansätze erfolgt anhand des Hydratationsgrades für einen langsam und einen schneller erhärtenden Zement.

Für den langsam erhärtenden Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/NA (B1) nach Bild 5.1 unterscheiden sich die Ansätze kaum. Das 2-Parametermodell nach *Wesche* [31] zeigt leicht höhere Werte in der Anfangs- und Endphase. Bis zu einer Reifezeit von 8 Tagen waren die Unterschiede des Hydratationsgrades bei den drei Ansätzen kleiner als $\alpha=0,05$. Das 2-Parametermodell reicht also aus, um den Hydratationsgrad gut wiederzugeben. Einer der Vorteile des Ansatzes von *Wesche* [31] besteht in der Bestimmung der freien Parameter mit Hilfe einer linearen Regression. Damit wird hier der mathematische Aufwand einer nichtlinearen Regression beim 3- und 4-Parametermodell von *Jonasson* [32] und *Rastrup* [33], [34] umgangen.

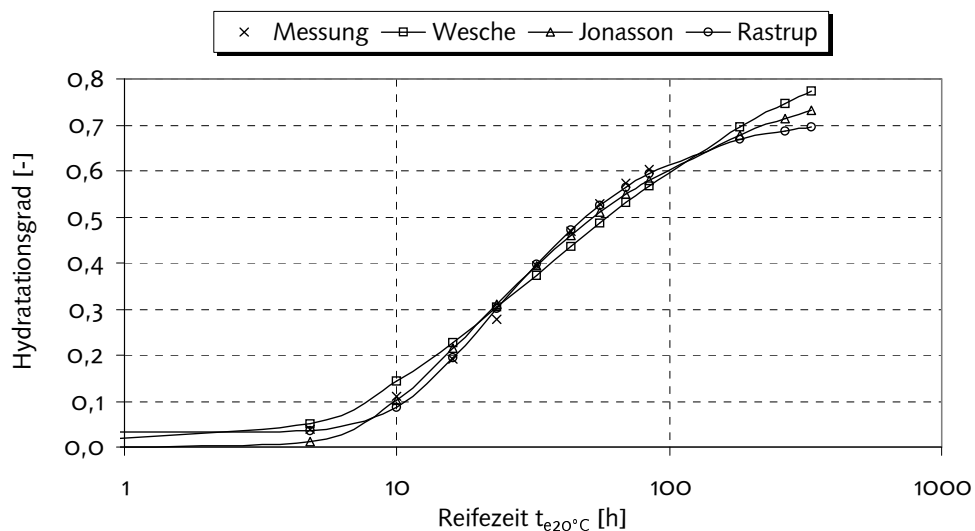


Bild 5.1 : Hydratationsgrad des Betons mit langsam erhärtendem Zement (B1)

Bei dem schnell erhärtenden Zement CEM I 42,5R (B4) zeigt das 4-Parametermodell von *Rastrup* [33] die bessere Anpassungsfähigkeit, sowohl in der Anfangs- als auch in der Endphase (Bild 5.2). Beim Ansatz von *Rastrup* [33] besteht aber die Gefahr, dass eine horizontale Tangente im Endbereich zu schnell erreicht wird. Dieser Fall entsteht in den Bereichen, indem keine Messwerte zur Bestimmung der Regressionsparameter vorhanden sind. Das würde nach Bild 5.2 bedeuten, dass ab etwa $t_{e20^\circ\text{C}} = 80$ h die Wärmeentwicklung fast Null wird. Als Folge daraus entstehen zu niedrige Hydratationsgrade im Endbereich.

Das 2-Parametermodell von *Wesche* [31] liefert hier die höchsten Hydratationsgrade im Anfangs- und Endbereich. Der Unterschied zum 4-Parametermodell beträgt hier $\Delta\alpha = 0,08$ (Anfangsbereich) und über $\Delta\alpha = 0,15$ (Endbereich). Im Zeitintervall zwischen 10 bis 100 Stunden entstehen dagegen niedrigere Hydratationsgrade von bis zu $\Delta\alpha = 0,08$ gegenüber denen von *Rastrup* [33]. Beim Beton B4 bedeutet der Hydratationsgrad von $\Delta\alpha = 0,1$ eine adiabatische Temperaturänderung um ca. $\Delta T = 10\text{K}$.

Der Hydratationsgrad nach *Jonasson* [32] differiert maximal um $\Delta\alpha = 0,04$ zu den Messwerten und ist damit gut geeignet um die Hydratationswärmeentwicklung zu berechnen.

Bei schnell erhärtenden Zementen ist zu empfehlen, mindestens einen Ansatz mit den 3-Parametermodell zu verwenden. Beim Ansatz mit den 4-Parametermodell wurden zufriedenstellenden Ergebnissen nur dort erreicht, wo die Hydratationswärme aus Messungen erfasst wurde.

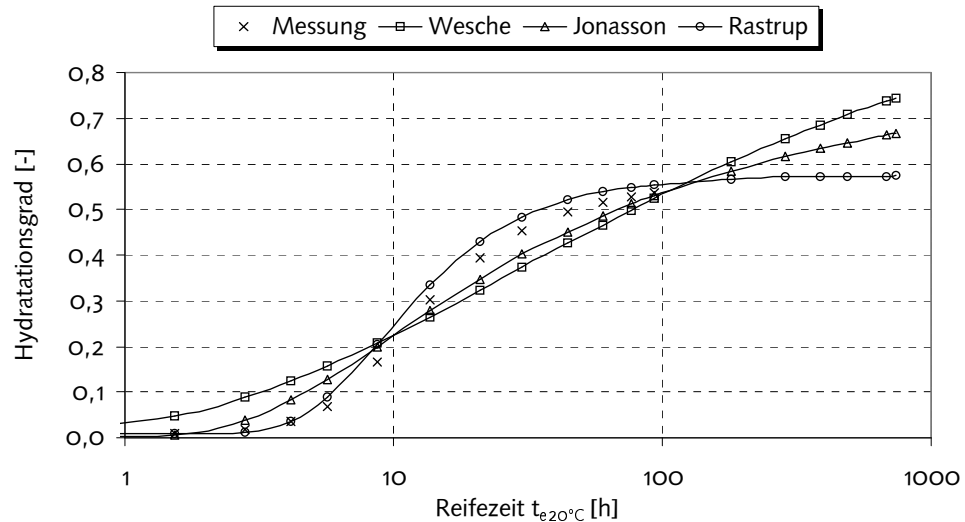


Bild 5.2: Hydratationsgrad des Betons mit schnell erhärtendem Zement (B4)

Die Regressionsparameter der drei Berechnungsmodelle (Betone nach Tabelle 2.3) sind für die unterschiedlichen Zementarten in Tabelle 5.1 dargestellt

Tabelle 5.1: Regressionsparameter für die Berechnungsmodelle in Abhängigkeit der Reifezeit t_{e20}

Ansatz		B1 (CEM III/B 32,5 NW/HS/NA)	B3 (CEM I 32,5 R)	B4 (CEM I 42,5 R)	B5 (CEM I 52,5 R)
Wesche	a	-7,37	-3,844	-3,556	-6,397
	b	-0,579	-0,420	-0,376	-0,708
Jonasson	a	-0,4378	-1,780	-1,88	-1,29
	b	-0,8418	-1,097	-1,02	-1,49
	tk	65,934	4,773	4,19	5,67
Rastrup	a	-22,00	-23,77	-24,46	-26,17
	b	-1,02	-1,310	-1,369	-1,41
	c	0,0283	0,0211	0,0103	0,0265
	n	0,7497	0,6223	0,564	0,7879
$Q_{\infty,Z}$		363,33	438,69	505,84	457,12

5.1.2 Verifizierung der Ansätze mit DCA-Versuchen

Ausgangspunkt der Untersuchung bildet das Potenz-Triebkraft-Modell nach *Schlüßler* [35-37] (Abschn. 2.4.5). Mit den DCA-Versuchen im Abschn. 2.5.3 werden die Parameter der Formfunktion mit Hilfe nichtlinearer Regression bestimmt.

Als Problem des Potenz-Triebkraft-Modells gilt die Bestimmung des Anfangszustandes (Bild 5.3). Um den Anfangszustand besser beurteilen zu können, wird auch die Wärmeentwicklung in Abhängigkeit der Reifezeit nach Bild 5.4 dargestellt. Aus dem Verlauf von $q(t_e)$ folgt, dass die Ansätze mit $[\alpha(t)+\varepsilon]$ und $[\alpha(t)+\varepsilon=0]$ sich kaum unterscheiden. Jedoch kann aus Bild 5.3 entnommen werden, dass die Bestimmung der Regressionsparameter beim Ansatz mit $[\alpha(t)+\varepsilon]$ besonders in der Evolutionsphase mit großen Unsicherheiten verbunden ist. Aus diesem Grund wird der Ansatz mit $[\alpha(t)+\varepsilon]$ nicht weiter betrachtet.

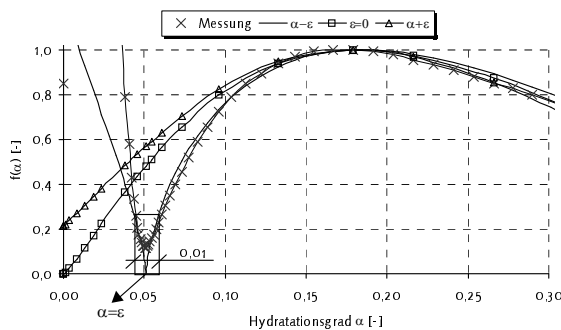


Bild 5.3: Formfunktionen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades

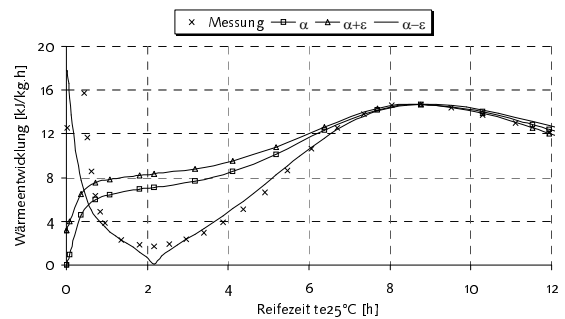


Bild 5.4: Formfunktionen in Abhängigkeit der Reifezeit

Von den zwei übrigen Varianten wird zunächst der Ansatz *Schlüßler 1* mit $[\alpha(t)-\varepsilon]$ untersucht, da dieser die Messwerte qualitativ und quantitativ am besten wiedergibt. Numerisch bereitet der Ansatz jedoch einige Probleme, da der aktuelle Hydratationsgrad aus dem Integral der Wärmeentwicklung berechnet wird (Gl. 2.49). Bei der Stützstelle $\alpha(t)=\varepsilon$ ist der Zuwachs der Wärmeentwicklung gleich Null, also $\Delta q(\alpha)=0$. Damit verändert sich auch der aktuelle Hydratationsgrad nicht. Als Lösung wird die Stützstelle $\alpha(t)=\varepsilon$ durch die Bedingungen $\alpha(\varepsilon)\leq\varepsilon-0,01/2$ bzw. $\alpha(\varepsilon)\geq\varepsilon+0,01/2$ ersetzt. Aufgrund der schon im Abschn. 2.5.5 erwähnten Rechtsverschiebung der DCA-Messkurve (Bild 2.14) wird der Zeitpunkt des Berechnungsbeginns variiert. Damit wird die Induktionsphase verkürzt und der Endwert der Temperatur herabgesetzt. Das Ergebnis dafür ist beispielsweise für den Zement CEM I 32,5R in Bild 5.5 dargestellt. Als Vergleich ist die gemessene adiabatische Temperatur eingetragen. Im Bereich zwischen 6 und 24 Stunden wurde für unterschiedliche Anfangswerte des Hydratationsgrades eine Temperaturdifferenz von $\Delta T=15\text{K}$ festgestellt. Bei allen untersuchten Zementen zeigt sich, dass die Verwendung von einem Anfangswert des Hydratationsgradess $\alpha_o = \varepsilon + 0,01$ zu guten Übereinstimmungen mit den gemessenen Werten führt.

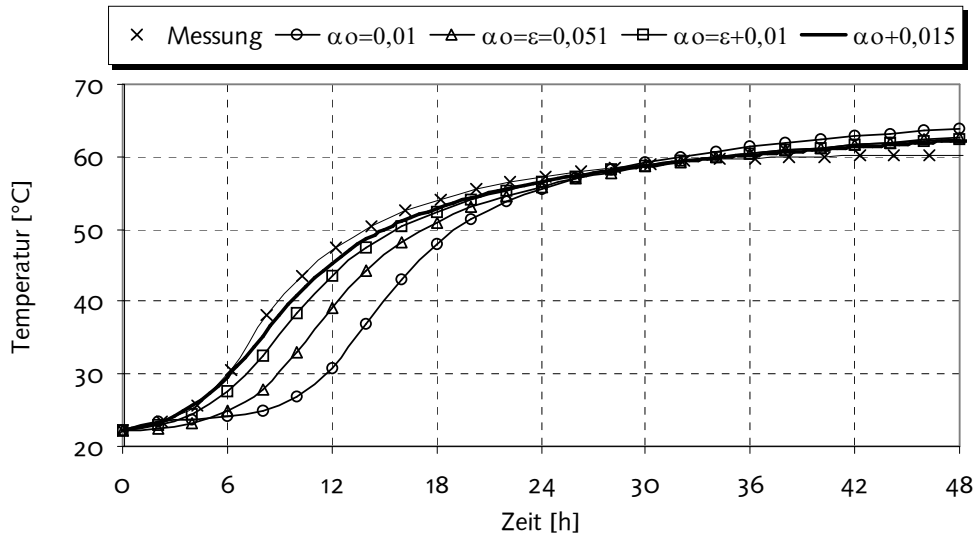


Bild 5.5: Adiabatische Temperatur bei Variation der Anfangsbedingung $\alpha(t_0)$ beim Ansatz *Schlüßler 1* (CEM I32,5R)

Als letzter Fall wird den Ansatz *Schlüßler 2* [$\alpha(t) + \varepsilon = 0$], also $\varepsilon = 0$, untersucht. Bei numerischen Berechnungen ist hier die Vorgabe eines Anfangswertes für die Stützstelle $\alpha(t=0)$ notwendig, da $\Delta q(\alpha) = 0$ ist. Genauso wie beim vorherigen Ansatz, hängt die Dauer der Induktionsperiode vom Wert $\alpha(t=0)$ ab. Im Zeitintervall zwischen 6 bis 18 Stunden wurde für unterschiedliche Anfangswerte des Hydratationsgrades ein Temperaturunterschied bis zu $\Delta T = 10\text{K}$ festgestellt (Bild 5.6). Die Nachrechnung der adiabatischen Versuche ergab bei allen untersuchten Zementen, dass bei der Annahme $\alpha(t=0) = \varepsilon - 0,02$ gute Übereinstimmungen mit den Messwerten zu erzielen sind.

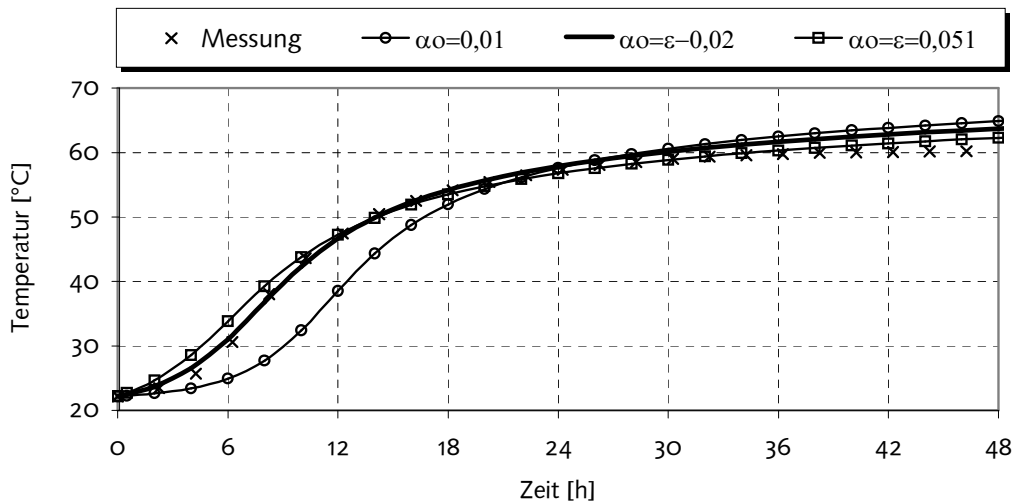


Bild 5.6: Adiabatische Temperatur bei Änderung der Anfangsbedingung $\alpha(t_0)$ beim Ansatz *Schlüßler 2* (CEM I32,5R)

Die Regressionsparameter für beide Berechnungsmodelle nach *Schlüßler* (Gl. 2.49) sind für unterschiedliche Zementarten nach Tabelle 5.2 dargestellt.

Tabelle 5.2: Mittelwert der Regressionsparameter für die Berechnungsmodelle in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei $T=25^{\circ}\text{C}$

Ansatz		CEM III/B 32,5 NW/HS/NA	CEM I 32,5 R	CEM I 42,5 R	CEM I 52,5 R
Schlüßler1	m	0,4679	0,64	0,71	0,727
	n	2,80	2,97	2,95	3,102
Schlüßler2	m	1,01	1,528	1,68	1,743
	n	4,146	4,446	4,381	4,633
Parameter aus DCA- Messung	q_{\max}	7,607	13,589	17,944	22,906
	ε	0,0314	0,0314	0,059	0,0607
	α_w	0,1396	0,19	0,228	0,2251
	$Q_{\infty,z}$	335,175	365,475	402,022	473,97

5.1.3 Vergleiche der Berechnungsansätze

Alle bisherigen Ansätze hatten das Ziel, die Temperatur im Beton zu berechnen. Deswegen ist es unerlässlich, diese Ansätze miteinander zu vergleichen. Aus diesem Grund wird beispielsweise die adiabatische Temperaturerhöhung des Betons B3 (CEM 32,5R) nachgerechnet. Das Ergebnis ist in Bild 5.7 dargestellt.

Der Ansatz nach *Wesche* [31] weist in den ersten 36 Stunden Temperaturunterschiede von maximal $\Delta T=5\text{K}$ im Vergleich zu den Messwerten auf. In diesem Zeitbereich liegen die Unterschiede zwischen allen anderen Ansätzen und Messwerten unterhalb von $\Delta T=1,5\text{K}$. Der Ansatz von *Rastrup* [33] führt dabei zur besten Übereinstimmung mit den Messwerten.

Im Endbereich führt der Ansatz von *Rastrup* [33], verglichen mit anderen Ansätzen, bis zu ca. $\Delta T=5\text{K}$ niedrigeren Endtemperaturen. Bildet man z. B. einen Mittelwert der Temperatur aller anderen Ansätze, so liegen die Abweichungen um max. $\Delta T=\pm 1,4\text{K}$. Bei 96 Stunden entspricht das etwa 2% Abweichung.

Die minimalen Temperaturdifferenzen über den Betrachtungszeitraum entstanden zwischen den Ansätzen von *Jonasson* [32] und *Schlüßler1/Schlüßler2* [35,37]. Deswegen werden bei den weiterführenden Untersuchungen hauptsächlich nur diese drei Ansätze verwendet. Der Ansatz von *Wesche* [31] kann bei normal erhärtendem Zement für allgemeine Temperaturberechnungen verwendet werden.

Die gute Übereinstimmung zwischen kalibrierten Modellen auf Basis von DCA-Messungen (*Schlüßler1/Schlüßler2*) und adiabatischen Messungen (*Jonasson*) erlaubt es, die Wärmeentwicklung des Betons aus der Kenntnis der Hydratationswärme des Zementes zu ermitteln. Der Vorteil dieser Modellbetrachtung besteht darin, dass die DCA-Messungen an Zementleimproben einfacher und schneller als die adiabatischen Versuche im Betonkalorimeter durchzuführen sind.

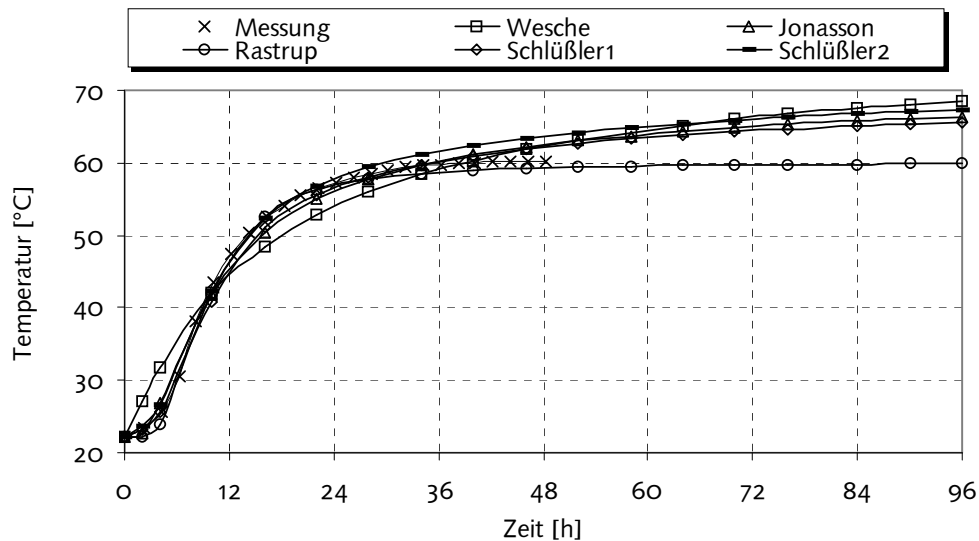


Bild 5.7: Vergleiche zwischen den Berechnungsansätzen

5.2 Berechnung der Temperatur im Bauteil

5.2.1 Eigene Messungen zur Verifikation der Temperatur

Die Temperaturentwicklung wurde in einem Hochofenfundament mit den Abmessungen entsprechend Bild 5.8 gemessen. Die Betonzusammensetzung entspricht der des Betons B1 der Tabelle 2.3. Das Fundament wurde im Sommer 1995 (ab 15.08.95) in 3 Schichten betoniert. Die mittleren Frischbetontemperaturen betragen $T_{A1}=26^{\circ}\text{C}$ für die erste Schicht, $T_{A2}=29^{\circ}\text{C}$ für die zweite und $T_{A3}=23^{\circ}\text{C}$ für die dritte Schicht. Die mittleren Tageslufttemperaturen schwanken zwischen $T_L=19^{\circ}$ und $T_L=28^{\circ}\text{C}$. Die verwendete Holzschalung hatte eine Dicke von 13 mm. Die Schichten 1 und 2 wurden nach 10 Tagen gleichzeitig ausgeschalt. Bei der dritten Schicht wurde 7 Tage nach Betonieren die Schalung entfernt.

Die Temperaturmessungen erfolgten mit Hilfe von Widerstandsthermometern PT 100 mit einer Länge von ca. 120 mm, die durch ein Silikonkabel an einem vom Fundamentrand 7 m entfernten Datenlogger angeschlossen wurden. Die Messstellen wurden so angeordnet, dass die Temperaturdifferenzen zwischen Kern- und Randbereich des Bauwerkes durch horizontale und vertikale Temperaturprofile erfasst werden konnten (Bild 5.9 und 5.10). Die Temperaturentwicklung ist am Beispiel ausgewählter Stellen entlang des Querschnittskerns in Bild 5.11 dargestellt. Die maximalen Temperaturen im Querschnitt betragen $T_1=38^{\circ}\text{C}$ in Schicht 1, $T_2=43^{\circ}\text{C}$ in Schicht 2 und $T_3=51^{\circ}\text{C}$ in Schicht 3. Die vollständige messtechnische Untersuchung ist in *Freundt/Madaleno [127]* erläutert.

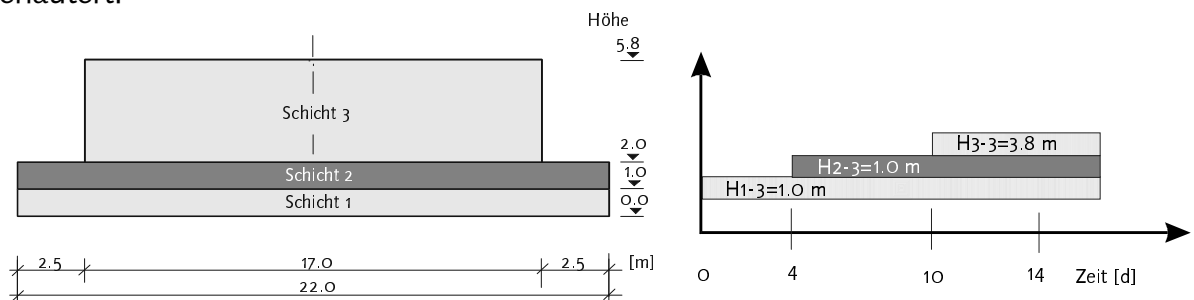


Bild 5.8: Herstellungstechnologie des Fundamentes

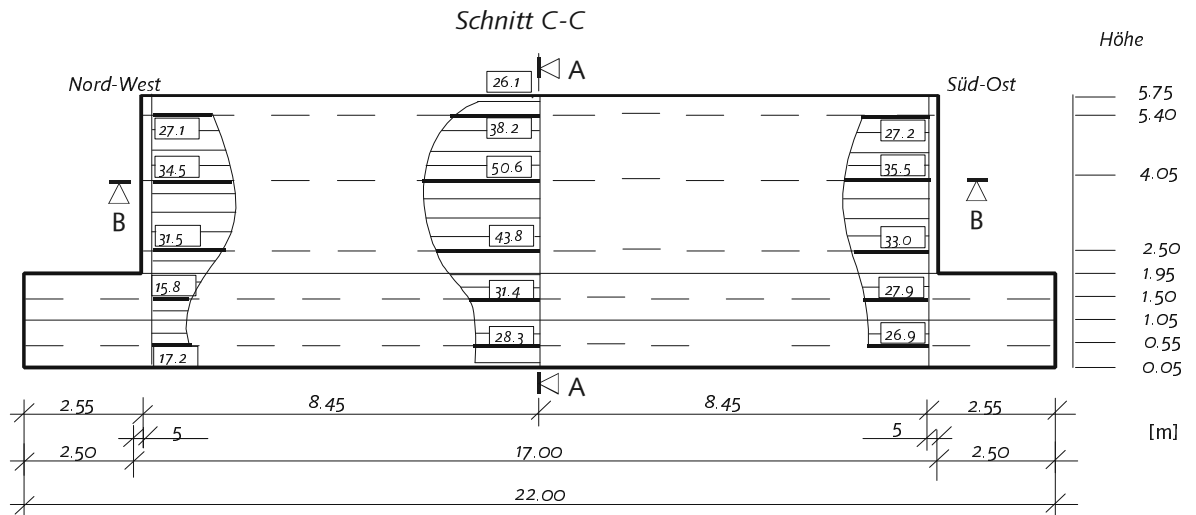


Bild 5.9: Vertikale Temperaturverteilung zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Temperaturen in Schicht 3 ($t=110h$ nach Betonieren), Schnitt C-C (Bild 5.10)

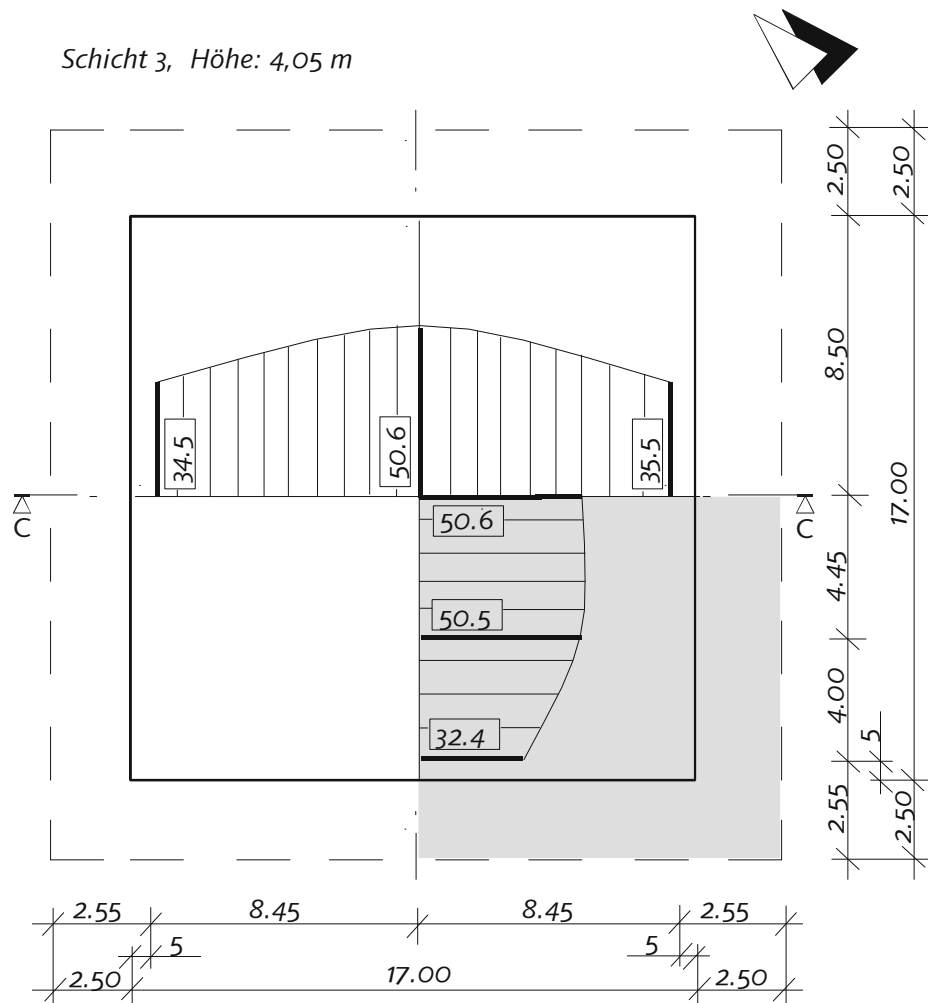


Bild 5.10: Vertikale Temperaturverteilung zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Temperaturen in Schicht 3 ($t=110h$ nach Betonieren), Schnitt B-B (Bild 5.9)

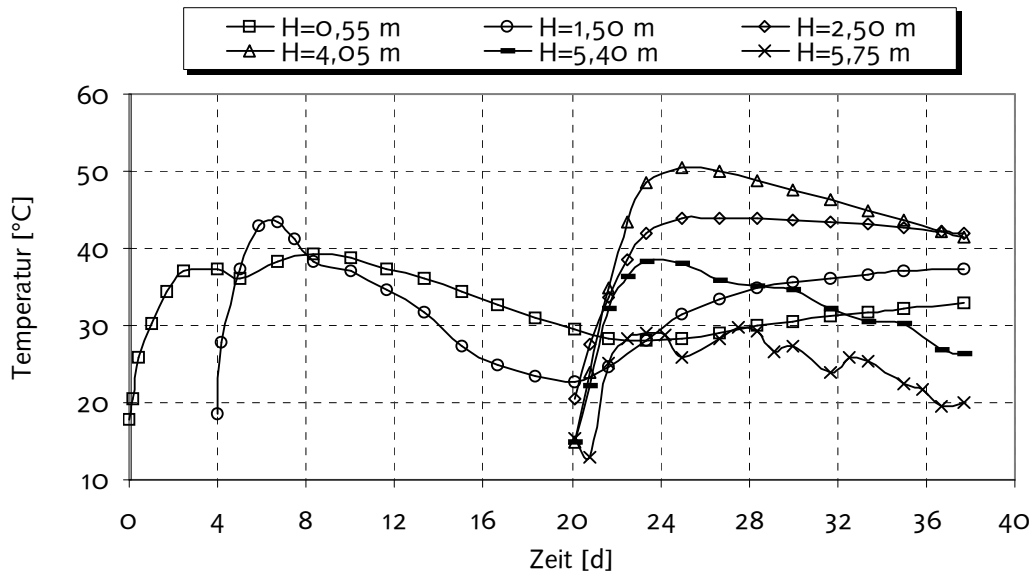


Bild 5.11: Temperaturentwicklung im Kern des Querschnittes, Schnitt A-A (Bild 5.9)

5.2.2 Ideelle Außenlufttemperatur des Bauteils

Die Berechnung der Temperatur erfolgt für die erste Schicht des Hochofenfundamentes nach Bild 5.8. Für das FEM-Modell wird der markierte Ausschnitt nach Bild 5.10 betrachtet. Als Untersuchungszeitraum werden vier Tage gewählt.

Das Temperaturfeld im Bauwerk ergibt sich aus einem Zusammenspiel zwischen innerer und äußerer Wärme. Die innere Wärme wurde bereits behandelt, so dass hier auf die äußere Wärme auf Grundlage des Abschn. 2.1.3 eingegangen wird. Zu prüfen sind somit der Verlauf der Außenlufttemperatur sowie die anfallende Stromdichte auf jeder Bauteiloberfläche.

Der Verlauf der Außenlufttemperatur wird anhand der Gl. 2.31 und der tatsächlich gemessenen Werte überprüft (Bild 5.12). Die Gl. 2.31 wurde zunächst mit den Auswertungen der meteorologischen Daten von Ostdeutschland nach *Pezold [14]* und *Peitsch [128]* untersucht. Die Werte von *Peitsch [128]* wurden als 98 % Quantil der aufgetretenen maximalen Temperatur $T_{98\max}$ in 30 Jahren ermittelt. Die Außenlufttemperatur nach *Pezold [14]* und *Peitsch [128]* können zu Voruntersuchungen bei unbekanntem meteorologischen Daten eines Ortes in Ostdeutschland verwendet werden.

Die Mittelwerte der gemessenen und berechneten Außenlufttemperatur von *Pezold [14]* unterscheiden sich im betrachteten Zeitraum um maximal $\Delta T_{MT}=4$ K. Die Zeitpunkte des Erreichens der Temperaturmaxima und -minima wurden durch die rechnerischen Ansätze gut erfasst. Die Amplitude der berechneten Werte liegt in den ersten Tagen weit über den Messwerten. Die Außenlufttemperatur nach *Pezold [14]* erscheint für diesen Standort adäquater zu sein. Bei unbekannter Außenlufttemperatur wurden für Ostdeutschland die statistischen Werte von *Pezold [14]* verwendet.

Zur Verifikation der Temperatur im Bauwerk wird die gemessene Außenlufttemperatur durch die Gl. 2.31 angenähert (Bild 5.12). Dabei werden veränderliche Tagesmitteltemperaturen und Amplituden verwendet.

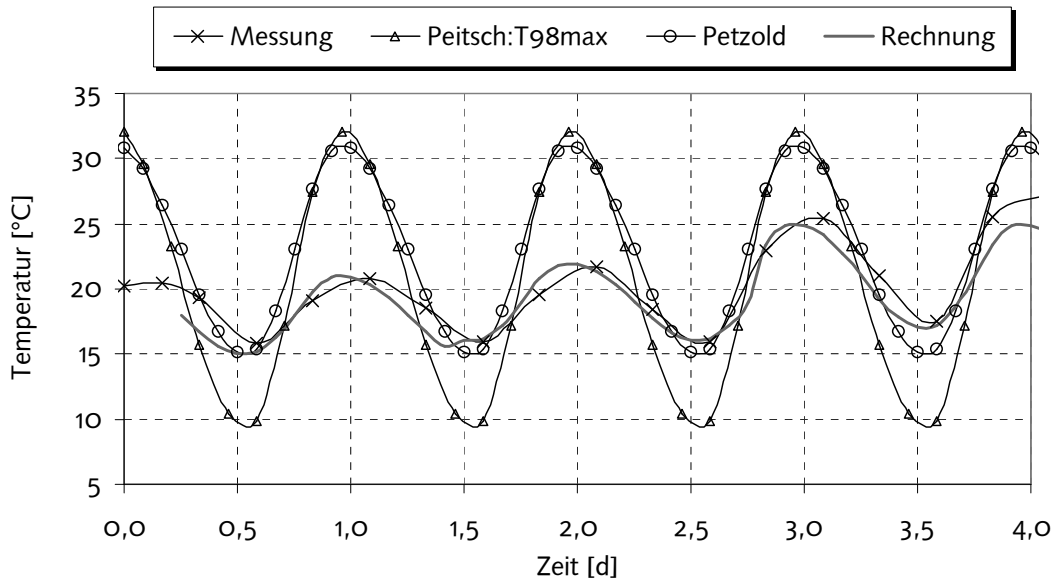


Bild 5.12: Außenlufttemperatur für die ersten 4 Tage

Die anfallende Stromdichte auf die Bauteiloberfläche entsteht hauptsächlich aus der kurzwelliger Strahlung. Sie kann in direkte $Q_{KS} = f(S_{\beta}, H_{\alpha}, R_{\alpha})$ und indirekte $Q_{KS} = f(H_{\alpha}, R_{\alpha})$ Sonneneinwirkung unterteilt werden. Die Stromdichte im Schattenbereich kann damit durch die indirekte Sonneneinwirkung simuliert werden (Tai-IS(SO)). Beide Anteile sind in Bild 5.13 anhand der ideellen Außenlufttemperatur für eine Fläche in Süd-Ost-Richtung dargestellt. Die kurzwellige Strahlung wird noch vom Absorptionsvermögen der Fläche beeinflusst. Ein Bauteil in einer Holzschalung absorbiert z. B. mehr Strahlung als reine Betonbauteile. Dieses Verhalten wird zwischen der vertikalen Fläche in Süd-Ost-Richtung Tai(SO) und der horizontalen Fläche Tai(horiz.) im Bild 5.13 dargestellt.

Die langwellige Strahlung wirkt entlastend und reduziert die Maxima und Minima der Temperatur. Dadurch kann die Temperatur an der Bauteiloberfläche nachts kühler als die Lufttemperatur sein.

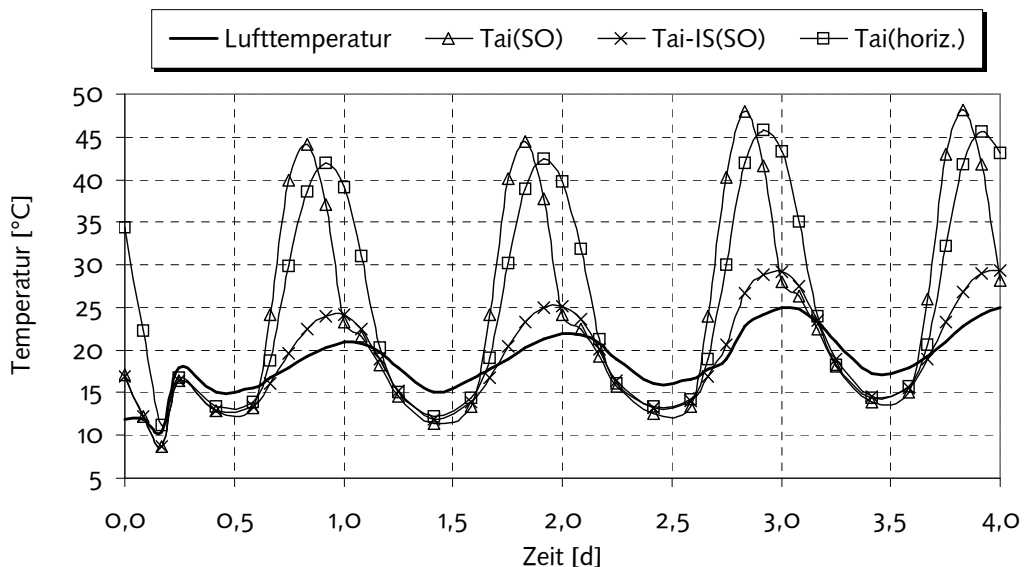


Bild 5.13: Tagesgang der ideellen Außenlufttemperatur für ein horizontal stehendes Bauteil

Zur Überprüfung der Temperatur wird für ein horizontal liegendes Bauteil eine direkte Sonneneinwirkung angenommen. Die vertikale Fläche liegt im Bereich der Baugrube, so dass die indirekte Sonneneinwirkung maßgebend sei.

5.2.3 Temperatur im Bauteil

Die Temperatur des Bauteils ist durch die Wirkung der inneren und äußeren Wärme nicht konstant über den Querschnitt. Demzufolge entsteht auch eine örtliche Verteilung der Hydratationswärmentwicklung über den Querschnitt. Niedrige Randtemperaturen reduzieren die Hydratationswärmentwicklung an diesen Stellen. Dieser Einfluss wird im Abschn. 7.3 näher untersucht.

Die Randtemperatur im Bauteil wird mit Hilfe der Gleichung des Temperaturgradienten $(grad T_i)_{Rand}$ (Gl. 2.10) berechnet. In einem FEM-Modell wird bei der Ermittlung von $(grad T_z)_{Rand}$, z. B. in der z-Achse, die Dicke des finiten Elementes benötigt. Aufgrund der höheren Kerntemperaturen entstehen bei dicken Randelementen höhere Randtemperaturen. Damit werden die Randtemperaturen durch die FEM-Vernetzung beeinflusst. Die Randbereiche des FEM-Modells sind dementsprechend feiner zu vernetzen.

Die Verifizierung der Temperatur erfolgt für einen Schnitt in der horizontalen und vertikalen Ebene.

Der Temperaturverlauf in der horizontalen Ebene (Bild 5.14) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Unterschiede sowohl im Kern- wie im Randbereich lagen bei ca. $\Delta T=1K$, so dass die Annahme der indirekten Sonneneinwirkung für den Rand bestätigt wurde.

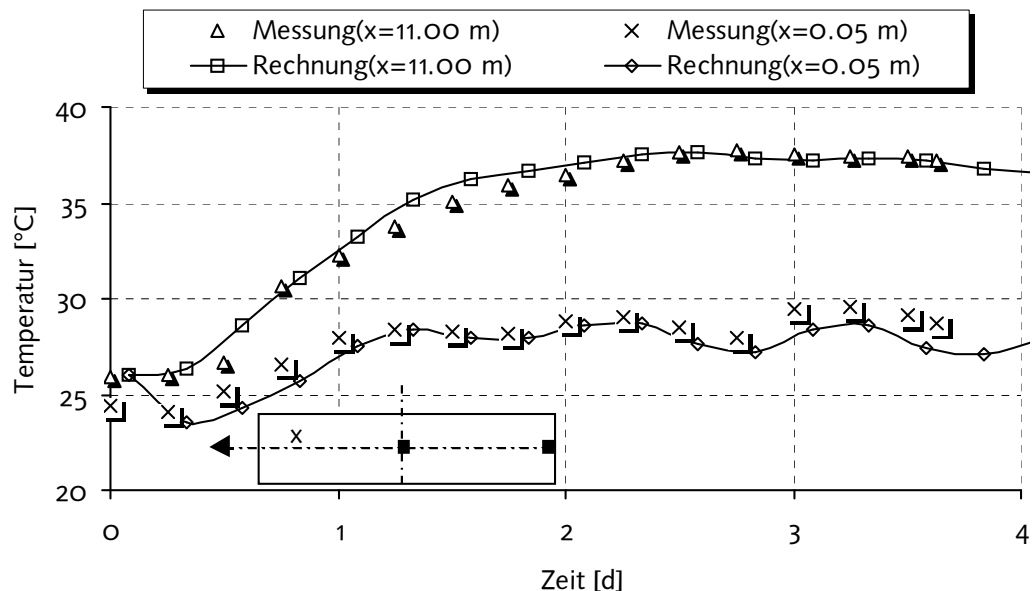


Bild 5.14: Vergleich zwischen Rechnung und Messung in der horizontalen Ebene

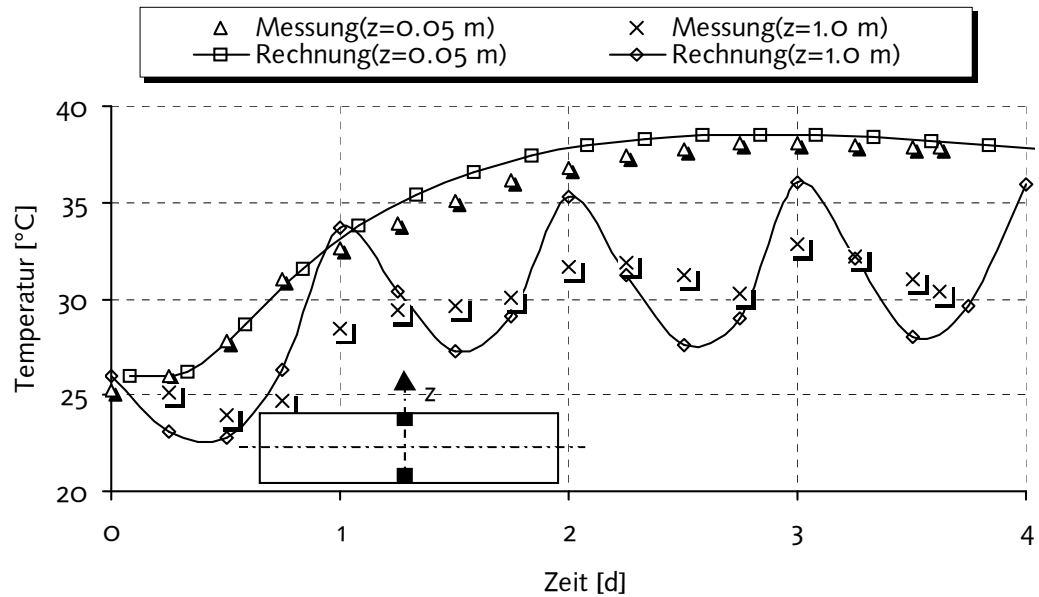


Bild 5.15: Vergleich zwischen Rechnung und Messung in der vertikalen Ebene

In der vertikalen Ebene waren die Differenzen zwischen gemessenen und gerechneten Temperaturen an der Unterseite auch minimal (Bild 5.15). An der Oberseite oszillieren die berechneten Werte um die Messwerte. Die Temperaturdifferenzen betragen in den ersten Tage ca. $\Delta T=5K$ und sinken mit der Zeit auf $\Delta T=2,5K$. Diese Unterschiede sind auf die Berechnungsannahme der direkten Sonneneinwirkung mit wolkenfreiem Himmel zurückzuführen. Diese Annahme wird durch die Messwerte nicht bestätigt. Genauere Ergebnisse könnten durch die Berücksichtigung der Bewölkung in dem Berechnungsmodell erreicht werden. Diese Prozedur würde bedeuten, dass der reale Grad der Bewölkung eingeschätzt werden müsste. Diese meteorologische Anforderung ist jedoch besonders in der Planungsphase von Bauwerken nicht realisierbar. Die Genauigkeit der Berechnung ist hier als ausreichend zu bewerten, so dass die Berechnungsansätze für praktische Temperaturfeldberechnung geeignet sind.

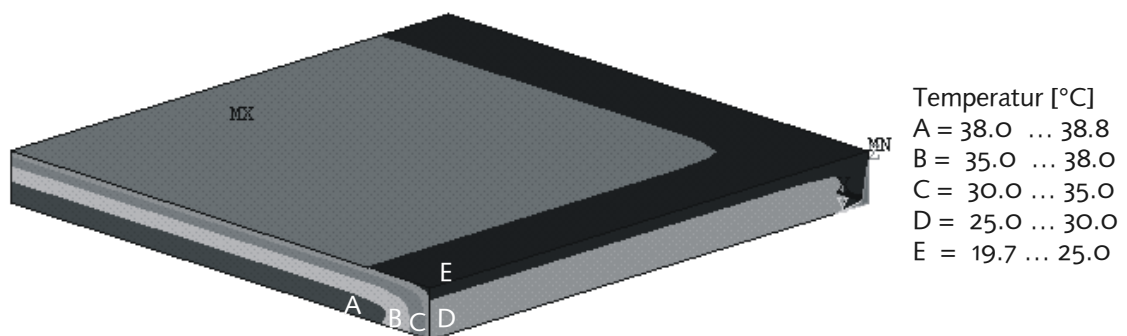


Bild 5.16: Temperaturfeld bei $t=60\text{ h}$

5.3 Zusammenfassung

Im diesem Abschnitt wurde die Temperatur im Bauteil untersucht. Die Grundlage dafür war die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung und der ideellen Außenlufttemperatur.

Die Messergebnisse der Hydratationswärme wurden anhand von linearen und nichtlinearen Regressionsanalysen in den Berechnungsansätzen eingebunden. Bei den Berechnungsansätzen in Abhängigkeit der Reifezeit (Kalibrierung mit den adiabatischen Messungen an Betonproben) wurde festgestellt, dass, je schneller der Zement erhärtet, umso mehr Regressionsparameter notwendig sind, um die Hydratationswärmeentwicklung im Beton besser zu erfassen. In diesem Fall steigt auch der mathematische Aufwand zur Bestimmung der Regressionsparameter. Dementsprechend ist der Ansatz mit dem 2-Parametermodell mehr für den langsam und normal erhärtenden Zement geeignet. Bei schnell erhärtende Zemente ist zu empfehlen, mindestens einen Ansatz mit 3-Parametern zu verwenden. Beim Ansatz mit dem 4-Parametermodell wurden zufriedenstellenden Ergebnissen nur dort erreicht, wo die Hydratationswärme aus Messungen erfasst wurde. Die Differenzen zwischen den unterschiedlichen Ansätzen sind auf die Flexibilität der Funktion über die Zeit zurückzuführen.

Bei den Berechnungsmodellen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades (Kalibrierung mit DCA-Messungen an Zementleimproben) war die Qualität der Ergebnisse stark von der Erfassung der Induktionsperiode abhängig. Hierfür wurden Vorschläge zur Erfassung dieser Periode gemacht.

Durch die Einbeziehung der Messdaten der Hydratation aus Zementleimproben in den Berechnungsansätzen wurden nur geringe Abweichungen zur adiabatischen Temperaturerhöhung der Betonproben festgestellt. Durch die DCA-Messungen an Zementleimproben ist alternativ zur adiabatischen Betonkalorimetrie ein Weg vorhanden, der es ermöglicht, die Hydratationswärmeentwicklung im Bauteil aus einfachen, schnelleren und wirtschaftlich gewonnenen Messdaten zu berechnen.

Aus den eigenen Messergebnissen in einem Hochofenfundament wurden Amplituden der Randtemperatur beurteilt. Diese Amplituden waren in den Bauteilseiten, die in der Schalung lagen, minimal. Für diese Bauteilseiten kann bei der Berechnung eine vereinfachte Randbedingung mit konstanter Umgebungstemperatur verwendet werden.

Bei der Berechnung der Randtemperatur mit Hilfe der ideellen Außenlufttemperatur ist folgendes zu beachten:

- Die Erfassung der Außenlufttemperatur mit statistischen Messergebnissen führt zu höheren Werten der Randtemperatur. Die Berechnungen liegen jedoch auf der sicheren Seite.
- Im jungen Beton führen bei FEM-Berechnungen grobe Vernetzung des Randbereichs, aufgrund der maximalen Kerntemperaturen, zu höhere Randtemperaturen. Hier ist entsprechend eine feine Vernetzung zu wählen.

Daher stellt die Berechnung der Randtemperatur nur eine Grenzbetrachtung dar. Aus diesem Grund sind in der Literatur nur wenige Nachrechnungen der Randtemperatur zu finden.

6 Erfassung von Spannungen in Betonbauteilen

6.1 Einleitung

Zur Beurteilung des Einflusses der Materialkennwerte auf die Spannungsentwicklung werden die Versuche von *Plannerer* [4] an Modellbauteilen mit unterschiedlichen Dicken und Frischbetonanfangstemperaturen nachgerechnet. Die Versuche mit der Betonzusammensetzung nach Tabelle A.3.1 wurden an der Temperaturspannungsmaschine bei voller Behinderung der Verformung durchgeführt. Dabei wurde die Temperatur in der Mitte des Bauteils berechnet und als Vorgabe für die Spannungsmessungen eingegeben. Die Temperaturentwicklung wird aus der Arbeit von *Plannerer* [4] übernommen. Diese sind im Bild 6.1 für unterschiedliche Anfangstemperaturen und im Bild 6.14 für unterschiedliche Bauteildicke dargestellt. Alle Daten aus der Arbeit von *Plannerer* [4] wurden digital aus Diagrammen abgelesen.

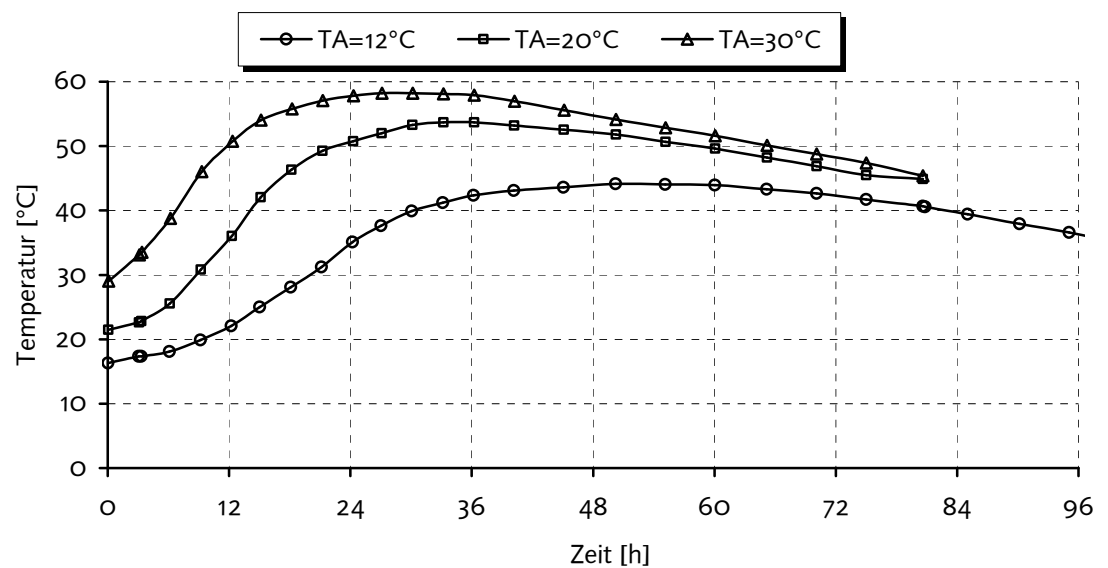


Bild 6.1: Temperaturentwicklung für Modellbauteil mit 1 m Dicke bei Variation der Frischbetontemperatur [4]

Zur Berechnung der Zwangsspannungen werden 3-D-Elemente nach Bild 6.2 als FEM-Modell verwendet, welche sich zunächst wie eindimensional verhalten. Dieser Weg wurde gewählt um spätere Erweiterungen auf dreidimensionales Verhalten zu vereinfachen. Als Randbedingung wird eine zentrische Behinderung eingegeben.

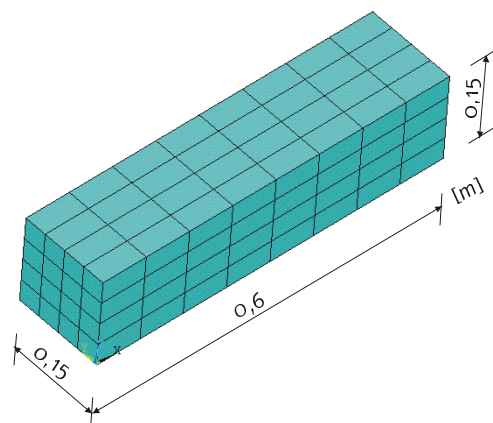


Bild 6.2: FEM-Modell für die Zwangsspannungsberechnung

Bei den Untersuchungen wird zunächst der Beton nach Tabelle A.3.1 [4] mit einer Anfangstemperatur von $T_A=20^\circ\text{C}$ gewählt. Für diesen Beton werden die Druck- und Zugfestigkeit, sowie der Elastizitätsmodul durch die Ansätze von *Byfors* [24] (Abschn. 3.2.3 – 3.2.5) beschrieben. Das Kriechen wird durch den Ansatz von *Sato* [106] (Abschn. 3.3.2) erfasst.

Die Differentiellösung im Abschn. 3.4.2.3 weist eine Abhängigkeit der Zeitinkremente auf. Dieser Einfluss wird durch die Wahl der Zeitschritte in logarithmischer und dekadischer Skala untersucht.

Als erstes wird der Einfluss der logarithmischen Zeitschritte auf die Zwangsspannungen überprüft. Die Anzahl der logarithmischen Stützstellen wird nach Bild 6.3 variiert. Der Zeitbereich $t=1-10$ h bzw. $t=10-100$ h wird entsprechend durch n geteilt, so dass ein konstantes Zeitinkrement im betrachteten Zeitraum entsteht. Die gleichmäßige Teilung in der logarithmischen Skala bewirkt eine Zunahme der Zeitschritte in der dekadischen Zeitskala. Dementsprechend ergeben sich in den ersten 24 Stunden bei Variation von n kaum Veränderungen in der Spannungsentwicklung. Die maximalen Spannungsdifferenzen treten im Bereich erhöhter Zugspannungen auf. Bei einem Zeitpunkt von $t=78$ h bewirkt die Erhöhung von $n=8$ auf $n=256$ eine Steigerung der Zugspannung von $\sigma=0,8$ auf $1,31$ N/mm². Im diesem Fall entstand eine Abnahme des maximalen Zeitinkrements in der dekadischen Skala von 25 bis auf 0,9 Stunden. In der Temperatur-Spannungsmaschine wurde hierfür eine Spannung von $\sigma=1,72$ N/mm² gemessen.

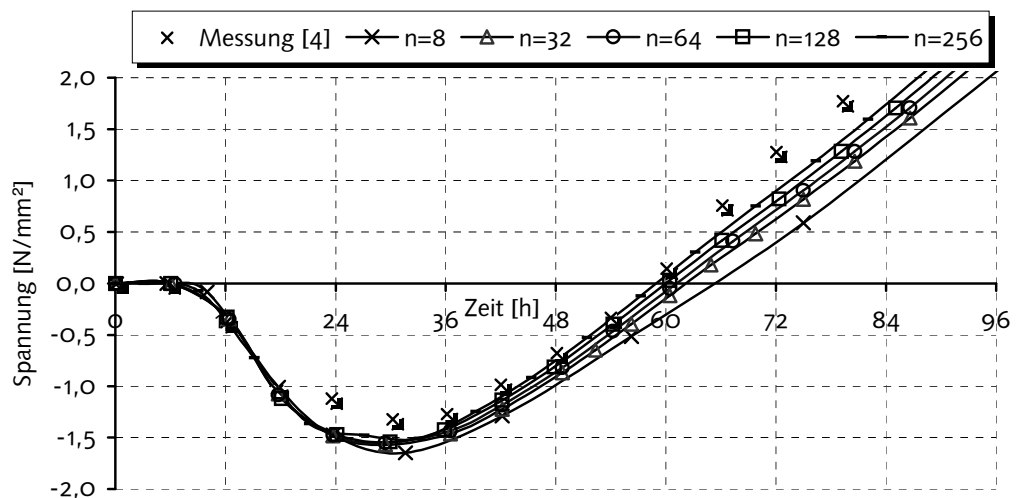


Bild 6.3: Spannungsentwicklung bei Änderung der Zeitinkremente – log-Zeitskala ($T_A=20^\circ\text{C}$)

Die Variation der Zeitinkremente von $z_i=0,2$ bis $z_i=6$ h in der dekadischen Skala ist in Bild 6.4 dargestellt. In der dekadischen Skala sind noch Steigerungen der Genauigkeiten möglich, weil das minimale Zeitinkrement bei der logarithmischen Skala ($n=256$) bei 0,9 Stunden lag.

In der Erwärmungsphase des Bauteils sind die Druckspannungsunterschiede bei Variation der Zeitinkremente minimal (Bild 6.4). Dadurch ist der Einfluss der Zeitinkremente, welche durch die Wahl der dekadischen und logarithmischen Zeitskala hervorgerufen wird, auf die Druckspannungsentwicklung minimal.

In der Abkühlungsphase des Bauteils führt zum Zeitpunkt von $t=78$ h die Verkleinerung der Zeitinkremente von $z_i=6$ auf $z_i=0,2$ h zu einer Zugspannungsänderung von $\sigma=0,95$

auf $1,45 \text{ N/mm}^2$. Diese Zugspannungen sind höher als diejenigen in der logarithmischen Skala und tendieren mehr zu den Messwerten. Da im Bereich erhöhter Zugspannungen die Zeitinkremente in der dekadischen Skala geringer als in der logarithmischen Skala sind, wird in der vorliegenden Arbeit hauptsächlich die dekadische Skala verwendet. Dafür werden in diesem Abschnitt die Zeitinkremente $z_i=2\text{h}$ und im nächsten Abschnitt die Zeitinkremente $z_i=4\text{h}$ verwendet. Die Wahl der Zeitinkremente wurde in Abhängigkeit von Untersuchungszeitraum und Größe des FEM Modells getroffen.

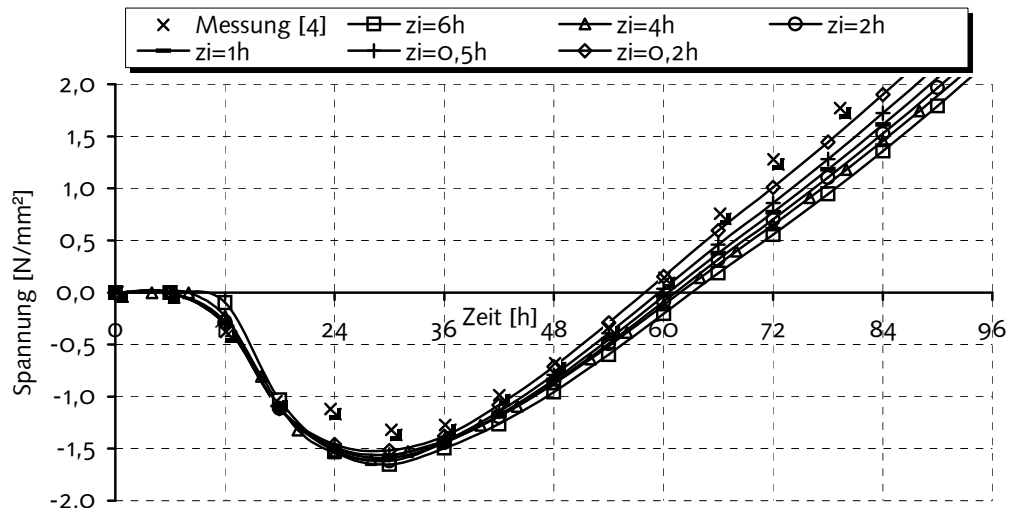


Bild 6.4: Spannungsentwicklung bei Änderung der Zeitinkremente in der dekadischen Zeitskala ($T_A=20^\circ\text{C}$)

6.2 Einfluss des Materialverhalten bei einachsigen Betrachtungen

6.2.1 Einfluss des Materialgesetzes

Die Berücksichtigung des Materialgedächtnisses bei der Spannungsberechnung wurde im Abschn. 3 theoretisch abgeleitet. Die Spannungsberechnung mit und ohne (Gl. 3.60) Gedächtnis ist in Bild 6.5 dargestellt.

Die Berechnung ohne Berücksichtigung des Materialgedächtnisses führt zu hohen Druckspannungen und niedrigen Zugspannungen. Die Zugfestigkeit des Betons wird damit später erreicht.

Beim Zeitpunkt von $t=32\text{h}$ ändert sich die Druckspannung von $\sigma=-1,60 \text{ N/mm}^2$ unter Berücksichtigung des Materialgedächtnisses auf $\sigma=-2,55 \text{ N/mm}^2$ bei Vernachlässigung dieses Effektes. Der Messwert zu diesem Zeitpunkt beträgt $\sigma=-1,32 \text{ N/mm}^2$.

Die Zugspannung von $\sigma=1,11 \text{ N/mm}^2$ (mit Gedächtnis), zum Zeitpunkt $t=78\text{h}$, wird auf $\sigma=0,21 \text{ N/mm}^2$ reduziert (ohne Gedächtnis). Die Spannungsunterschiede zwischen beiden Berechnungsvarianten betragen im Untersuchungszeitraum max. $\sigma=0,95 \text{ N/mm}^2$. Der Einfluss des Materialgedächtnisses bei Spannungsberechnungen ist damit nicht zu vernachlässigen.

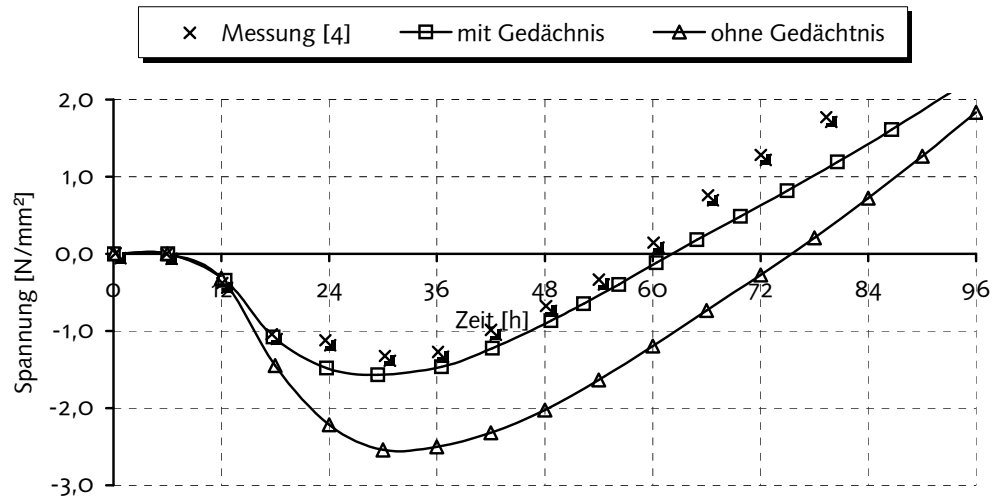


Bild 6.5: Einfluss des Materialgesetzes auf die Spannungsentwicklung

6.2.2 Einfluss des Elastizitätsmoduls

In diesem Abschnitt werden die Auswirkungen unterschiedlicher rechnerischer Bestimmung des Elastizitätsmoduls auf die Spannungsentwicklung untersucht. Der Elastizitätsmodul wurde im Abschn. 3.2.5 in Abhängigkeit der Druckfestigkeit und des Hydratationsgrades abgeleitet. Unterschiedliche Ansätze für die Druckfestigkeit nach Bild 3.6 führen demzufolge zu unterschiedlichen Elastizitätsmoduln.

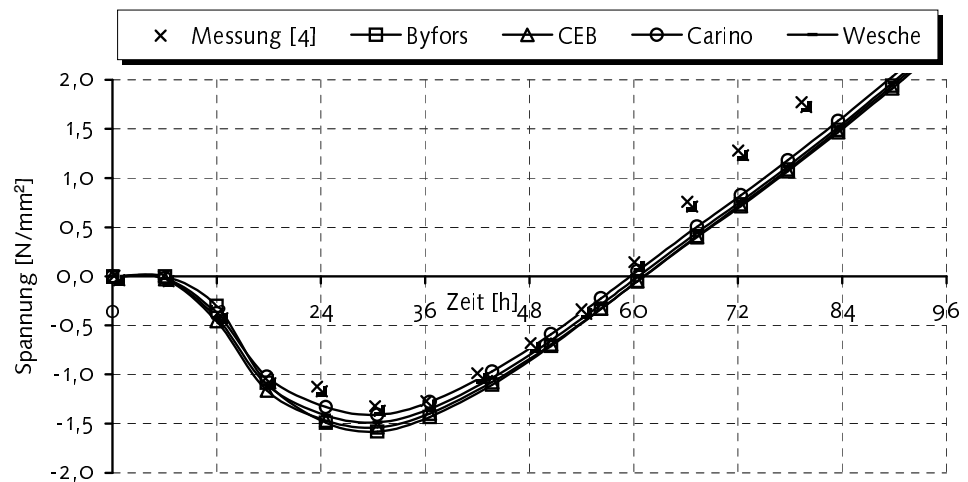


Bild 6.6: Einfluss der unterschiedlichen Erhärtungsfunktionen für die Druckfestigkeit auf Spannungsentwicklung (Elastizitätsmodul nach Byfors)

Die Spannungsentwicklung mit dem Elastizitätsmodul nach *Byfors* (Gl. 3.20) und der Druckfestigkeit nach Tabelle 3.2 und Bild 3.6 ist in Bild 6.6 dargestellt. Die Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen wurde als Mittelwert mit $f_{cm}(28d)=40,8 \text{ N/mm}^2$ aus Messungen gewonnen. Daraus wurde der Elastizitätsmodul $E_{ci,50\%}(28d) = 39610 \text{ N/mm}^2$ nach *Byfors* (Tabelle A2.9) bestimmt.

Die Unterschiede in der Erhärtungsfunktion der Druckfestigkeit bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls führen nur zu geringfügigen Spannungsunterschieden im Modellbau-
teil von maximal $\Delta\sigma=0,172 \text{ N/mm}^2$. Dieser Einfluss ist dementsprechend gering.

Für den Elastizitätsmodul wurden auch unterschiedliche Erhärtungsfunktionen vorge-
schlagen (Bild 3.8). Ihre Auswirkungen auf die Spannungsentwicklung ist auf Bild 6.7
dargestellt.

Die Differenzen der Erhärtungsfunktionen in den ersten 10 Stunden nach Bild 3.8 sind
bei den Druckspannungen kaum bemerkbar. Das Spannungsniveau ist in diesem Zeit-
raum aufgrund des starken Relaxationsvermögens des Betons sehr niedrig. Der fehlende
Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Hydratationsgrad in den ersten Stunden
beim Ansatz von *Gutsch* [59] fällt bei der Spannungsberechnung nicht ins Gewicht.
Die maximalen Spannungsunterschiede in den berechneten Varianten betragen maxi-
mal $\Delta\sigma=0,25 \text{ N/mm}^2$.

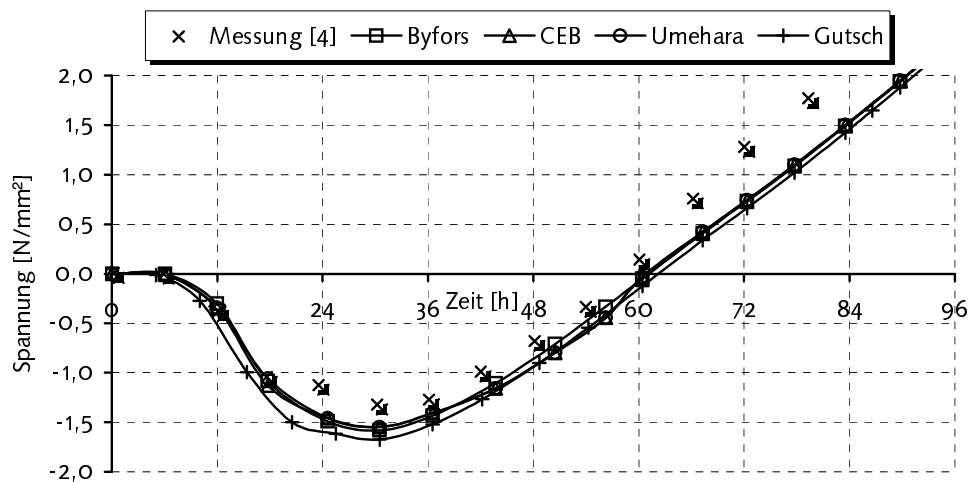


Bild 6.7: Einfluss der unterschiedlichen Erhärtungsfunktionen für den Elastizitätsmodul
auf die Spannungsentwicklung

Damit können sowohl die Ansätze für die Erhärtungsfunktionen der Druckfestigkeit
nach Bild 3.6 und Elastizitätsmodul nach Bild 3.8 ohne Bedenken bei der Spannungs-
berechnung verwendet werden.

Des weiteren wird der Einfluss des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen nach Bild 6.8 un-
tersucht. Bei gegebenem Mittelwert der 28 Tage-Druckfestigkeit werden nach Tabelle
A2.9 die mittleren Elastizitätsmoduln $E_{ci,50\%}(28d)=39610 \text{ N/mm}^2$ nach *Byfors* und
 $E_{ci,50\%}(28d)=34826 \text{ N/mm}^2$ nach *CEB* berechnet. Weiterhin werden mit dem unteren
und oberen Fraktilwert der Festigkeit, die Elastizitätsmoduln $E_{ci,5\%}(28d)=36036 \text{ N/mm}^2$
und $E_{ci,95\%}(28d)=42832 \text{ N/mm}^2$ nach *Byfors* und $E_{ci,5\%}(28d)=32487 \text{ N/mm}^2$ nach *CEB*
bestimmt.

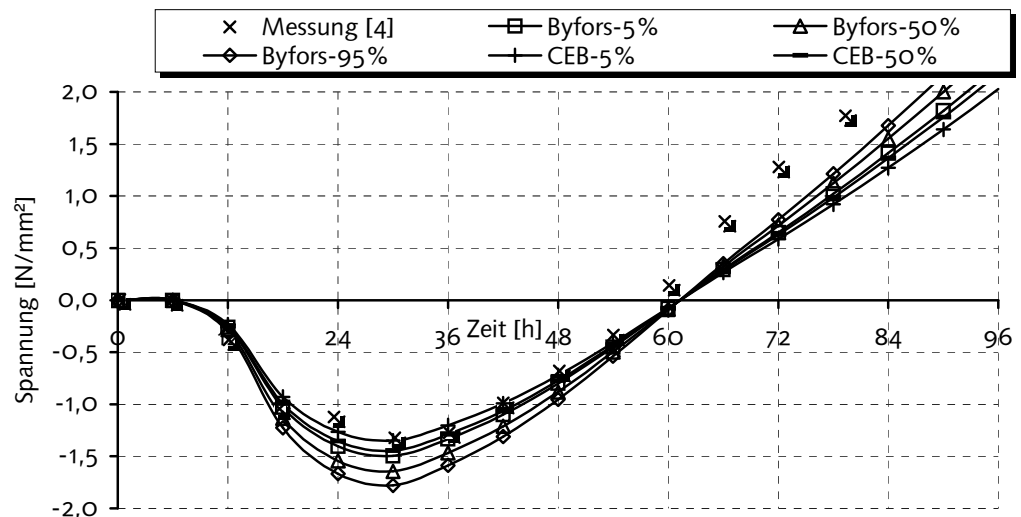


Bild 6.8: Spannungsentwicklung bei Änderung des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen

Die Spannungsunterschiede zwischen den berechneten Varianten entstehen beim Erreichen der Druck- und Zugspannungsmaxima. Zum Zeitpunkt von $t=32$ h entstehen bei der Berechnung mit dem Elastizitätsmodul nach *Byfors* Druckspannungen von $\sigma=-1,45$ N/mm² (5%-Fraktil), $\sigma=-1,59$ N/mm² (50%-Fraktil) und $\sigma=-1,72$ N/mm² (95%-Fraktil). Die Berechnung mit dem Elastizitätsmodul nach *CEB* führt zur Druckspannungen von $\sigma=-1,30$ N/mm² (5%-Fraktil) und $\sigma=-1,40$ N/mm² (50%-Fraktil).

Mit dem Elastizitätsmodul nach *Byfors* wurden bei $t=78$ h Zugspannungen von $\sigma=1,02$ N/mm² (5%-Fraktil), $\sigma=1,12$ N/mm² (50%-Fraktil) und $\sigma=1,21$ N/mm² (95%-Fraktil) erreicht. Beim Elastizitätsmodul nach *CEB* ergaben sich Zugspannungen von $\sigma=0,92$ N/mm² (5%-Fraktil) und $\sigma=0,99$ N/mm² (50%-Fraktil).

Die Ergebnisse zeigen, dass die Spannungsentwicklung primär von dem Elastizitätsmodul nach 28 Tagen und nicht von den Erhärtungsfunktionen bestimmt wird. Die Spannungen mit dem Mittelwert des Elastizitätsmoduls nach *CEB* sind betragsmäßig kleiner als diejenigen mit dem 5 und 50%-Fraktile nach *Byfors*. Ist die Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen nicht aus Messungen möglich, können die Spannungsrechnungen mit den Mittelwerten des Elastizitätsmoduls nach *Byfors* und *CEB* durchgeführt werden. Das Verhältnis zwischen beiden Mittelwerten des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen liegt bei etwa 12%. Diese prozentualen Spannungsunterschiede im Druck- und Zugbereich haben sich betragsmäßig durch das viskoelastische Materialgesetz nur geringfügig geändert.

6.2.3 Einfluss des chemischen Schwindens

Bei den bisher berechneten Zwangsspannungen wurden Einwirkungen aus Temperatur und chemischem Schwinden berücksichtigt. Eine Separation der temperaturbedingten Zwangsspannung wird in Bild 6.9 dargestellt, da die Temperatur den Schwerpunkt dieser Arbeit bildet. Das chemische Schwinden wird als Verkürzung des Bauteils mit Hilfe von Gl. 3.4 erfasst.

Mit zunehmender Erhärtung gewinnt der Anteil des chemischen Schwindens an Gewicht bei der Spannungsentwicklung. Die maximalen Werte treten nach der zweiten Nullspannungstemperatur im Zugbereich auf. Zum Zeitpunkt von $t=78\text{h}$ beträgt die Spannung infolge chemischen Schwindens $\sigma=0,66\text{ N/mm}^2$. Demzufolge wird die Zugspannung von $\sigma=1,11\text{ N/mm}^2$ infolge Temperatur und chemischen Schwindens auf $\sigma=0,45\text{ N/mm}^2$ infolge Temperatur reduziert.

Bei der Nachrechnung von Versuchen ist der Anteil des chemischen Schwindens nicht zu vernachlässigen.

Die Zugspannungen infolge chemischen Schwindens liegen im Bereich der Messwerte von *Plannerer* [4] und *Schöppel* [3]. Auf eine Nachrechnung der Spannungen infolge chemischen Schwindens wird hier verzichtet, da der Grundwert des chemischen Schwindens aus Messungen bestimmt werden müsste. Die Bestimmung dieser Werte anhand der Gleichungen 3.3 oder 3.4 bietet nur Anhaltswerte für die Berechnung. Zukünftige Forschungsarbeiten in diesem Bereich sind deswegen wünschenswert.

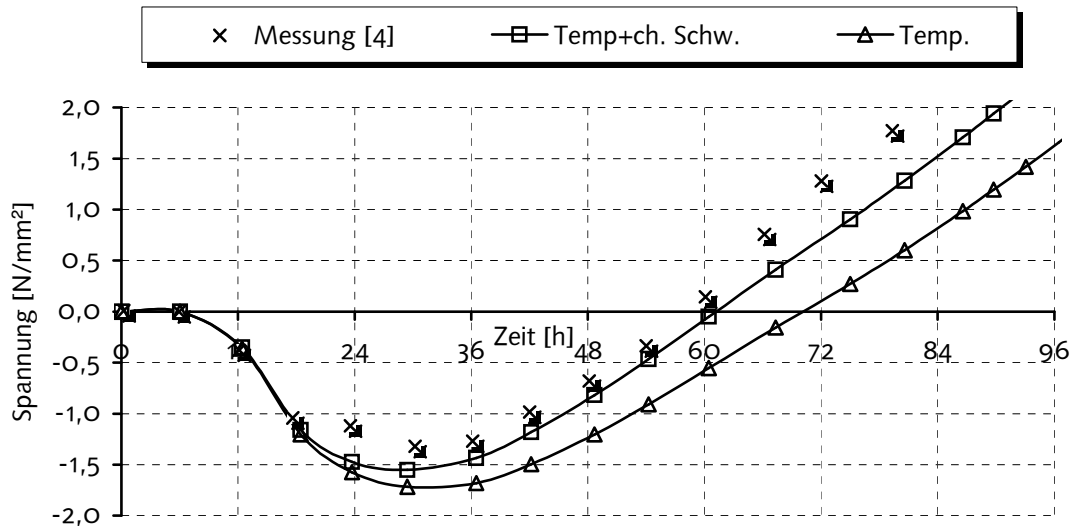


Bild 6.9: Spannungen infolge Temperatur und chemischen Schwindens

6.2.4 Einfluss des Langzeitverhaltens des Materials

Das viskoelastische Materialgesetz (Abschn. 6.2.1) hängt stark von der Bestimmung der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion des Betons ab. Ihr Einfluss auf die Spannungsentwicklung wird hier untersucht. Grundlage dafür bildet die Auswertung der Kriech- und Relaxationsansätze im Abschn. 3.3.2. Die Spannungsberechnungen (Bild 6.10) werden mit den Ansätzen nach *Tazawa* [56] in Abhängigkeit der Druckfestigkeit, nach *Gutsch* [59] als Funktion des Hydratationsgrades und nach *Sato* [106] in Abhängigkeit der Reifezeit durchgeführt. Die Relaxationsfunktion wird aus der Kriechfunktion auf der Basis der Gl. (3.30) gewonnen.

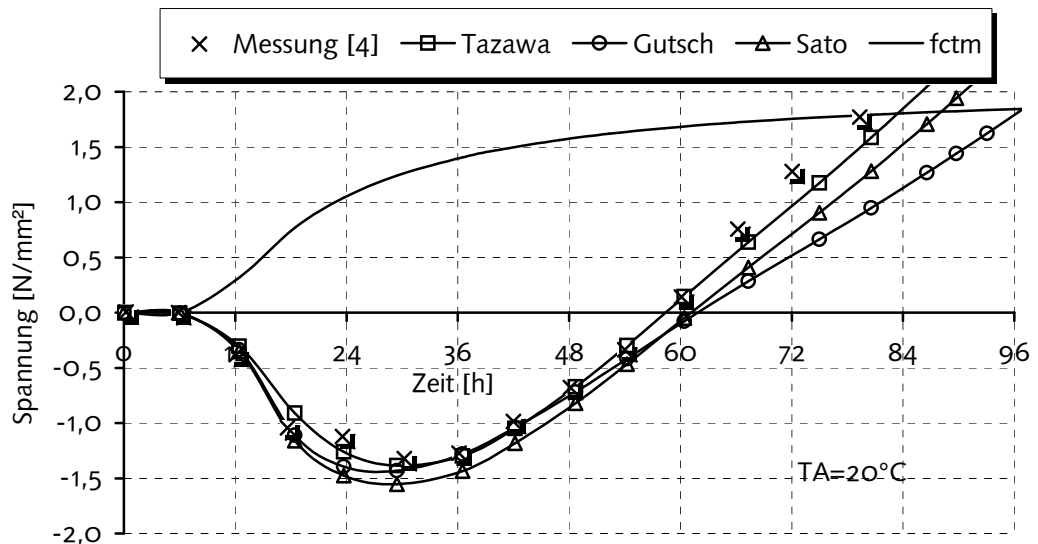


Bild 6.10: Einfluss der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion auf die Zwangsspannung bei $T_A=20^\circ\text{C}$

Bei den drei Kriechansätzen entstehen in der Erwärmungsphase geringfügige Unterschiede in den Druckspannungen. Zum Zeitpunkt von $t=32\text{h}$ wurden Druckspannungen von $\sigma=-1,45\text{ N/mm}^2$ nach den Ansätzen von *Tazawa* [56] und *Gutsch* [59] festgestellt. Diese sind etwa um $\Delta\sigma=0,15\text{ N/mm}^2$ größer als die Druckspannungen mit dem Ansatz nach *Sato* [106].

Der Zeitpunkt der zweiten Nullspannungstemperatur wird durch die drei Ansätze gut erfasst. Bei den Ansätzen betragen die maximalen Unterschiede zwischen den Zeitpunkten des Beginns der Zugspannungen drei Stunden.

Im Bereich der Zugspannungen sind die Abweichungen größer als im Druckbereich. Die Zugspannungen bei $t=78\text{h}$ betragen $\sigma=1,39\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*) und $\sigma=0,88\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*). Dadurch entstehen maximale Zuspansungsunterschiede, bedingte durch die drei Ansätze, von $\Delta\sigma=0,58\text{ N/mm}^2$. Bezogen auf den Ansatz von *Sato* beträgt der Spannungsunterschied der beiden Ansätze $\Delta\sigma=0,29\text{ N/mm}^2$.

Die Zugspannungen erreichen in der Messung die Zugfestigkeit von $f_{ctm}=1,80\text{ N/mm}^2$ bei ca. 80h. Nach der Berechnung entsteht der Riss im Beton bei einer Zugfestigkeit von $f_{ctm}=1,81\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*). Die rechnerische Zugfestigkeit wird aufgrund der Zugspannungsunterschiede bei $t=84\text{h}$ (*Tazawa*) und $t=96\text{h}$ (*Sato*) erreicht.

Die verwendeten Kriechansätze wurden mit Hilfe von Versuchen mit einem Belastungsalter größer als 24 Stunden kalibriert. Bei der Berechnung wurde in den ersten 24 Stunden deswegen eine Begrenzung der Kriechfunktion vorgenommen. Beim Ansatz von *Tazawa* [56] wurde z. B. das Belastungsalter mit der Bedingung $f_c(t_e)/f_{c28d} \geq 0,25$ konstant gehalten. Die Festlegung dieses Anfangszustandes übt großen Einfluss auf die Druckspannungsentwicklung aus und kann nur auf Erfahrungsbasis bestimmt werden. Im nächsten Abschnitt wird untersucht, wie die drei Kriechansätze sich bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen und Bauteildicken verhalten.

6.3 Einfluss der unterschiedlichen Temperaturgeschichte bei eindimensionalen Betrachtungen

6.3.1 Einfluss der Änderung der Anfangstemperaturen

Durch Verwendung von Betonen mit den Anfangstemperaturen von $T_A=12^\circ\text{C}$ und $T_A=30^\circ\text{C}$ kann das Konzept der Reifezeit bei der Spannungsberechnung beurteilt werden.

Bei dem Beton mit der Anfangstemperatur von $T_A=12^\circ\text{C}$ ist in Bild 6.11 die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung gut.

Zum Zeitpunkt von $t=48\text{h}$ wurden Druckspannungen von $\sigma=-1,45\text{ N/mm}^2$ gemessen. Die Berechnung ergab Druckspannungen von $\sigma=-1,40\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=-1,54\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=-1,49\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*). Der maximale Druckspannungsunterschied zwischen den Ansätzen betrug damit $\Delta\sigma=0,14\text{ N/mm}^2$.

Die zweite Nullspannungstemperatur wurde rechnerisch bei $t=81\text{h}$ (*Tazawa*) und $t=86\text{h}$ (*Gutsch*) erreicht. Der zugehörige Messwert betrug $t=81\text{h}$.

Die Messung der Zugspannungen zum Zeitpunkt von $t=96\text{h}$ ergab einen Wert von $\sigma=1,29\text{ N/mm}^2$. Bei der Berechnung wurden Zugspannungen von $\sigma=1,08\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=0,82\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=0,57\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*) festgestellt. Der maximale Zugspannungsunterschied zwischen den Ansätzen lag bei $\Delta\sigma=0,51\text{ N/mm}^2$. Bezogen auf den Ansatz von *Sato* reduzieren sich diese Unterschiede auf $\Delta\sigma=0,26\text{ N/mm}^2$.

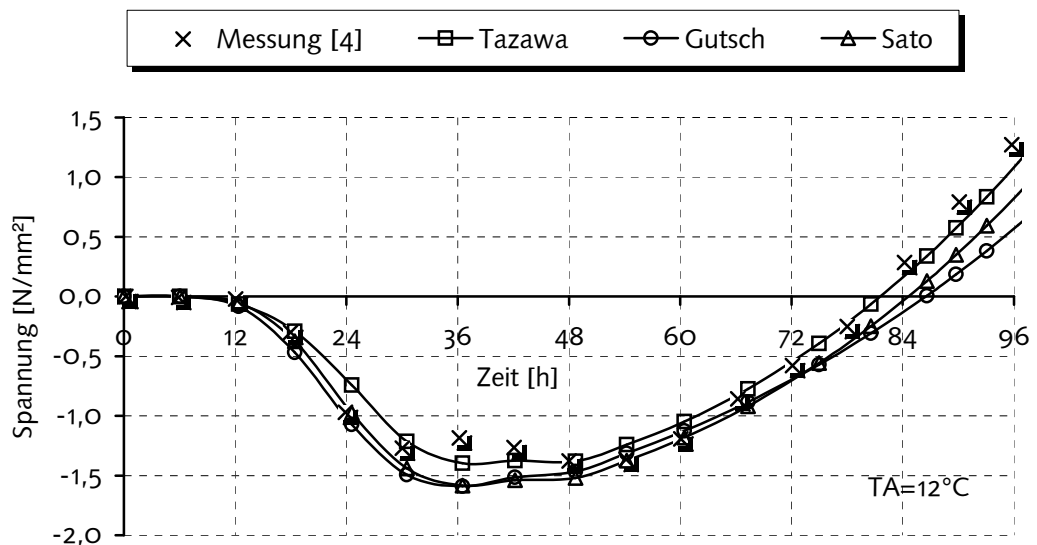


Bild 6.11: Spannungsentwicklung bei Änderung der Kriechfunktion ($T_A=12^\circ\text{C}$)

Bei der Anfangstemperatur von $T_A=30^\circ\text{C}$ in Bild 6.12 war die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung weniger gut.

In der Erwärmungsphase wurde nach 24 Stunden eine Druckspannung von $\sigma=-1,73\text{ N/mm}^2$ gemessen. Die rechnerische Druckspannung war mit $\sigma=-1,14\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=-1,25\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=-1,14\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*) niedriger als bei der Messung. Der minimale Spannungsunterschied zwischen Rechnung und Messung betrug damit $\Delta\sigma=0,48\text{ N/mm}^2$. In der Anfangsphase wurde die rechnerische Druckspannung zu stark relaxiert.

Die berechnete zweite Nullspannungstemperatur wurde bei $t=45,5\text{h}$ (*Tazawa*) und $t=47\text{h}$ (*Gutsch*) erreicht. Bei der Messung trat diese zum Zeitpunkt $t=52\text{h}$ auf. In der Abkühlungsphase wurde nach 72 Stunden eine Zugspannung von $\sigma=-1,41\text{ N/mm}^2$ gemessen. Die zugehörigen berechneten Zugspannungen betragen $\sigma=2,02\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=1,73\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=1,27\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*). Die berechneten Werte unterschieden sich maximal um $\Delta\sigma=0,75\text{ N/mm}^2$.

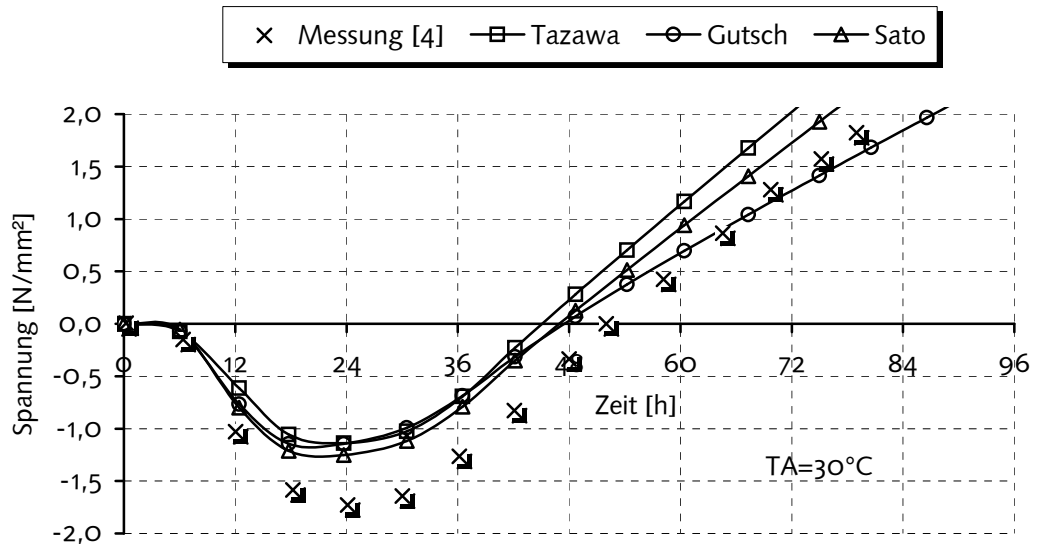


Bild 6.12: Spannungsentwicklung bei Änderung der Kriechfunktion ($TA=30^\circ\text{C}$)

Um die Ursache der niedrigen Druckspannungen nach Bild 6.12 zu finden, wurden sowohl die Messwerte als auch die Berechnungen mit dem Ansatz nach *Tazawa* [56] in Abhängigkeit der Reifezeit auf Bild 6.13 dargestellt.

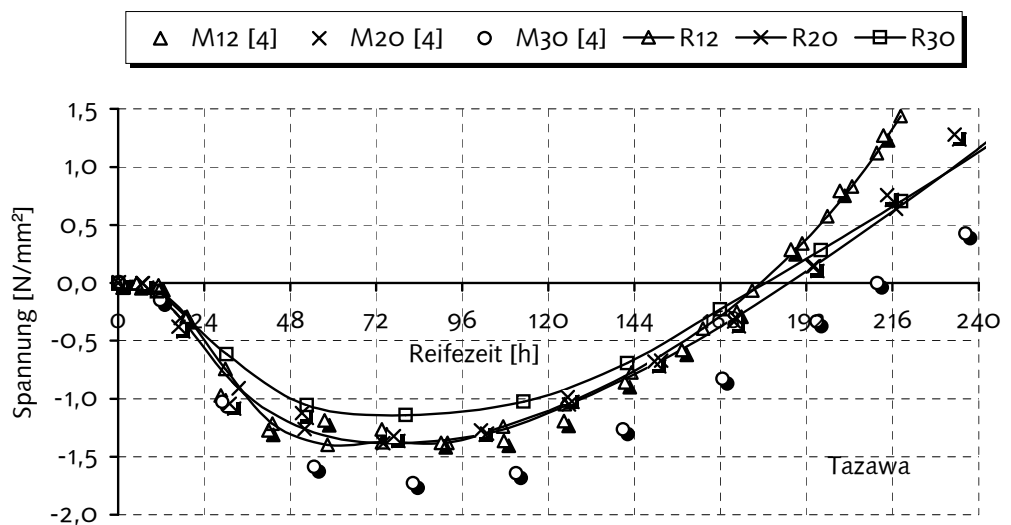


Bild 6.13: Spannungsentwicklung in Abhängigkeit der Reifezeit

Aus den Messergebnissen kann abgelesen werden, dass das Konzept der Reifezeit bei den Anfangstemperaturen von $T_A=12^\circ\text{C}$ und $T_A=20^\circ\text{C}$ gültig ist. Dieser Sachverhalt wird auch bei dem Berechnungsmodell wiedergeben.

Verglichen mit den Anfangstemperaturen von $T_A=12^\circ\text{C}$ und $T_A=20^\circ\text{C}$ wurden von *Plannerer* [4] bei $T_A=30^\circ\text{C}$ höhere Druckspannungen gemessen. Daraus ergeben sich auch niedrigere Zugspannungen in der Abkühlungsphase. Dieser Sachverhalt wurde auch bei den Versuchen von *Schöppel* [3] festgestellt.

Die höhere Anfangstemperatur ($T_A=30^\circ\text{C}$) führt zur schnelleren Reaktionsgeschwindigkeit der Hydratation. Es ist dementsprechend zu vermuten, dass das Kriechverhalten bei hoher Erhärtungsgeschwindigkeit anders verläuft als bei niedriger Geschwindigkeit. Dieser Verdacht ist im Moment schwer überprüfbar, da nur wenige Messungen der Zwangsspannungen in der Literatur mit hoher Anfangstemperatur vorhanden sind. Weiterhin sind die meisten Kriechansätze nur ab einem Belastungsalter von 24 h kalibriert. An dieser Stelle können zukünftige Forschungsarbeiten angesetzt werden.

6.3.2 Einfluss der Änderung der Bauteildicke

In diesem Abschnitt werden die drei Kriechansätze auf die unterschiedliche Temperaturgeschichte im Bauteil untersucht. Durch die Erhöhung der Bauteildicke von $d=0,5\text{m}$ bis $d=2\text{m}$ wird die maximale Temperatur um 10K erhöht und der Abkühlungsprozess verlangsamt (Bild 6.14).

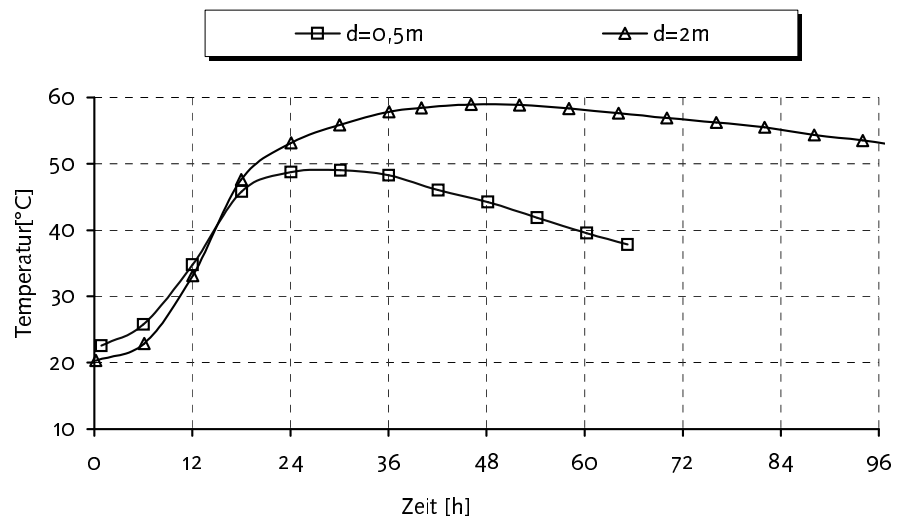


Bild 6.14: Temperaturentwicklung bei unterschiedlichen Dicken des Bauteils [4]

Bei einer Bauteildicke von $d=0,5\text{ m}$ findet eine schnelle Abkühlung statt. Die Berechnungsansätze sind gut in der Lage, den Spannungszustand sowohl auf Druck wie auf Zug wiederzugeben (Bild 6.15).

In der Erwärmungsphase ist nach 24 Stunden eine Druckspannung $\sigma=-1,26\text{ N/mm}^2$ gemessen worden. Die berechneten Druckspannungen waren zu diesem Zeitpunkt gleich $\sigma=-1,03\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=-1,27\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=-1,21\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*). Die maximalen Spannungsunterschiede in der Berechnung betragen damit $\Delta\sigma=0,24\text{ N/mm}^2$.

Die rechnerische zweite Nullspannungstemperatur trat bei $t=41\text{h}$ (*Tazawa*) und $t=45\text{h}$ (*Gutsch*) auf. Gemessen wurde eine zweite Nullspannungstemperatur bei $t=43\text{h}$.

In der Abkühlungsphase wurden Zugspannungen zum Zeitpunkt $t=60\text{h}$ von $\sigma=1,57\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=1,21\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=0,90\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*) berechnet. Die maximalen Spannungsunterschiede zwischen den Ansätzen lagen hier bei $\Delta\sigma=0,69\text{ N/mm}^2$. Die gemessene Zugspannung betrug $\sigma=1,32\text{ N/mm}^2$.

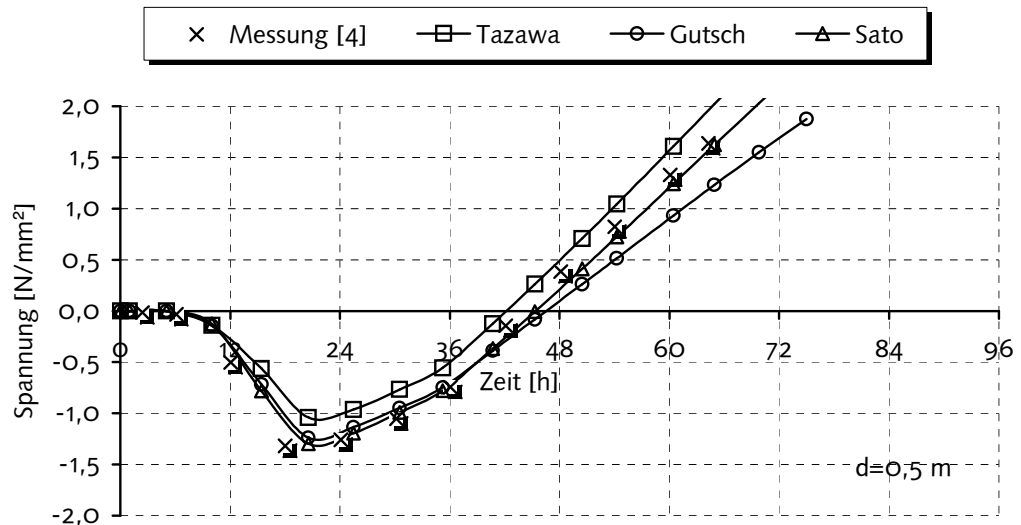


Bild 6.15: Spannungsentwicklung beim Modellbauteil mit einer Dicke von 0,5 m ($T_A=20^\circ\text{C}$)

Bei dem dicken Bauteil werden höhere Druckspannungen aufgebaut und die Zugspannungen beginnen sich sehr spät zu entwickeln. Zum Zeitpunkt von $t=36\text{h}$ wurde eine Druckspannung von $\sigma=-1,80\text{ N/mm}^2$ gemessen. Aus der Berechnung ergaben sich Druckspannungen von $\sigma=-1,85\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=-2,00\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=-1,77\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*).

Die zweite Nullspannungstemperatur wurde rechnerisch zwischen $t=80\text{h}$ (*Tazawa*) und $t=83\text{h}$ (*Gutsch*) erreicht. Der zugehörige Messwert betrug $t=95\text{h}$.

Die langsame Abkühlung führt nach 120 Stunden zu einer gemessenen Zugspannung von $\sigma=1,77\text{ N/mm}^2$. Die berechneten Zugspannungen betragen $\sigma=1,98\text{ N/mm}^2$ (*Tazawa*), $\sigma=1,67\text{ N/mm}^2$ (*Sato*) und $\sigma=1,15\text{ N/mm}^2$ (*Gutsch*).

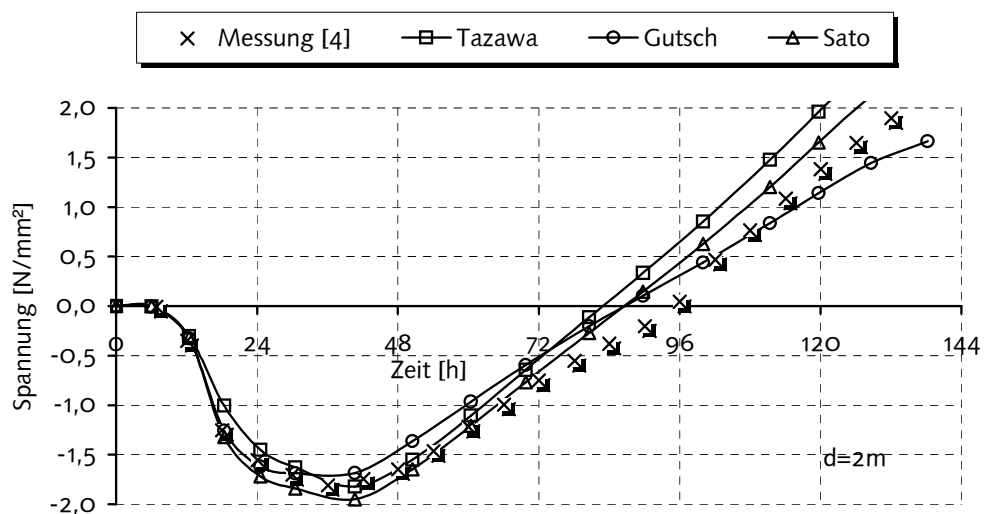


Bild 6.16: Spannungsentwicklung beim Modellbauteil mit einer Dicke von 2,0 m ($T_A=20^\circ\text{C}$)

Zusammenfassend werden die gemessenen Druckspannungen durch die drei Ansätze gut wiedergegeben. Die Unterschiede zwischen den drei berechneten Druckspannungen sind minimal. Die Begrenzung der Kriechfunktion in den ersten Tagen hat sich bei den Nachrechnungen der gemessenen Druckspannungen gut bewährt. Die messtechnische Untersuchung des Kriechens in den ersten 24 Stunden bleibt jedoch eine Notwendigkeit für zukünftige Arbeiten.

Im Zugbereich sind Unterschiede zwischen den berechneten Spannungen größer als im Druckbereich. Die Spannungsunterschiede nehmen mit fortschreitender Abkühlung zu. Verglichen mit den Messwerten wurden mit dem Ansatz von *Gutsch* die niedrigsten, mit dem Ansatz von *Tazawa* die höchsten und mit Ansatz von *Sato* die mittleren Zugspannungen berechnet. Als Folge daraus wird die Zugfestigkeit des Betons zu unterschiedlichen Zeitpunkten erreicht.

Die Differenzen zwischen Messung und Rechnung können als akzeptabel bewertet werden, so dass die Verifizierung des Berechnungsmodells damit gewährleistet ist.

6.4 Spannungsverhalten bei dreidimensionalen Betrachtungen

Um das Berechnungsmodell auf das verallgemeinerte Spannungsverhalten von jungem Beton infolge Temperatur zu erweitern, wird eine Platte mit der Dicke $d=2\text{m}$ (Bild 6.17) untersucht. Durch die dreidimensionale Betrachtung ist es möglich in einem Modell die gesamte Spannung aus den Anteilen der Zwangs- und Eigenspannungen zu erfassen (s.a. Bild 1.1), ohne diese Spannungsanteile explizit zu berechnen.

Als Material wird der Beton B1 nach Tabelle 2.3 verwendet. Bei der Temperaturfeldberechnung wurde der Wärmeübergang zum Erdboden in der Plattenunterseite und zur Außenluft in den übrigen Plattenflächen angenommen. Bei der Spannungsberechnung wurde am unteren Rand vereinfachend eine elastische Bettung angenommen. Die Temperaturen und Spannungen werden für die Plattenmitte ausgewertet.

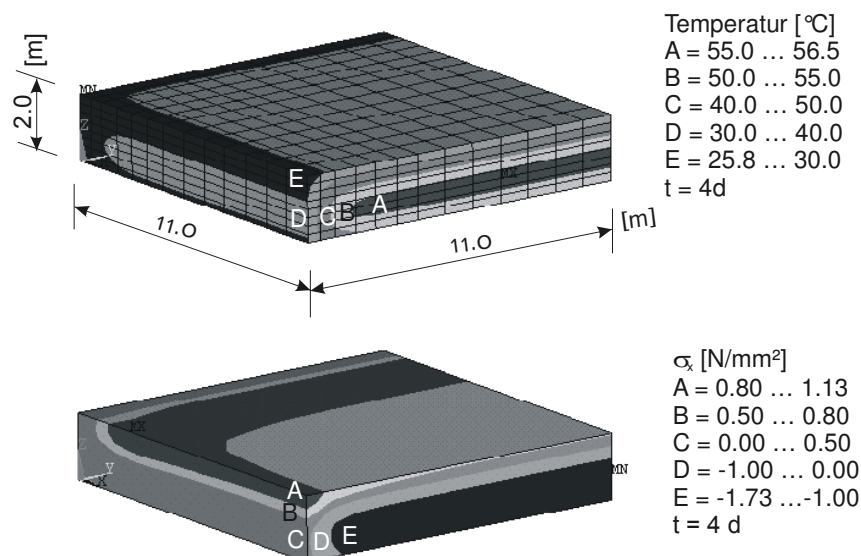


Bild 6.17: Temperatur- und Spannungsverteilung zum Zeitpunkt $t=4\text{d}$

Bei der Temperaturentwicklung (Bild 6.18) wird das Maximum von $T=57^{\circ}\text{C}$ im Kern des Querschnittes zum Zeitpunkt $t=60\text{h}$ erreicht, so dass die maximale Erwärmung $\Delta T_{\text{Erw}}=37\text{K}$ beträgt. Dieser Temperaturunterschied (ΔT_{Erw}) ist ein Maß zur Beurteilung

der Zwangsspannungen (Druck) in der Erwärmungsphase. Der Wärmeverlust an den Erdboden ist dementsprechend geringer als an die Außenluft. Am oberen Rand wird eine maximale Erwärmung von $\Delta T_{Erw}=15^{\circ}\text{C}$ und am unteren Rand von $\Delta T_{Erw}=31^{\circ}\text{C}$ erreicht. Bis 240 Stunden kühlt sich der Kern um $\Delta T_{Abk}=12\text{K}$, der untere Rand um $\Delta T_{Abk}=9\text{K}$ und der obere Rand um $\Delta T_{Abk}=7\text{K}$ ab. Mit ΔT_{Abk} ist eine Beurteilung der maximalen Zwangsspannungen (Zug) in der Abkühlungsphase möglich.

Die Abkühlung über die Plattenränder führte zu einem Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Plattenrand von $\Delta T_{KR}=24\text{K}$ und zwischen Kern und unterem Plattenrand von $\Delta T_{KR}=6\text{K}$. Diese Temperaturunterschiede werden zum Zeitpunkt $t=240\text{ h}$ auf $\Delta T_{KR}=16\text{K}$ (Kern-obere Plattenrand) und auf $\Delta T_{KR}=3\text{K}$ (Kern-untere Plattenrand) reduziert. Der Temperaturunterschied ΔT_{KR} erlaubt eine Beurteilung der Eigenspannungen im Querschnitt.

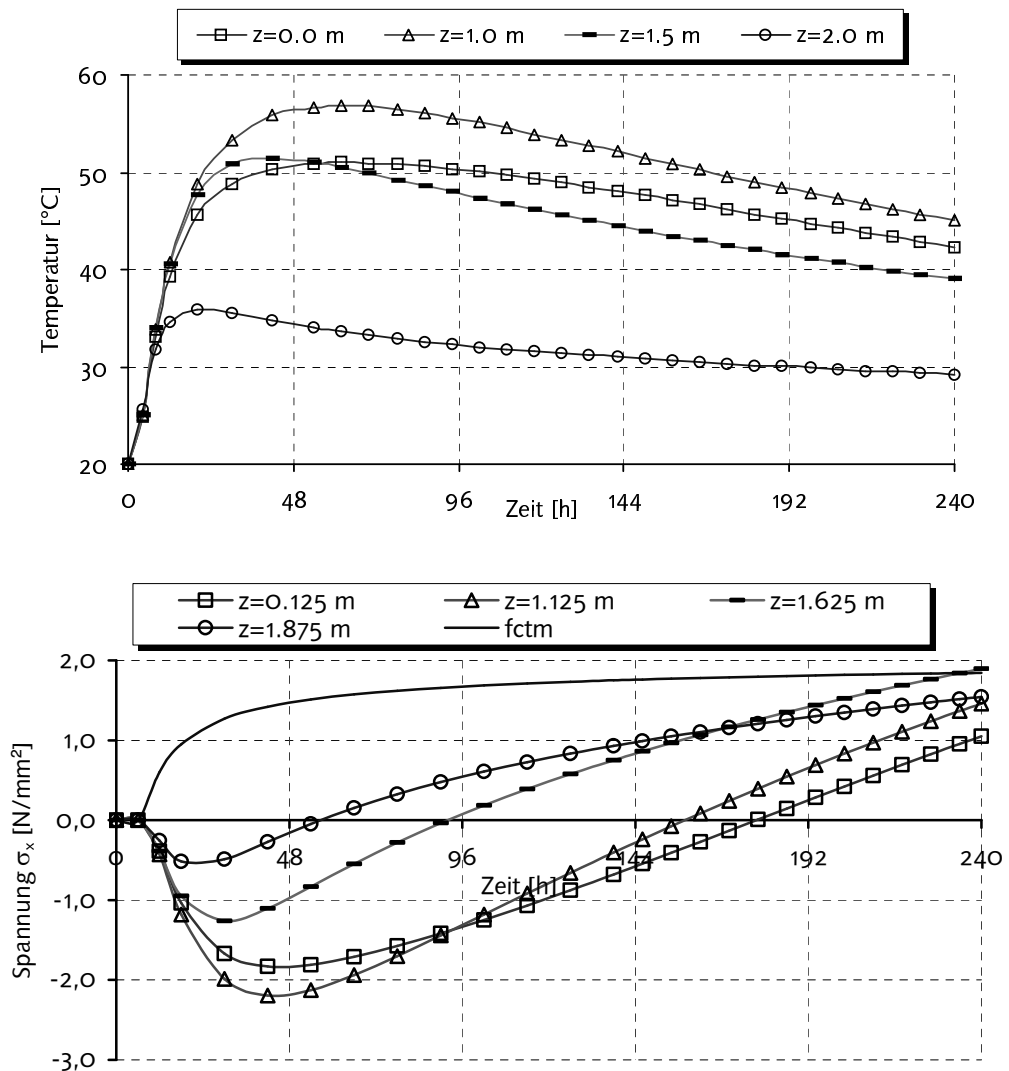


Bild 6.18: Spannungen in der Plattenmitte (Symmetrie-Achse)

Im Kern entsteht eine Addition der Zwangs- und Eigenspannungen. Dadurch wird die zweite Nullspannungstemperatur später erreicht. Die Spannungen im Kern des Querschnittes erreichen in der Druckphase den Maximalwert von $\sigma=-2,34\text{ N/mm}^2$ nach 50 Stunden. Der obere Rand wird nach 48 Stunden auf Zug beansprucht. Die Spannungen

werden hauptsächlich im Kern von der maximalen Erwärmung ΔT_{Erw} und am oberen Rand vom Temperaturunterschied ΔT_{KR} beeinflusst. Der Abbau der Druckspannungen findet im Kern schneller als am Rand statt, da der maximale Temperaturunterschied in der Abkühlungsphase ΔT_{Abk} im Kern größer als am Rand ist. Außerdem findet in der Abkühlungsphase des Bauteils eine Erhöhung von ΔT_{Abk} und eine gleichzeitige Reduzierung des Temperaturunterschiedes zwischen Rand und Kern ΔT_{KR} statt. Das hat zur Folge, dass ab 178 Stunden die Zugspannungen im Kern geringer als in den Rändern des Querschnitts sind (Bild 6.17). Damit wird die Zugfestigkeit zuerst im Kern und nicht am Rand des Querschnitts erreicht.

6.5 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde die Zwangsspannung bei Annahme eines viskoelastischen Materialgesetzes berechnet. Die Berechnungen wurden mit Versuchen an Modellbauteilen verifiziert.

Aus den Berechnungen wurde der Einfluss der Erhärtungsfunktion auf die Spannungsentwicklung beurteilt. Mit Hilfe der Erhärtungsfunktion sind die untersuchten Ansätze für die Druckfestigkeit, das Elastizitätsmodul und das Kriechen gut in der Lage, die Spannungsentwicklung des Betons wiederzugeben. Die Variation des Elastizitätsmoduls des Normalbetons bewirkte eine Erhöhung der maximalen Druck- bzw. Zugspannungen im Bauteil. Der Zeitpunkt der zweiten Nullspannungstemperatur blieb aber konstant. Der Einfluss der Betonfestigkeit des Normalbetons auf die Zwangsspannungen kann überwiegend auf diese Weise erfasst werden. Die Übertragung der untersuchten Ansätze auf andere Betonzusammensetzungen ist also möglich.

Die Änderung der ersten und zweiten Nullspannungstemperatur wird durch die Temperaturgeschichte anhand der Reifezeit bzw. des Hydratationsgrades erfasst. Sowohl bei Änderung der Frischbetontemperatur als auch bei Variation der Bauteildicke wurden mit dem Konzept der Erhärtungsfunktion wirklichkeitsnahe Zwangsspannungen berechnet. Der fehlende Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und dem Hydratationsgrad in den ersten Tagen führt nur zu geringfügigen Änderungen der Spannungen im Bauteil. Dieser Einfluss kann bei der Berechnung deswegen vernachlässigt werden.

Die Anfangswerte der Kriechzahl üben großen Einfluss auf die Qualität der berechneten Spannungen aus. Der Aufbau der Druckspannungen in den ersten zwölf Stunden war für die gesamte Spannungsentwicklung entscheidend. Die Begrenzung der Kriechzahl in den ersten Tagen erwies sich als geeignetes Mittel, um die fehlenden Messdaten zu kompensieren und damit die Zwangsspannungen wirklichkeitsnah zu berechnen.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass nur mit einem Materialgesetz, welches das Materialgedächtnis erfasst, wirklichkeitsnahe Zwangsspannungen im jungen Beton zu ermitteln sind. Vereinfachungen mit dem effektiven Elastizitätsmodul führen zur Überschätzung der Zwangsspannungen, besonders in der Erwärmungsphase. In den untersuchten Beispielen war die maximale Druckspannung um ca. 60% größer. Wird das Spannungsverhalten in der Abkühlungsphase bei Annahme gleicher maximaler Druckspannung bewertet, dann werden die Überschätzungen der Zugspannungen reduziert.

Das Materialgesetz wurde mit unterschiedlichen Ansätzen der Materialkennwerte des jungen Betons angewendet und eignet sich auch zur Erfassung des chemischen Schwin-

dens. Das Konzept der Erhärtungsfunktion erwies sich als geeignete Strategie zur wirklichkeitsnahen Spannungsberechnung von jungen Betonbauteilen.

Durch die Untersuchungen im dreidimensionalen Zustand wurde der Einfluss der Eigen- und Zwangsspannungen infolge des Temperaturfeldes im Querschnitt auf die gesamte Spannungsentwicklung erfasst. In der Erwärmungsphase des Bauteils wird die Spannung stark von den Temperaturunterschieden ΔT_{KR} und ΔT_{Erw} beeinflusst. Durch die Eigenspannungen werden die Zwangsspannungen (Druck) im Kern erhöht und am Rand reduziert. Die zweite Nullspannungstemperatur im Kern wird später erreicht und am Randbereich treten frühzeitige Zugspannungen auf.

In der Abkühlungsphase des Bauteils findet eine gleichzeitige Erhöhung von ΔT_{Abk} bei gleichzeitiger Reduktion von ΔT_{KR} statt. Dabei war die maximale Abkühlung im Kern ΔT_{Abk} höher als am Rand, so dass der Druckspannungsabbau im Kern schneller verläuft als am Rand. Dadurch entstehen höhere Zugspannungen im Kern als am Rand.

Die bisherigen Ausführungen haben gezeigt, dass das Berechnungsmodell in der Lage ist, das dreidimensionale Temperatur- und Spannungsverhalten des jungen Betons gut zu erfassen.

7 Zwangsbeanspruchung am Beispiel eines Hochofenfundamentes

7.1 Einleitung, Geometrie und Randbedingungen

Anhand des praktischen Anwendungsfalles werden die Auswirkungen der Betonrezeptur und der Einbautechnologie auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung untersucht. Dabei werden die Maßnahmen zur Minimierung der Beanspruchung im Hochofenfundament hinsichtlich ihrer Effizienz beurteilt.

Die Geometrie des Hochofenfundamentes ist in Bild 7.1 dargestellt. Die Herstellung des Fundamentes erfolgt in einem Guss. Bei der Untersuchung werden zunächst die Zementmenge und –art bei der Betonzusammensetzung variiert. Für den Beton mit dem Hochofenzement wird, bei Annahme einer Außenlufttemperatur von 25°C und Wärmeübergangskoeffizienten nach Tabelle A1.1, die Frischbetonanfangstemperatur von 20° C auf 13°C und 27°C verändert sowie der Beton von innen gekühlt. Im weiteren Schritt wird die Auswirkung des Betonierens in den Monaten April und Juli untersucht.

Beim FEM-Modell wird die Doppelsymmetrie ausgenutzt. Für die Temperaturfeldberechnung wurden als Randbedingung in der Symmetrieachse adiabatische Verhältnisse angenommen. In den übrigen Flächen wurde ein konvektiver Wärmeübergang angenommen.

Bei der Spannungsberechnung wird das Hochofenfundament am unteren Rand vereinfachend elastisch gebettet gelagert.

Die Untersuchungen erfolgen für die Betonzusammensetzung nach Tabelle 2.3 mit den gemessenen Druckfestigkeiten nach Tabelle A3.2. Die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung erfolgt mit Hilfe des Ansatzes nach *Jonasson*. Bei den mechanischen Materialkennwerten wurden Ansätze für die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul nach *Byfors*, die Zugfestigkeit nach *Gutsch* sowie das Kriechen nach *Sato* verwendet.

Ausgewertet werden im Abschn. 7.2 die Temperatur- und Spannungsentwicklung im Kern (K) sowie im unteren (U) und oberen (O) Rand des Querschnittes. Im Abschn. 7.3 wird der Einfluss der Temperaturgeschichte im Querschnitt beurteilt. Anhand der Reifezeit werden die Unterschiede des Materials im Kern und Rand des Querschnittes bei der Hydratationswärmeentwicklung, dem Elastizitätsmodul sowie der Druck- und Zugfestigkeit untersucht. Die vollständigen Ergebnisse aller Berechnungsvarianten sind in den Anlagen A4 bis A7 dargestellt.

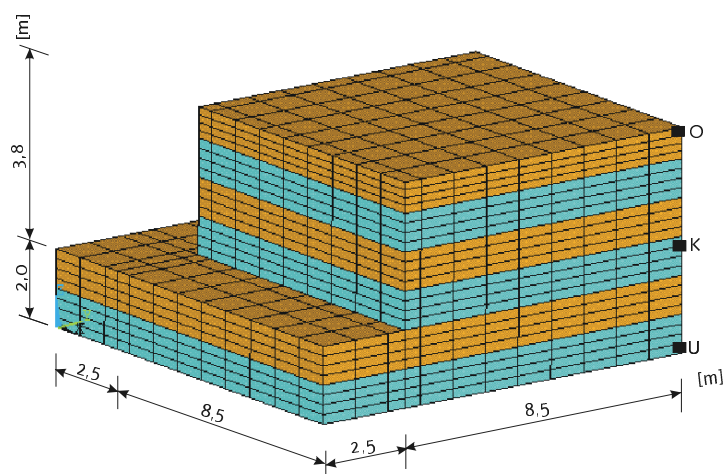


Bild 7.1: FEM – Modell und Geometrie

7.2 Einfluss der Betonzusammensetzung, Einbautechnologie und des Klimas

7.2.1 Einfluss des Zementes

7.2.1.1 Einfluss der Änderung der Zementmenge

Für die Untersuchung werden die Betone B2 (FA-Beton) und B3 (PZ-Beton) gewählt. Die Zementmenge des PZ-Betons von 340 kg/m^3 wird durch die Zugabe von 80 kg/m^3 Flugasche auf 280 kg/m^3 (FA-Beton) reduziert. Die Temperatur- und Spannungsentwicklung ist in Bild 7.2 dargestellt.

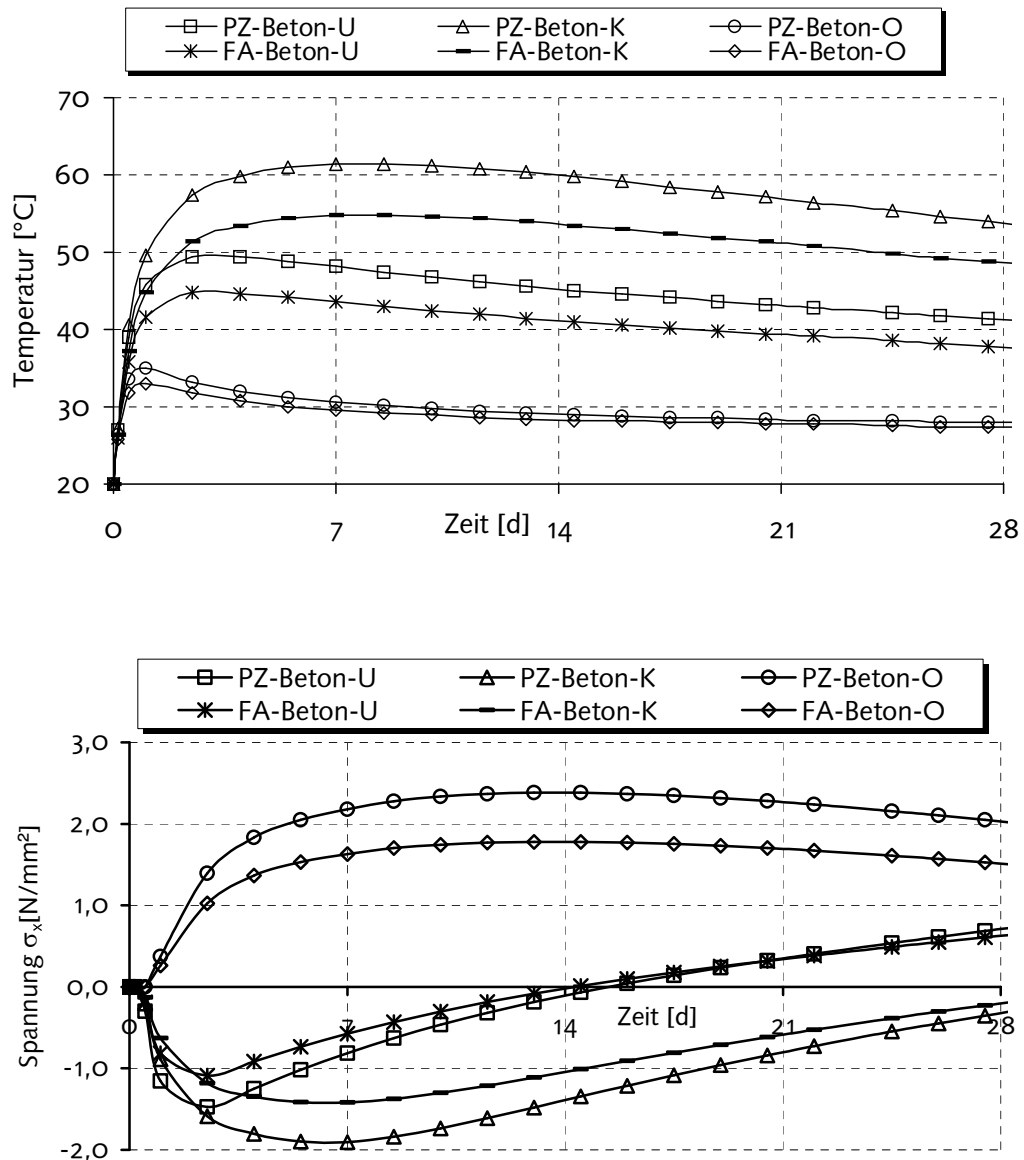


Bild 7.2: Einfluss der Zementmenge auf Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung

Durch die Dicke des Bauteils sind hohe Kerntemperaturen vorhanden. Die maximale Temperatur beim PZ-Beton von $T=62^\circ\text{C}$ wurde beim FA-Beton auf $T=55^\circ\text{C}$ gesenkt. Das Temperaturmaximum wurde bei ca. acht Tagen erreicht. Der Kern erwärmt sich maximal um $\Delta T_{\text{Erw}}=42\text{K}$ (PZ-Beton) und $\Delta T_{\text{Erw}}=35\text{K}$ (FA-Beton). Nach dem Erreichen der

maximalen Temperatur kühlt sich der Kern bis zum 28. Tagen um $\Delta T_{Abk}=8K$ (PZ-Beton) und $\Delta T_{Abk}=6K$ (FA-Beton) ab.

Der untere Rand erwärmt sich maximal um $\Delta T_{Erw}=30K$ (PZ-Beton) und $\Delta T_{Erw}=25K$ (FA-Beton). Die maximale Temperatur wurde aufgrund der Wärmeabgabe zum Erdboden nach drei Tagen erreicht. Danach findet eine Abkühlung bis zum 28. Tagen von $\Delta T_{Abk}=8K$ (PZ-Beton) und $\Delta T_{Abk}=7K$ (FA-Beton) statt. Der obere Rand zeigt fast keinen Einfluss durch die Herabsetzung der Zementmenge. In den beiden Betonen verläuft die Temperatur in der Abkühlungsphase nahezu parallel.

Die Verteilung der Temperatur nach fünf Tagen ist in Bild 7.3 dargestellt. Der Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Rand wurde von $\Delta T_{KR}=32K$ (PZ-Beton) auf $\Delta T_{KR}=26K$ (FA-Beton) gesenkt. Am unteren Rand betragen die maximalen Temperaturunterschiede $\Delta T_{KR}=15K$ (PZ-Beton) und $\Delta T_{KR}=12K$ (FA-Beton).

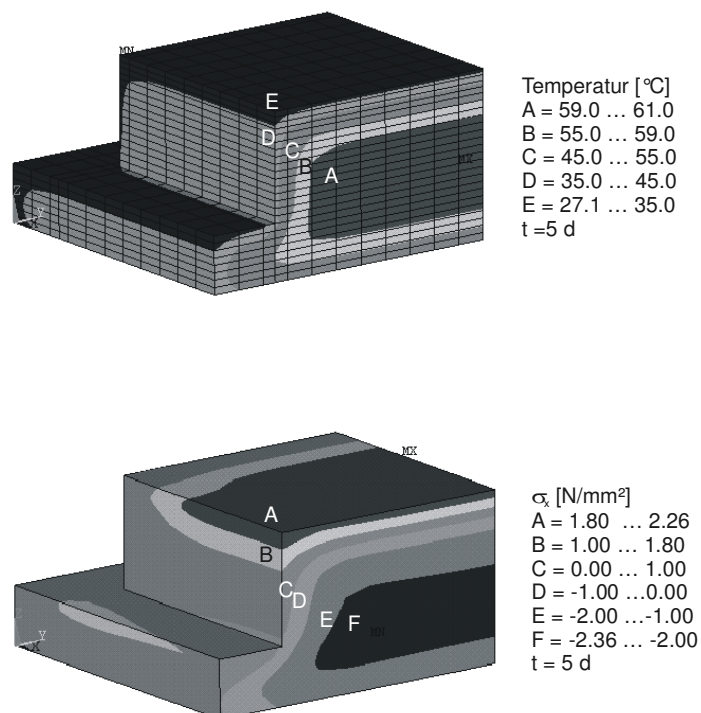


Bild 7.3: Temperatur und Spannung σ_x nach fünf Tagen (PZ-Beton)

Die Spannungen infolge Temperatur ergeben sich aus der Überlagerung der Zwangs- und Eigenspannungen (s. Bild 1.2). Dadurch wird die zweite Nullspannungstemperatur im Kern zu einem Zeitpunkt nach 28 Tagen erreicht. Der entsprechende Temperaturunterschied unter dem Temperaturmaximum ist damit höher als $\Delta T_{Abk}=7K$. Die Druckspannungen im Kern des Querschnittes betragen z.B. nach fünf Tagen (Bild 7.3) $\sigma=-1,88$ N/mm² (PZ-Beton) und $\sigma=-1,40$ N/mm² (FA-Beton). Bis zum siebten Tag bleiben die Druckspannungen nahezu konstant. Nach 28 Tagen waren die Spannungen von $\sigma=-0,32$ N/mm² (PZ-Beton) und $\sigma=-0,20$ N/mm² (FA-Beton) im Kern nicht weit auseinander.

Am unteren Rand wurde die zweite Nullspannungstemperatur ca. $\Delta T_{Abk}=4K$ unterhalb der maximalen Temperatur erreicht. Das weist auf geringfügige Eigenspannungen (Druck) hin. Nach 28 Tagen wurden Zugspannungen von $\sigma=0,71$ N/mm² (PZ-Beton) und $\sigma=0,63$ N/mm² (FA-Beton) festgestellt.

Der obere Rand wies über den Betrachtungszeitraum Zugspannungen auf, welche größer als die Zugfestigkeit des Betons waren. Die maximalen Zugspannungen von $\sigma=2,38$

N/mm² (PZ-Beton) und $\sigma=1,78$ N/mm² (FA-Beton) traten nach 14 Tagen auf. Zu diesem Zeitpunkt wird das Maximum von ΔT_{KR} erreicht. Die maximale Zugfestigkeit nach 14 Tagen betrug $f_{ctm}=1,89$ N/mm² (PZ-Beton) und $f_{ctm}=1,65$ N/mm² (FA-Beton).

7.2.1.2 Einfluss der Änderung der Zementart

Der Einfluss der Zementart wird mit den Betonen B2 (FA-Beton) und B1 (HOZ-Beton) nach Tabelle 2.3 beurteilt. Beim HOZ-Beton wird entgegen des Betons B2 in der Tabelle 2.3 eine Zementmenge von 340kg/m³ verwendet.

Bei der Temperaturentwicklung im ganzen Querschnitt weist der FA-Beton höhere Erhärtungsgeschwindigkeiten in der Anfangsphase auf als der HOZ-Beton (Bild 7.4). Bis zu zweiten Tagen sind die Temperaturen des FA-Betons höher als die des HOZ-Betons. Nach zwei Tagen unterscheiden sich die Temperaturen beider Betone im Kern um maximal $\Delta T=4$ K. Die maximale Erwärmung des Kerns betrug $\Delta T_{Erw}=39$ K (HOZ-Beton) und $\Delta T_{Erw}=35$ K (FA-Beton). Bis zu einem Zeitpunkt von 28 Tagen kühlt sich der Kern beider Betone um ca. $\Delta T_{Abk}=7$ K ab.

Beim HOZ-Beton wurde der untere Rand nach 3,5 Tagen um $\Delta T_{Erw}=27,5$ K maximal erwärmt. Der maximale Temperaturunterschied zwischen beiden Betonen am unteren Rand betrug $\Delta T=3$ K. Die entsprechende Abkühlung des HOZ-Betons betrug bis zum 28. Tage $\Delta T_{Erw}=8$ K.

Der maximale Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Rand betrug $\Delta T_{KR}=29$ K (HOZ-Beton) bzw. $\Delta T_{KR}=26$ K (FA-Beton) sowie zwischen Kern und unterem Rand $\Delta T_{KR}=14$ K (HOZ-Beton) bzw. $\Delta T_{KR}=12$ K (FA-Beton).

Die Druckspannungen im Kern und unteren Querschnittsrand entwickeln sich schneller beim FA-Beton und werden durch das höhere Relaxationsvermögen des Betons in der Anfangsphase schneller abgebaut. Die maximalen Druckspannungen beim HOZ-Beton von $\sigma=-1,95$ N/mm² im Kern und $\sigma=-1,87$ N/mm² im unteren Rand werden nach sechs Tagen bzw. 2,5 Tagen erreicht. Die maximalen Druckspannungsunterschiede zwischen beiden Betonen betragen $\Delta\sigma=0,5$ N/mm² im Kern und $\Delta\sigma=0,8$ N/mm² im unteren Querschnittsrand. Beim HOZ-Beton wird die zweite Nullspannungstemperatur später als beim FA-Beton erreicht (ca. 10 Tage später am unteren Rand). Dadurch wurden beim HOZ-Beton nach 28 Tagen niedrigere Zugspannungen von $\sigma=0,22$ N/mm² am unteren Rand und höhere Druckspannungen im Kern von $\sigma=-0,52$ N/mm² festgestellt.

Am oberen Rand werden nur Zugspannungen aufgebaut, welche nach 14 Tagen durch die Abnahme von ΔT_{KR} geringfügig abzufallen beginnen. Diese lagen bei den beiden Betonen über den Zugfestigkeiten. Die maximale Zugspannung des HOZ-Betons betrug $\sigma=2,04$ N/mm². Die Zugspannungen beider Betone unterscheiden sich maximal um $\Delta\sigma=0,3$ N/mm². Zum Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen betrug die Zugfestigkeit des HOZ-Betons $f_{ctm}=1,60$ N/mm².

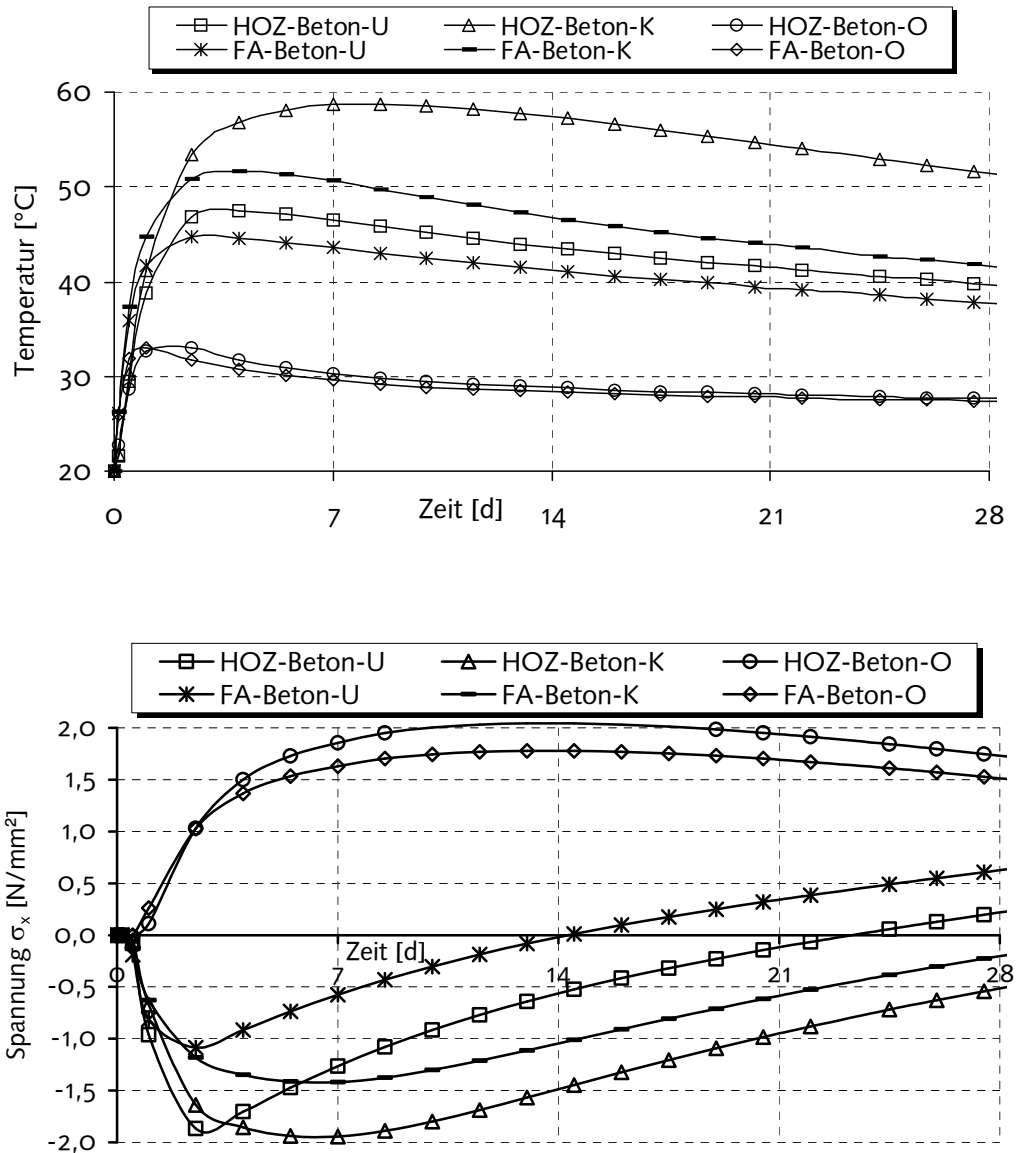


Bild 7.4: Einfluss der Zementarten auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung

Die Untersuchungen in den nachfolgenden Abschnitten werden mit dem HOZ-Beton durchgeführt. Durch ihre Frischbetontemperaturen von $T_A=20^\circ\text{C}$ wird auch die Bezeichnung 20°C -Beton verwendet. Bei der Beurteilung des Klimas wird aufgrund der konstanten Außenlufttemperatur von $T_a=25^\circ\text{C}$ die Bezeichnung 25°C -Beton benutzt.

7.2.2 Einfluss der Frischbetontemperatur

7.2.2.1 Frischbetontemperatur von 13°C

Die Frischbetonanfangstemperatur des HOZ-Betons von $T_A=20^\circ\text{C}$ (20°C -Beton) wird durch die Kühlung der Betonausgangsstoffe auf $T_A=13^\circ\text{C}$ (13°C -Beton) herabgesetzt. Durch die niedrige Anfangstemperatur wird die Reaktionsgeschwindigkeit der Hydratation reduziert. Nach 24 Stunden entstand eine Temperaturdifferenz zwischen beiden Betonen von ca. $\Delta T=14\text{K}$.

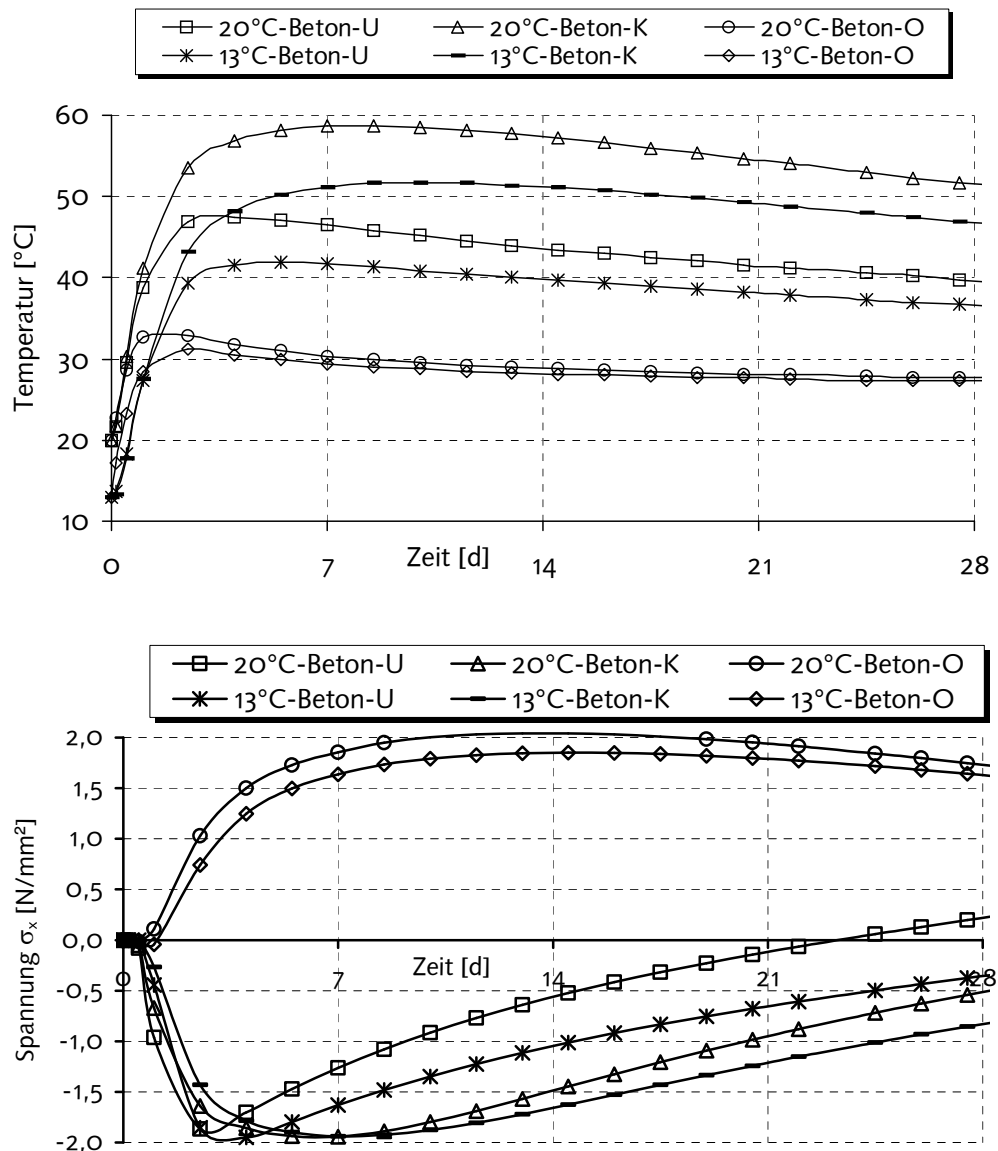


Bild 7.5: Einfluss niedriger Frischbetonanfangstemperatur auf die Temperatur- und Zwangspannungsentwicklung

Die maximale Temperatur des 13°C -Betons von $T=51,7^\circ\text{C}$ im Kern wurde nach zehn Tagen erreicht (Bild 7.5). Diese Temperatur trat 2 Tage später auf und war $\Delta T=7\text{K}$ niedriger als beim 20°C -Beton. Die maximale Erwärmung war in den beiden Betonen gleich $\Delta T_{\text{Erw}}=39\text{K}$.

Am unteren Rand war die maximale Temperatur von $T=41,9^{\circ}\text{C}$ des 13°C -Betons $\Delta T=5\text{ K}$ geringer als beim 20°C -Beton. Diese Temperatur wurde nach fünf Tagen erreicht und trat damit zwei Tage später als beim 20°C -Beton auf. Nach 28 Tagen fand am unteren Rand und im Kern eine maximale Abkühlung von $\Delta T_{\text{Abk}}=5\text{K}$ (13°C -Beton) bzw. $\Delta T_{\text{Abk}}=7\text{K}$ (20°C -Beton) statt.

Die obere Randtemperatur beider Betone war nach sieben Tagen fast auf demselben Niveau. Durch die niedrige Kerntemperatur beim 13°C -Beton entstanden geringe Temperaturunterschiede zwischen Kern und oberem Rand von $\Delta T_{\text{KR}}=23\text{K}$ sowie zwischen Kern und unterem Rand von $\Delta T_{\text{KR}}=11\text{K}$. Der Unterschied zum 20°C -Beton betrug $\Delta T=5\text{K}$ (zwischen Kern und oberem Rand) und $\Delta T=3\text{K}$ (zwischen Kern und unterem Rand).

Bei der Spannungsentwicklung werden beim 20°C -Beton die Druckspannungen schneller auf- und abgebaut (Bild 7.5). Die maximalen Druckspannungen im Kern von $\sigma=-1,94\text{ N/mm}^2$ waren bei beiden Betonen fast gleich. Dieser Wert trat beim 13°C -Beton einen Tag später als beim 20°C -Beton auf. Am unteren Rand wurde das selbe Spannungsniveau nach drei Tagen erreicht. Durch die geringeren ΔT_{Abk} -Werte sind beim 13°C -Beton nach 28 Tagen noch Druckspannungen von $\sigma=-0,7\text{ N/mm}^2$ im Kern und $\sigma=-0,3\text{ N/mm}^2$ am unteren Rand vorhanden. Als Folge daraus wird die zweite Nullspannungstemperatur nach 28 Tagen erreicht.

Am oberen Rand sind maximale Zugspannungen von $\sigma=1,85\text{ N/mm}^2$ beim 13°C -Beton vorhanden. Die Zugspannungen waren trotz der Abnahme der Temperaturunterschiede zwischen Kern und Rand ΔT_{KR} höher als die Zugfestigkeit des Betons.

7.2.2.2 Höhere Frischbetontemperatur von 27°C

Höhere Frischbetontemperaturen können in den Sommermonaten durch klimabedingte Erwärmung der Betonausgangsstoffe auftreten. Bei der nachfolgenden Untersuchung wird die Anfangstemperatur des HOZ-Betons von $T_A=20^{\circ}\text{C}$ (20°C -Beton) auf $T_A=27^{\circ}\text{C}$ (27°C -Beton) erhöht.

Die höhere Erhärtungsgeschwindigkeit führt beim 27°C -Beton zu einer maximalen Temperatur im Kern des Querschnittes von $T=65,7^{\circ}\text{C}$ nach sieben Tagen (Bild 7.6). Am unteren Rand betrug beim 27°C -Beton die maximale Temperatur nach drei Tagen $T=53,4^{\circ}\text{C}$. Bis zum 28. Tag entstand eine maximale Abkühlung von $\Delta T_{\text{Abk}}=10\text{K}$ im Kern und $\Delta T_{\text{Abk}}=11\text{K}$ am unteren Rand.

Der maximale Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Rand von $\Delta T_{\text{KR}}=35\text{K}$ sowie Kern und unterem Rand von $\Delta T_{\text{KR}}=16\text{K}$ waren um $\Delta T=5\text{K}$ bzw. $\Delta T=2\text{K}$ höher als beim 20°C -Beton. Durch die Abkühlung bis zum 28. Tag reduzieren sich die Temperaturunterschiede beim 27°C -Beton auf $\Delta T=28\text{K}$ bzw. $\Delta T=13\text{K}$.

Qualitativ entwickeln sich die Druckspannungen beim 27°C -Beton schneller als beim 20°C -Beton (Bild 7.6). Die Druckspannungsmaxima sowohl im Kern von $\sigma=-1,99\text{ N/mm}^2$ als auch am unteren Rand von $\sigma=-1,77\text{ N/mm}^2$ haben sich gegenüber dem 20°C -Beton wenig verändert. Der Abbau der Druckspannungen verläuft auch beim 27°C -Beton aufgrund der höheren ΔT_{Abk} -Werte schneller als beim 20°C -Beton. Der Zugspannungsaufbau beginnt beim 27°C -Beton am unteren Rand des Querschnitts.

tes eine Woche früher als beim 20°C-Beton. Nach 28 Tagen weist der Kern noch Druckspannungen von $\sigma = -0,25 \text{ N/mm}^2$ auf, die jedoch um $\Delta\sigma = 0,23 \text{ N/mm}^2$ niedriger waren als beim 20°C-Beton. Am unteren Rand wurden nach 28 Tagen höhere Zugspannungen von $\sigma = 0,79 \text{ N/mm}^2$ (27°C-Beton) festgestellt. Die Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 1,65 \text{ N/mm}^2$ wurde jedoch nicht erreicht.

Am oberen Rand betrug die maximale Zugspannung $\sigma = 2,38 \text{ N/mm}^2$ und war somit größer als die Zugfestigkeit. Die Zugrandspannungen waren um $\Delta\sigma = 0,4 \text{ N/mm}^2$ höher als beim 20°C-Beton.

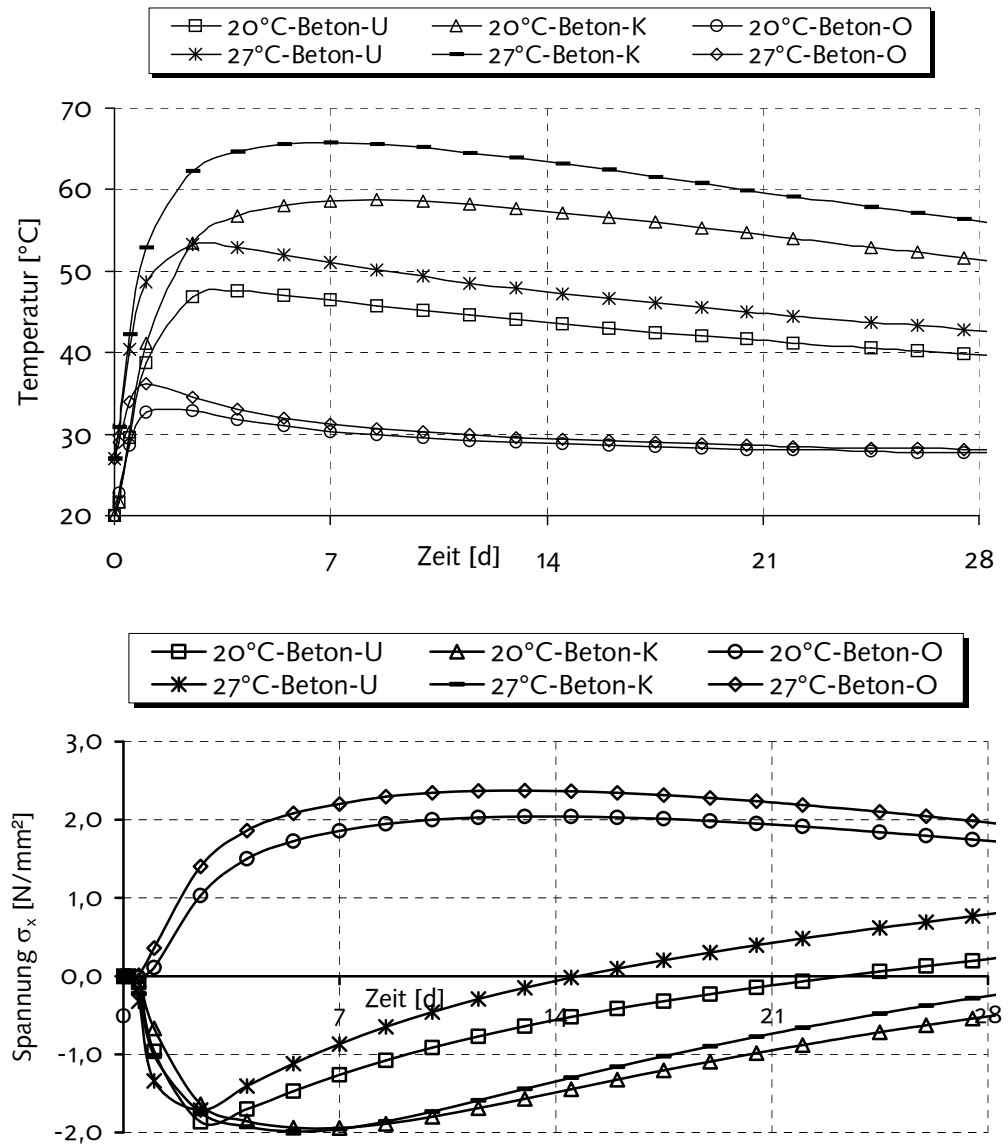


Bild 7.6: Einfluss hoher Frischbetonanfangstemperatur auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung

7.2.3 Einfluss der Rohrkühlung

7.2.3.1 Kühldauer von fünf Tagen

Durch die Rohrkühlung wird die maximale Betontemperatur des HOZ-Betons (TOK-Beton) in ausgewählten Stellen des Querschnittes gesenkt. Der Erfolg dieser Maßnahme hängt u.a. von der Anordnung der Kühlstellen im Querschnitt, der Kühldauer, dem Kühlungsbeginn und der Kühlungstemperatur ab. Voruntersuchungen haben ergeben, dass eine beliebige Anordnung der Kühlstellen zu einem ungünstigen Spannungsverhalten im Bauteil führen kann. Für die hier zu führende Untersuchung wurde die Anordnung der Kühlstellen nach Bild 7.8 (Temperaturverteilung) gewählt. Als Kühlungsbeginn wurde zunächst der erste Tag gewählt und der Beton wurde fünf Tage gekühlt (5d:KD-Beton). Die Kühlungstemperatur betrug $TK=13^{\circ}\text{C}$.

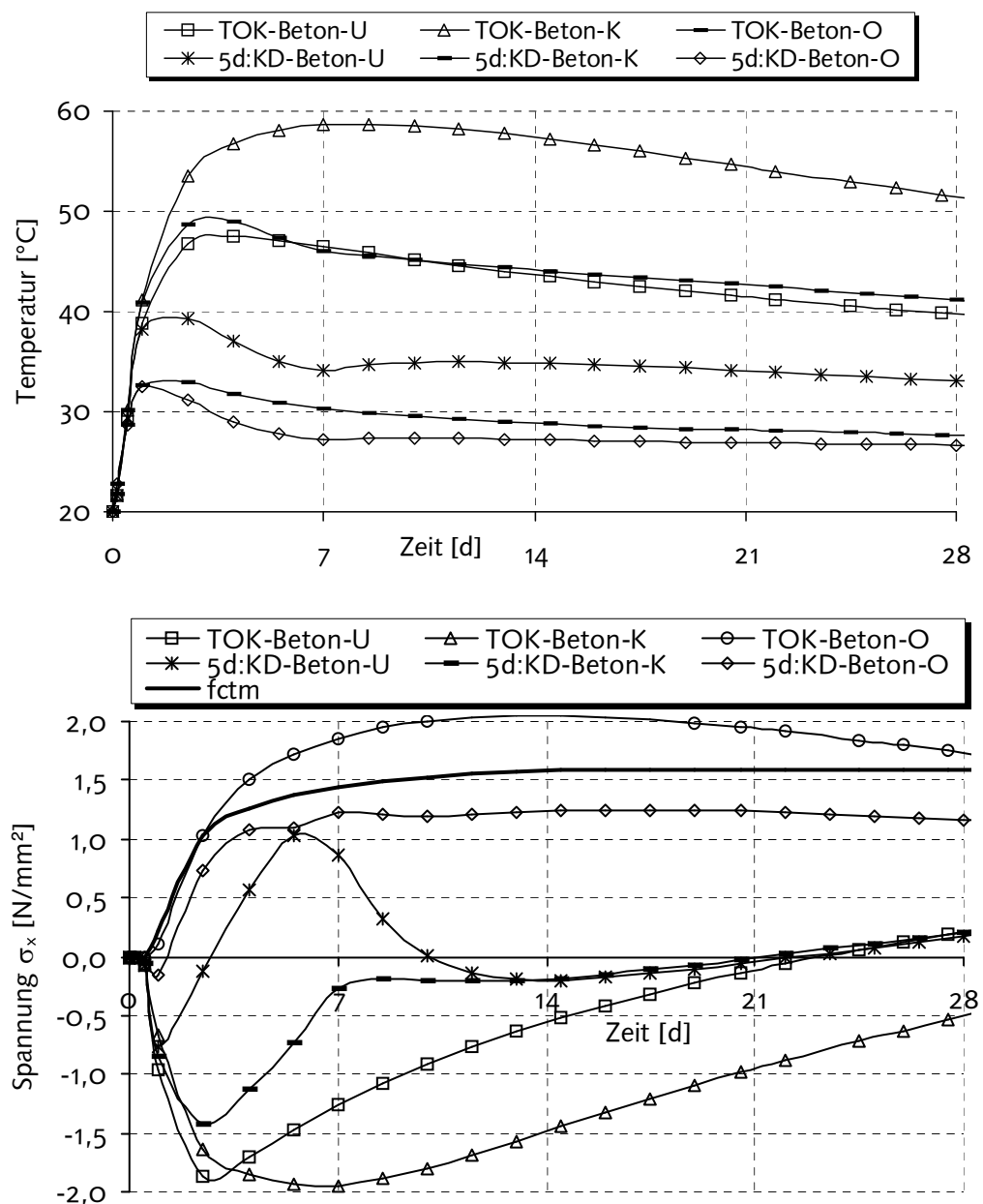


Bild 7.7: Einfluss der Rohrkühlung auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung

Die maximale Temperatur erreicht im Kern einen Wert von $T=49^{\circ}\text{C}$ nach 3,5 Tagen und am unteren Rand von $T=40^{\circ}\text{C}$ nach 1,5 Tagen (Bild 7.7). Diese Maxima wurden damit 4,5 Tage bzw. 2,5 Tage früher erreicht als beim Beton ohne Kühlung (TOK-Beton). Danach entsteht einen Temperaturunterschied von $\Delta T_{\text{Abk}}=6\text{K}$ bis Ende der Kühlung am unteren Rand. Da die Temperatur nicht gleichmäßig über den Querschnitt gesenkt wird (Bild 7.8), findet nach der Kühlung eine Nacherwärmung der bereits abgekühlten Stellen statt. Nach der Kühlung wurde einen Temperaturunterschied von $\Delta T_{\text{KR}}=19\text{K}$ zwischen Kern und oberem Rand erreicht.

Beim Kühlungsbeginn ab dem ersten Tag wird zunächst das Entstehen von Druckspannungen in den ersten Tagen zugelassen (Bild 7.7). Es wurden maximale Druckspannungen von $\sigma=-1,43\text{ N/mm}^2$ im Kern und von $\sigma=-0,73\text{ N/mm}^2$ am unteren Rand erreicht. Diese waren um $\Delta\sigma=0,5\text{ N/mm}^2$ (Kern) und um $\Delta\sigma=1\text{ N/mm}^2$ niedriger als beim TOK-Beton. Die Verteilung der Spannung über den Querschnitt nach fünf Tagen ist in Bild 7.8 dargestellt.

Durch die Kühlung werden die Druckspannungen abgebaut. Demzufolge weist der Kern am Ende der Kühlung noch eine Druckspannung von $\sigma=-0,3\text{ N/mm}^2$ auf. Am unteren Rand ist eine Zugspannung von $\sigma=1,15\text{ N/mm}^2$ vorhanden, die noch geringer als die Zugfestigkeit von $f_{\text{ctm}}=1,34\text{ N/mm}^2$ ist. Durch die Nacherwärmung des unteren Randes werden wieder Druckspannungen aufgebaut, die später wiederum abgebaut werden. Nach 28 Tagen sind im Kern und am unteren Rand Zuspansungen von ca. $\sigma=0,2\text{ N/mm}^2$ vorhanden.

Am oberen Rand wurde eine maximale Zugspannung von $\sigma=1,25\text{ N/mm}^2$ festgestellt. Diese Spannung ist um $\Delta\sigma=0,8\text{ N/mm}^2$ niedriger als beim TOK-Beton. Die Abnahme der Zugspannungen ist auf die Reduktion der ΔT_{KR} -Werte zurückzuführen. Durch die Kühlung lagen die Zugspannungen im Querschnitt bis zum 28. Tag unterhalb der Zugfestigkeit des Betons. Diese Variante der Kühlung kann dadurch als effizient bewertet werden.

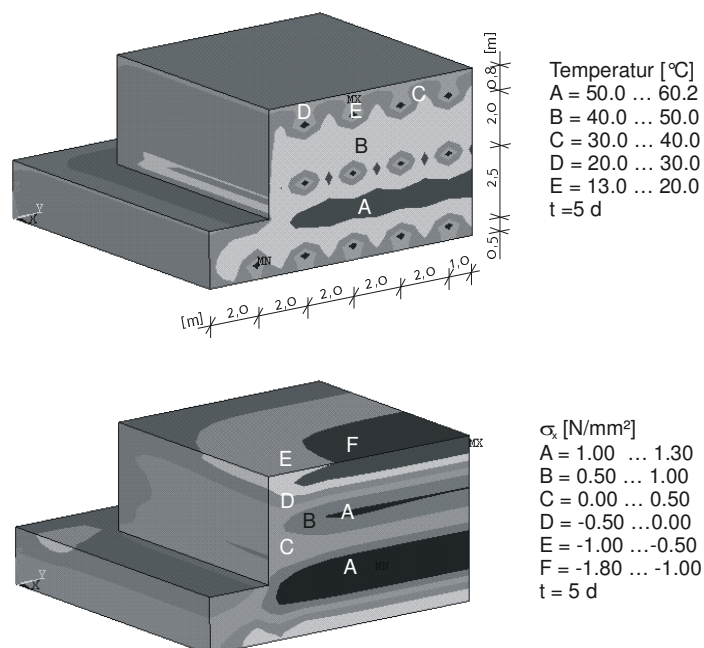


Bild 7.8: Temperatur und Spannung σ_x nach fünf Tagen Kühlung (t=5d)

7.2.3.2 Änderung der Kühldauer

Die bisherigen Betrachtungen ergaben, dass die gewählte Kombination zwischen Beginn und Dauer der Kühlung geeignet war, um das Beanspruchungsniveau zu reduzieren. Als Alternative werden die Auswirkungen der Dauer der Kühlung von drei (3d:KD-Beton) und sieben (7d:KD-Beton) Tagen auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung untersucht. Die bisherigen gewählten Kühlungsstellen im Querschnitt sowie die Kühlmtemperatur von $T_K=13^\circ\text{C}$ wurden beibehalten.

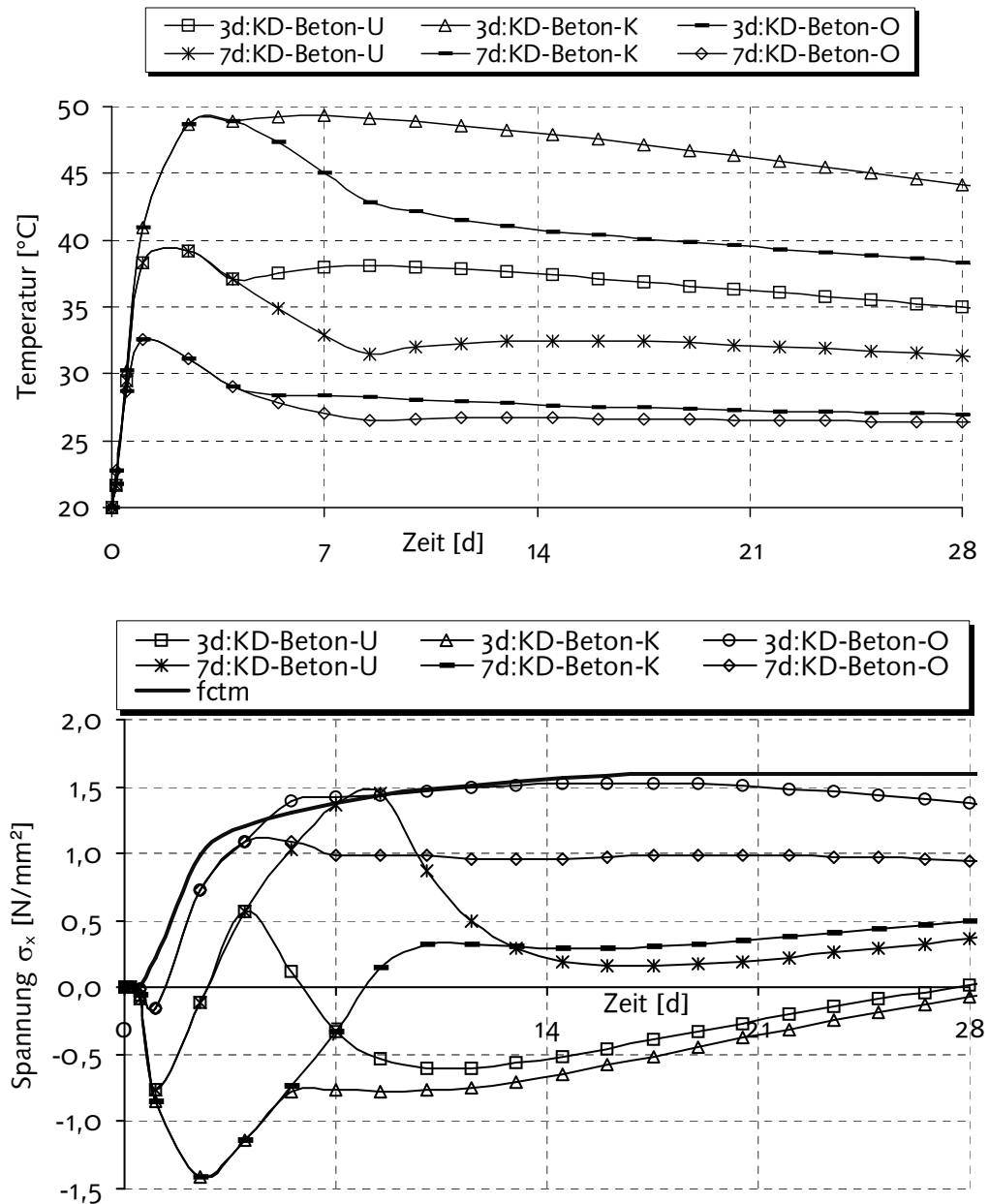


Bild 7.9: Temperatur- und Spannungsentwicklung bei Änderung der Kühldauer von drei auf sieben Tage

Die Temperaturmaxima in beiden Berechnungsvarianten (Bild 7.9) wurden durch die Änderung der Kühldauer nicht beeinflusst. Nach dem Temperaturmaximum kühlt sich das Fundament bis zum 28. Tag um $\Delta T_{Abk}=5\text{K}$ (3d:KD-Beton) bzw. $\Delta T_{Abk}=11\text{K}$ (7d:KD-Beton) im Kern und $\Delta T_{Abk}=5\text{K}$ (3d:KD-Beton) bzw. $\Delta T_{Abk}=9\text{K}$ (7d:KD-Beton) am unteren

Rand ab. Nach Ende der Kühlung blieb die Temperatur am unteren Rand durch die Nacherwärmung der bereits abgekühlten Stellen nahezu konstant. Der Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Rand lag bei $\Delta T_{KR}=20K$ (3d:KD-Beton) und $\Delta T_{KR}=17K$ (7d:KD-Beton).

Bei der Spannungsentwicklung der Varianten in Bild 7.9 wurden am Ende der Kühlung zwischen Kern und am unteren Rand, Spannungsunterschiede von ca. $\sigma=1 \text{ N/mm}^2$ festgestellt. Besonders die Zugspannungen am unteren Rand des 7d:KD-Betons geben den Hinweis zur Begrenzung der Dauer der Kühlung, da die Zugfestigkeit des Betons am Ende der Kühlung geringfügig überschritten wurde. Zwischen dem siebten und den 28. Tag entstanden im Kern und am Rand beim 7d:KD-Beton nur Zugspannungen.

Beim 3d:KD-Beton war der Spannungszustand am unteren Rand und im Kern des Querschnittes günstiger als beim 7d:KD-Beton. Unmittelbar nach der Kühlung treten in beiden Bereichen nur Druckspannungen auf. Der Spannungszustand verhält sich hier wie beim 5d:KD-Beton. Nach 28 Tagen sind beide Bereiche nahezu spannungslos.

Am oberen Rand lagen die Zugspannungen beim 3d:KD-Beton am Ende der Kühlung kurzzeitig über der Zugfestigkeit. Mit zunehmender Abkühlung wurden die Zugspannungen reduziert. Beim 7d:KD-Beton waren die Zugspannungen aufgrund der niedrigen Eigenspannungen (Zug) durch die Reduktion von ΔT_{KR} unterhalb der Zugfestigkeit des Betons.

Für die gewählte Anordnung der Kühlstelle ist ein günstiges Spannungsverhalten zu erreichen, wenn die Dauer der Kühlung oberhalb von drei Tagen und unterhalb von sieben Tagen liegt. Dabei ist die Dauer der Kühlung so zu wählen, dass während oder unmittelbar nach der Kühlung die Zugspannung nicht die Zugfestigkeit des Betons überschreitet.

7.2.3.3 Änderung des Kühlbeginns

Bei Annahme einer Kühlungsdauer von fünf Tagen (5d:KD-Beton) wird ein Kühlungsbeginn von sechs Stunden (frühzeitige Kühlung-6h:KB-Beton) und zwei Tagen (spätere Kühlung-2d:KB-Beton) untersucht. Bei der Kühlung ab der sechsten Stunde wird ein Zeitpunkt unmittelbar nach der ersten Nullspannungstemperatur gewählt.

Nach Bild 7.10 entsteht innerhalb der Kühlungsdauer beim 6h:KB-Beton erwartungsgemäß die niedrigste maximale Temperatur, da hier gegen die hohe Erhärtungsgeschwindigkeit in der Anfangsphase gesteuert wird. Im Kern erwärmt sich der 6h:KB-Beton um $\Delta T_{Erw}=28K$ und der 2d:KB-Beton um $\Delta T_{Erw}=31K$. Die Erwärmung des unteren Randes beträgt $\Delta T_{Erw}=18K$ (6h:KB-Beton) und $\Delta T_{Erw}=25K$ (2d:KB-Beton). Bis Ende der Kühlung entsteht eine Temperaturdifferenz am unteren Rand von $\Delta T_{Abk}=3K$ (6h:KB-Beton) bzw. $\Delta T_{Abk}=12K$ (2d:KB-Beton); der Temperaturunterschied zwischen Kern und oberem Rand beträgt für beide Betone ca. $\Delta T_{KR}=19K$.

Beim 2d:KB-Beton werden nach Bild 7.10 in der Anfangsphase höhere Druckspannungen aufgebaut. Die maximalen Druckspannungen beider Betone unterscheiden sich im Kern um $\Delta\sigma=0,56 \text{ N/mm}^2$ und im unteren Rand um $\Delta\sigma=1,05 \text{ N/mm}^2$. Am unteren Rand werden beim 6h:KB-Beton mehr Druckspannungen abgebaut als zuvor aufgebaut. Grund dafür ist, dass die Kühltemperatur von $T_K=13^\circ\text{C}$ niedriger als die Frischbetonanfangstemperatur von $T_A=20^\circ\text{C}$ ist. Außerdem ist die Relaxation der Spannungen

in der Anfangsphase höher als bei der späteren Abkühlungsphase. Durch die höheren ΔT_{Erw} -Werte überschreiten die Zugspannungen am Ende der Kühlung die Zugfestigkeit des Betons. Nach der Kühlung werden diese Zugspannungen durch die Nacherwärmung wieder abgebaut. Die entstandenen ungünstigen Zugspannungen können hier durch ein vorzeitiges Beenden der Kühlung vermieden werden.

Beim 6h:KB-Beton war die maximale Zugspannung von $\sigma=1,40 \text{ N/mm}^2$ nach sieben Tagen am oberen Rand geringfügig höher als die zugehörige Zugfestigkeit von $f_{ctm}=1,37 \text{ N/mm}^2$. Geringere Zugspannungen können hier durch eine andere Anordnung der Kühlstellen erreicht werden.

Das Spannungsverhalten im Kern und am unteren Rand zeigt, dass eine frühzeitige Kühlung hohe Zugspannungen während der Kühlung vermeidet.

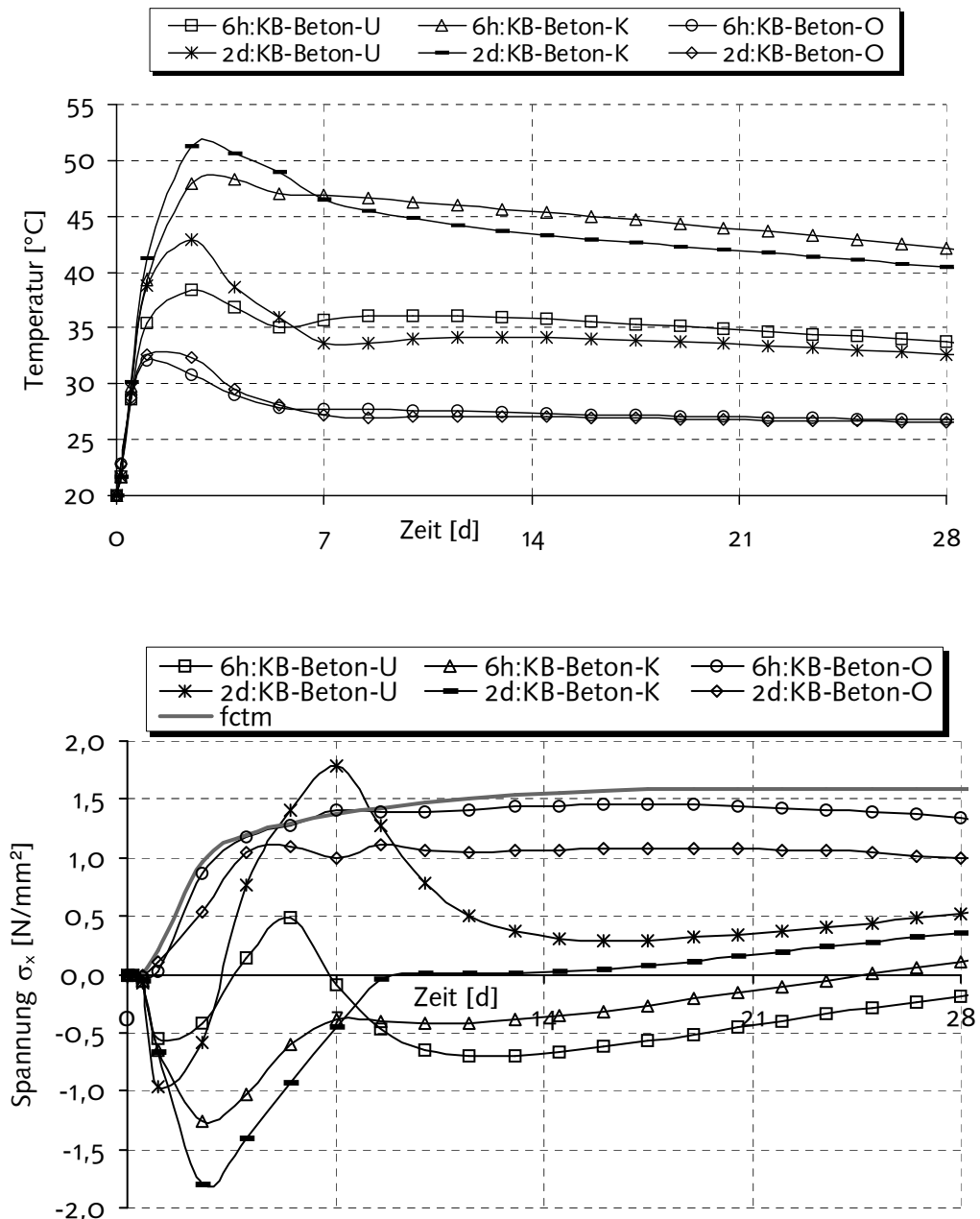


Bild 7.10: Temperatur- und Spannungsentwicklung bei Änderung des Kühlungsbeginns von sechs Stunden auf zwei Tage

7.2.4 Einfluss des Klimas

7.2.4.1 Betonieren im Juli

Bei den vorherigen Untersuchungen wurden vereinfachende konstante Außenlufttemperaturen von $T_a=25^\circ\text{C}$ (25°C-Beton) als thermische Randbedingungen verwendet. Da in der Realität veränderliche thermische Randbedingungen herrschen, wird angenommen, das Hochofenfundament am 1. Juli in Ostdeutschland zu betonieren (Juli-Beton). Das Klima wird durch die ideale Außenlufttemperatur erfasst. Die bisherige angenommene Bodentemperatur von $T_B=20^\circ\text{C}$ wird durch eine jahreszeitabhängige Bodentemperatur ersetzt (Bild A1-3). Der Mittelwert der Bodentemperatur für Juli lag bei $T_B=17,5^\circ\text{C}$. Die Außenlufttemperatur wird *Petzold* (Tabelle A.1.13) erfasst.

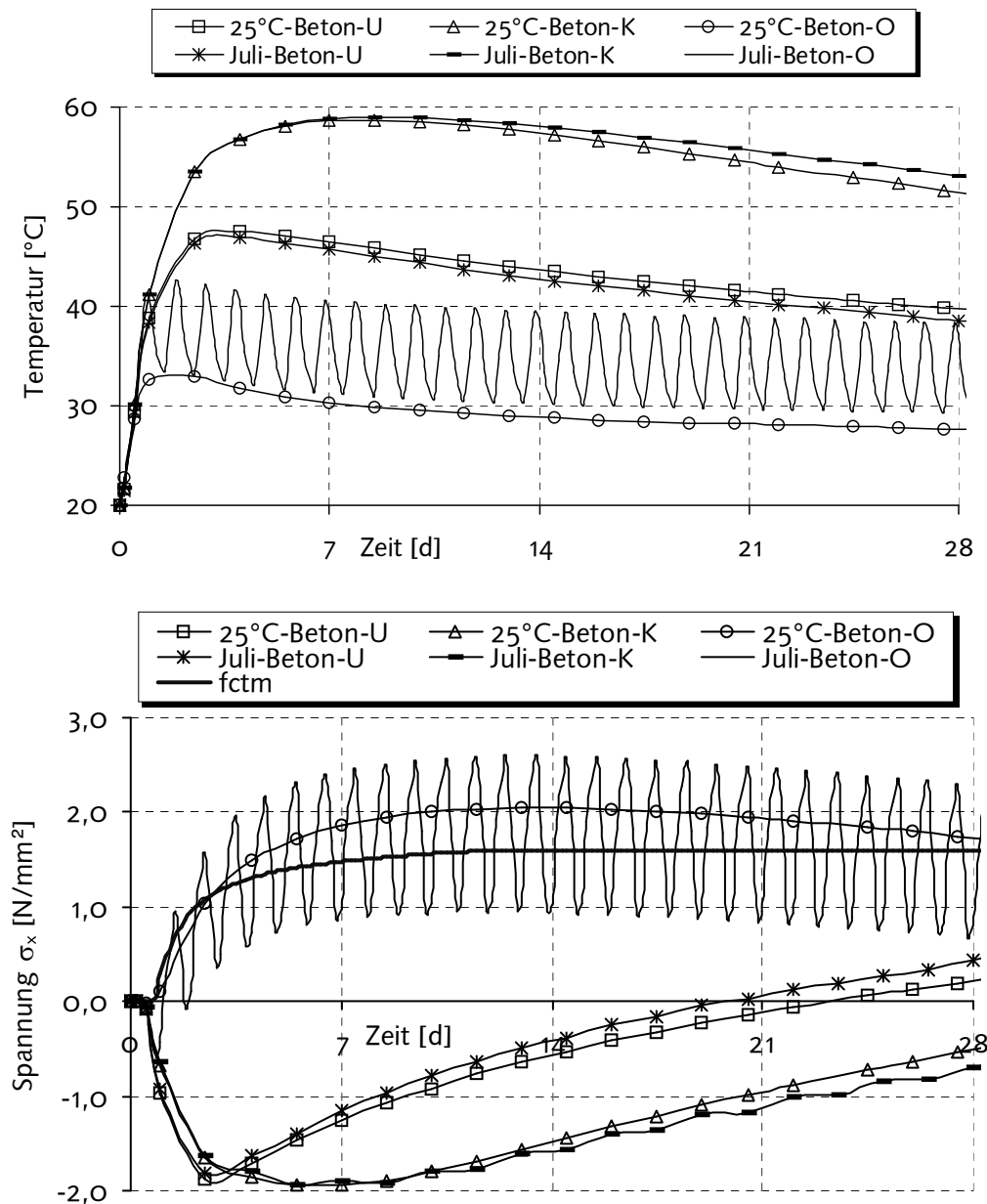


Bild 7.11: Einfluss von warmer Umgebungstemperatur auf Temperatur- und Zwangspannungsentwicklung

Bei der Temperaturentwicklung nach Bild 7.11 ergeben sich zwischen beiden Betonen im Kern und am unteren Rand des Querschnittes kaum Unterschiede. Die Unterschiede lagen unter $\Delta T=1,5\text{K}$. Die Auswirkung des Klimas macht sich nur am oberen Randbereich bemerkbar. Die hohen Temperaturen des Juli-Betons am oberen Rand berücksichtigen die Anteile aus Strahlung und Konvektion. Die maximalen Randtemperaturen des Juli-Betons liegen bei ca. $\Delta T=10\text{K}$ und die minimalen Randtemperaturen ca. $\Delta T=2\text{K}$ über derjenigen des 25°C -Betons.

Die Temperaturunterschiede zwischen Kern und oberem Rand schwanken beim Juli-Beton im Bereich $\Delta T_{\text{KR}}=16\text{K}$ tagsüber und $\Delta T_{\text{KR}}=26\text{K}$ nachtsüber. Dadurch ist die mittlere Temperatur im Querschnitt beim Juli-Beton höher als beim 25°C -Beton.

Die Spannungsentwicklung nach Bild 7.11 wird durch die obere Randtemperatur beeinflusst. Durch die Berücksichtigung des Tagesgangs der ideellen Außenlufttemperatur entsteht am oberen Rand eine Abkühlung, über Nacht, und eine Erwärmung, über den Tag. Die Spannungsschwankung zwischen Tag und Nacht beträgt maximal $\Delta\sigma=1,5\text{ N/mm}^2$, wobei das Spannungsmaximum nachts erreicht wird. In jedem Zeitinkrement entstehen tagsüber Druckspannungen und nachts Zugspannungen. Diese Spannungen im aktuellen Zeitinkrement erhöhen bzw. reduzieren die gesamten vorhandenen Spannungen im Beton. Über den Tag waren Zugspannungen immer um ca. $\Delta\sigma=0,5\text{ N/mm}^2$ niedriger als die Zugfestigkeit des Betons. Über die Nacht ergaben sich deutlich höher Zugspannungen als die Zugfestigkeit des Betons.

Am unteren Rand und im Kern waren die Spannungsabweichungen zwischen beiden Berechnungsvarianten minimal.

7.2.4.2 Betonieren im April

Beim Betonieren im April (April-Beton) werden die Auswirkungen kälterer klimatischer Verhältnisse untersucht. Der Mittelwert der Bodentemperatur für April betrug $T_B=8^\circ\text{C}$ (Bild A1-3).

Die kühlere Umgebungstemperatur im April führt zu niedrigen Temperaturen an den beiden Rändern des Querschnittes. Die mittlere Temperatur über den Querschnitt liegt deswegen niedriger als beim 25°C -Beton. Am unteren Rand wurde beim April-Beton eine maximale Temperatur von $T=43^\circ\text{C}$ berechnet. Nach 28 Tagen entstanden zwischen beiden Betonen Temperaturunterschiede bis zu $\Delta T=7\text{K}$.

Am oberen Rand sind die minimalen Temperaturen beim April-Beton bis $\Delta T=6\text{ K}$ niedriger als beim 25°C -Beton. Durch die niedrige Randtemperatur wurde der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand erhöht. Am oberen Rand verändert sich nach sieben Tagen dieser Temperaturunterschied zwischen $\Delta T_{\text{KR}}=27\text{ K}$ über den Tag und $\Delta T_{\text{KR}}=37\text{ K}$ über die Nacht.

Bei der Spannungsentwicklung bauen sich im April-Beton am unteren Rand weniger Druckspannungen, die zwischen beiden Betonen um $\Delta\sigma=0,3\text{ N/mm}^2$ differieren, auf. Der Abbau der Druckspannungen verläuft schneller beim April-Beton, so dass nach 28 Tagen eine Zugspannung von $\sigma=0,99\text{ N/mm}^2$ erreicht wird. Diese Spannung war $\Delta\sigma=0,8\text{ N/mm}^2$ höher als beim 25°C -Beton.

Am oberen Rand sind die Spannungen beim April-Beton über den Tag bis $\Delta\sigma=1,0\text{ N/mm}^2$ niedriger und über die Nacht bis $\Delta\sigma=0,4\text{ N/mm}^2$ höher als beim 25°C -Beton.

Über den Tag sind die Zugspannungen besonders bis zum 14. Tag nur geringfügig niedriger ($\Delta\sigma=0,15 \text{ N/mm}^2$) als die Zugfestigkeit des Betons. Mit fortschreitendem Temperaturengleich zwischen Beton und Umgebung werden die Zugspannungen am Tag reduziert. Über die Nacht tritt genau das Gegenteil ein.

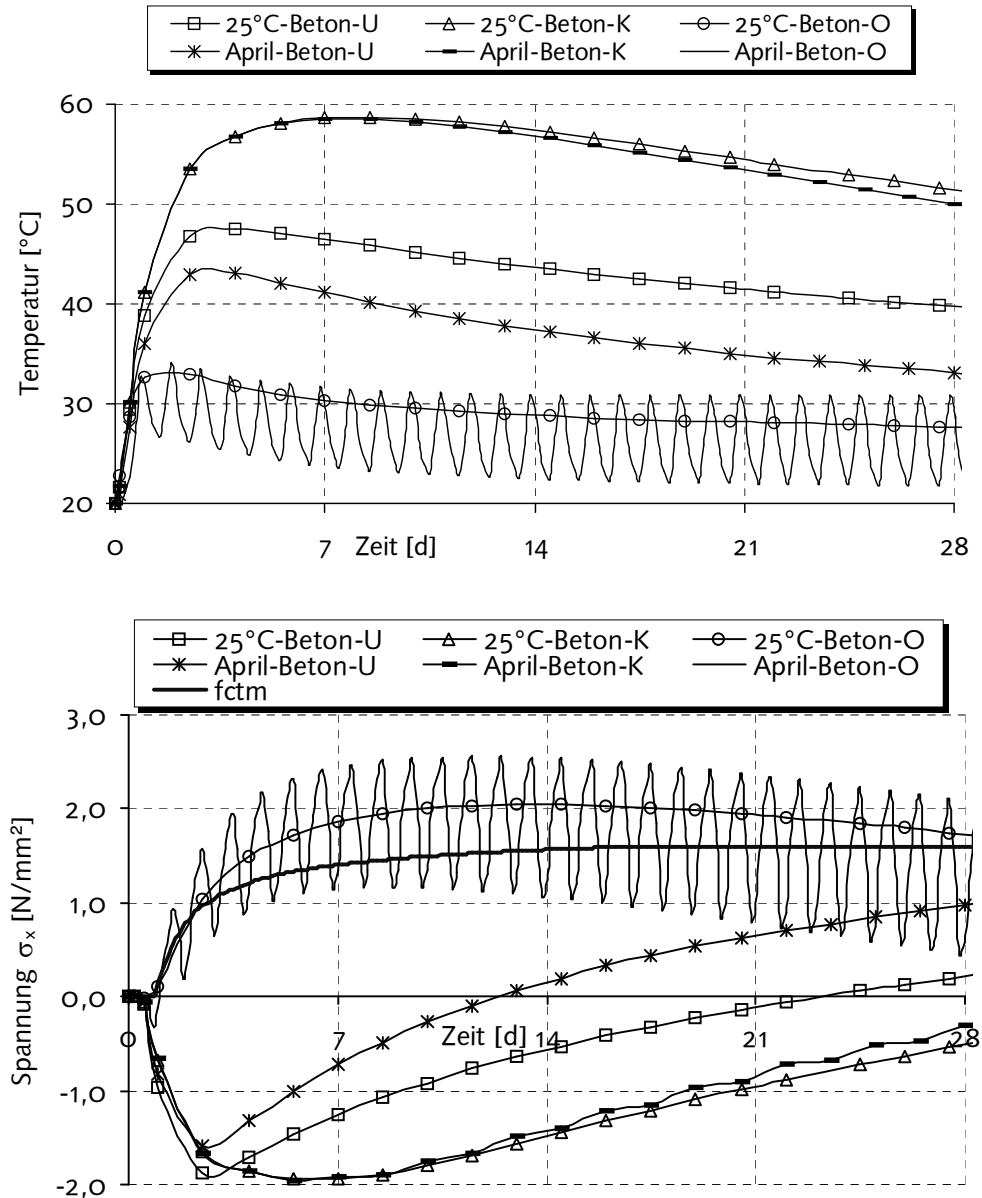


Bild 7.12: Einfluss von kühlerer Umgebungstemperatur auf Temperatur- und Zwangspannungsentwicklung

7.3 Beurteilung der Materialfelder

7.3.1 Einleitung

Die Entwicklung der Materialeigenschaften des jungen Betons wird durch die Temperatur und die Zeit geprägt. Die Materialeigenschaften sind dadurch nicht konstant über den Querschnitt. Aus den untersuchten Berechnungsbeispielen wird anhand der Reifezeit beurteilt, wie sich die Hydratationswärmeentwicklung, der Elastizitätsmodul sowie die Druck- und Zugfestigkeit am Rand des Querschnitts maximal gegenüber dem Kern verändern. Anschließend werden diese Einflüsse auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung am Rand beurteilt.

Die Änderung der Reifezeit über die Querschnittshöhe ist am Beispiel des HOZ-Beton in Bild 7.13 dargestellt (siehe auch Anlage A4 bis A7). Dabei verändert sich die Reifezeit schneller im Bereich höherer Temperaturen, wie z. B. im Kern. In den oberen und unteren Rändern des Querschnitts erfolgt aufgrund niedriger Temperaturen eine langsame Entwicklung der Reifezeit. Der Unterschied zwischen der Reifezeit im Kern und am Rand nimmt mit zunehmender Erhärtung zu. Dieser Unterschied ist im Bereich zwischen Kern und oberem Rand am größten. Deswegen werden die Materialfelder nur in diesem Bereich ausgewertet.

Die Reifezeit von 28 Tagen wird im Kern des Querschnittes bereits nach sieben Tagen und am oberen Rand nach 14 Tagen erreicht. Das bedeutet, dass im ganzem Querschnitt ab dem 14. Tag ein Normalbeton und nicht mehr ein jungen Beton vorhanden ist.

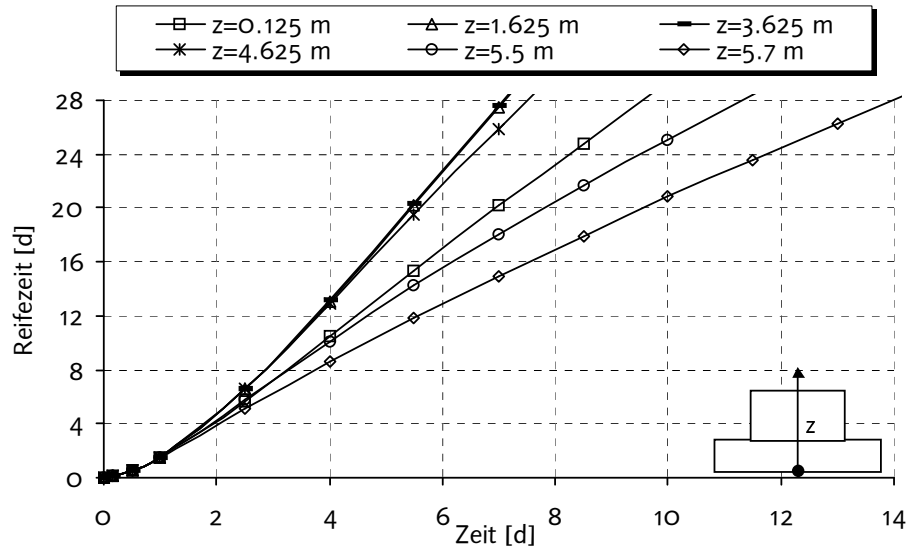


Bild 7.13: Reifezeit beim HOZ-Beton

Das Verhältnis zwischen der Reifezeit am oberen Rand und im Kern (100%) ist nach Bild 7.14 für alle untersuchten Varianten im Abschn. 7.2 dargestellt. Dafür wurde nur der Zeitbereich des jungen Betons (14 Tage) betrachtet. In den ersten zwei Tagen ist die Reifezeit am oberen Rand bei der Berechnungsvariante mit einer Frischbetonanfangstemperatur von $T_A=13^\circ\text{C}$ ($13^\circ\text{C:TA-Beton}$) um 12% höher als im Kern. Bis zum 14. Tage ist die Reifezeit am Rand maximal 60% und minimal 36% niedriger als im Kern. Der Maximalwert wurde bei hoher Frischbetonanfangstemperatur von $T_A=27^\circ\text{C}$ ($27^\circ\text{C:TA-Beton}$) und der Minimalwert nach sieben Tagen Innenkühlung des Betons festgestellt.

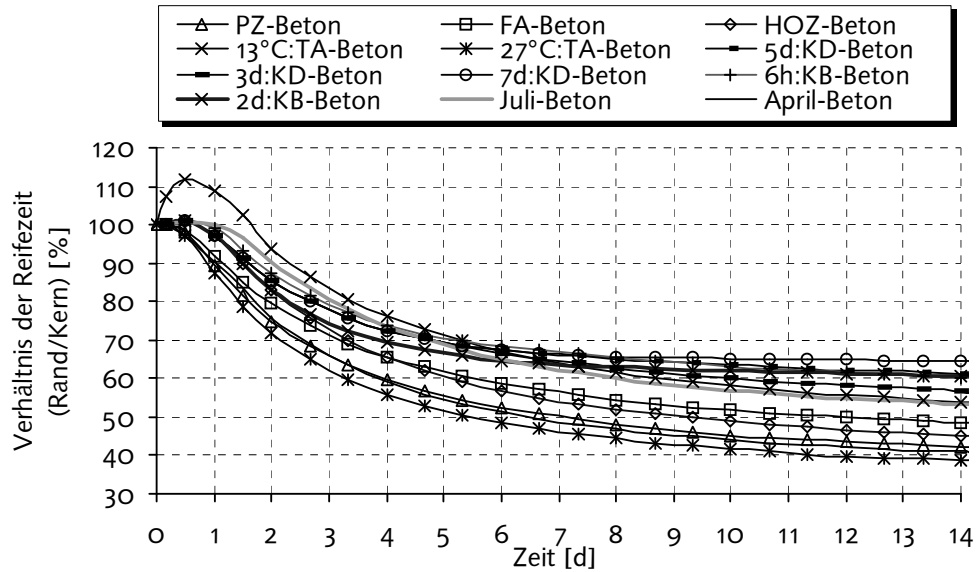


Bild 7.14: Abweichung der Reifezeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)

7.3.2 Hydratationswärmeentwicklung

Die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung in Abhängigkeit der Reifezeit gestattet eine bessere Abbildung des thermischen Verhaltens des jungen Betons. In Bild 7.15 wird der HOZ-Beton von innen an ausgewählten Stellen des Querschnittes gekühlt. Dadurch wird im Kern des Querschnittes das Maximum der Wärmeentwicklung beim HOZ-Beton von $q=609 \text{ kJ/m}^3\text{h}$ in einigen Stellen bis auf $q=480 \text{ kJ/m}^3\text{h}$ reduziert. Die summarische Wärmeentwicklung im Querschnitt wird dadurch herabgesetzt. Dadurch erfolgt bei der Temperaturfeldberechnung eine Reduktion der Einwirkung (Wärmeentwicklung) im Querschnitt.

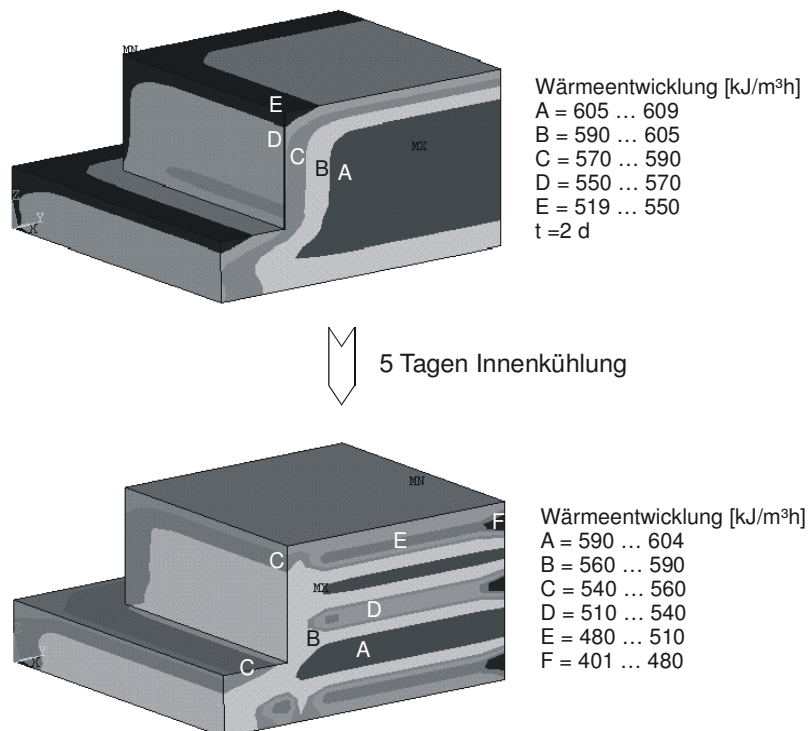


Bild 7.15: Wärmeentwicklung im Querschnitt bei Rohrinneerkühlung des HOZ-Betons

Die Wärmentswicklung entlang des Querschnitts ist am Beispiel des HOZ-Betons auf Bild 7.16 dargestellt. Der Hauptteil der Wärme entwickelt sich in den ersten vier Tagen. Ab diesem Zeitpunkt ist die Wärmeentwicklung kleiner als $q=150 \text{ kJ/m}^3\text{h}$. Innerhalb des Querschnitts entsteht ein maximaler Unterschied von $q=108 \text{ kJ/m}^3\text{h}$ zwischen der Wärmeentwicklung im Kern und am oberen Rand. Dieser Wert trat nach dem Maximum der Wärmeentwicklung nach 28 Stunden auf. Nach vier Tagen waren die Unterschiede kleiner als $q=4 \text{ kJ/m}^3\text{h}$.

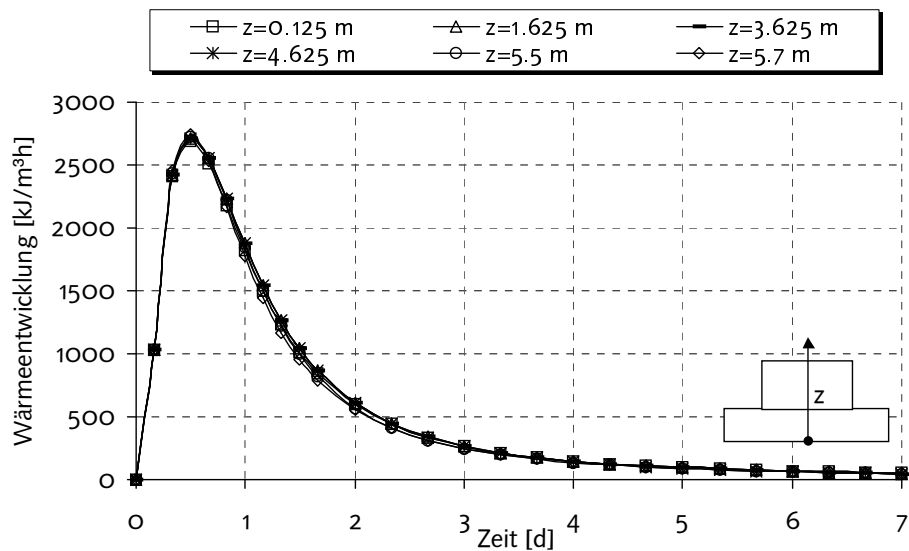


Bild 7.16: Wärmeentwicklung beim HOZ-Beton

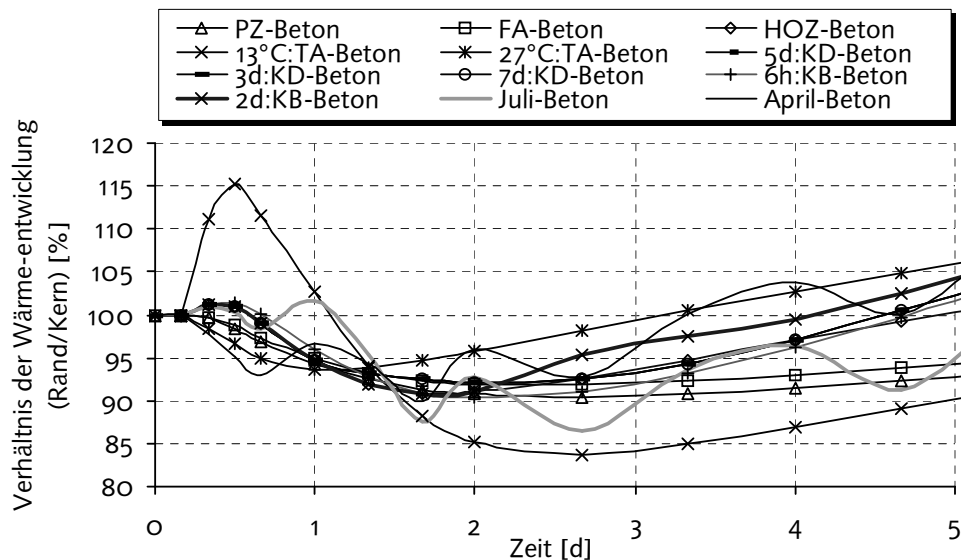


Bild 7.17: Abweichung der Wärmeentwicklung am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)

Das Verhältnis zwischen der Wärmeentwicklung am Rand und im Kern (100%) ist in Bild 7.17 dargestellt. Innerhalb des ersten Tages ist die Wärmeentwicklung im Beton bei einer Anfangstemperatur von $T_A=13^\circ\text{C}$ am Rand um 15% größer als im Kern. Beim Betonieren in April entstand in diesem Zeitraum die niedrigste Wärmeentwicklung von 7% am Rand.

Nach drei Tagen entsteht im Randbereich bis zu 15% niedrigere Wärmeentwicklung als im Kern. Der untere und obere Grenzwert wird durch die Betone mit niedrigeren (13°C:TA-Beton) bzw. höheren (27°C:TA-Beton) Frischbetontemperaturen gebildet. Beim Betonieren im Juli und April entsteht, bedingt durch den Einfluss der Temperatur auf die Geschwindigkeitsfunktion, ein oszillierender Verlauf der Wärmeentwicklung am Rand.

7.3.3 Elastizitätsmodul, Druck- und Zugfestigkeit

Bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls sowie der Festigkeiten wird die Reifezeit maximal auf 28 Tage begrenzt. Zu diesem Zeitpunkt nehmen die Erhärtungsfunktionen den Wert 1 an und im Querschnitt findet keine örtliche Verteilung der Materialeigenschaften (z.B. des Elastizitätsmoduls) mehr statt.

Auf Bild 7.18 wird beispielsweise der Elastizitätsmodul nach 5 Tagen bei Innenkühlung des HOZ-Betons dargestellt. Der Elastizitätsmodul von $E=34624 \text{ N/mm}^2$ im Kern des HOZ-Betons wurde bis auf $E=33000 \text{ N/mm}^2$ herabgesetzt. Durch die Kühlung wird der Elastizitätsmodul nicht nur in bestimmten Abschnitten, sondern auch summarisch im Querschnitt reduziert.

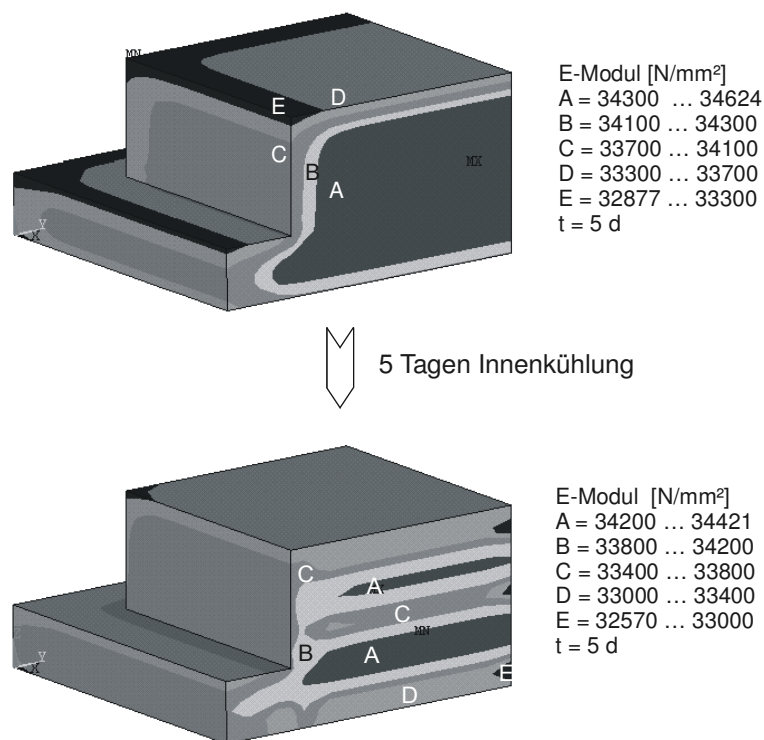


Bild 7.18: Elastizitätsmodul im Querschnitt bei Rohrinnekkühlung des HOZ-Betons

Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls über den Querschnitt ist am Beispiel des HOZ-Betons in Bild 7.19 dargestellt. Fast 80% des Elastizitätsmoduls wird innerhalb des ersten Tages entwickelt. Der Übergang zwischen dem jungen Beton und Normalbeton erfolgt zeitlich analog der Reifezeit. Nach sieben Tagen wurde ein maximaler Unterschied des Elastizitätsmoduls von $E=1482 \text{ N/mm}^2$ zwischen Kern und Rand festgestellt.

Die prozentuale Abweichung des Elastizitätsmoduls am Rand gegenüber dem Kern ist in Bild 7.20 dargestellt. In den ersten 24 Stunden entstehen die größten Unterschiede zwischen dem Elastizitätsmodul im Kern und am Rand. In diesem Zeitbereich ist bei höhe-

ren Umgebungstemperaturen (niedriger Frischbetonanfangstemperatur von $T_A=13^\circ\text{C}$, Innenkühlung und Betonieren im Juli) der Elastizitätsmodul am Rand um 20% größer als im Kern. Bei vergleichbaren niedrigen Umgebungstemperaturen entsteht ein 20% niedrigerer Elastizitätsmodul am Rand. Nach dem ersten Tag ist der Elastizitätsmodul am Rand 3 bis 5% geringer als im Kern.

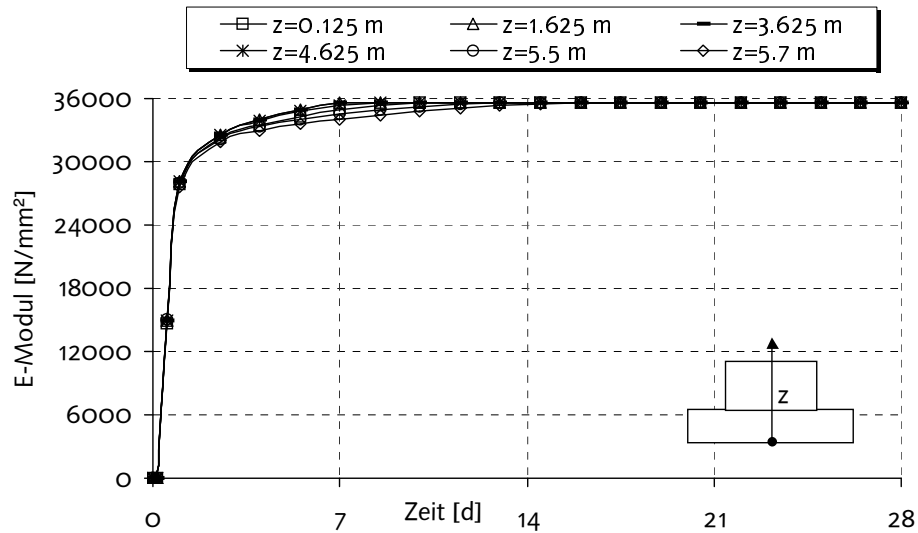


Bild 7.19: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls beim HOZ-Beton

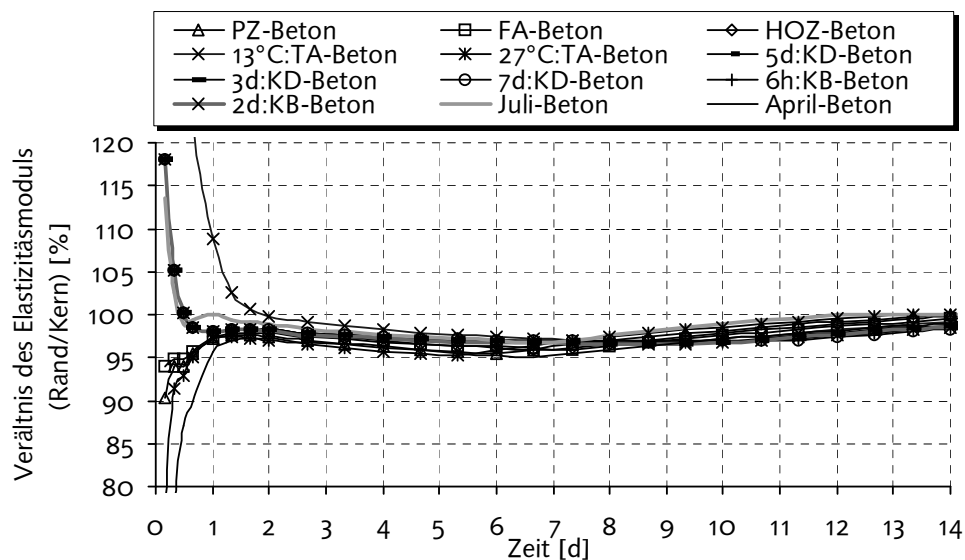


Bild 7.20: Abweichung des Elastizitätsmoduls am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)

Bei den Festigkeiten entsteht derselbe Trend wie beim Elastizitätsmodul. In den ersten zwei Tagen ist nach Bild 7.21 die Druckfestigkeit am Rand um 20% kleiner bzw. größer als der Wert im Kern. Nach 2 Tagen sind bei allen Berechnungsvarianten die Druckfestigkeiten am Rand maximal 5 bis 10% kleiner als im Kern. Die Auswirkungen der Reifezeit auf die Druckfestigkeit sind etwa um 5% höher als auf den Elastizitätsmodul.

Die Abweichungen der Zugfestigkeit am Rand (Bild 7.22) sind in den ersten Stunden sehr groß. Die Abweichungen dürfen jedoch nicht überbewertet werden, da die absoluten Werte der Zugfestigkeit in dieser Zeitperiode sehr niedrig sind. Nach zwei Tagen

sind die Randzugfestigkeiten bis zu 8% niedriger als im Kern. Damit ist die Erhärtung im Bauwerk eine der Ursachen für niedrige Werte der Zugfestigkeit in den Randbereichen.

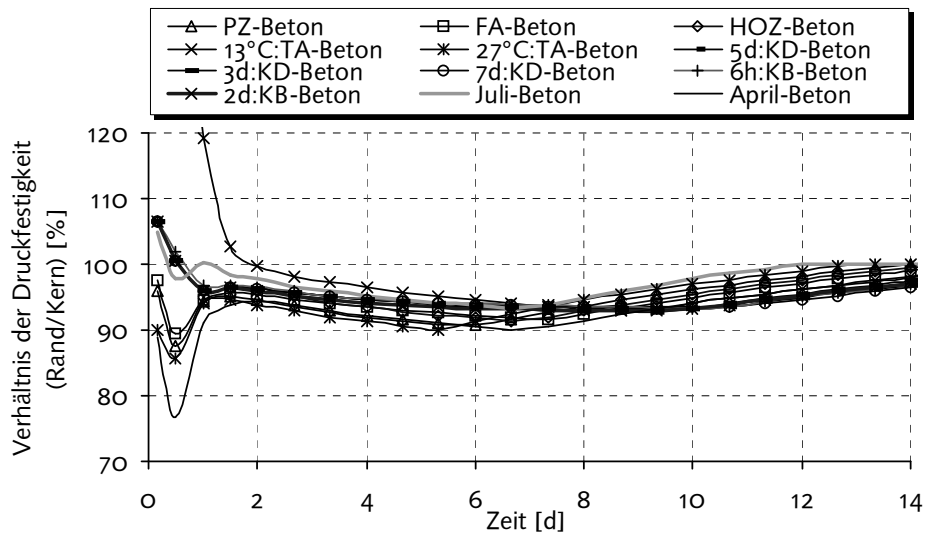


Bild 7.21: Abweichung der Druckfestigkeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)

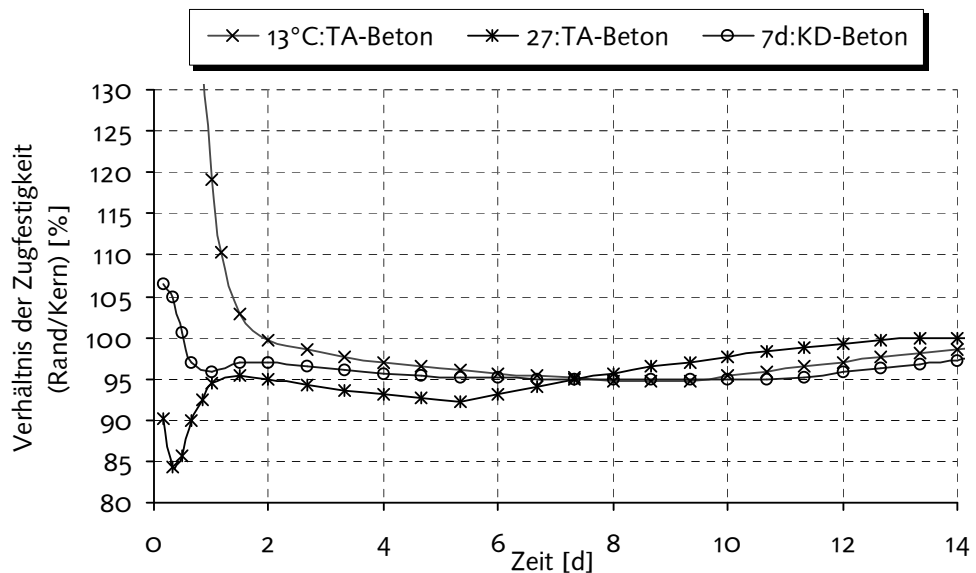


Bild 7.22: Abweichung der Zugfestigkeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)

7.3.4 Temperaturen und Spannungen am Rand des Bauteils

Die Auswirkungen der Materialfelder auf die Temperatur und Spannungsentwicklung am oberen Rand des Bauteils werden in Bild 7.23 beurteilt. Dies wird mit Hilfe des 27°C-Betons, welcher die niedrigsten Materialkennwerte am Rand aufweist, durchgeführt. Die Wärmeentwicklung $q(t)$, der Elastizitätsmodul $E(t)$ und die Kriechzahl $\phi(t, \tau)$ im Kern wurden konstant über den Querschnitt gehalten. Damit entstehen höhere Temperaturen und Spannungen am Rand. Die Berechnung mit den Materialfeldern ergab einen maximalen Temperaturunterschied von 0,5 K und einen Spannungsunterschied von 0,1 N/mm². Damit kann der Einfluss der Materialfelder auf die Temperatur- und Spannungsberechnung vernachlässigt werden. Die Verwendung einer konstanten Temperatur im Querschnitt zur Berechnung von Wärmeentwicklung, Elastizitätsmodul und

Kriechzahl ist ausreichend um die Temperaturen und Spannungen im Bauteil wirklichkeitsnahe zu erfassen.

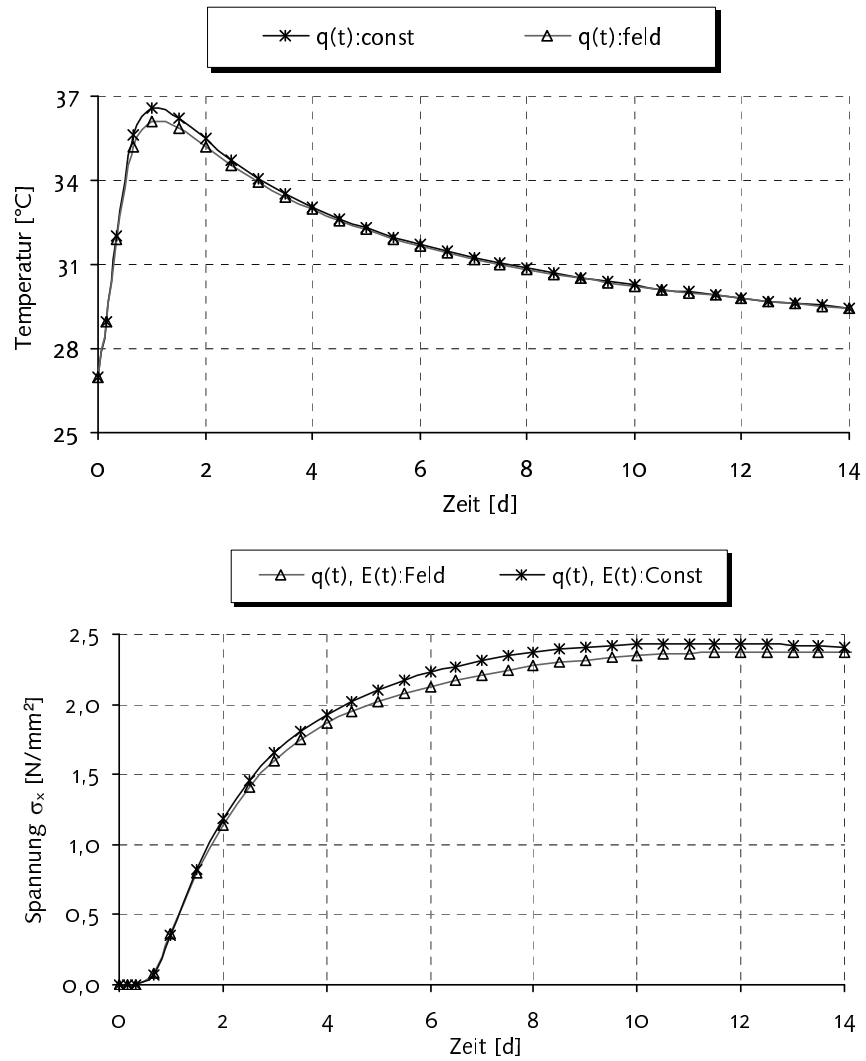


Bild 7.23: Temperatur und Spannung am Rand des Querschnittes (27°C-Beton)

7.4 Zusammenfassung

Bei den vorgeführten Maßnahmen zur Minimierung der Beanspruchung wurde zunächst Einflussnahme auf die Temperatur im Bauteil geübt. Anschließend wurden die Auswirkungen der Temperaturunterschiede ΔT_{Erw} (in der Erwärmungsphase), ΔT_{Abk} (in der Abkühlungsphase bis 28 Tage) und ΔT_{KR} (zwischen Kern und Rand) auf die Spannungsentwicklung beurteilt. Im Kern und am unteren Rand werden die Spannungen durch den Anteil der Zwangsspannungen dominiert. Durch den Einfluss der Eigenspannungen (Druck) wird die zweite Nullspannungstemperatur später erreicht. Das entstandene Zugspannungsniveau in diesen Bereichen wird dadurch reduziert. Am oberen Rand werden die Zugspannungen hauptsächlich durch die Eigenspannungen (Zug) beeinflusst.

Die Änderung der Betonrezeptur durch Verwendung einer niedrigen Zementmenge und langsam erhärtendem Zement führt zu einer Reduktion der maximalen Temperatur im Kern und am unteren Rand. Die Temperatur am freien Rand bleibt dabei unverändert. Durch die Herabsetzung des Temperaturunterschiedes ΔT_{Erw} werden niedrigere maximale Druckspannungen im Kern und am unteren Rand erreicht. Diese Druckspannungen werden aufgrund niedrigem Temperaturunterschied ΔT_{Abk} sehr langsam abgebaut. Dadurch werden in diesen Bereichen niedrige Zugspannungen erreicht. Am freien Rand entstand durch die Reduzierung des Temperaturunterschiedes ΔT_{KR} eine Senkung der maximalen Zugspannungen. Trotzdem waren die Zugspannungen besonders in den ersten Tagen höher als die Zugfestigkeit des Betons. Die Verwendung eines Hochofenzementes oder eines Portlandzementes mit niedriger Zementmenge stellen von der Seite der Betonrezeptur eine gute Ausgangslage dar, um die Beanspruchung bei massigen Bauteilen zu senken.

Die Senkung der Frischbetontemperatur beim Hochofenzement verzögert die Reaktionsgeschwindigkeit der Erhärtung und führt zu einer Abnahme des Temperaturmaximums im Kern und am unteren Rand. Auch hier bleibt die Temperatur am freien Rand unverändert. Die Senkung der Frischbetontemperatur reduziert im Gegensatz zur Änderung der Betonrezeptur nicht den Betrag der Zwangsdruckspannung, da der maximale Temperaturunterschied ΔT_{Erw} nicht verändert wird. Die Druckspannungen im Kern und am unteren Rand entwickeln sich langsamer bei niedrigen Frischbetontemperaturen und werden durch reduzierten Temperaturunterschied ΔT_{Abk} später abgebaut. Am Ende des Untersuchungszeitraums sind in diesen Bereichen keine Zugspannungen vorhanden. Am freien Rand werden die Zugspannungen durch die niedrigen Frischbetontemperaturen herabgesetzt, da der Temperaturunterschied ΔT_{RK} reduziert wurde. Bei einer Frischbetontemperatur von 13°C war die Zugspannung noch größer als die Zugfestigkeit.

Als weitere Maßnahme wurde die Rohrkühlung untersucht. Es entstand eine Reduktion der mittleren Temperatur im Querschnitt (ΔT_{Erw}) und des Temperaturunterschiedes zwischen Kern und freiem Rand ΔT_{RK} . Durch die geeignete Anordnung der Kühlstellen ist nach Ende der Kühlung eine Nacherwärmung der bereits abgekühlten Stellen zu gewährleisten, so dass eine nahezu konstante Temperatur im Querschnitt herrscht.

Die Effektivität der Rohrkühlung ist sehr von dem Beginn und der Dauer der Kühlung abhängig. Die Kühlung ist am besten unmittelbar nach der ersten Nullspannungstemperatur zu beginnen. Damit setzt die Abkühlung im Temperaturbereich nahe der

Frischbetonanfangstemperatur ein. Wird die Kühlung später begonnen, so müssen erhöhte Kerntemperaturen im Bauteil gesenkt werden. Dadurch entstehen höhere Zugspannungen, besonders am Ende der Kühlung. Ist eine frühzeitige Kühlung nicht möglich, so wurde in dem untersuchten Beispiel der Kühlungsbeginn nach einem Tag noch als effektiv eingestuft. Die Zugspannungen lagen hier noch unterhalb der Zugfestigkeit. Späteren Kühlungsbeginn erwiesen sich als ungünstig.

Die Kühlungsdauer bestimmt die Zugspannung am Ende der Kühlung. Bei kürzerer Kühlungsdauer (drei Tage) waren die Zugspannungen am freien Rand geringfügig höher als die Zugfestigkeit, d.h. die Maßnahme hat ihre Wirkung nicht erreicht. Bei längerer Kühlungsdauer (sieben Tage) waren die Zugspannungen in der Nähe der Kühlstellen höher als die Zugfestigkeit. Im diesem Fall ist die Kühlung frühzeitig zu beenden.

Als Kriterium zum Beenden der Kühlung kann das Erreichen der Zugfestigkeit durch die Spannungen verwendet werden. Dieses Kriterium wurde hier bei einer Kühlungsdauer von fünf Tagen erfüllt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die Rohrinnenkühlung aufgrund des breiten Spielraums (Anordnung der Kühlstellen, Kühlungsdauer und Kühlungsbeginn) eine effektive Maßnahme zur Minimierung der Beanspruchung ist.

Durch das Betonieren in Abhängigkeit des Klimas bleiben die Temperaturen und Spannungen im Kern des Querschnittes unverändert. Bei warmen Umgebungstemperaturen (Juli) wird die mittlere Bauteiltemperatur (ΔT_{Erw}) erhöht und der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand ΔT_{RK} reduziert. D.h. es findet eine Steigerung der Zwangsspannung bei gleichzeitiger Reduktion der Eigenspannung statt. Bei kälteren Umgebungstemperaturen (April) tritt genau das Gegenteil ein. Die Zwangsspannungen senken bei steigenden Eigenspannungen.

Bei warmen Umgebungstemperaturen (Juli) ergeben sich in der Phase der maximalen Temperaturunterschiede zwischen Kern und Rand (bis 14 Tage) relativ niedrigere Zugspannungen am freien Rand als bei kälteren Umgebungstemperaturen (April). Die Zugspannungen sind über den Tag deutlich niedriger als die Zugfestigkeit des Betons. Über die Nacht entstehen Risse an der Bauteiloberfläche. Diese werden am Tag durch den Aufbau von Randdruckspannungen wieder geschlossen.

Trotz der deutlichen Änderung der Zwangs- und Eigenspannungen durch das Betonieren unter warmen und kälteren Umgebungstemperaturen haben sich die gesamten Randspannungen jedoch nur in geringen Maße unterschieden.

Die Untersuchungen machen deutlich, dass eine wirtschaftliche und effektive Minimierung der Beanspruchung im Bauteil nur mit einem Bündel von Maßnahmen zu erzielen ist. Die Reduktion der Temperatur und der Spannungen in dem untersuchten Beispiel zeigt ein vorhandenes Potential, welches bei der Planung von Bauwerken auszuschöpfen ist. Dieses Potential kann noch ausgedehnt werden, wenn die Maßnahmen im Abschn. 7.2 sukzessiv angewendet werden. Dadurch sind z.B. Reduzierungen der Zugspannungen bis zu 50% möglich.

Aus den Variantenuntersuchungen wurden Erkenntnisse über die Materialfelder im jungen Beton gewonnen. Der Übergang zwischen jungem Beton und Normalbeton im gesamten Querschnitt dauert ca. eine Woche. Die Reifezeit an den Rändern entwickelt sich demzufolge langsamer als im Kern des Querschnittes. Nach zwei Tagen Untersuchungszeitraum war die Reifezeit am Rand bis zu 55% niedriger als im Kern.

Durch die Verteilung der Reifezeit im Querschnitt wurde bei den Untersuchungen nach einem Tag eine Abnahme der Wärmeentwicklung am Rand von maximal 15% gegen-

über dem Kern festgestellt. Bei den untersuchten Varianten wurde die Temperatur im Randbereich maximal um 0,5 K reduziert. Dieser Einfluss kann somit vernachlässigt werden.

Die Reifezeit beeinflusst weiterhin die mechanischen Materialkennwerte. Nach zwei Tagen wurden die größten Unterschiede zwischen den Materialkennwerten am Rand und im Kern, bei der Druckfestigkeit bis zu 10% festgestellt. Bei der Zugfestigkeit ergaben sich bis zu 7% und beim Elastizitätsmodul bis zu 5%. Die Reihenfolge der prozentualen Abweichung entspricht der zeitlichen Entwicklung der drei Kennwerte.

Es lässt sich zusammenfassend feststellen, dass beim jungen Beton eine Abnahme der Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls in den Randbereichen der Betonbauteile infolge Erhärtung erfolgt. Die Abnahme der Materialkennwerte ist nicht auf Schädigung oder Schalenrisse, sondern nur auf die Erhärtung zurückzuführen. Nach Abschluss des Erhärtungsprozesses (Annahme in dieser Arbeit: nach einer Reifezeit von 28 Tagen) gleichen sich die Differenzen zwischen den Materialkennwerten am Rand und im Kern aus.

Durch Herabsetzung der Materialkennwerte und der einwirkenden Temperatur im Randbereich entsteht ein niedrigeres Spannungsniveau in diesem Bereich. Die maximale festgestellte Spannungsreduktion betrug 0,1 N/mm². Der Einfluss der Materialfelder auf die Spannungsentwicklung kann somit vernachlässigt werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Für den jungen Beton ergab sich aus dem Stand der Forschung die Notwendigkeit, eine Strategie zur wirklichkeitsnahen Berechnung der Zwangsspannungen infolge Temperatur zu entwickeln. Dabei wurde der Schwerpunkt der Arbeit bei der Temperaturfeldberechnung auf die Bestimmung der Hydratationswärme und bei der Spannungsberechnung auf die Erfassung der Materialkennwerte sowie die Formulierung des Materialgesetzes für den dreidimensionalen Zustand gesetzt. Als Grundlage für die Untersuchungen wurde ein neuer Programmbaustein SYCOB 1.0 entwickelt, welcher an das FEM-Programm ANSYS gekoppelt ist. Die Berechnungsergebnisse wurden für die Temperatur mit Versuchen im Labor und in situ verifiziert; für die Spannung wurde die Überprüfung der Berechnung mit Hilfe von Versuchen im Labor durchgeführt. Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag zur rechnerischen Lösung von thermischen und mechanischen Problemen des jungen Betons.

Aus der Temperaturfeldberechnung lassen sich folgende Ergebnisse resümieren:

- Die Kenntnis der Hydratationswärme des Zementes aus isothermen Versuchen war ausreichend, um die Wärmeentwicklung im Beton zu erfassen. Voraussetzung dafür ist, dass die gewählte Reifefunktion das Verhalten des zu untersuchenden Zementes gut wiedergibt. Weiterhin war der Einfluss der w/z-Werte auf die Wärmeentwicklung in den ersten drei Tagen vernachlässigbar klein. Eine Abhängigkeit der DCA-Messergebnisse von der Zementart wurde in den Untersuchungen nicht festgestellt. Die DCA-Messungen an Zementleimproben haben sich als einfache, schnellere, wirtschaftliche und alternative Messverfahren zu adiabatischen Messungen an Betonproben erwiesen.
- Bei der wirklichkeitsnahen Berechnung der Hydratation mit Ansätzen in Abhängigkeit der Reifezeit werden mehr Regressionsparameter benötigt, je schneller sich der Zement erhärtet. Dies ist mit einem steigenden mathematischen Aufwand verbunden. Die erhöhten Regressionsparameter setzen aber Messungen der Hydratation im untersuchten Zeitraum voraus, um geeignete Ergebnisse der Hydratationswärmeentwicklung zu berechnen. Die untersuchten Berechnungsmodelle der Hydratationswärme sind dadurch entsprechend der Betonrezeptur anwendbar. Bei den Berechnungsmodellen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades war die Qualität der Ergebnisse stark von der Erfassung der Induktionsperiode abhängig. Hierfür wurden Vorschläge zur Erfassung dieser Periode gemacht.
- Die ideale Außenlufttemperatur stellt ein ausgereiftes Berechnungswerkzeug zur Simulation der Tagesgänge der Randtemperatur im Bauteil dar. Die Berechnungsansätze der äußeren Wärme wurden durch meteorologische Messungen aus der Literatur verifiziert. Bei Kenntnis der Außenlufttemperatur ist damit die Ermittlung der ideellen Außenlufttemperatur für beliebige geographische Standorte möglich. Die Randtemperaturen schwanken mit Amplituden bis zu 10K und sind bei der Berechnung zu berücksichtigen. Die vereinfachte Annahme der Randbedingungen mit konstanter Umgebungstemperatur kann in Bauteilseiten, die in der Schalung oder im Schatten liegen, angewendet werden.
- Bei der Erfassung von Temperaturfeldern im jungen Betonbauteil wurde nach einem Tag eine Reduktion der Randtemperatur im Vergleich zur Kerntemperatur infolge der Erhärtung festgestellt. Durch das nichtlineare Temperaturfeld entwickelt sich die

Reifezeit an den Rändern langsamer als im Kern des Querschnittes. Dadurch wurde die Reifezeit von 28 Tagen im Kern nach sieben Tagen und am Rand nach 14 Tagen erreicht. Die Wärmeentwicklung nahm am Rand um maximal 15 % gegenüber dem Kern ab. Die Temperaturabnahme am Rand betrug maximal 0,5 K. Die Berechnung der Temperatur im Bauteil kann deswegen mit konstanter Wärmeentwicklung im Querschnitt durchgeführt werden.

Aus der Spannungsberechnung lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Durch das vorgestellte Konzept der Erhärtungsfunktion lassen sich die Materialkennwerte des jungen Betons als Produkt zwischen der Erhärtung und dem Materialkennwert des Normalbetons beschreiben. Um das zu erreichen, wurden die Ansätze zur Entwicklung der Materialkennwerte (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls) aus der Literatur in die Erhärtungsfunktionen überführt. Anhand der Druckfestigkeit wurde nachgewiesen, dass die Art und Größe der Prüfkörper kaum Einfluss auf die Erhärtungsfunktionen haben. Weiterhin waren die Differenzen der diversen Erhärtungsfunktionen für die Materialkennwerte, welche aus unterschiedlichen Betonzusammensetzungen gewonnen wurden, sehr minimal. Damit lassen sich die vorgestellten Ansätze auf andere Betonzusammensetzungen übertragen, wenn die Materialkennwerte des Normalbetons bekannt aus Versuchen oder Normen bekannt sind.
- Die Änderungen der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls des Normalbetons führen zur einer Reduktion bzw. Erhöhung der maximalen Druck- und Zugspannung im jungen Betonbauteil. Die Erhärtungsgeschwindigkeit und der Zeitpunkt des Eintretens der zweiten Nullspannungstemperatur wird dabei nicht verändert. Der fehlende Zusammenhang zwischen Erhärtungsfunktion und Hydratationsgrad in den ersten Stunden kann bei der Spannungsberechnung vernachlässigt werden. Der Aufbau von Druckspannungen in den ersten zwölf Stunden wird stark von den Anfangswerten der Kriechzahl beeinflusst und ist für die gesamte Spannungsentwicklung entscheidend. Hierfür erwies sich die Begrenzung der Kriechzahl als geeignetes Mittel, um die fehlenden Messdaten zu kompensieren.
- Das verwendete Materialgesetz mit den Maxwell-Elementen erlaubt die Berücksichtigung des Materialgedächtnisses. Dieser Einfluss ist bei der Spannungsberechnung nicht zu vernachlässigen. Vereinfachungen des Materialgesetzes, z.B. mit dem effektiven Elastizitätsmodul, überschätzen besonders in der Erwärmungsphase die Zwangsspannungen. In den untersuchten Beispielen war die maximale Druckspannung um ca. 60 % größer. Die Überschätzungen der Zugspannungen waren bei Annahme gleicher maximaler Druckspannungen geringer. Das Materialgesetz wurde mit unterschiedlichen Ansätzen der Materialkennwerte des jungen Betons angewendet und eignet sich auch zur Erfassung des chemischen Schwindens. Das Konzept der Erhärtungsfunktion erwies sich als geeignete Strategie zur wirklichkeitsnahen Spannungsberechnung von jungen Betonbauteilen.
- Durch die dreidimensionale Betrachtung wird die gesamte Spannung aus den Anteilen der Zwangs- und Eigenspannungen erfasst, ohne dabei diese Anteile explizit zu berechnen. In der Erwärmungsphase des Bauteils wird die Spannung stark von den Temperaturunterschieden ΔT_{EW} (in der Erwärmungsphase), und ΔT_{KR} (zwischen Kern und Rand) beeinflusst. Durch die Eigenspannungen werden die Zwangsspannungen (Druck) im

Kern erhöht und am Rand reduziert. Die zweite Nullspannungstemperatur im Kern wird später erreicht und am Randbereich treten frühzeitige Zugspannungen auf.

In der Abkühlungsphase des Bauteils findet eine gleichzeitige Erhöhung der Temperaturunterschied ΔT_{Abk} (in der Abkühlungsphase) bei gleichzeitiger Reduktion der Temperaturunterschied ΔT_{KR} statt. Dabei war die maximale Abkühlung im Kern ΔT_{Abk} höher als am Rand, so dass der Druckspannungsabbau im Kern schneller verläuft als am Rand. Dadurch entstehen höhere Zugspannungen im Kern als am Rand.

- Beim jungen Beton wurde in den Randbereichen des Querschnittes eine Änderung der Materialkennwerte infolge der Erhärtung festgestellt. Nach zwei Tagen war die Druckfestigkeit am Rand bis zu 10%, die Zugfestigkeit bis zu 7%, der Elastizitätsmodul bis zu 5% niedriger als im Kern. Die Reihenfolge der prozentualen Reduktion entspricht der zeitlichen Entwicklung der ersten drei Materialkennwerte. Die Abnahme der Materialkennwerte ist nicht auf Schädigung oder Schalenrisse, sondern nur auf die Erhärtung zurückzuführen. Nach Abschluss des Erhärtungsprozesses (Annahme: Reifezeit von 28 Tagen) gleichen sich die Differenzen zwischen den Materialkennwerten am Rand und im Kern aus. Die maximale festgestellte Spannungsreduktion infolge der Abnahme der Materialkennwerte im Randbereich betrug 0,1 N/mm². Bei der Spannungsberechnung kann dieser Einfluss somit vernachlässigt werden.

Am Beispiel eines Hochofenfundamentes wurde der Einfluss der Betonrezeptur, der Frischbetontemperatur, der Rohrinnenkühlung und des Klimas auf die Temperatur und die Spannung im Bauteil beurteilt. Diese Maßnahmen stellen ein Potential dar, welches zur Minimierung der Beanspruchung im Bauteil ausgeschöpft werden kann. Aus der Variantenuntersuchung lässt sich folgendes schlussfolgern:

- Die Untersuchungen ergaben, dass nach 28 Tagen Reifezeit (Normalbeton), d. h. nach sieben bis 14 Tagen, die Bauteile einen Spannungszustand aufwiesen und waren also „thermisch vorgespannt“. Im Kern und am unteren Rand waren noch Druckspannungen vorhanden. Der obere Rand wies Zugspannungen auf. Diese Spannungen bilden den Anfangszustand für spätere Lasteinwirkungen.
- Die Änderung der Betonrezeptur durch Verwendung einer niedrigen Zementmenge und von langsam erhärtendem Zement führt zu einer Reduktion der maximalen Temperatur im Kern und am unteren Rand. Die Temperatur am freien Rand bleibt dabei unverändert. Durch die Herabsetzung des Temperaturunterschiedes in der Erwärmungsphase ΔT_{Erw} werden niedrigere maximale Druckspannungen im Kern und am unteren Rand erreicht. Diese Druckspannungen werden aufgrund niedrigem Temperaturunterschiede in der Abkühlungsphase ΔT_{Abk} sehr langsam abgebaut. Dadurch werden in diesen Bereichen niedrigere Zugspannungen erreicht. Am freien Rand entstand durch die Reduzierung des Temperaturunterschiedes zwischen Kern und Rand ΔT_{KR} eine Senkung der maximalen Zugspannungen. Trotzdem waren die Zugspannungen besonders in den ersten Tagen höher als die Zugfestigkeit des Betons. Die Verwendung eines Hochofenzementes oder eines Portlandzementes mit niedriger Zementmenge stellen von der Seite der Betonrezeptur eine gute Ausgangslage dar, um die Beanspruchung bei massigen Bauteilen zu senken.
- Die Senkung der Frischbetontemperatur verzögert die Reaktionsgeschwindigkeit der Erhärtung und führt zu einer Abnahme des Temperaturmaximums im Kern und am unteren Rand. Der maximale Temperaturunterschied ΔT_{Erw} wird nicht reduziert, so

dass sich die maximalen Druckspannungen auch nicht ändern. Durch die Abnahme des Temperaturunterschiedes ΔT_{Abk} werden die Zugspannungen später aufgebaut. Im untersuchten Beispiel waren im Kern und am unteren Rand nach 28 Tagen noch Druckspannungen vorhanden. Am freien Rand werden die Zugspannungen durch die niedrige Frischbetontemperatur herabgesetzt, da der Temperaturunterschied ΔT_{RK} reduziert wurde. Diese waren jedoch noch höher als die Betonzugfestigkeit.

- Die Rohrrinnenkühlung hat sich aufgrund der breiten Steuerungsmöglichkeit (Anordnung der Kühlstellen, Kühlungsdauer und Kühlungsbeginn) als eine effektive Maßnahme zur Minimierung der Beanspruchung erwiesen. Dabei ist durch geeignete Anordnung der Kühlstellen nach Ende der Kühlung eine Nacherwärmung der bereits abgekühlten Stellen zu gewährleisten, so dass eine nahezu konstante Temperatur im Querschnitt herrscht. Durch den Kühlungsbeginn unmittelbar nach der ersten Nullspannungstemperatur werden die Zugspannungen während der Kühlung reduziert. Die Kühlungsdauer ist so zu bestimmen, dass die Zugspannungen im Querschnitt nicht die Zugfestigkeit des Betons erreichen. Auf diese Weise sind Spannungen im ganzen Querschnitt unterhalb der Zugfestigkeit des Betons geblieben.
- Durch das Betonieren bei warmen Umgebungstemperaturen (Juli) wird die mittlere Bauteiltemperatur (ΔT_{Erw}) erhöht und der Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand ΔT_{RK} reduziert. D.h. es findet eine Steigerung der Zwangsspannung bei gleichzeitiger Reduktion der Eigenspannung statt. Bei kälteren Umgebungstemperaturen (April) tritt genau das Gegenteil ein.
Bei warmen Umgebungstemperaturen (Juli) ergeben sich am freien Rand in der Phase der maximalen Temperaturunterschiede zwischen Kern und Rand (bis 14 Tage) relativ niedrigere Zugspannungen als bei kälteren Umgebungstemperaturen (April). Die Zugspannungen sind über den Tag deutlich niedriger als die Zugfestigkeit des Betons. Über Nacht entstehen Risse an der Bauteiloberfläche. Diese werden am Tag durch den Aufbau von Randdruckspannungen wieder geschlossen. Trotz der deutlichen Änderung der Zwangs- und Eigenspannungen durch das Betonieren bei warmen und kälteren Umgebungstemperaturen haben sich die gesamten Randspannungen jedoch nur in geringen Maße unterschieden.

8.2 Ausblick

Die Untersuchung des Verhaltens des jungen Betons bietet weiterhin ein interessantes Gebiet für zukünftige Forschungsaufgaben. In diesem Abschnitt werden einige Anregungen als Motivation für zukünftige Arbeiten gegeben.

- Durch die Erfassung der Feuchte infolge des Austrocknungsverhaltens des Betons können neben dicken auch dünne Bauteile simuliert werden.
- Das chemische Schwinden ist durch die Messungen der Schwindverformung und der resultierenden Zwangsspannung, am besten bei gleichwertigen Proben, stärker zu untersuchen. Dies schafft eine Grundlage zur Verbesserung der vorhandenen Berechnungsmodelle.
- Das Kriechen des jungen Betons ist bei hohen isothermen Temperaturen, sowie bei Reifezeiten unter 24 Stunden theoretisch und messtechnisch stärker zu untersuchen.

- Bei dreidimensionaler Analyse der Spannungen fehlen Untersuchungen zur Formulierung von Bruchkriterien für den jungen Beton. Hierzu sind mehrachsige Versuche im jungen Beton notwendig.
- Bei Stahlbetonbauteilen sind Untersuchungen z.B. auf Basis der Plastizitätstheorie und der Schädigungsmechanik zu führen, um dem Bewehrungsgehalt von Bauteilen in Abhängigkeit der tatsächlichen Zwangsbeanspruchung im jungen Alter zu bestimmen.
- Für Bauteile wie z. B. Brückenüberbauten sind Untersuchungen zur Quantifizierung des Behinderungsgrades in der Herstellungsphase notwendig.
- Die Relevanz der thermischen Vorspannung als Anfangszustand für spätere Lastwirkungen ist noch zu untersuchen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] **Breitenbücher, R.**
Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme.
Technische Universität München : Diss. A, 1988
- [2] **Bazant, Z. P. (ed.)**
Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete.
Chichester: John Wiley and Sons, 1988
- [3] **Schöppel, K.**
Entwicklung der Zwangsspannungen im Beton während der Hydratation.
Technische Universität München: Diss. A, 1993
- [4] **Plannerer, M.**
Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Technische Universität München : Diss. A, 1998
- [5] **Tanabe, T.; Sato, R.; Yurugi, M.**
Measurement in situ. Mitteilung erhalten von Prof. Dr.-Ing. Röhling
- [6] **Hamfler, H.**
Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente.
DAfStb, Heft 395. Berlin-Köln: Beuth Verlag GmbH, 1988
- [7] **Kehlbeck, F.**
Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Düsseldorf: Werner Verlag , 1975
- [8] **Nehring, G.**
Über den Wärmefluß durch Außenwände und Dächer in klimatisierten Räume infolge der periodischen Tagesgänge der bestimmenden meteorologischen Elemente. Gesundheits - Ingenieur, Hefte 7, 8, 9 . S. 185 - 216, 230 - 242, 253 - 269, 1962
- [9] **Heindl, W.; Koch, H.**
Die Berechnung der Sonneneinstrahlungsintensitäten für wärmetechnische Untersuchungen im Bauwesen. Gesundheits – Ingenieur, Hefte 12 ; S. 301 – 314
- [10] **Valko, P.**
Strahlungsmeteorologische Unterlagen zur Berechnung des Kühlbedarfs von Bauten. Zeitschrift Schweizerische Blätter für Heizung und Lüftung 1, 1967. Entnommen aus [7]
- [11] **Vockrodt, H.-J.**
Beitrag zur Ableitung mechanischer Kenngrößen aus dem Entwicklungsprozeß des Betons für die Planung von Massivbrücken.
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar: Diss. A, 1992

- [12] **Zichner, T.**
Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 212, 1976
- [13] **Freundt, U.**
Beitrag zur Beanspruchung von Betonbrücken infolge Temperatur
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar: Diss. A, 1979
- [14] **Petzold, K.**
Klima. In Lutz, P. et. al: Lehrbuch der Bauphysik. Stuttgart: B. G. Teubner Verlag, 1997
- [15] **Schulze, R.**
Strahlenklima der Erde. Darmstadt: Dr. Dietrich Steinkopff Verlag, 1970.
Entnommen aus [14]
- [16] **Förster, G .**
Beitrag zur Ermittlung mechanischer Kenngrößen im jungen Beton am Beispiel von monolithischen Brückentragwerken.
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar: Diss. A, 1988
- [17] **Trabert, J.**
Beanspruchung von Flächentragwerken unter instationären Temperatureinwirkungen.
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar: Diss. A, 1984
- [18] **Prüger, G.**
Beitrag zur Bestimmung von Temperaturlasten für Massivüberbauten infolge äußerer Wärmeenergieeinwirkungen.
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar: Diss. A, 1986
- [19] **Locher, F. W.**
Erstarren und Anfangsfestigkeit von Zement. Zement-Kalk-Gips, Forschung-Herstellung-Verwendung. Wiesbaden: Bauverlag GmbH, 1973
- [20] **Talpin, J. M.**
A Method for Following the Hydration Reaction in Portland Cement Paste. Austr. I. Appl. S. 10, 1959. Entnommen aus [21]
- [21] **Laube, M.**
Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Bauteilen im jungen Alter. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Diss. A, 1990
- [22] **Kondo, R.; Ueda, S.**
Kinetics of Hydration of Cements. Proc. 5th Int. Conf. on the Chemistry of Cement. Tokio, Vol. II(1968), pp. 203-240

- [23] **DIN 1164/T8**
Bestimmung der Hydratationswärme mit der Lösungskalorimetrie.
- [24] **Byfors, J.**
Plain Concret at Early Ages. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Forsking research Fo. 3:80, Stockolm 1980
- [25] **Freieslebe, H.; Hansen, P.; Pedersen, E. J.**
Maleinstrument til Kontrol af betons haerding.
Nordisk Beton, No. 1, pp. 21-25, Stockholm, 1977. Entnommen aus [24]
- [26] **Morabito, P.**
Methods to Determine the Heat of Hydration of Concrete. In: [107], pp. 231-254.
- [27] **Locher, F. W.**
Berechnung der Klinkerphasen. In: Zement-Kalk-Gips (1961), H. 12, S. 573-580
- [28] **Locher, F. W.; Bonzel, J; Wischer, G.; Weigler, H.; Wierig, H.-J.**
Zement-Taschenbuch 1984, Verein deutscher Zementwerke
- [29] **Wächtler, H.-J.; Ilgner, R.; Feldrappe, D.**
Thermoanalytische Untersuchungen in der Zementchemie -
Differentialkalorimetrische Charakterisierung von Portlandzementen.
Silikattechnik 35 (1984), Heft 9/84
- [30] **Roth, W.**
Über die Hydratationswärme und den Hydratationsgrad von Portlandzement. RWTH Aachen, Diss. A., 1970
- [31] **Wesche, K.**
Baustoffkennwerte zur Berechnung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen. In: Festschrift Prof. Dr. Riessauw, Genf, 1982. Entnommen aus [3]
- [32] **Jonasson, J. E.**
Slip from Construction – Calculation for Assessing Protection Against early Freezing. Swedish Cement and Concrete Research Institute, No. 4., 1984
- [33] **Rastrup, E.**
Heat of Hydratation in Concrete. Magazine of Concrete Research, September 1954, pp. 79-92
- [34] **Branco, F. A.; Mendes, P. A.; Mirambell, E.**
Heat of Hydration Effects in Concrete Structures. ACI Material Journal, V. 89, No. 2, March-April 1992, pp. 139-145
- [35] **Schlüßler, K-H.; Mcedlov-Petrosjan, O.**
Der Baustoff Beton. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1990

- [36] **Pirner, J.; Sessner, R.**
Experimentelle Bestimmung und mathematische Modellierung der Hydrationskinetik von Portlandzement im Temperaturbereich von 20° bis 90°C. WZ der Ingenieurhochschule Cottbus 7. Jahrgang (1985), H. 2, S. 1-3
- [37] **Fischer, S.; v. Smuda, J.; v. Wolfersdorf, J.; Herold, M.**
Modellierung des Abbindes von Beton mittels der Finite-Elemente-Methode. Bauingenieur 66 (1991), S. 185-1990
- [38] **De Schutter, G.; Taerwe, L.**
General Hydration Model for Portland Cement and Blast Furnace Slag Cement. Cement and Concrete Research (1995), Vol. 25, No. 3, pp. 593-604
- [39] **Reinhardt, H.-W.; Blauwendraad, J.; Jongendijk, J.**
Temperature Development in Concrete Structures taking account of State dependent Properties. In: International Conference on Concrete at Early Ages. RILEM, Paris, 1982, pp. 211-218
- [40] **Van Breugel, K.**
Prediction of Temperature Development in Hardening Concrete. In: [107], pp. 231-254. London: E & FN Spon, 1998
- [41] **Hundt, J.**
Wärme - und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. DAFStb, Heft 256 . Berlin - München - Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag KG, 1975
- [42] **Brown, T. D.; Javaid, M. Y.**
The Thermal Conductivity of Fresh Concrete. Material & Construction, 3, No. 18, pp. 411-416, 1970. Entnommen aus [40]
- [43] **Staffa, M.**
Vermeidung von Hydratationsrissen in Stahlbetonwänden. TU Berlin, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau. Berlin: Diss. A, 1993
- [44] **Maréchal, J. C.**
Détermination simultanée de la diffusivité et de la conductivité thermique du béton pendant son hydratation. Contribution of the Task Group W 40 of the Conseil International du Bâtiment (CIB), Holzkirchen. Entnommen aus [40]
- [45] **Mandry, W.**
Über das Kühlen von Beton. Berlin: Springer-Verlag, 1961
- [46] **Breugel, Van K.**
Simulation of hydration and fractio of structure in hardening cement-based materials. TU-Delft; Diss A, 1991

- [47] **Van Breugel, K.**
Artificial Cooling of hardening Concrete.
Delft University of Technology Research Report No. 5-80-9,
- [48] **Emanuel, J. H.; Hulsey, J.L.**
Predication of Thermal Coefficient of Expansion of Concrete.
ACI-Journal 74, S. 149-155, 1977
- [49] **Dettling, H.**
Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und des Beton.
In: DAfStb, Heft 164. Berlin - München - Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag KG , 1964
- [50] **DIN 1045**
Beton und Stahlbeton
- [51] **Notling, H.**
Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärme-
dehnzahlen junger Beton. Universität Hannover: Diss. A, 1989
- [52] **Weigler, H.; Karl, S.**
Junger Beton: Beanspruchung - Festigkeit - Verformung, Teil 1 und 2
B+FT, Heft 6, S. 392-401; Heft 7, S. 481-484, 1974
- [53] **Alexander, K. M.**
The Relationship between Strength and the Composition and Finesness of
Cement. Cement and Concrete Research, Vol. 2, No. 6, pp. 663-680, 1972
- [54] **Emborg, M.**
Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages.
Lulea : Lulea University of Technology, Diss. A, 1989
- [55] **Grube, H.**
Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf
Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 52,
Düsseldorf: Beton-Verlag 1991
- [56] **Tazawa, E.**
Autogenous Shrinkage of Concrete. London: E&FN Spon, 1998
- [57] **Tazawa, E.; Miyazawa, S.**
Autogenous Shrinkage of Concrete and its Importance in Concrete Tech-
nology. In: Bazant, Z. P.; Carol, I. (ed.) "Creep and Shrinkage of Concrete",
pp. 159-168. London: E&FN Spon, 1993
- [58] **Tazawa, E.; Matsuoka, Y.; Miyazawa, S.; Okamoto, S.**
Effect of Autogenous Shrinkage on Self Stress in Hardening Concrete.
In: [109], pp. 221-228

- [59] **Gutsch, A.-W.**
Stoffeigenschaften jungen Betons-Versuche und Modelle.
TU Braunschweig. Braunschweig: Diss. A, 1998
- [60] **Mazars, J.; Bournazel, J. P.; Moranville-Regourd, M.**
Thermomechanical Damage due to Hydration in large Concrete Dams.
Proc. of the First Materials Engineering Congress, ASCE, August 1991, Denver, Colorado, Vol 2, pp. 1061-1070
- [61] **Bournazel, J. P.; Moranville-Regourd, M.**
Thermal Effects, Cracking and Damage in Young Massive Concrete.
In: [109], pp. 329-336
- [62] **Guenot, I.; Torrenti, J. M.; Laplant, P.**
Stresses in Concrete at Early Ages: Comparison of Different Creep Models.
In: [109], pp. 103-110
- [63] **CEB-FIB Model Code 1990**
- [64] **Wierig, H. J.; Gollasch, E.**
Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton.
Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der
Universität Hannover, Heft 47; Hannover 1982
- [65] **Xuanhui, C.; Yongqi, L.**
Damage Process in Hardened Cement Paste. ACI Material Journal, July-
August, pp. 378-385, 1996
- [66] **Mazars, J. Pijaudier-Cabot, G.**
Continuum Damage Theory - Application to Concrete. Journal of Engineer-
ing Mechanics, Vol. 115, No. 2, February, pp. 345-363, 1989
- [67] **Bouzaïene, A.; Massicotte, B.**
Hypoelastic Tridimensional Model For Nonproportional Loading of Plain
Concrete. Journal of Engineering Mechanics, November, pp. 1111-1120.,
1997
- [68] **Loo, Y. H.**
A New Method for Microcrack Evaluation in Concrete under Compression.
Materials and Structures, 25, pp. 573-578, 1992
- [69] **Liniers, A. D.**
Microcracking of Concrete under Compression and its Influence on Tensile
Strength. Materials and Structures, 1987, 20, pp. 111-116
- [70] **Gettu, R.; Aguado, A.; Oliveira, M. O. F.**
Damage in High-Strength Concrete Due to Monotonic and Cyclic Com-
pression - A Study Based on Splitting Tensile Strength.
ACI Materials Journal, November-December, pp. 519-523, 1996

- [71] **König, G.; Scheidler, D.; Fehling, E.**
Grundlagen zur Traglastermittlung unbewehrter Betonteile unter Zugbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 81, Heft 11 und 12, S. 292-296 bzw. 325-329, 1986
- [72] **Wierig, H. J**
Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von "grünen" und "jungen" Betonen und denen des Festbetons. Beton 21 Heft 11, S. 445-448, Heft 12, S. 487-490, 1971
- [73] **Khan, A. A.; Cook, W.; Mitchell, D.**
Early Age Compressive Stress-Strain Properties of Low-, Medium, and High-Strength Concretes. ACI Materials Journal, Nov.-Dec., pp. 372-381, 1994
- [74] **De Schutter, G.; Taerwe, L.**
Degree of Hydration-based Description of Mechanical Properties of Early Age Concrete. Materials and Structures, Vol. 29, July 1996, pp. 335-344
- [75] **Kasai, Y.**
Initial Strength of Concrete. Japan Cement Engineering Association, 15th General Meeting, pp. 188-189, 1961 . Entnommen aus [21]
- [76] **Carino, N. J; Tank, R. C.**
Maturity Functions for Concretes Made with Various Cements and Admixtures. ACI Material Journal, March-April 1992, pp. 188-196
- [77] **Chanvillard, G.; D'Aloia, L.**
Concrete Strength Estimation at Early Age: Modification of the Method of Equivalent Age. ACI Material Journal, November-December 1997, pp. 520-530
- [78] **Wierig, H.-J.**
Eigenschaften von "grünem, jungem" Beton.
Beton 3-68, S. 94-101
- [79] **Bennetti, C.**
High Early Strength Concrete be Means of Very Fine Portland Cement. Institute of Civil Engineers, Proceedings, 1969. Entnommen aus [22]
- [80] **Oluokun, F. A.; Burdette, G.; Deatherage**
Early-Age Concrete Strength Predication by Maturity - Another Look. ACI Materials Journal, November-December 1990, pp. 565-572
- [81] **Carino, N. J.**
Maturity Functions for Concrete. Proceeding from "International Conference on Concrete at Early Ages" (RILEM), Paris 6-8, April, Vol. I, pp. 123-128, 1982

- [82] **Wesche, K.**
Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 2: Beton-Mauerwerk
Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH
- [83] **Cathrin, P.**
Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung.
B+F-T, Heft 10/1978, S. 539-544, Heft 12/1978, S. 729-733
- [84] **Johnston, C. D.**
Strength and Deformation of Concrete in Uniaxial Tension and Compression. Magazine of Concrete Research, 22/1970, pp. 516
- [85] **Hellmann, H. G.**
Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton 19, Heft 2, S. 68-70, 1969
- [86] **Onken, P.; Rostásy, F. S**
Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. DAfStb, Heft 449. Berlin-Köln: Beuth Verlag GmbH, 1995
- [87] **Henning, W.**
Zwangsrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Braunschweig: TU Braunschweig, Diss. A, 1987
- [88] **Puche, M.**
Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und Zwang. DAfStb, Heft 449. Berlin-Köln: Beuth Verlag GmbH, 1988
- [89] **Gardner, N. J.**
Effekt of Temperature on the Early-Age Properties of Type I, Type III, and Type I/Fly Ash Concretes. ACI-Material Journal, V. 87, No. 1, January-February; pp. 68-78 , 1989
- [90] **Oluokun, F. A.**
Prediction of Concrete Tensile Strength from its Compressive Strength: Evaluation of Existing Relations for Normal Weight Concrete. ACI Material Journal, May-Juni, pp. 302-309, 1991
- [91] **Oluokun, F. A.; Burdette, E. G.; Deatherage, J. H.**
Splitting Tensile Strength and Compressive Strength Relationship at Early Ages. ACI Material Journal, March-April, pp. 115-121, 1991
- [92] **Manns, W.**
Über den Einfluss der elastischen Eigenschaften von Zementstein und Zuschlag auf die elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton.
RWTH Aachen, Diss A, 1969
- [93] **Rüsch, H.; Jungwirth, D.; Hilsdorf, H. K.**
Creep and Shrinkage, Their Effect on the Behavior of Concrete Structures
Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1983

- [94] **Weber, J.W**
Der Einfluss der Zuschlagart auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls von Beton. Institut für Bauforschung der TH Aachen (Hrsg.). In Baustoffe 85, S.235-237. Wiesbaden: Bauverlag, 1985
- [95] **Umehara, H.; Uehara, T.; Iisaka, T.; Sugiyama, A.**
Effect of Creep in Concrete at Early Ages on Thermal Stress
RILEM- Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, München, 1994
- [96] **Newman,A.**
The Effect of mix Proportions and method of Testing on Poisson's Ratio for Mortars and Concretes. Magazine of Concrete Research, 18: 56, pp. 115-130, 1966
- [97] **Oluokun, F. A.; Burdette, G.; Deatherage**
Elastic Modulus, Poissons's Ratio, and Compressive Strength Relationships at Early Age. ACI Materials Journal, Jan-Febr. 1991, pp. 3-10
- [98] **Diener, Jörg**
Beitrag zur physikalisch und geometrisch nichtlinearen Berechnung langzeitbelasteter Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton unter besonderer Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens und der Rissbildung.
Bauhaus Universität Weimar, Diss. A, 1998
- [99] **Bazant, Z. P.**
Material Models for Structural Creep Analysis. In: [2], pp. 99-215
- [100] **Trost, H.**
Auswirkungen des Superpositionsprinzipes auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 62, Seiten 230-238 und 261-269, 1967
- [101] **Bazant, Z.P.; Kim, J.-K.**
Approximate Relaxation Function for Concrete. Journal of Struct. Div. , ASCE, 105(ST12), pp. 2695-2705, 1978
- [102] **Morimoto, H.; Koyanagi, W.**
Estimation of Stress Relaxation in Concrete at Early Ages
RILEM- Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, München, 1994
- [103] **Emborg, M.**
Development of Mechanical Behaviour at Early Ages. In: [107], pp. 76-148
- [104] **Emborg, M.**
Models and Methods for Computation of Thermal Stresses. In: [107], pp. 178-230
- [105] **Le Roy, R.**
Déformations instantanées et différées des b'tons à hautes Performances.
Diss. A, Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris 1995

- [106] **Sato, R.; Xu, M.; Yang, Y.**
Stresses Due to Autogenous Shrinkage in High Strength Concrete and its Prediction. In [54], pp. 351-362
- [107] **Springenschmid, R. (ed)**
Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. RILEM TC 119-TCE, State-of-the-art Report. London: E & FN Spon, 1998
- [108] **Marx, W.**
Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation. Institut für Wasserbau. Universität Stuttgart, Mitteilungen, Heft 64, Diss. A, 1986
- [109] **Springenschmid, R. (ed)**
Thermal Cracking in Concrete at Early Age. Proceedings of the International RILEM-Symposium in München. London: E&FN Spon, 1994
- [110] **Bazant, Z.P.; Prasannan, S**
Solidification Theory for Concrete Creep. I: Formulation. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, ASCE, August, pp. 1691-1703, 1989
- [111] **Bazant, Z.P.; Prasannan, S.**
Solidification theory for concrete creep. II: Verification and Application. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, ASCE, August, pp. 1704-1725, 1989
- [112] **Bazant, Z.P.; Kim, J.-K.**
Part 2 - Basic Creep. Materials and Structures, 24, 1991, pp. 409-421
- [113] **Bazant, Z.P.; Kim, J.-K.**
Improved Prediction Model for Time-Dependent Deformations of Concrete: Part 3 - Creep at Drying. Materials and structures, 25, 1992, pp. 21-28
- [114] **Bazant, Z.P.; Kim, J.-K.**
Improved Prediction Model for Time-Dependent Deformations of Concrete: Part 4 - Temperature Effects. Materials and Structures, 25, 1992, pp. 84-94
- [115] **Tanabe, T.; Rostásy, F. S.; Laube, M.**
Assessment of External Restraint In: [107], pp. 149-177
- [116] **Rostásy, F.; Henning, W.**
Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten. DAfStb, Heft 407, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1990
- [117] **ACI-Committee 207**
Effekt of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete. ACI- Material Journal 70, pp. 445-469, 1973

- [118] **Mangold, M.**
Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Technische Universität München: Diss. A, 1994
- [119] **Bazant, Z. P.**
Numerical Determination of long-range Stress History from Strain History, *Materials and Structural*, 5(27), May-June, pp. 135-141, 1972
- [120] **Bazant, Z. P.; Wu, S. T.**
Dirichlet Series Creep Function for Aging Concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division.*, ASCE, 99, pp. 367-387, 1973
- [121] **Bazant, Z. P.; Wu, S. T.**
Rate-Type Creep Law of Aging Concrete based on Maxwell Chain. *Materials and Structural*, RILEM, pp. 45-60, 1974
- [122] **Raphael, J. M.**
Tensile Strength of Concrete. *ACI Materials Journal*, March-April., pp. 158-165, 1984
- [123] **Richartz, R. C.**
Einfluß des K₂O-Gehalt und des Sulfatisierungsgrads auf das Erstarren und Erhärten des Zements. In: *Zement-Kalk-Gips* 39 (1986), H. 12, S. 678-687
- [124] **Rakel, K.**
Beitrag zur Bestimmung der Hydratationswärme von Zementen. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Diss. A., 1965
- [125] **Kießl, K. ; Gertis, K.**
Nichtisothermer Feuchtetransport in dickwandigen Betonteilen von Reaktordruckbehälter. *DAfStb*, Heft 280. Berlin - München - Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag KG, 1977
- [126] **Lopes Madaleno, A. C.; Naupold, S.**
Messtechnische Untersuchung der Hydratationswärme des Zementes unter radiabatischen und isothermen Bedingungen. Weimar: Bauhaus-Universität Weimar (unveröffentlicht), 1998
- [127] **Freundt, U.; Lopes Madaleno, A. C.**
Messtechnische Untersuchung der Temperatur infolge Hydratationswärmeentwicklung im Hochofenfundament. Weimar: Bauhaus-Universität Weimar (unveröffentlicht), 1995
- [128] **Peitsch, D.**
Statistische Auswertung meteorologischer Klimadaten sowie Auswertung vorhandener Meßdaten. Weimar: HAB Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, WB Verkehrsbauwerke, Diplomarbeit, 1988

- [129] **ANSYS User's Manual, Reversion 5.5**
Volume 1-4, ANSYS INC
- [130] **Lopes Madaleno, A. C.; Freundt, U.**
Minimierung von Beanspruchungen massiger Betonbauteile während der Herstellung. In: 37. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton. Weimar: Bauhaus-Universität Weimar 2001
- [131] **Röhling, S.; Eifert, H.; Kaden, R.**
Betonbau. Planung und Ausführung. Berlin: Verlag für Bauwesen, 2000
- [132] **Röhling, S.**
Methode zur rechnerischen Ermittlung der temperaturbeeinflussten Festigkeitsentwicklung des Betons: einen Beitrag zur optimalen Gestaltung der Fertigungstechnik und des Ablaufes im monolithischen Beton- und Stahlbetonbau. Teil 1 und 2. TU-Leipzig, Habil.-Schr., 1980
- [133] **Neville, A. M.**
Creep of Concrete. Plain, Reinforced and Prestressed.
Amsterdam: North Holland Publishing Company, 1970
- [134] **Eierle, B.**
Berechnungsmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter Temperatur-Zwang. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau.
TU-München, Diss. A., 2000
- [135] **Rilem**
Properties of set Concrete at Early Ages. Rilem: state-of-the-art-Report .
Matériaux et Constructions, Vol. 14, No 84, S. 399-450, 1984
- [136] **Hauggaard-Nielsen, A. B.**
Mathematical modelling and experimental analysis of early age concrete.
Tech. Univ. of Denmark, Diss. A, 1997
- [137] **DIN 4108, Teil 1 bis 5:**
Wärmeschutz im Hochbau
August 1981
- [138] **Hacker, R.**
Analyse und Bewertung von Modellen zur Beschreibung der Wärmeentwicklung beim Hydratationsprozeß von Zement. HAB-Weimar, Diplomarbeit, 1994
- [139] **Kirchner, G.**
Vorschlag zum Ermitteln von Temperaturverläufen infolge Hydratationswärme. Beton - und Stahlbetonbau 89, Heft 7, 1994
- [140] **Bernander, S.**
Practical Measures to Avoiding Early Age Thermal Cracking in Concrete Structures. In [107], pp. 255-314

- [141] **Weigler, H.; Karl, S.**
Beton: Arten- Herstellung – Eigenschaften
Berlin. Ernst & Sohn Verlag 1989
- [142] **Jonasson, J. E.**
Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete
Luleå University of Technology, Diss. A, 1994
- [143] **Wischeres, G.; Manns, W.**
Ursachen für das Entstehen von Rissen in jungem Beton. Beton 23, H. 4,
S. 167-171 und H. 5, S. 222-228, 1993
- [144] **Pass, U.**
Mindestbewehrung für verformungsbehinderte Betonbauteilen im jungen
Alter. DAFStb, Heft 489, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1998
- [145] **Kühlen, R. Th.**
Stahlbeton- Biegebauteile unter Zwangbeanspruchung aus einseitiger Er-
wärmung. TH Darmstadt, Diss. A, 1994
- [146] **Hellmich, K.**
Einfluß der Hydratationswärme des Betons auf die Lagerverschiebungen bei
Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau H. 2, S. 42-46, 1984
- [147] **Thielen, G.; Grube, H.**
Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton.
Beton- und Stahlbetonbau 85, H.6, S. 161-167, 1990
- [148] **Springenschmid, R.**
Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratations-
wärme. Beton – und Stahlbetonbau 10, S. 263-269, 1984
- [149] **Luanda-Observatorio**
Klimadaten aus Luanda für den Zeitraum 1961-1990. Private Mitteilung
- [150] **Bronstein, I.N ; Semendjajew, K.A**
Taschenbuch der Mathematik
Leipzig: B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1958
- [151] **Huckfeldt, J.**
Thermomechanik hydratisierenden Betons – Theorie, Numerik und Anwen-
dung. TU Braunschweig, Diss. A., 1993
- [152] **Czernin, W.**
Zementchemie für Bauingenieur.
Wiesbaden: Bauverlag, 3. Auflage, 1977

- [153] **Cervera, M.; Oliver, J.; Prato, T.**
Thermo-Chemo-Mechanical Model for Concrete. PartI: Hydrataion and Aging. Part II: and Creep. Journal of Engeneering Mechanics, September, I: pp.1018-1027, II: pp. 1028-1039, 1999
Betonsteinzeitung, H. 7, S. 323-326, 1955
- [157] **Carol, I.; Bazant, Z. P.**
Viskoelasticity with aging caused by Solidification of nonaging constituent. Journal of Engineering Mechanichs, Vol. 119, No. 11, pp. 2252-2269, 1993
- [156] **Nagy, A.**
Simulation of thermal stress in reinforced Concrete at early age with a simplified model. Material and Structures, Vol. 30, April, pp. 167-173, 1997
- [157] **Ayotte, É.; Massicotte, B.; Houde, J.; Gocovski, V.**
Modelling the Thermal Stress at early Age in a Concrete Monolith. ACI Material Journal, V. 94, November-December, pp.577-587, 1997
- [158] **Springenschmid, R.; Breitenbücher R.**
Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse infolge Hydratationswärme zu vermeiden?
Betonwerk + Fertigteil-Technik 52, S. 704-711, 1986
- [159] **Bernarder, M.**
Temperatur Stresses in Early Ages Concrete due to Hydration. RILEM-International Conference on Concrete at Early Ages. Paris 1982, Vol. II, pp. 218-221
- [160] **Chunxiao, H.**
Berechnung von Temperaturspannungen und Rissbildungen infolge Hydratation in 3D-Betonkonstruktionen. TU-Braunschweig, Diss. A., 1999
- [161] **Emborg, M.**
Thermal Stresses in Massive Concrete Structures Calculated with a linear Creep Law of Integral Type.In: Bazant, Z. P. Wittmann, F. H.: Creep and Shrinkage of Concrete: Mathematical Modelling. Technological Institute, Northwestern University, Evanston 1986, pp. 723-732
- [162] **American Concrete Institute, Committee 305**
Hot Weather Concreting. ACI Materials Journal, July - August 1991, pp. 417- 436
- [163] **American Concrete Institute, Committee 207:**
Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete. Concrete International Vol. 2 (1980), No. 5, pp. 45-64
- [164] **Maekawa, K.; Chaube, R.; Kishi, T.**
Modelling of concrete performance : hydration, microstructure formation and mass transport. London : E & FN Spon, 1999

- [165] **Lew, H. S.; Reichard, T. W.**
Mechanical Properties of Concrete at early Ages. ACI Journal 75, No. 75-55, pp. 533-542, 1978
- [166] **Van Breugel**
Developement of Temperatur and Properties of Concrete as a Function of the Degree of Hydratation. RILEM-International Conference on Concrete at Early Ages. Paris: Vol. I, pp. 179-185, 1982
- [167] **Rottler, S.; Hilsdorf, H. K.**
Kriechen von hochbelastetem jungem Beton. Abschlußbericht zum Forschungsauftrag 346.1 des DafStb. Universität Karlsruhe, 1994
- [168] **Brooks, J.J; Naville A. M.**
Predicting Long-term Creep and Shrinkage from Short-term. Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 103, Juni, pp. 51-61, 1978
- [169] **Readymix- Betontechnische Daten**
14-Auflage
- [170] **Hirschfeld, K.**
Die Temperaturverteilung im Beton. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1948. Entnommen aus [3]
- [171] **Hauggaard, A. B.; Damkilde, L. Hansen, P. F.**
Transitional Thermal Creep of early age Concrete. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, No. 4, pp. 458-465, 1999
- [172] **Naville, A. M.**
Creep of Concrete as a Function of its Cement Content. Magazine of Concrete Research VOL. 16, No. 46, March 1964, pp. 21-30
- [173] **Weigler, H.; Karl, S.**
Kriechen des Betons bei frühzeitiger Belastung. Betonwerk + Fertigteiltechnik 47, H. 9, S. 519-522, 1981
- [174] **Dischinger, F**
Untersuchungen über die Kriechsicherheit, die elastischen Verformungen und das Kriechen von Beton bei Bogenbrücken. Bauingenieur 18, H. 33/34, 35/36, 39/40, 1937
- [175] **König, G.; Jahn, M.**
Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbeton 78, Heft 9, S. 243-247, Heft 10, S. 281-286, 1983
- [176] **Willam, K.J.; Warnke, E.P.**
Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. International Association for Bridge and Structural Engineering Proceeding Vol. 19, 1975

- [177] **Hariri, K.**
Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rissprozesszone. DafSt, Heft 509. Berlin:Beuth Verlag, 2000
- [178] **Wittmann, F.**
Über den Zusammenhang von Kriechverformung und Spannungsrelaxation des Betons. Beton- und Stahlbetonbau 66, H. 3, S. 63-65, 1971
- [179] **Eberhardsteiner, J.**
Synthese aus konstitutivem Modellieren von Beton mittels dreiaxialer, nichtlinear- elastischer Werkstoffgesetze und FEM-Analysen dickwandiger Stahlbetonkonstruktionen. Wien : Diss. A, 1988
- [180] **Hintzen, W.**
Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie ; 59, 1998
- [181] **De Borst, R.; van de Boogaard, A. H.**
Finite-Element Modelling of Deformation and Cracking in early-Age Concrete. Journal of engineering Mechanics, Vol. 120, no. 12, pp. 2519-2535, 1985
- [182] **Springenschmid, R.; Bostvironnois, J-L.**
Wirklichkeitsnahe Berechnung der Zwang- und Eigenspannungen im jungen Beton. DFG-Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben "Spannungen im jungen Beton". TU-München, 1999
- [183] **Podgorky, J.**
General Failure Criteria for Isotropic Media. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 111, EM 2, Februar 1985, S. 188-200
- [184] **Helmus, M.**
Mindestbewehrung zwangsbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile DafStb, Heft 412, 1990. Berlin. Köln: Beuth Verlag GmbH
- [185] **Niu, Y-Z.; Tu, C-L.; Liang, R. Y.; Zhang, S-W.**
Modelling of thermomechanical Damage early-Age Concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, April, pp. 717-726, 1995

SYMBOLS UND FORMELZEICHEN

1. Temperaturfeldberechnungen

Allgemein

T	[°C]	Celsius-Temperatur
ΔT	[K]	Relative Temperatur, Temperaturdifferenz
$\Delta T_{Erwr}, \Delta T_{Abk},$ ΔT_{KR}		- in der Erwärmungs- bzw. Abkühlungsphase - zwischen Kern und Rand
T_R, T_o, T_a	[°C]	Oberflächen-, Anfangstemperatur
T_a	[°C]	Außentemperatur (Umgebungstemperatur)
t	[h]	Zeit
Δt	[h]	Dauer des Zeitintervalls (Zeitinkrementes)
c_b, c_s, c_z, c_w	[kJ/(kgK)]	Spezifische Wärme des Betons
ρ_b	[kg/m³]	Rohdichte des Betons
$\lambda_b, \lambda_b, \lambda_s$	[kJ/(mKh)]	Wärmeleitfähigkeit des Betons, des Frischbetons bzw. der Schalung
Z	[kg/m³]	Zementmenge
G_s, G_z, G_w	[-]	Gewichtsanteile von Zuschlag, Zement und Wasser

Äußere Wärme

Q_{SK}	[kJ/m²h]	Stromdichte infolge der kurzwelligeren Strahlung
S_β		- der direkten Sonnenstrahlung
H_α		- der diffusen Himmelsstrahlung
R_α		- der Reflexion der diffusen Himmelsstrahlung
Q_{sL}		- des kurzwelligeren Strahlungsaustauschs
H_H		- der diffusen Himmelsstrahlung für beliebig orientierte Flächen
Q_K		- Konvektion
a_{SK}	[-]	Absorptionszahl des Bauteils für kurzwellige Strahlung
S_N	[kJ/m²h]	Normstrahlung
S_o	[kJ/m²h]	Strahlungsintensität der Sonne unter Berücksichtigung des jahreszeitlich schwankenden Abstandes zwischen Erde und Sonne
S_E	[kJ/m²h]	Mittlere Intensität der Sonnenstrahlung außerhalb der Erdatmosphäre
RHO	[-]	Korrekturfaktor
Tr	[-]	Trübungsfaktor
H	[m]	Höhe des Bauwerksstandortes über NN
β	[°]	Einfallswinkel der Normalstrahlung auf eine Fläche
α_F	[°]	Flächeneigungswinkel zur Horizontalen
a	[°]	Sonnenazimutwinkel
h	[°]	Sonnenhöhe
φ	[°]	Geographische Breite des Standortes
τ	[h]	Tageszeit
ω	[°]	Stundenwinkel
N	[-]	Nummer des Tages im Jahr

SL	[m]	Verschattungslänge
KL	[m]	Kragarmlänge
e_G, r_u	[-]	Einstrahlzahl der Fläche bzw. Reflexionszahl der Umgebung
ε_{SL}	[-]	Emissionszahl für langwellige Strahlung
α_o	[kJ/(m ² Kh)]	Wärmeübergangszahl
α_K, α_s		infolge Konvektion bzw. Strahlung
k	[kJ/(m ² Kh)]	Wärmedurchgangszahl
d_s	[m]	Dicke der Schalung
v	[m/s]	Windgeschwindigkeit
T_{ai}	[°C]	Ideelle Außenlufttemperatur
$\Delta T_{SK}, \Delta T_{SK}$	[K]	Temperaturdifferenz infolge der kurz- bzw. langwelliger Strahlung

Innere Wärme

q_b	[kJ/(m ³ h)]	Wärmeentwicklung des Betons
q_{iso}	[kJ/(kgh)]	Isotherme Wärmeentwicklung des Zementes
$q_{iso, max}$	[kJ/(kgh)]	
Q	[kJ/m ³]	Wärmemenge
$Q_{\infty, Z}$	[kJ/kg]	Wärmemenge des Zementes bei vollständiger Hydratation (Beton: $Q_{\infty} = Z \cdot Q_{\infty, Z}$ [kJ/m ³])
α	[-]	Hydratationsgrad
α_w	[-]	Hydratationsgrad bei $q_{iso, max}$
ε		Ende der Induktionsphase
Ft	[-]	Reifefunktion
T_S	[°C]	Standardtemperatur
t_e	[h]	Reifezeit
$t_{e20^\circ C}, t_{e25^\circ C}$	[h]	Reifezeit für eine Standardtemperatur von 20°C bzw. 25°C
$f(\alpha, t_e)$	[-]	Formfunktion
$g(T)$	[-]	Geschwindigkeitsfunktion

2. Spannungsberechnungen

Allgemein

σ	[N/mm ²]	Spannung
$\boldsymbol{\sigma}$	[N/mm ²]	Spannungsvektor
$\sigma(t, \tau)$	[N/mm ²]	Spannung infolge Relaxation
σ_{xx}, σ_x	[N/mm ²]	Spannung in x-Richtung
σ_{μ}	[N/mm ²]	Spannung der Maxwell-Elemente
$\mathbf{B}, \mathbf{B}^{-1}$		Matrix
$\boldsymbol{\varepsilon}$		Dehnungsvektor
$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_x$		Dehnung in x-Richtung
ε''		inelastische Dehnungsinkrement
ε_T		Wärmedehnung
ε_{CS}		Chemische Schwinden
ε_{∞}		Grundwert des chemischen Schwindens
$\varepsilon_c(t, \tau)$		Kriechverformung

$\varepsilon_e(\tau)$		Elastische Verformung
$\varepsilon_o(t, \tau)$		Lastabhängige Gesamtverformung
$\varepsilon_r^o, \varepsilon_o$		Lastunabhängige Dehnung, bzw. freie Dehnung
ε_{zw}		Dehnung, welcher zur Zwangsspannung führt
δ	[-]	Grad der Verformungsbehinderung
w/z-Wert	[-]	Wasser-Zement-Wert
w/b-Wert	[-]	Wasser-Bindemittel-Wert
$f(t_e, t_{eo})$	[-]	Zeitfunktion des chemischen Schwindens
t_{eo}	[h]	Reifezeit beim Beginn der Festigkeitsentwicklung
ΔK	[-]	Inkrement der Reife

Materialkennwerte

α_T	[1/K]	Wärmedehnzahl des Betons
$\alpha_P, \alpha_{FZ}, \alpha_{GZ}$		- der Zementpaste, der feinen und groben Zuschläge
$\beta_P, \beta_{FZ}, \beta_{GZ}$	[-]	Volumenanteil von Zementpaste und von feinen sowie groben Zuschläge
$f_{cm}(t)$	[N/mm ²]	Mittlere Druckfestigkeit des jungen Betons
$f_{cm}(28d)$		Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Normalbetons
f_{ck}		Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Normalbetons
f_{wm}		Mittlere Würfeldruckfestigkeit
f_{wk}		Charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit
$f_{ctm}(t)$	[N/mm ²]	Mittlere Zugfestigkeit des jungen Betons
$f_{ctm}(28d)$		Mittlere zentrische Zugfestigkeit des Normalbetons
$f_{ct,sp}, f_{ct,fl}$	[N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit bzw. Biegezugfestigkeit des Betons
$E_{ci}(t)$	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul des jungen Betons
$E_{ci}(28d)$		Elastizitätsmodul des Normalbetons
$\nu(t)$	[-]	Querdehnzahl des jungen Betons
$\nu(28d)$		Querdehnzahl des Normalbetons
k_G, k_{ct}, k_E, k_ν	[-]	Erhärtungsfunktion für die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit, den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl
$f(t, \tau)$	[-]	Zeitfunktion für die Belastungsdauer
τ	[h], [d]	Belastungsalter
$J(t, \tau)$	[mm ² /N]	Kriechfunktion
$C(t, \tau)$	[mm ² /N]	spezifische Kriechen
$\varphi(t, \tau)$	[-]	Kriechzahl
$R(t, \tau)$	[-]	Relaxationsfunktion
$\psi(t, \tau)$	[-]	Relaxationsbeiwertes
E''	[N/mm ²]	Inkrementeller Elastizitätsmodul
E_{eff}	[N/mm ²]	effektiver Elastizitätsmodul
τ_μ	[h]	Retardations- bzw. Relaxationszeit
$C_\mu(\tau)$	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul der Kelvin-Elemente
$E_\mu(\tau)$	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul der Maxwell-Elemente
S_D	[-]	Verhältnis der Dehnsteifigkeit
S_B	[-]	Verhältnis der Biegesteifigkeiten

VERZEICHNIS DER ABBILDUNGEN

	Seite
Bild 1.1: prinzipielle Spannungsverteilung im Querschnitt infolge Temperaturfeld	8
Bild 1.2: Prinzipielle Temperatur- und Spannungsentwicklung	10
Bild 2.1: Parameter zur Berechnung der Sonnenstrahlung am Beispiel einer Wand	16
Bild 2.2: Stromdichte infolge kurzwelliger Strahlung im Juli für ($\varphi = 47$) Vergleich Rechnung und Messung aus [10]	18
Bild 2.3: Hydratationswärmeentwicklung der Klinkerminerale und der Hochofenschlacke nach Locher [19]	20
Bild 2.4: Perioden der Zementhydratation nach dem Modell von Kondo bei konstanter Temperatur [22]	21
Bild 2.5: Reifefunktionen nach Tabelle A1.5 mit einer Standardtemperatur $T_S = 20^\circ\text{C}$	22
Bild 2.6: Prinzip der Modelle auf Basis adiabatischer Versuche	23
Bild 2.7: Ansätze in Abhängigkeit der Reifezeit	24
Bild 2.8: Ansätze in Abhängigkeit des Hydratationsgrades	26
Bild 2.9: Betonkalorimeter	28
Bild 2.10: Adiabatische Temperaturen	29
Bild 2.11: Hydratationswärmemenge und Hydratationswärmeentwicklung bei unterschiedlichen Zementarten	30
Bild 2.12: Einfluss der unterschiedlichen Herkunft des Zementes CEM 42,5R auf die Wärmeentwicklung	30
Bild 2.13: Beurteilung der Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben	31
Bild 2.14: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 32,5 R (B3) bei gleichen w/z-Wert von 0,5	32
Bild 2.15: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 42,5 R (B3) mit niedrigen w/z-Wert von 0,43	33
Bild 2.16: Vergleiche zwischen Versuchen unter isothermen (DCA) und adiabatischen Randbedingungen CEM I 52,5 R (B5) mit höheren w/z-Wert	33
Bild 3.1: Wärmedehnzahlen des jungen Betons nach unterschiedlichen Autoren	38
Bild 3.2: Verlauf der Verformungen und Spannungen bei konstanten Erhärtungstemperaturen	39
Bild 3.3: Einfluss der Art und Größe der Probekörper auf die Erhärtungsfunktion	42
Bild 3.4: Arbeitslinie der Zuschläge, Zementstein und Beton	42
Bild 3.5: Völligkeitsgrade [24]	43
Bild 3.6: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung (CEMI32,5)	46
Bild 3.7: Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeitsentwicklung	47
Bild 3.8: Ansätze zur Beschreibung der Entwicklung des Elastizitätsmoduls	49
Bild 3.9: Ansätze zur Beschreibung der Entwicklung der Querdehnzahl	51
Bild 3.10: Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation bei $\tau = 8\text{h}$	53
Bild 3.11: Verhalten des Kriechens beim jungen Beton	54
Bild 3.12: Einfluss des Belastungsalters auf das Kriechen bei unterschiedlichen Berechnungsansätzen	56

Bild 3.13:	Einfluss der Belastungsdauer auf das Kriechen bei unterschiedlichen Berechnungsansätzen	56
Bild 3.14:	Maxwell-Elemente	61
Bild 3.15:	Relaxationsfunktion	61
Bild 4.1:	Prinzipieller Aufbau von SYCOB	63
Bild 4.2:	Prinzipieller Aufbau der Subroutine „innere Wärme“	64
Bild 4.3:	Prinzipieller Aufbau der Subroutine „äußere Wärme“	64
Bild 4.4:	Ideelle Außenlufttemperatur	65
Bild 4.5:	Zeitliche Entwicklung der Erhärtungsfunktionen	65
Bild 4.6:	prinzipieller Aufbau der Subroutine „viskoelastisches Materialgesetz“	66
Bild 5.1:	Hydratationsgrad des Betons mit langsam erhärtendem Zement (B1)	67
Bild 5.2:	Hydratationsgrad des Betons mit schnell erhärtendem Zement (B4)	68
Bild 5.3:	Formfunktionen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades	69
Bild 5.4:	Formfunktionen in Abhängigkeit der Reifezeit	69
Bild 5.5:	Adiabatische Temperatur bei Variation der Anfangsbedingung $\alpha(t_0)$ beim Ansatz Schlüßler 1 (CEM I32,5R)	70
Bild 5.6:	Adiabatische Temperatur bei Variation der Anfangsbedingung $\alpha(t_0)$ beim Ansatz Schlüßler 2 (CEM I32,5R)	71
Bild 5.7:	Vergleiche zwischen den Berechnungsansätzen	72
Bild 5.8:	Herstellungstechnologie des Fundamentes	72
Bild 5.9:	Vertikale Temperaturverteilung zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Temperaturen in Schicht 3 (t=110h nach Betonieren), Schnitt C-C (Bild 5.10)	73
Bild 5.10:	Vertikale Temperaturverteilung zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Temperaturen in Schicht 3 (t=110h nach Betonieren), Schnitt B-B (Bild 5.9)	73
Bild 5.11:	Temperaturentwicklung im Kern des Querschnittes, Schnitt A-A (Bild 5.9)	74
Bild 5.12:	Außenlufttemperatur für die ersten 4Tage	75
Bild 5.13:	Tagesgang der ideellen Außenlufttemperatur für eine horizontal stehendes Bauteil	75
Bild 5.14:	Vergleich zwischen Rechnung und Messung in der horizontalen Ebene	76
Bild 5.15:	Vergleich zwischen Rechnung und Messung in der vertikalen Ebene	77
Bild 5.16:	Temperaturfeld bei t= 60 h	77
Bild 6.1:	Temperaturentwicklung für Modellbauteil mit 1 m Dicke bei Variation der Frischbetontemperatur	79
Bild 6.2:	FEM-Modell für die Zwangsspannungsberechnung	79
Bild 6.3:	Spannungsentwicklung bei Änderung der Zeitinkremente – log-Zeitskala (TA=20°C)	80
Bild 6.4:	Spannungsentwicklung bei Änderung der Zeitinkremente in der dekadischen Zeitskala (TA=20°C)	81
Bild 6.5:	Einfluss des Materialgesetzes auf die Spannungsentwicklung	82
Bild 6.6:	Einfluss der unterschiedlichen Erhärtungsfunktionen für die Druckfestigkeit auf Spannungsentwicklung (Elastizitätsmodul nach Byfors)	82

Bild 6.7:	Einfluss der unterschiedlichen Erhärtungsfunktionen für den Elastizitätsmodul auf die Spannungsentwicklung	83
Bild 6.8:	Spannungsentwicklung bei Änderung des Elastizitätsmoduls nach 28 d	84
Bild 6.9:	Spannungen infolge Temperatur und chemischen Schwinden	85
Bild 6.10:	Einfluss der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion auf die Zwangsspannung bei $T_A=20^\circ\text{C}$	86
Bild 6.11:	Spannungsentwicklung bei Änderung der Kriechfunktion ($T_A=12^\circ\text{C}$)	87
Bild 6.12:	Spannungsentwicklung bei Änderung der Kriechfunktion ($T_A=30^\circ\text{C}$)	88
Bild 6.13:	Spannungsentwicklung in Abhängigkeit der Reifezeit	88
Bild 6.14:	Temperaturentwicklung bei unterschiedlichen Dicken des Bauteils	89
Bild 6.15:	Spannungsentwicklung beim Modellbauteil mit einer Dicke von 0,5 m ($T_A=20^\circ\text{C}$)	90
Bild 6.16:	Spannungsentwicklung beim Modellbauteil mit einer Dicke von 2,0 m ($T_A=20^\circ\text{C}$)	90
Bild 6.17:	Temperatur- und Spannungsverteilung bei $t=4\text{d}$	91
Bild 6.18:	Spannungen in der Plattenmitte (Symmetrie-Achse)	92
Bild 7.1:	FEM – Modell und Geometrie	95
Bild 7.2:	Einfluss der Zementmenge auf Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	96
Bild 7.3:	Temperatur und Spannung σ_x nach fünf Tagen (PZ-Beton)	97
Bild 7.4:	Einfluss der Zementarten auf Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	99
Bild 7.5:	Einfluss niedriger Frischbetonanfangstemperatur auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	100
Bild 7.6:	Einfluss höher Frischbetonanfangstemperatur auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	102
Bild 7.7:	Einfluss der Rohrinnenkühlung auf die Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	103
Bild 7.8:	Temperatur und Spannung σ_x nach fünf Tagen Kühlung ($t=5\text{d}$)	104
Bild 7.9:	Temperatur- und Spannungsentwicklung bei Änderung der Kühlungsdauer von drei auf sieben Tage	105
Bild 7.10:	Temperatur- und Spannungsentwicklung bei Änderung des Kühlungsbeginns von sechs Stunden auf zwei Tage	107
Bild 7.11:	Einfluss von warmer Umgebungstemperatur auf Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	108
Bild 7.12:	Einfluss von kühlerer Umgebungstemperatur auf Temperatur- und Zwangsspannungsentwicklung	110
Bild 7.13:	Reifezeit beim HOZ-Beton	111
Bild 7.14:	Abweichung der Reifezeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)	112
Bild 7.15:	Wärmeentwicklung im Querschnitt bei Rohrinnerkühlung des HOZ-Betons	112
Bild 7.16:	Wärmeentwicklung beim HOZ-Beton	113
Bild 7.17:	Abweichung der Wärmeentwicklung am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)	113
Bild 7.18:	Elastizitätsmodul im Querschnitt bei Rohrinnerkühlung des HOZ-Betons	114
Bild 7.19:	Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls beim HOZ-Beton	115

Bild 7.20: Abweichung des E-Moduls am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)	115
Bild 7.21: Abweichung der Druckfestigkeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)	116
Bild 7.22: Abweichung der Zugfestigkeit am oberen Rand gegenüber dem Kern (100%)	116
Bild 7.23: Temperatur und Spannung am Rand des Querschnittes (27°C-Beton)	117

VERZEICHNIS DER TABELLEN

	Seite
Tabelle 2.1: Ansätze zur Erfassung des Hydratationsgrades und der Hydratationsrate	24
Tabelle 2.2: Ansätze zur Erfassung der Formfunktion	26
Tabelle 2.3: Zusammensetzung der verwendeten Betone	28
Tabelle 2.4: Verwendete Zemente bei der DCA-Messungen	29
Tabelle 2.5: Wärmeleitzahl des Betons λ in Abhängigkeit der Zuschlagart [40]	34
Tabelle 2.6: Wärmeleitzahl der Betonausgangsstoffe [45]	34
Tabelle 3.1: Ansätze für das chemische Schwinden $\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{\infty} \cdot f(t_e, t_{e-1})$	40
Tabelle 3.2: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung	45
Tabelle 3.3: Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeitsentwicklung	47
Tabelle 3.4: Ansätze zur Beschreibung der Elastizitätsmodulentwicklung	49
Tabelle 3.5: Ansätze zur Beschreibung der Querdehnzahl	50
Tabelle 3.6: Ansätze für Kriechzahl φ , spezifische Kriechen C	55
Tabelle 5.1: Regressionsparameter für die Berechnungsmodelle in Abhängigkeit der Reifezeit t_{e20}	68
Tabelle 5.2: Mittelwert der Regressionsparameter für die Berechnungsmodelle in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei $T=25^{\circ}\text{C}$	71

Anlagen zur Dissertation

Verzeichnis der Anlagen

A1 Temperaturfelder

- A1.1 Rand- und Anfangsbedingung
- A1.2 Thermische Materialkennwerte
- A1.5 Innere Wärme
- A1.4 Äußere Wärme

A2 Spannungen und Verformungen

- A2.1 Wärmedehnzahl
- A2.2 Druckfestigkeit
- A2.3 Zugfestigkeit
- A2.4 Elastizitätsmodul
- A2.5 Querdehnzahl
- A2.6 Behinderungsgrad

A3 Kenndaten der verwendeten Betone

- A3.1 Beton nach Plannerer
- A3.2 Beton nach Madaleno/Naupold

A4 Hochofenfundament: Einfluss der Betonzusammensetzung

- A4.1 Beton mit Portlandzement CEM I 32R
- A4.2 Beton mit Portlandzement CEM I 32R + Flugasche
- A4.3 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (20°C-Beton)

A5 Hochofenfundament: Einfluss der Frischbetonanfangstemperatur

- A5.1 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (13°C-Beton)
- A5.2 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (27°C-Beton)

A6 Hochofenfundament: Einfluss der Rohrinnenskühlung

- A6.1 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (Kühldauer 5d)
- A6.2 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (Kühldauer 3d)
- A6.3 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (Kühlbeginn 6h)
- A6.4 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (Kühlungsbeginn 2d)

A7 Hochofenfundament: Einfluss des Klimas

- A7.1 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (Juli-Beton)
- A7.2 Beton mit Hochofenzement CEM III/B 32 (April-Beton)

A1 Temperaturfelder
A1.1 Rand- und Anfangsbedingung

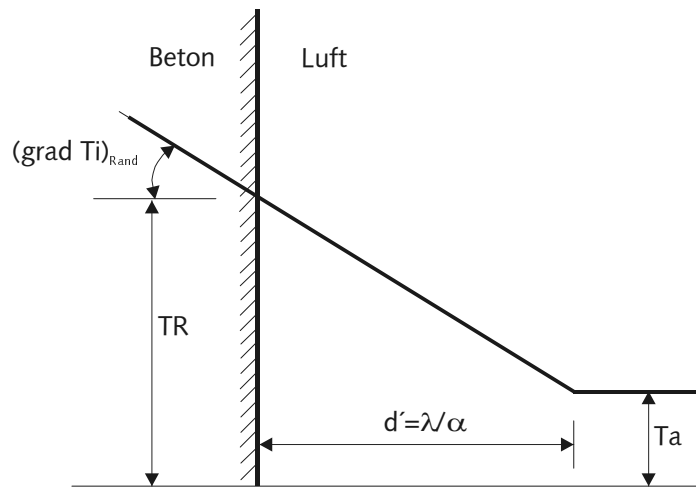


Bild A1.1: Randbedingung 3. Art

Tabelle A1.1: Mittlere Wärmeübergangszahlen für unterschiedliche Bauteile bei einer Windgeschwindigkeit von 1m/s [7]

α für Brückenbauteile, Platten, Wände [kJ/(m ² Kh)]	α_s	α_K	α_o
Fahrbahnplatte	15,1	31,7	46,8
Bodenplatte von oben nach unten	14,4	21,6	36,0
Bodenplatte von unten nach oben	14,4	28,8	43,2
Stege, Wände im Schatten	14,0	25,6	39,6
Stege, Wände im besonnten Flächen	14,4	27,0	41,4

Tabelle A1.2: Gesamtwärmeübergangszahlen für Beton-Außenwände in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit von 1m/s [7]

Windgeschwindigkeit v [m/s]	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
α [kJ/(m ² K·h)]	14,4	27,0	41,4	14,4	27,0	41,4

Frischbetontempertaur: Berechnung aus den Wärmeinhalte der einzelnen Ausgangsstoffe [169]:

$$T_o = \frac{m_z \cdot c_z \cdot T_z + m_{g,T} \cdot c_g \cdot T_g + m_{w,g} \cdot c_w \cdot T_g + m_{w,zug} \cdot c_w \cdot T_w}{m_z \cdot c_z + m_{g,T} \cdot c_g + m_w \cdot c_w}$$

mit m: Stoffmenge [kg]
 c: spezifische Wärmekapazität [kJ/kgK]
 T: Stofftemperatur [°C] (T ≥ 0°C)
 z: Zement
 g: Zuschlag
 w = w,g+w,zug: Wasser
 w,g: Oberflächenfeuchte der Zuschläge
 w,Zug: Zugabewasser

Beeinflussung der Frischbetontemperatur:

≈ 1,0 K bei Änderung der Zementtemperatur um 10 K
 ≈ 2,5 K bei Änderung der Wassertemperatur um 10 K
 ≈ 6,5 K bei Änderung der Zuschlagstemperatur um 10 K

A1.2 Thermische Materialkennwerte

Tabelle A1.3: Wärmeleitzahl verschiedene Baustoffe [11;34]

Baustoffe	Wärmeleitzahl [kJ/(m·K·h)]
Beton (erhärteten Zustand) [34]	4,32 - 12,6
Holz	0,504
Schaltafel	0,648
Stahl	169,2
Folie	0,252
Kies	2,124

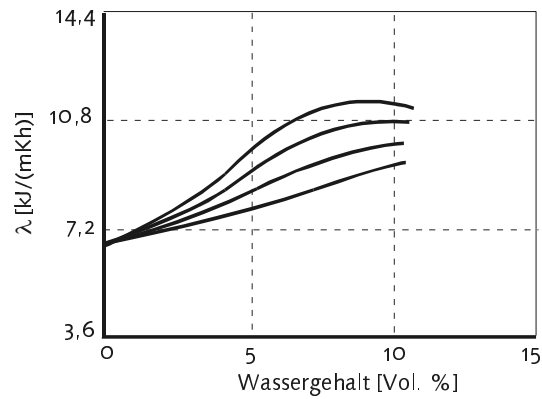


Bild A1.2: Einfluss des Wassergehaltes und der Temperatur auf Wärmeleitfähigkeit [41]

A1.3 Innere Wärme

Tabelle A1.4: Hydratationswärme der einzelnen Klinkerphasen und deren Anteile im Portlandzementklinker [3]

Klinkerphasen	Q [kJ/kg]	Anteil im PZ		
		H	M	N
Tricalciumsilikat C ₃ S	500	80	63	45
Dicalciumsilicat C ₂ S	250	32	16	0
Tricalciumaluminat C ₃ A	870*	15	11	7
Calciumaluminatferrit C ₂ (A,F)	420	14	8	4
Freies CaO CaO	1150	3	1	0,1
Freies MgO MgO	840	4,5	1,5	0,5
Hüttensand	290	-	-	-

* im Portlandzement (mit SO₃): 1340 kJ/kg

Tabelle A1.5: Reifefunktionen

Autor	Ft(T)
Arrhenius/Freiesleben/ Petersen [25]	$EXP \left[\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{273 + T_s} - \frac{1}{273 + T_i} \right) \right]$
Rastrup [33,34]	$EXP \left[\frac{(\ln 1,5)}{10} \cdot (T_i - 20) \right]$
Jonasson [142]	$EXP \left[5300 \cdot \left(\frac{30}{T_i + 10} \right)^{0,45} \cdot \left(\frac{1}{273 + T_s} - \frac{1}{273 + T_i} \right) \right]$
Saul [24]	$\frac{T_i + 10}{30}$

A1.4 Äußere Wärme

Tabelle A1.7: Wärmebilanz der Bauteilfläche

Empfangene Fläche	Gesamte Stromdichte	Kurzweilige Stromdichte
Horizontale Fläche im Himmelsrichtung	$Q_{GK} = Q_K + Q_{SL} - Q_{SK}$	$Q_{SK} = a_{SK} \cdot (S_{\beta} + H_{\alpha})$
Horizontale Fläche im Bodenrichtung		$Q_{SK} = a_{SK} \cdot (R_{\alpha})$
Vertikale Fläche in der Sonne		$Q_{SK} = a_{SK} \cdot (S_{\beta} + H_{\alpha} + R_{\alpha})$
Vertikale Fläche im Schatten		$Q_{SK} = a_{SK} \cdot (H_{\alpha} + R_{\alpha})$

Tabelle A1.8: Absorptionszahl für kurzweilige Strahlung [11]

Fläche	$a_{sk} [-]$
Schwarz, nicht metallisch	0,95
Dunkel, rau	0,75 (Schalung: 0,70)
Mittelhell, glatt	0,60 (Beton: 0,65)
Hell	0,40
Weiß	0,25

Tabelle A1.9: Emissionszahl für langweilige Strahlung [11]

Fläche	$\varepsilon_{SL} [-]$
Beton	0,88
Asphalt	0,92

Tabelle A1.10: Korrekturfaktor RHO für Strahlungsintensität der Sonne unter Berücksichtigung des jahreszeitlich schwankenden Abstandes zwischen Erde und Sonne [11]

Monate	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
RHO	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,03	1,02	1,01	1,0	0,99	0,98	0,97

Tabelle A1.11: Trübungsfaktor Tr [8]

Jahreszeit	Land	Stadt	Gebirge
Sommer	3,5	4,3	2,7
Winter	2,0	3,0	2,0
Übergangsperiode	2,5	3,7	2,0

Tabelle A1.12: Reflexionszahl der Umgebung [11]

Umgebung	r_u [-]
Sand, trocken	0,18 ... 0,30
Sand, nass	0,09 ... 0,18
Erde, trocken	0,10 ... 0,25
Erde, nass	0,09
Gras	0,25 ... 0,32
Wald	0,05 ... 0,018
Felsen	0,12 ... 0,15
Wasser	0,03
Schnee	0,8 ... 0,9
Beton	0,4

Tabelle A1.13: Parameter der Außenlufttemperatur

Monate	Statistische ermittelte Temperaturen im Zeitraum vom 1976-1984 im Ostdeutschland (98%-Quantilwerte) [128]					Temperaturdaten nach Petzold [14]	
	Amplitude	Mitteltemperatur		Zeit des Tagesmaximums und -minimums		Amplitude	Mitteltemperatur
	T_{AMPL}	$T_{MT,max}$	$T_{MT,min}$	t_{max}	t_{min}	T_{AMPL}	T_{MT}
	[K]	[°C]	[°C]	[h]	[h]	[K]	[°C]
1	10,3	2,22	-10,3	14	8	-	-
2	10,3	0,63	-3,82	14	6	-	-
3	10,3	7,26	1,89	14	6	-	-
4	10,3	13,55	4,83	15	5	7	16
5	11,4	17,81	9,10	15	5	8	21
6	11,4	20,80	15,43	15	4	8	23
7	11,4	22,85	16,57	16	4	8	24
8	11,4	20,71	17,40	15	4	8	23
9	11,4	19,05	13,04	15	6	7	20
10	10,3	12,59	5,99	14	6	-	-
11	10,3	9,41	1,61	14	7	-	-
12	10,3	3,61	-4,63	14	8	-	-

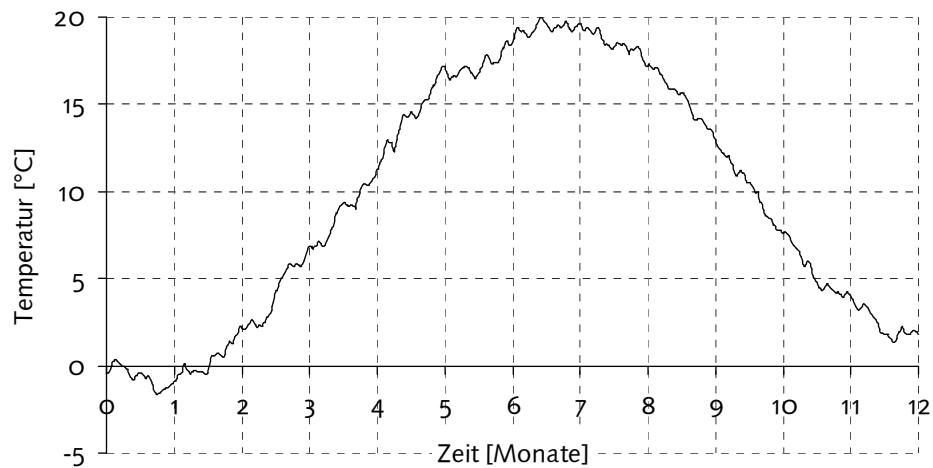


Bild A1-3: Gemittelte bodennahe Temperatur gemessen für Potsdam nach Tagesmitteln (1901 bis 1950) [14]

A2 Spannungen und Verformungen

A2.1 Wärmedehnzahl

Tabelle A2.1: Wärmedehnzahl von Zuschlagsstoffe und Zementpaste

Zuschlagstoffe	Mineralogische Zusammensetzung	Rohrdichte	Wärmedehnzahl	Quelle
	[-]	[kg/m ³]	[1/K]	[-]
Moränensand	56% Kalkstein 37% Dolomit 7% Amphibiolithe	2,72	6,4	[4]
Quarzsand	>95% Quarz	2,65	11,1	
Diabassplitt	100% Diabas	2,96	7,5	
Mainsand	20% Quarz 10% Granit	2,61	10	[3]
Mainkies	10% Kalk 60% Sandstein	2,64	10	
Basaltplitt	100% Basalt	2,92	6,5	
Wärmedehnzahl von Zementpaste bei Wassersättigung			10,8	[49]

A2.2 Druckfestigkeit

Tabelle A2.2: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung, $k_c(t_e) = f_{cm}(t_e) / f_{cm}(28d)$

Autor	Ansatz:	Bemerkungen
Byfors [24]	$k_c(t_e) = \frac{a_1 \cdot t_e^{b_1}}{1 + (a_1 / a_2) \cdot t_e^{(b_1 - b_2)}}$	$\forall w/z \leq 0,6 :$ $a_1 = 0,538 \cdot (w/z)^{-2,447} \cdot 10^{-5}$ $\forall w/z > 0,6 :$ $a_1 = [0,698 \cdot (w/z)^{-1,653} + 0,503 \cdot (w/z)] \cdot 10^{-5}$ $a_2 = 0,4152;$ $b_1 = 3,236; b_2 = 0,135$ t_e : Reifezeit $f_{cm}(t_e)$: Prismen- druckfestigkeit von 100x100x400 mm (\approx Zylinderfestigkeit)
Hamfler [6]	$k_c(t_e) = b \cdot \frac{\frac{\alpha(t_e)}{\alpha(28d)} - a}{1 - a}$	$a = \alpha_o / \alpha_{28d} = 0,15 \dots 0,17$ $\forall w/z = 0,4 \dots 0,58$ $b = 1: \quad \forall \alpha \geq 0,25$ $b < 1: \quad \forall \alpha < 0,25$
De Schutter / Taerwe [74]	$f_{wm}(\alpha) = f_{wm}(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_o}{1 - \alpha_o} \right)^c$	$c, \alpha_o, f_{wm}(\alpha = 1)$ Siehe: Tab. A2.5

Tabelle A2.2: Ansätze zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung (Fortsetzung)

Autor	Ansatz:	Bemerkungen
<i>Gutsch [59]</i>	$f_{wm}(\alpha) = f_{wm}(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_o}{1 - \alpha_o} \right)^{3/2}$	PZ-Beton: $\alpha_o = 0,175$ (5%) $= 0,20$ (50%) $= 0,224$ (95%) $f_{wm}(\alpha = 1) = 46,63$ (5%) $= 47,89$ (50%) $= 49,15$ (95%) HOZ-Beton: $\alpha_o = 0,327 \dots 0,411$ $f_{wm}(\alpha = 1) =$ $47,39 \dots 78,01 \text{ N/mm}^2$
<i>CEB-FIB-MC90 [55]</i>	$k_c(t_e) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_e / t_1} \right)^{0,5} \right] \right\}$	$t_1 = 1 \text{ d}$ $s = 0,20$: sehr schneller erhärtende Zement $s = 0,25$: Normal und schnell erhärtende Zement $s = 0,38$: Langsam erhärtende Zement
<i>Carino [76,81]</i>	$f_{cm}(t_e = \infty) \cdot \frac{k_T \cdot (t_e - t_{e0})}{1 + k_T \cdot (t_e - t_{e0})}$	$k_T = A \cdot \exp[-E/(T + 273)]$ $k_T, t_{e0}, f_{cc}(t_e = \infty)$: siehe: Tab. A2.4
<i>Wesche [82]</i>	$k_c(t_e) = a \cdot \exp \left[c \cdot \frac{w}{z} \cdot t_e^d \right]$	Siehe: Tab. A2.3

Tabelle A2.3: Koeffizienten nach *Wesche [82]*

Zementart	a			c
	w/z			
	0,35	0,55	0,75	
CEM I 52,5 R CEM I 42,5 R	1,10	1,15	1,20	-1,50
CEM I 32,5 R	1,20	1,30	1,40	-2,80
CEM III 32,5	1,30	1,50	1,70	-4,40

Tabelle A2.4: Parameter der Druckfestigkeitsentwicklung für unterschiedliche Betonzusammensetzung nach Carino [76, 81]

Zement	w/z = 0,45				w/z = 0,60			
	Bezugs- tempe- ratur	$f_{cm}(t_e = \infty)$	k_T	t_{oe}	Bezugs- tempe- ratur	$f_{cm}(t_e = \infty)$	k_T	t_{oe}
	°C	MPa	1/d	d	°C	MPa	1/d	d
CEM I	10,0	57,9	0,202	0,80	10,0	31,0	0,212	0,95
	21,5	44,1	0,401	0,10	22,0	29,0	0,336	0,22
	40,5	31,7	2,673	0,21	40,5	24,8	1,482	0,10
CEM II	10,0	53,8	0,205	0,95	9,50	46,9	0,153	0,87
	22,5	46,2	0,351	0,37	22,5	30,3	0,287	0,28
	40,5	40,7	1,641	0,16	40,5	27,6	0,911	0,21
CEM III	10,0	57,2	0,523	0,64	10,0	37,2	0,508	0,74
	21,0	44,8	0,844	0,28	21,5	31,7	0,832	0,28
	42,0	38,6	3,313	0,14	41,5	24,1	3,204	0,18
CEM I + 20% Flugasche	10,0	52,4	0,231	0,91	10,5	37,9	0,176	0,89
	21,5	49,7	0,623	0,45	20,5	33,1	0,291	0,26
	41,0	42,1	0,868	0,07	41,0	31,0	0,642	0,10
CEM I + 50% Schlacke	10,0	66,2	0,131	1,07	10,0	55,9	0,057	0,99
	20,5	64,1	0,194	0,38	21,0	53,1	0,113	0,41
	43,0	50,3	0,868	0,22	41,5	33,8	0,599	0,19
CEM I + Beschleu- niger	10,0	62,1	0,381	0,75	10,0	38,6	0,249	0,86
	20,5	53,1	0,659	0,20	20,5	35,6	0,397	0,29
	43,0	43,4	2,689	0,16	41,5	28,3	2,004	0,20
CEM I + Verzögerer	10,0	59,3	0,206	2,18	10,0	60,7	0,153	1,82
	20,5	56,6	0,367	1,12	21,5	53,8	0,286	0,97
	42,5	52,4	1,117	0,41	42,5	37,9	0,835	0,31

Tabelle A2.5: Parameter der Druckfestigkeitsentwicklung nach De Schutter/Taerwe [74]

Zement	$f_{wm}(\alpha = 1)$	α_0	c
	[N/mm ²]	[-]	[-]
CEM I 52,5	50	0,25	0,84
CEM III/B 32,5	32,5	0,29	1,40
CEM III/C 32,5	30	0,29	0,94

Tabelle A2.6: Verhältnis zwischen den charakteristischen Werten der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit nach CEB-FIB-MC90 [55]

Druckfestigkeit	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
f_{ck} -Zylinder	12	20	30	40	50	60	70	80
f_{wk} -Würfel	15	25	37	50	60	70	80	90
f_{wk}/f_{ck}	1,25	1,25	1,23	1,25	1,20	1,17	1,14	1,13

A2.3 Zugfestigkeit

Tabelle A2.7 Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeitsentwicklung

Autor	Ansatz	Bemerkungen
Byfors [24]	$f_{cm}(t_e) \leq 20 \text{ N/mm}^2$: $f_{ctm}(t_e) = 0,115 \cdot f_{cc}(t_e) - 0,022$ $f_{cm}(t_e) \leq 20 \text{ N/mm}^2$: $f_{ctm}(t_e) = 0,105 \cdot (f_{cc}(t_e) - 20)^{0,839} + 2,28$	$f_{cm}(t_e)$: Prismen- druckfestigkeit von 100x100x400 mm (\approx Zylinderfestigkeit)
De Schutter/ Taerwe [74] Laube [21] Gutsch [59]	$f_{ctm}(\alpha) = f_{ctm}(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_o}{1 - \alpha_o} \right)^c$	De Schutter/Taerwe [74]: f_{ctm} : Zylinderzugfestigkeit Probekörper: 12x30 cm $f_{ct}(\alpha = 1) = 1,9 \dots 2,8 \text{ N/mm}^2$ $c = 0,48 \dots 0,78$ Gutsch [59]: (CEM I) Zylinderfestigkeit Probekörper: 8x16 cm $f_{ct}(\alpha = 1) = 2,93 \text{ (5\%)}$ $= 3,00 \text{ (50\%)}$ $= 3,08 \text{ (95\%)}$ $c = 1$ $\alpha < \alpha_o$: siehe Tab. A2.10
Gardner [89] Hell- mann [85]	$f_{ctm,sp}(t_e) = c \cdot (f_{cm}(t_e))^{2/3}$	Gardner [89] Zylinderfestigkeit $c = 0,33$ Heilmann [85] A: siehe Tabelle A2.4
CEB/FIB- MC90 [63]	$f_{ctm}(t_e) = f_{ctm}(28d) \cdot [k_c(t_e)]^{0,5}$ $f_{ct}(28d) = f_{ctk,max/min/m} \cdot \left(\frac{f_{ck}(28d)}{f_{cc,ko}} \right)^{2/3}$	Zylinderfestigkeit $f_{cc,ko} = 10 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk,max} = 1,85 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk,min} = 0,95 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk,m} = 1,40 \text{ N/mm}^2$

Tabelle A2.8: Parameter der Zugfestigkeitsentwicklung nach De Schutter/Taerwe [74]

Zement	$f_{wm}(\alpha = 1)$	$f_{wtm}(\alpha = 1)$	α_o	c
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]
CEM I 52,5	50	2,8	0,25	0,46
CEM III/B 32,5	32,5	2,1	0,29	0,88
CEM III/C 32,5	30	1,9	0,29	0,78

Zusammenhang zwischen axialen Zugfestigkeit f_{ctm} , Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ und Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$,

- $f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$
- $f_{ctm} = f_{ct,fl} \frac{1,5 \cdot (h_b / h_o)^{0,7}}{1 + 1,5 \cdot (h_b / h_o)^{0,7}}$
mit h_b : Balkenhöhe
 $h_o = 100 \text{ mm}$

A2.4 Elastizitätsmodul

Tabelle A2.9: Ansätze zur Beschreibung der Elastizitätsmodulentwicklung

Autor	Ansatz	Bemerkungen
Byfors [24]	$E_{ci}(t_e) = \frac{9930 \cdot (f_{cm}(t_e))^{2,657}}{1 + 1,37 \cdot (f_{cm}(t_e))^{2,204}}$	f_{cm} : Prismen- druckfestigkeit von 100x100x400 mm (\approx Zylinderfestigkeit)
De Schutter/ Taerwe [74] Laube [21] Gutsch [59]	$E_c(\alpha) = E_c(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_o}{1 - \alpha_o} \right)^c$	De Schutter/Taerwe [74]: E_{ci} : Druck-E-Modul Probekörper: 15x15x30 cm $E_{ci}(\alpha = 1) = 37000 \text{ N/mm}^2$ $c = 0,26 \dots 0,43$ Gutsch [59]: (CEM I) E_{ci} : Zug-E-Modul Probekörper: 8x16 cm $c = 1/2$ $\alpha < \alpha_o$: siehe Tab. A2.10
CEB/FIB-MC90 [63]	$E_{ci}(t_e) = E_{ci}(28d) \cdot [k_{cm}(t_e)]^{0,5}$	
Umehara et al [96]	$E_{ci}(t_e) = \beta(t_e) \cdot 4,79 \cdot 10^3 \cdot (f_{cm}(t_e))^{0,5}$	$\beta(t_e) = 0,73 : t_e \leq 3d$ $\beta(t_e) = 0,87 :$ $3d < t_e \leq 4d$ $\beta(t_e) = 1 : t_e > 4d$

Tabelle A2.10: Übergang von der flüssigen in die feste Phase nach *Gutsch* [59]

Kenngröße		PZ-Beton	HOZ-Beton
$\alpha_1 (\approx \alpha_0)$	[-]	0,022...0,063	0,21...0,25
$f_{ct}(\alpha_1)$	[N/mm ²]	0,11...0,14	0,20...0,25
$E_{ci}(\alpha_1)$	[N/mm ²]	3300...4400	5050...10000

A2.5 Querdehnzahl

Tabelle A2.11: Querdehnzahl des jungen Betons

Autor	Ansatz
<i>Byfors</i> [24]	$f_{cm} \leq 1 \text{ N/mm}^2: \quad v = 0,148 \cdot f_{cm}(t_e)^{-0,486}$ $f_{cm} > 1 \text{ N/mm}^2: \quad v = 0,128 \cdot f_{cm}(t_e)^{0,192}$
<i>De Schutter/ Taerwe</i> [74]	$v = 0,18 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \alpha}{2}\right) + 0,5 \cdot e^{-10 \cdot \alpha}$

A2.6 Behinderungsgrad

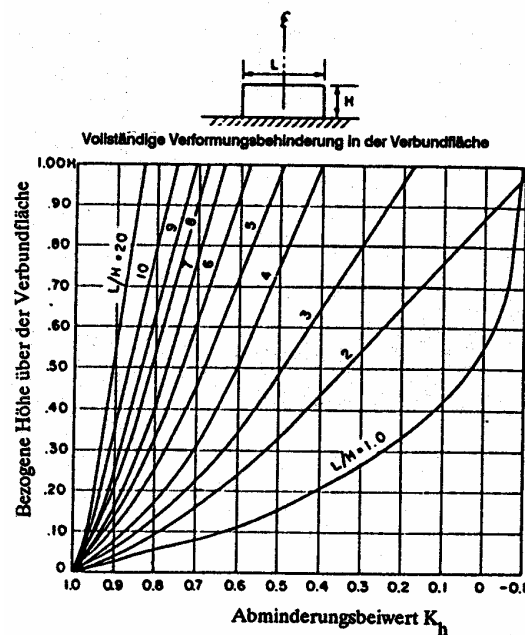


Bild A2.1: Abminderungsbeiwert K_h für den Grad der Verformungsbehinderung abhängig vom Verhältnis L:H [117]

A3 Kenndaten der verwendeten Betone

A3.1 Beton nach Planer

Tabelle A3.1: Betonzusammensetzung [4]

Zementart	Zementmenge	W/Z	Zuschlag	Frischbeton-temperatur	Würfeldruckfestigkeit (28d)
	[kg/m³]	[-]		[°C]	
CEMI 32,5R	340	0,5	Moränesand/-kies	12, 20, 30°C	51

A3.2 Beton nach Madaleno/Naupold

Tabelle A3.2: Gemessene Druckfestigkeit nach Madaleno/Naupold [126] für Betone nach Tabelle 2.3

Zeit	Druckfestigkeit f_{cw15} [N/mm²]					
	B1	B2	B3	B4	B5	B6
1d	3,87	16,90	20,37	35,9	27,07	23,07
3d	15,20	28,3	34,3	52,4	42,63	37,67
7d	24,1	36,43	41,73	53,13	47,73	43,7
28d	40,63			69,73	59,00	55,23

A4 Hochofenfundament: Einfluss der Betonzusammensetzung

A4.1 Beton mit Portlandzement CEMI 32R

A4.1.1 Innere Wärme

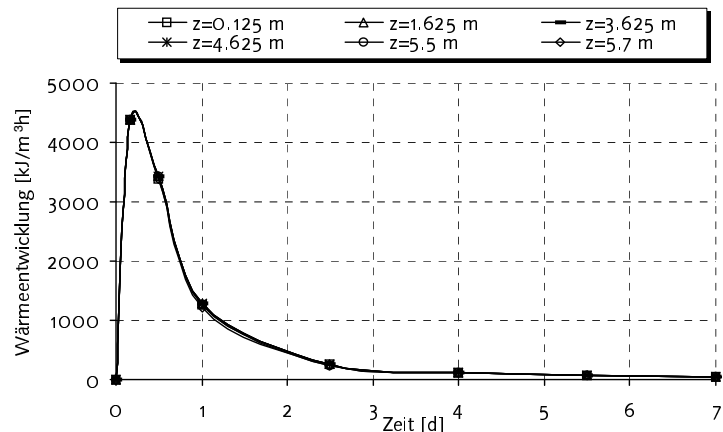


Bild A4.1: Hydratationswärmeentwicklung

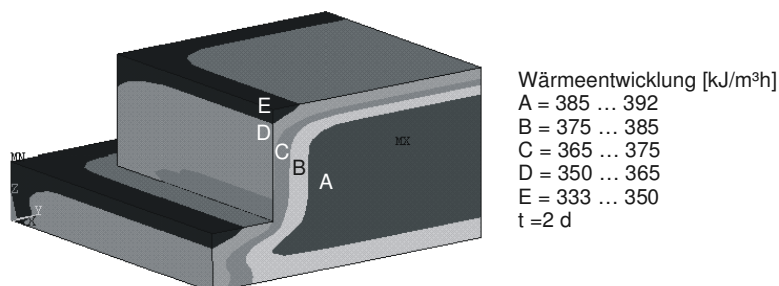


Bild A4.2: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

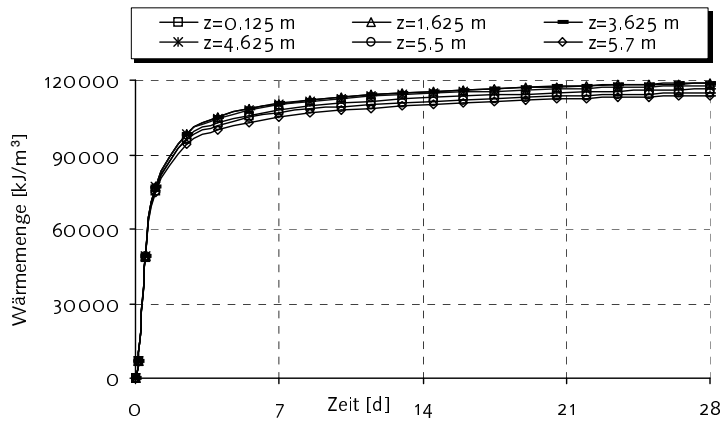


Bild A4.3: Hydratationswärmemenge

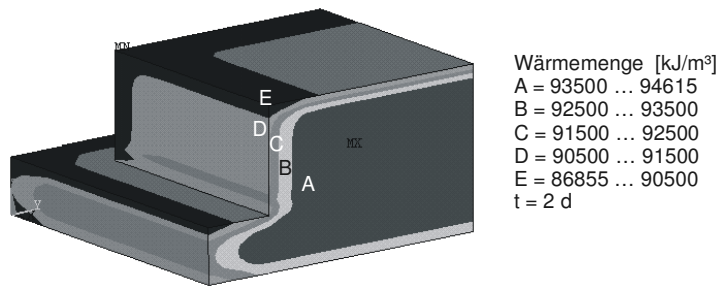


Bild A4.4: Hydratationswärmemenge bei t=2d

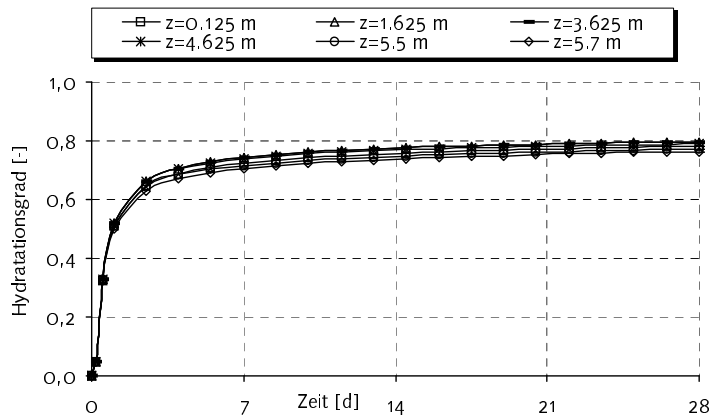


Bild A4.5: Hydratationsgrad

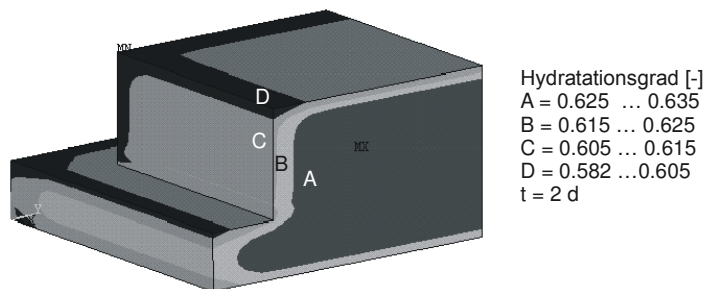


Bild A4.6: Hydratationsgrad bei t=2d

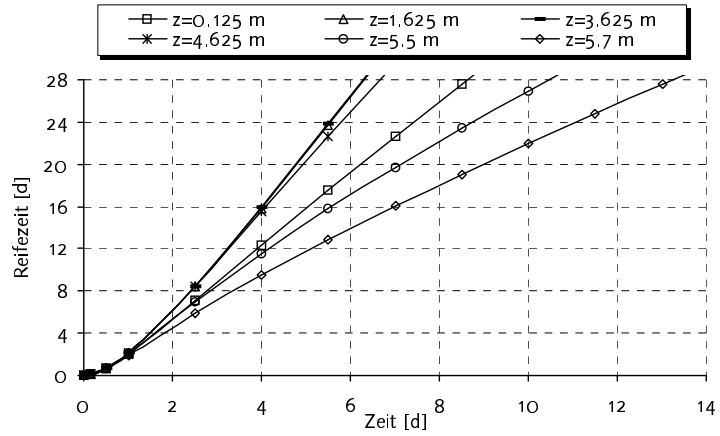


Bild A4.7: Reifezeit

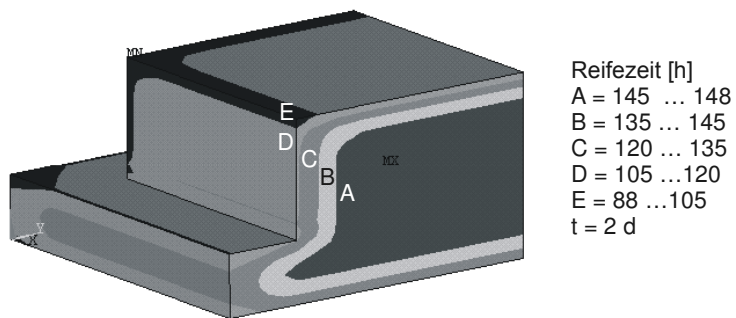


Bild A4.8: Reifezeit bei t=2d

A4.1.2 Temperatur

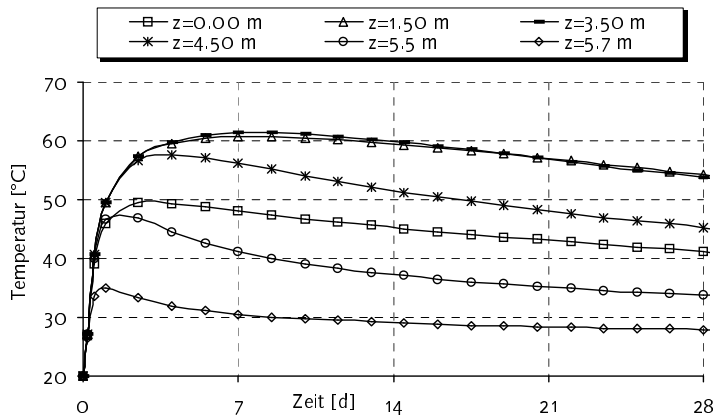


Bild A4.9: Temperaturentwicklung

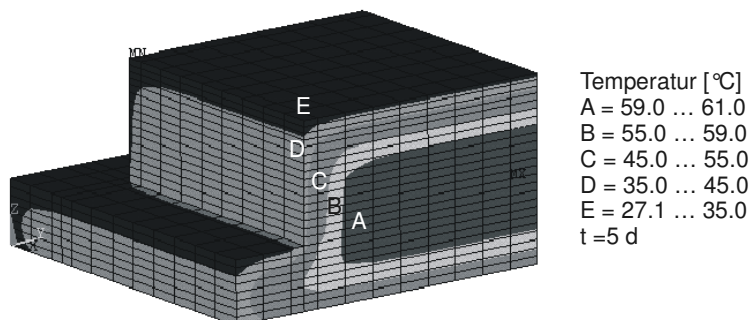


Bild A4.10: Temperaturverteilung bei t=5d

A4.1.3 Festigkeitskennwerte

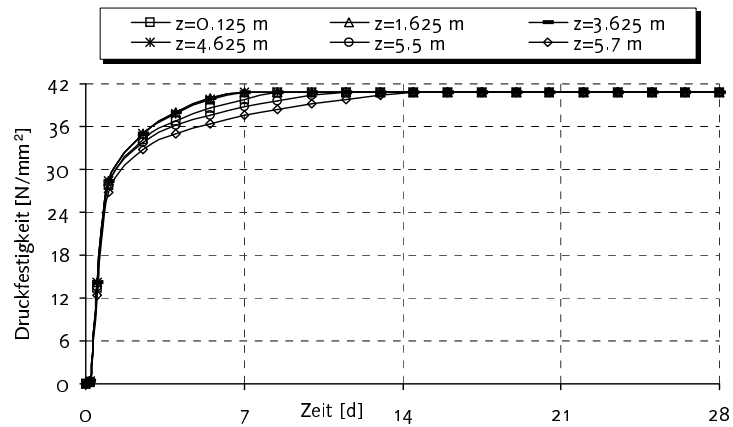


Bild A4.11: Druckfestigkeitsentwicklung

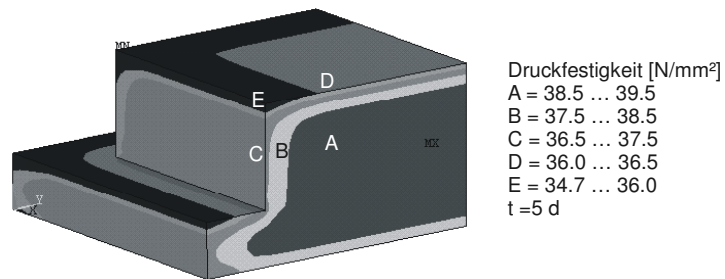


Bild A4.12: Druckfestigkeit bei t=5d

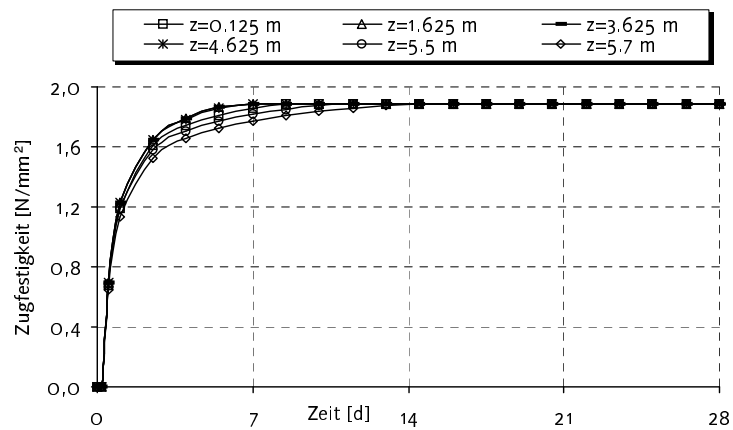


Bild A4.13: Zugfestigkeitsentwicklung

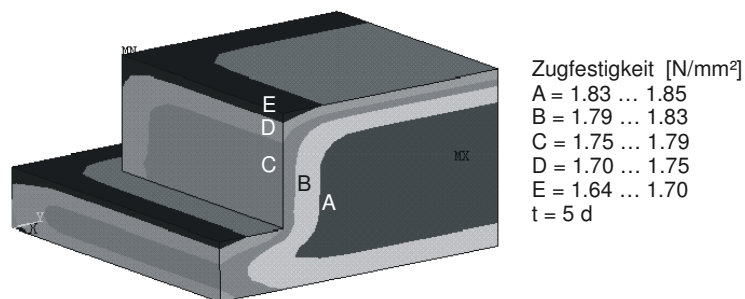


Bild A4.14: Zugfestigkeit bei t=5d

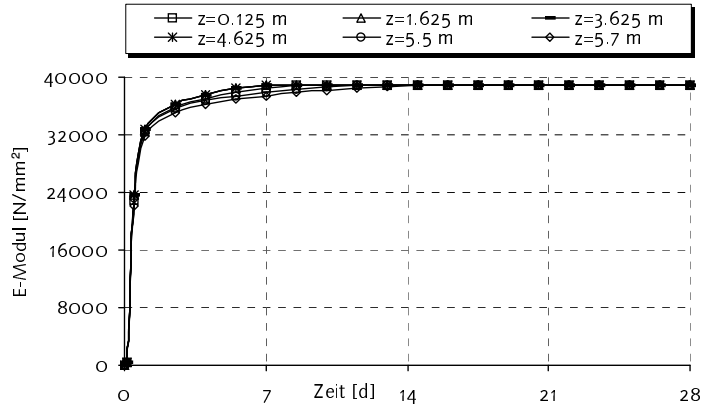


Bild A4.15: E-Modulentwicklung

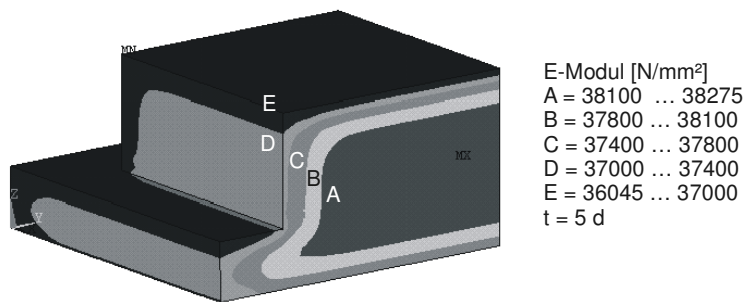


Bild A4.16: E-Modul bei t=5d

A4.1.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

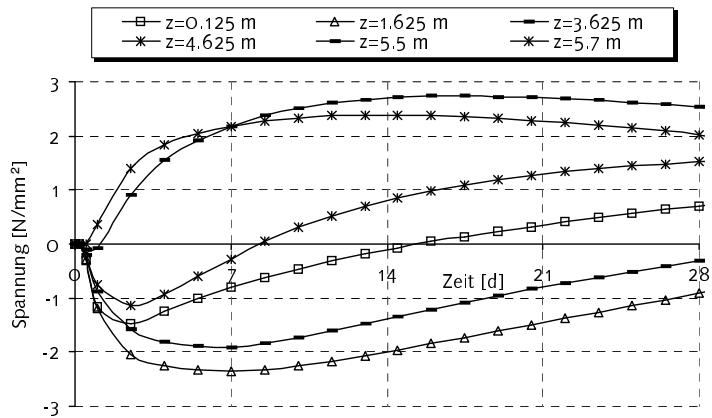


Bild A4.17: Spannungsentwicklung

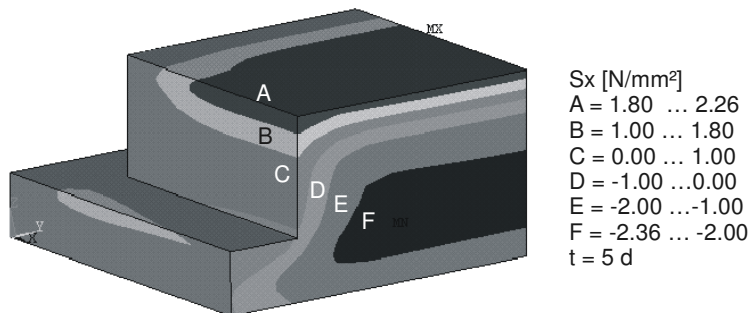


Bild A4.18: Spannung σ_x bei t=5d

A4.2 Beton mit Portlandzement CEMI 32R + Flugasche

A4.2.1 Innere Wärme

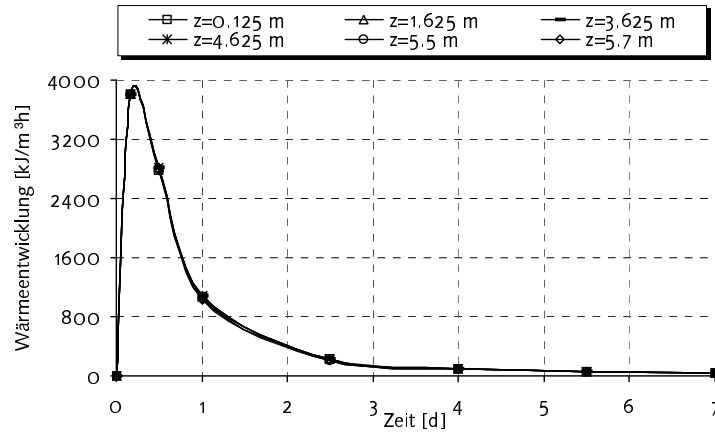


Bild A4.19: Hydratationswärmeentwicklung

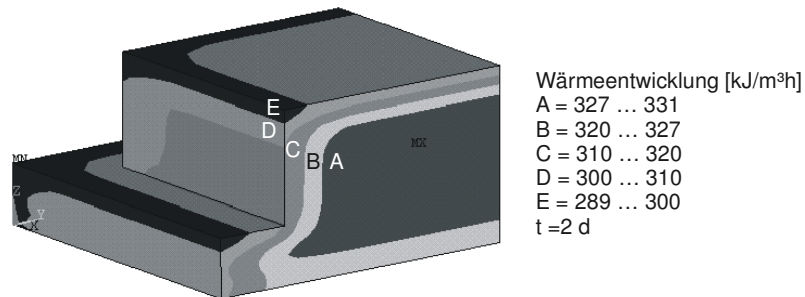


Bild A4.20: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

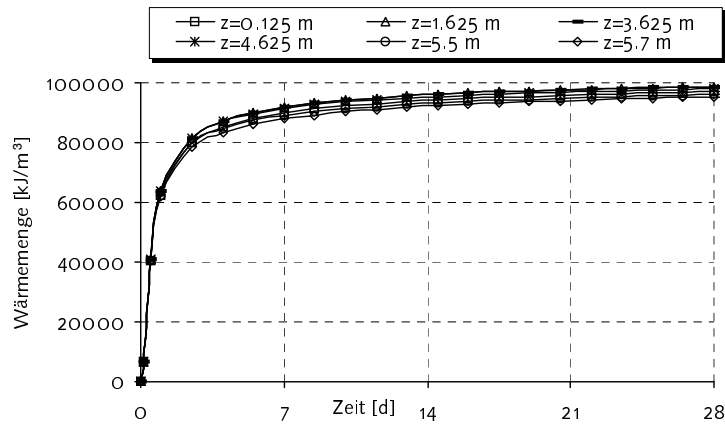


Bild A4.21: Hydratationswärmemenge

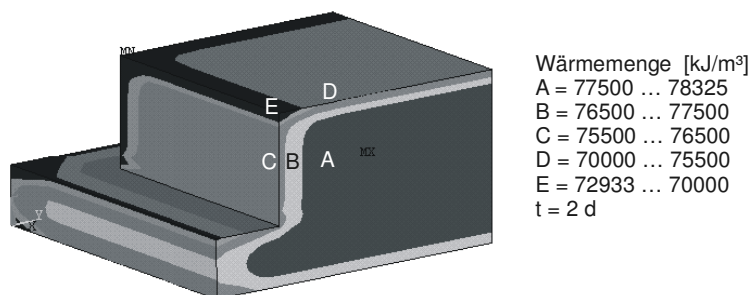


Bild A4.22: Hydratationswärmemenge bei t=2d

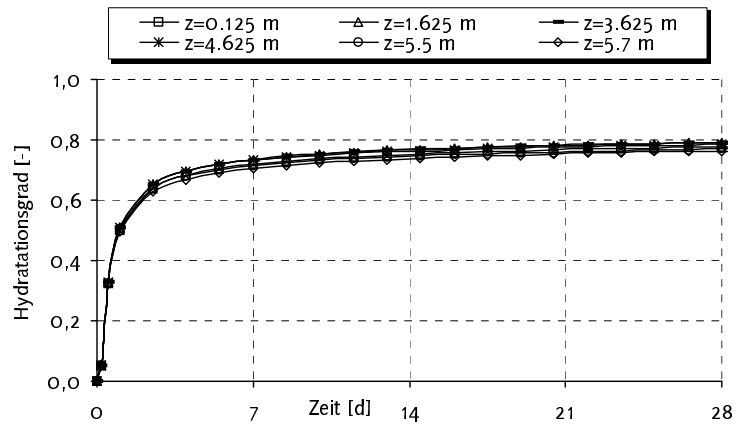


Bild A4.23: Hydratationsgrad

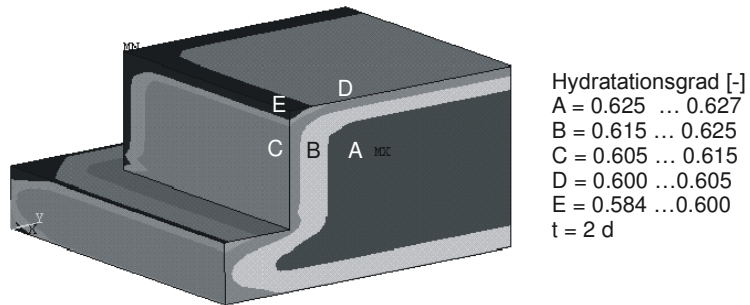


Bild A4.24: Hydratationsgrad bei t=2d

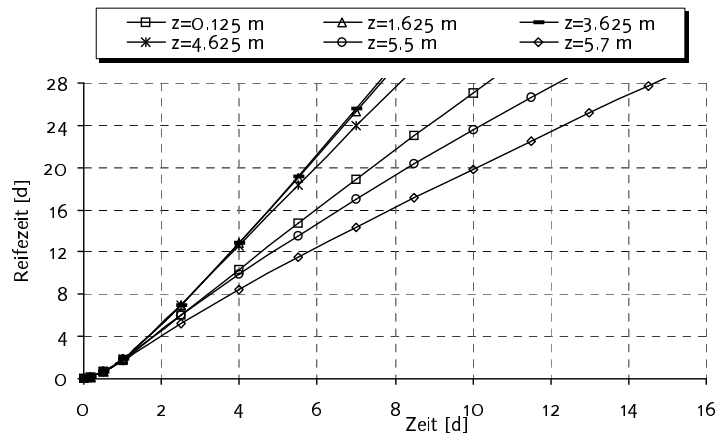


Bild A4.25: Reifezeit

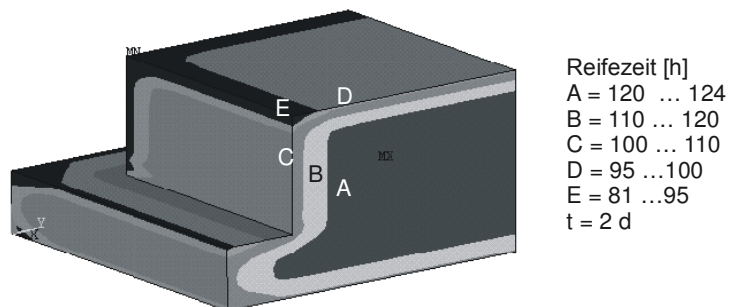


Bild A4.26: Reifezeit bei t=2d

A4.2.2 Temperatur

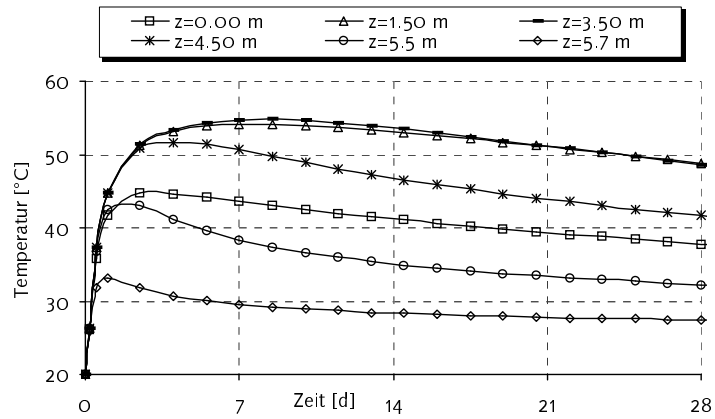


Bild A4.27: Temperaturentwicklung

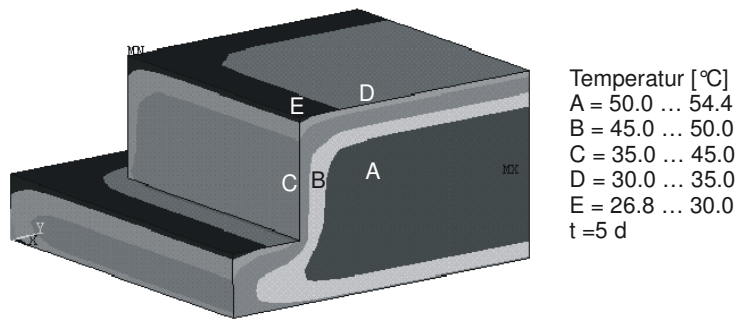


Bild A4.28 Temperaturverteilung bei t=5d

A4.2.3 Festigkeitskennwerte

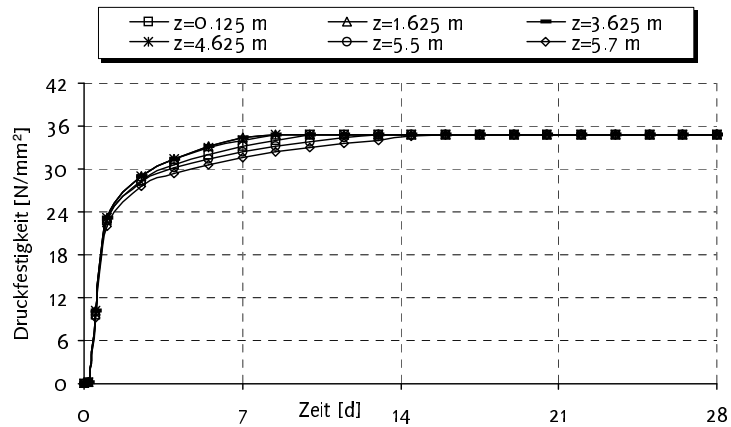


Bild A4.29 Druckfestigkeitsentwicklung

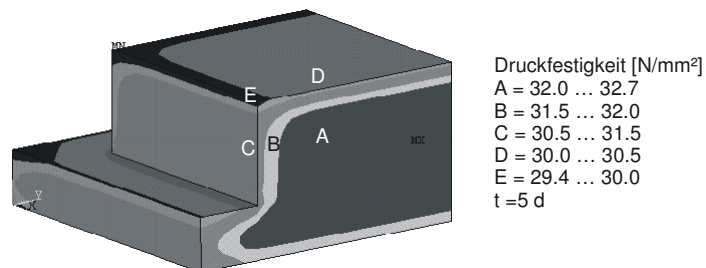


Bild A4.30 Druckfestigkeit bei t=5d

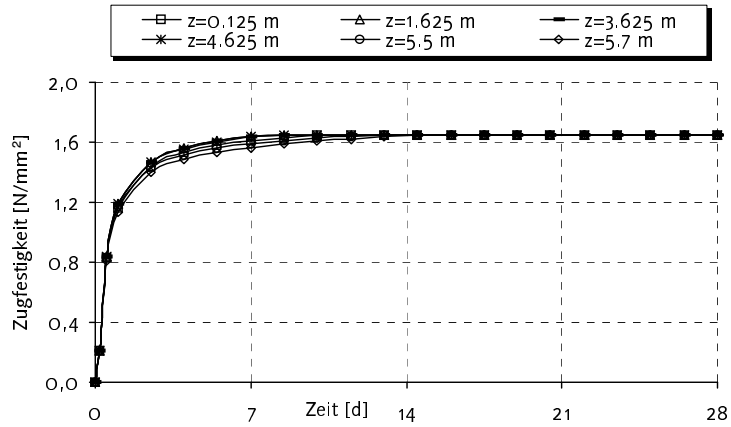


Bild A4.31 Zugfestigkeitsentwicklung

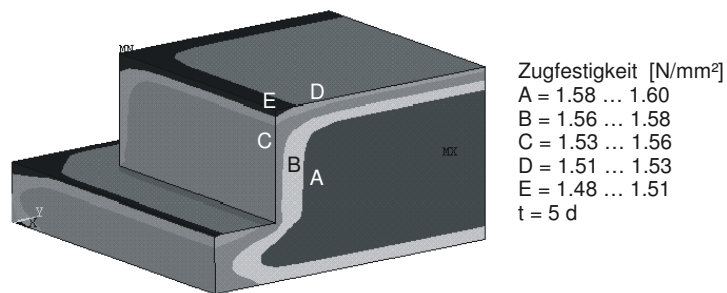


Bild A4.32 Zugfestigkeit bei t=5d

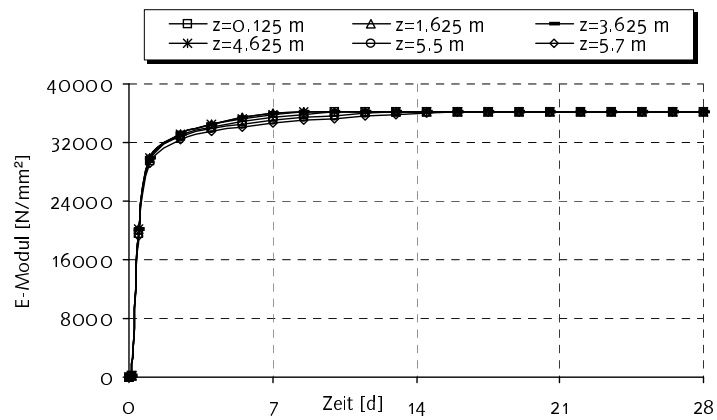


Bild A4.33: E-Modulentwicklung

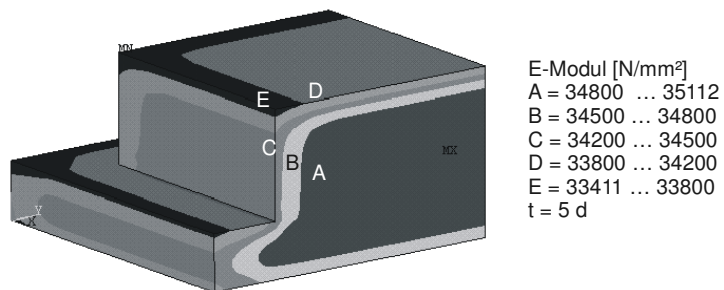


Bild A4.34: E-Modul bei t=5d

A4.2.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

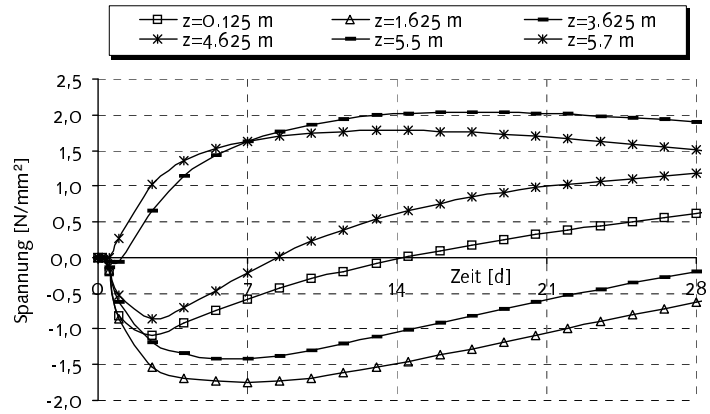


Bild A4.35: Spannungsentwicklung

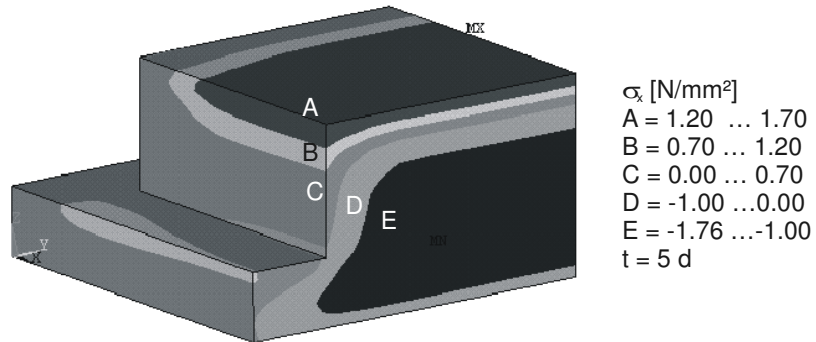


Bild A4.36: Spannung σ_x bei t=5d

A4.3 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (20°C-Beton)

A4.3.1 Innere Wärme

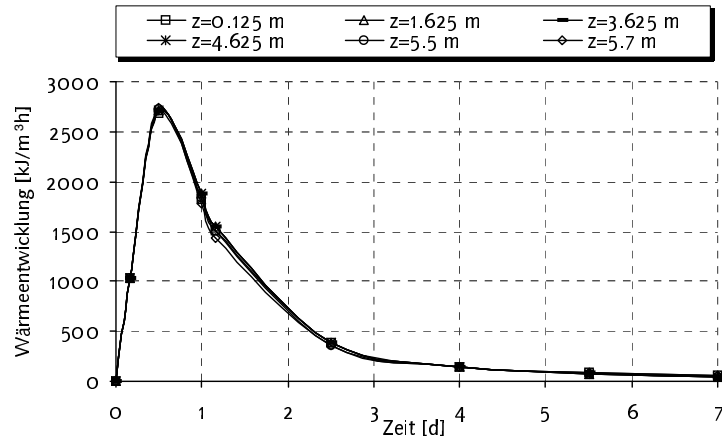


Bild A4.37: Hydratationswärmeentwicklung

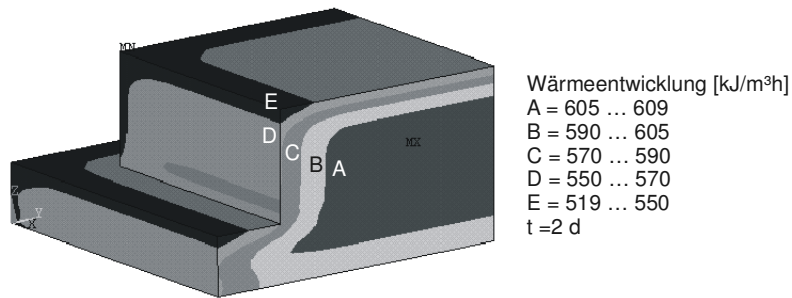


Bild A4.38: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

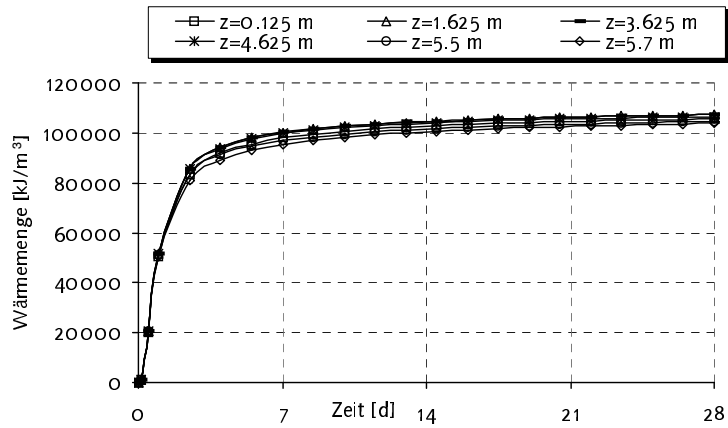


Bild A4.39: Hydratationswärmemenge

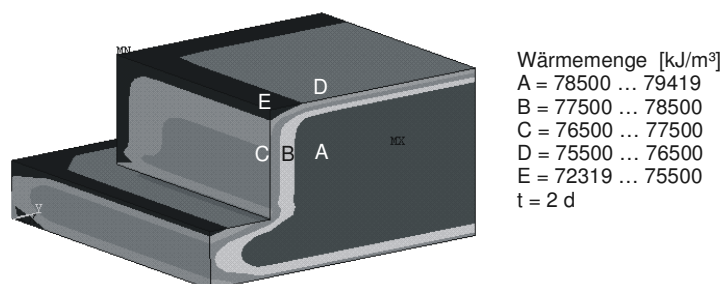


Bild A4.40: Hydratationswärmemenge bei t=2d

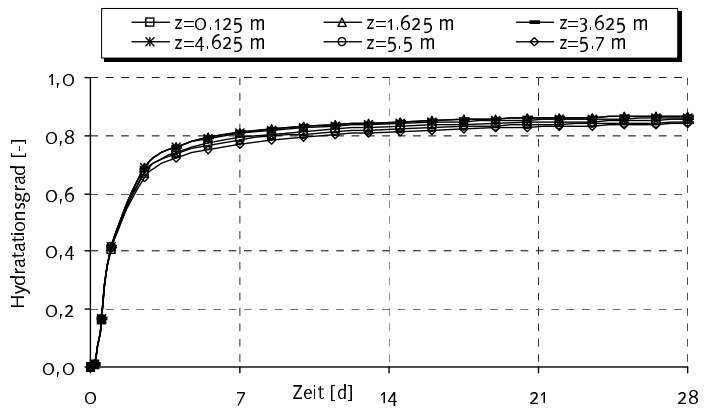


Bild A4.41: Hydrationsgrad

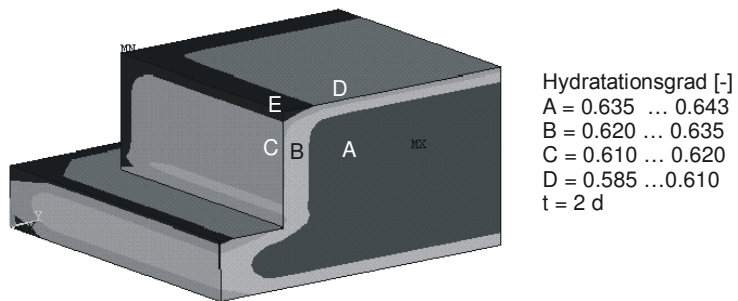


Bild A4.42: Hydrationsgrad bei t=2d

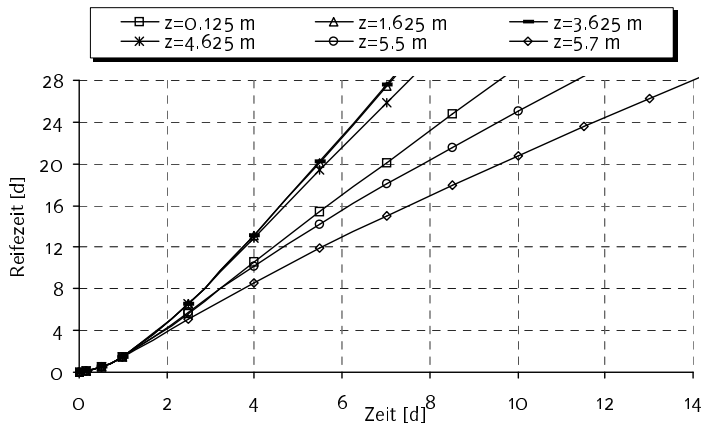


Bild A4.43: Reifezeit

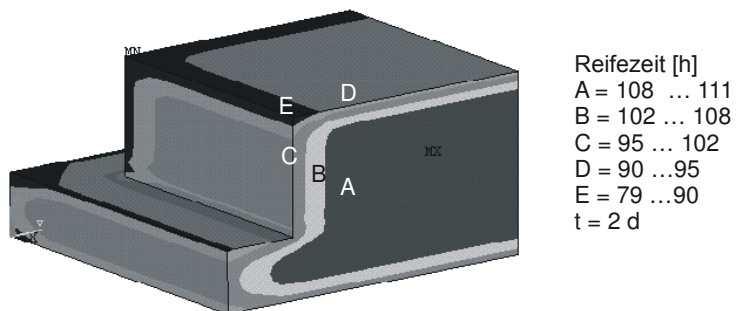


Bild A4.44: Reifezeit bei t=2d

A4.3.2 Temperatur

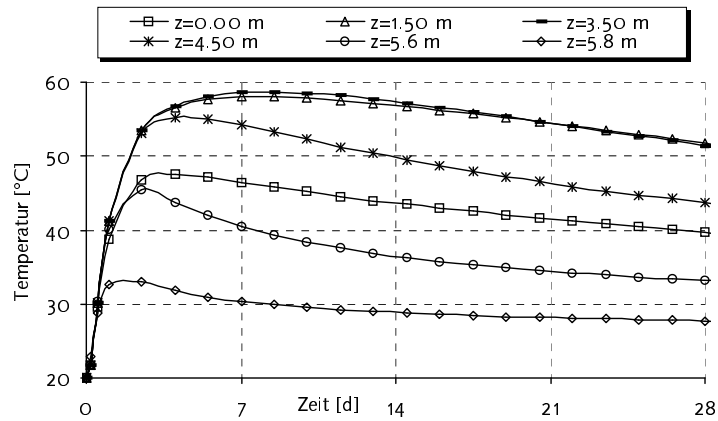


Bild A4.45: Temperaturentwicklung

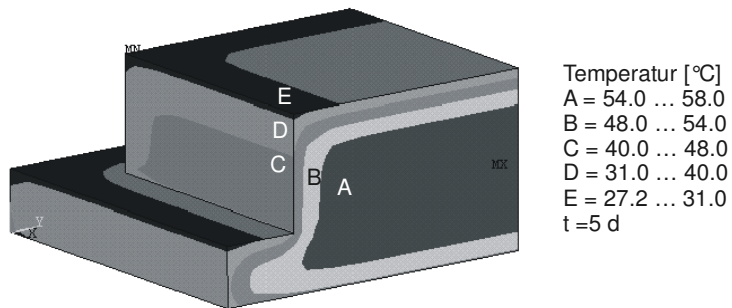


Bild A4.46: Temperaturverteilung bei t=5d

A4.3.3 Festigkeitskennwerte

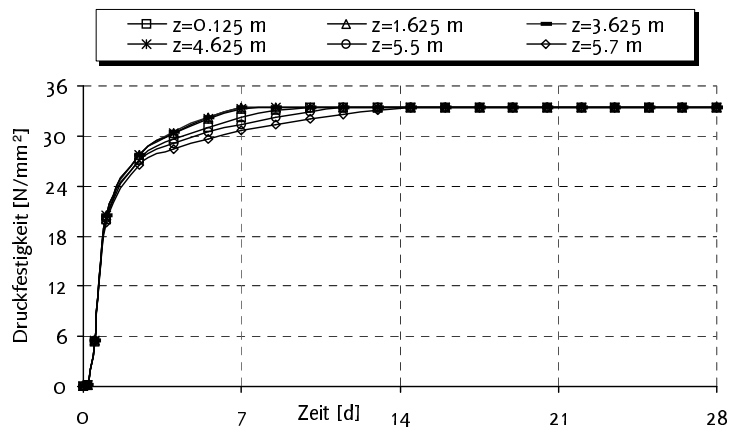


Bild A4.47: Druckfestigkeitsentwicklung

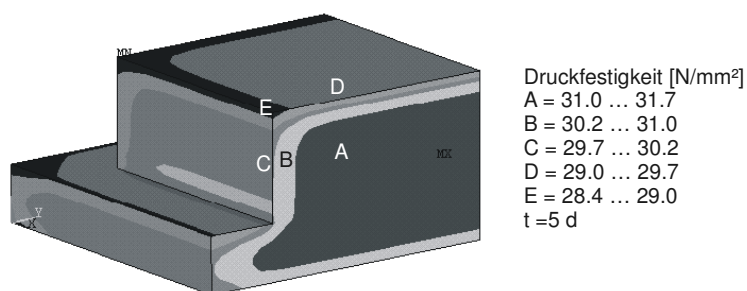


Bild A4.48: Druckfestigkeit bei t=5d

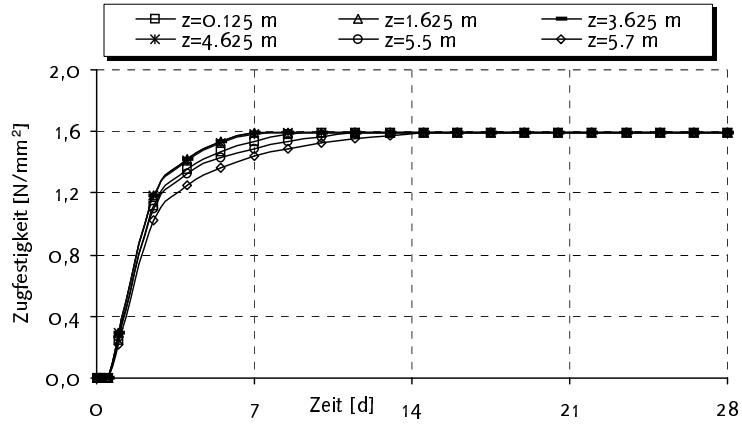


Bild A4.49: Zugfestigkeitsentwicklung

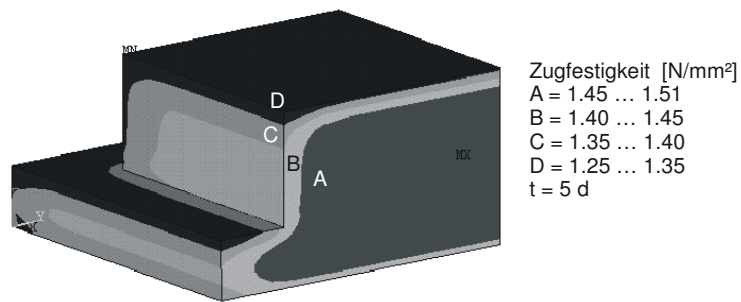


Bild A4.50: Zugfestigkeit bei t=5d

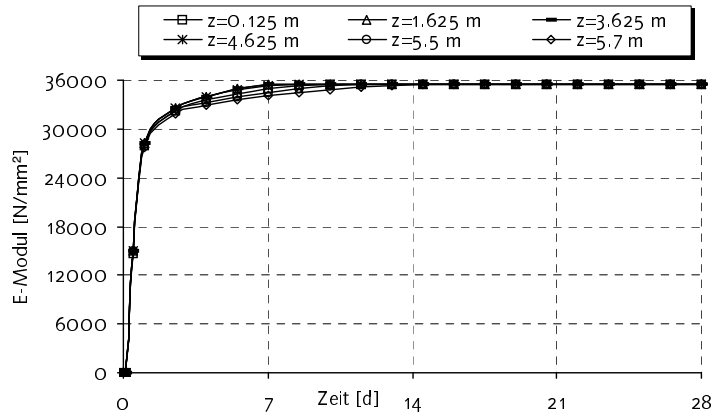


Bild A4.51: E-Modulentwicklung

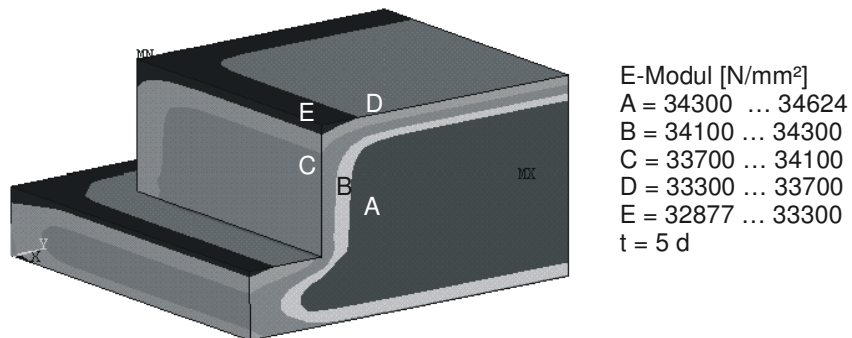


Bild A4.52: E-Modul bei t=5d

A4.3.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

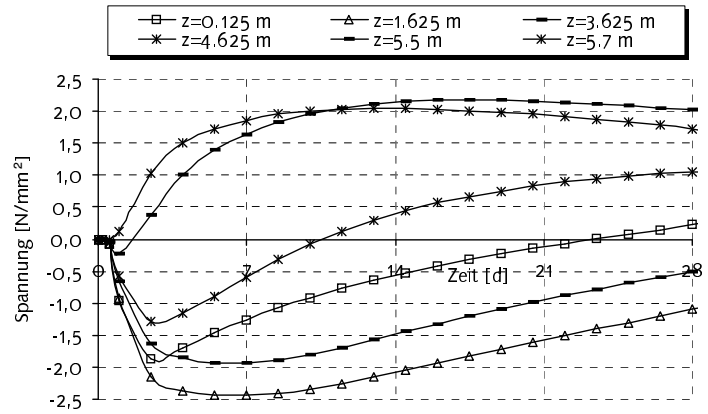


Bild A4.53: Spannungsentwicklung

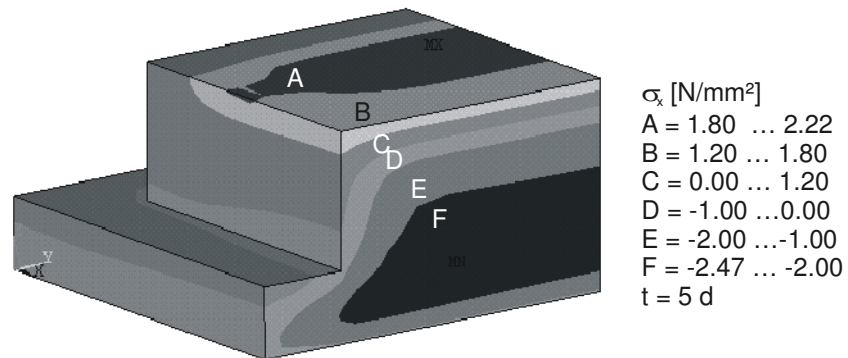


Bild A4.54: Spannung σ_x bei t=5d

A5 Hochofenfundament: Einfluss der Frischbetonanfangstemperatur
A5.1 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (13°C-Beton)
A5.1.1 Innere Wärme

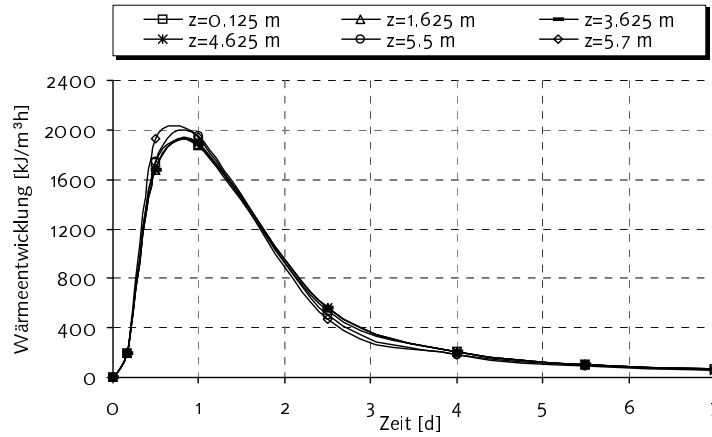


Bild A5.1: Hydratationswärmeentwicklung

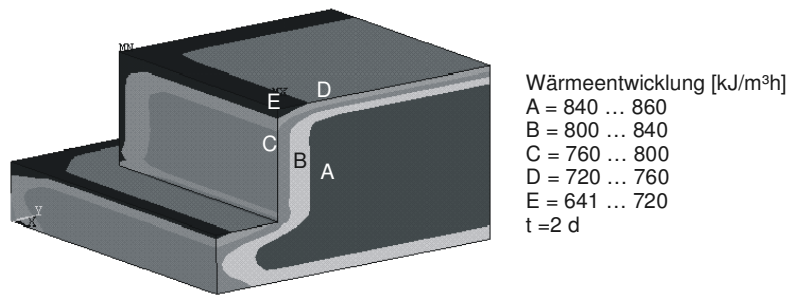


Bild A5.2: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

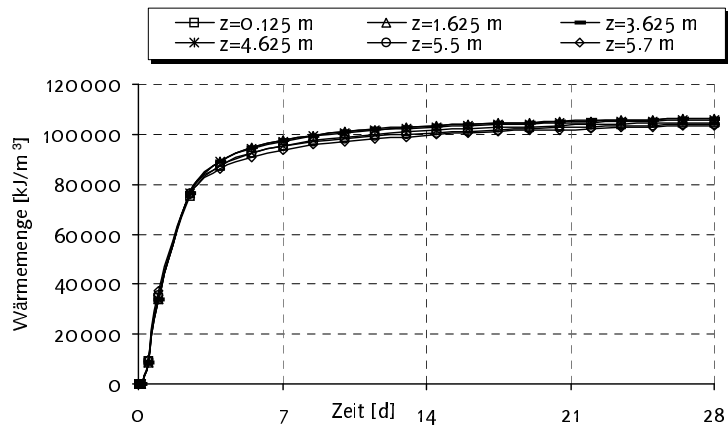


Bild A5.3: Hydratationswärmemenge

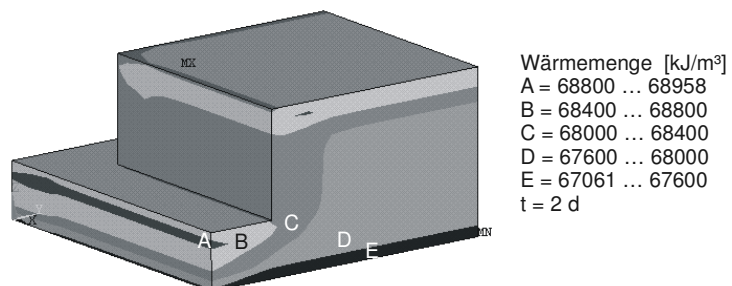


Bild A5.4: Hydratationswärmemenge bei t=2d

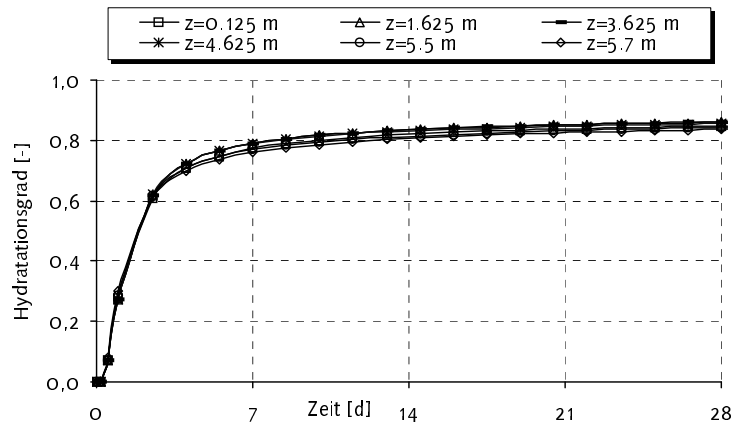


Bild A5.5: Hydratationsgrad

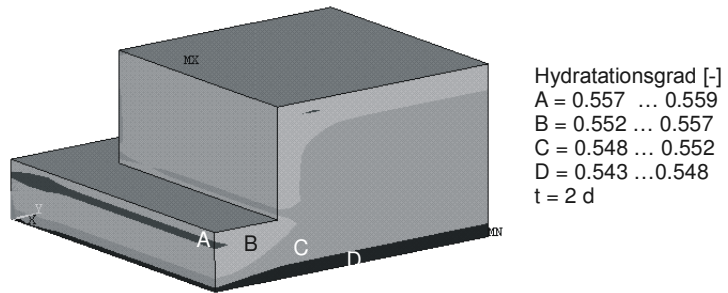


Bild A5.6: Hydratationsgrad bei t=2d

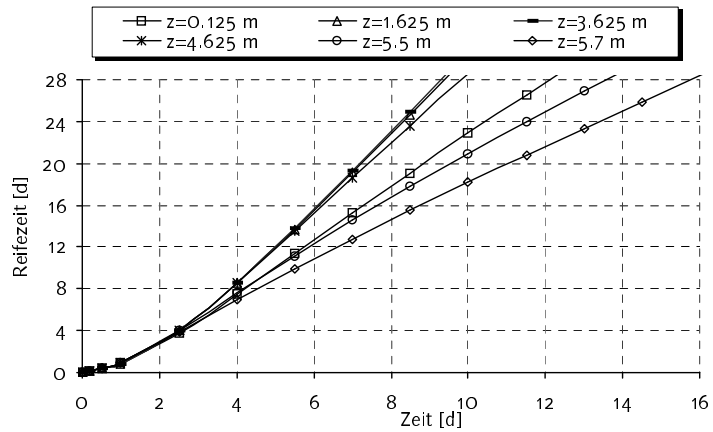


Bild A5.7: Reifezeit

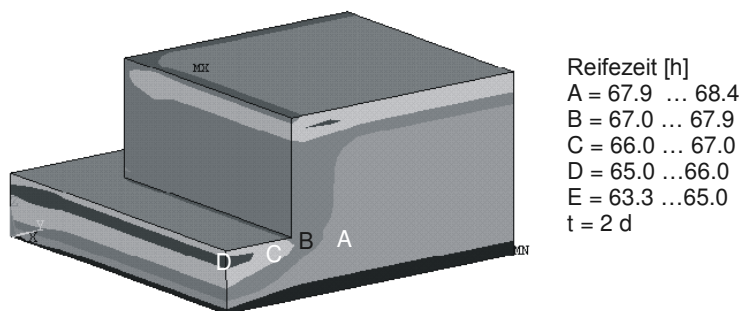


Bild A5.8: Reifezeit bei t=2d

A5.1.2 Temperatur

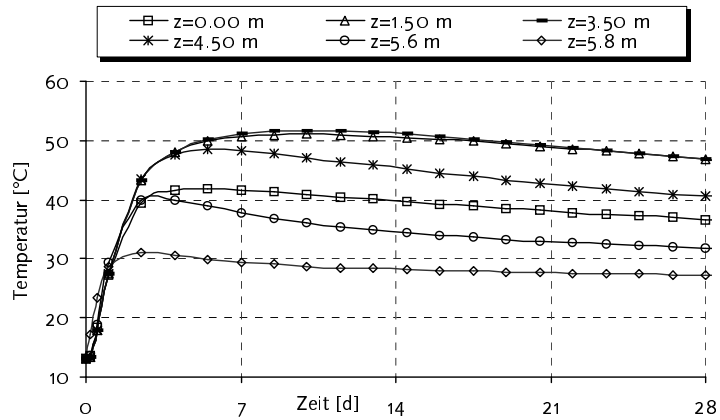


Bild A5.9: Temperaturentwicklung

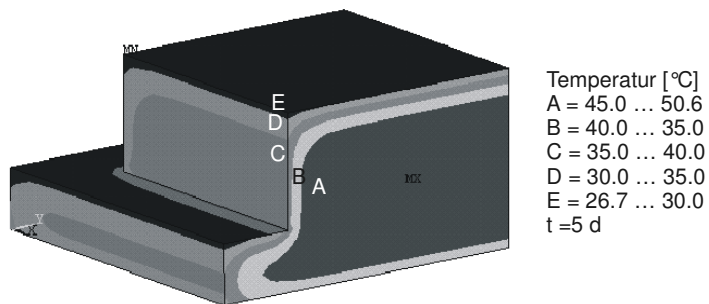


Bild A5.10: Temperaturverteilung bei t=5d

A5.1.3 Festigkeitskennwerte

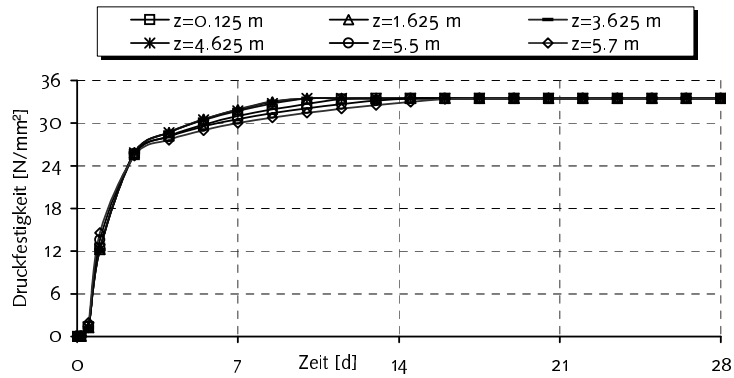


Bild A5.11: Druckfestigkeitsentwicklung

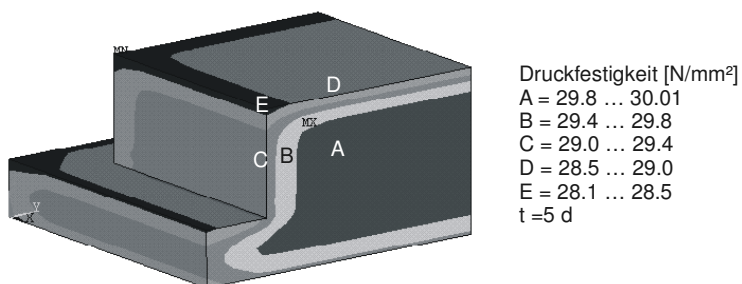


Bild A5.12: Druckfestigkeit bei t=5d

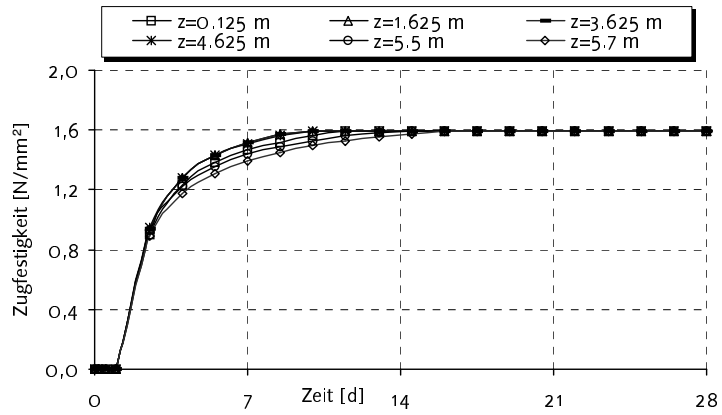


Bild A5.13: Zugfestigkeitsentwicklung

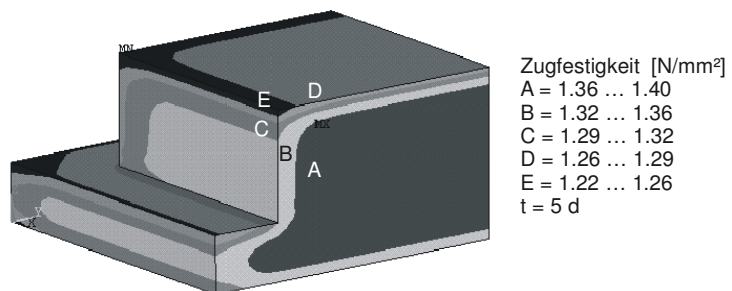


Bild A5.14: Zugfestigkeit bei t=5d

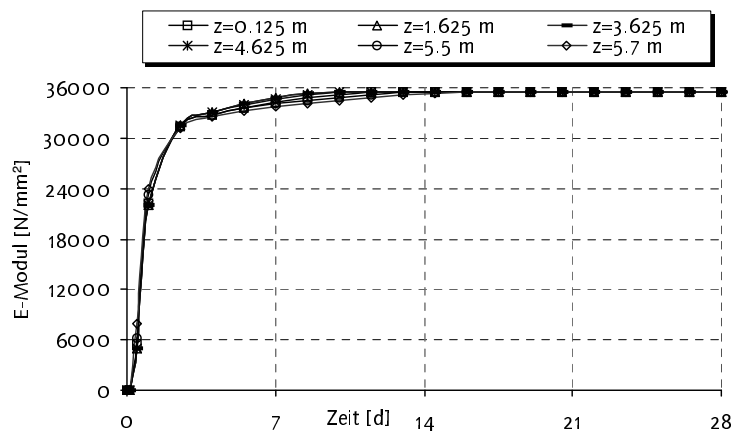


Bild A5.15: E-Modulentwicklung

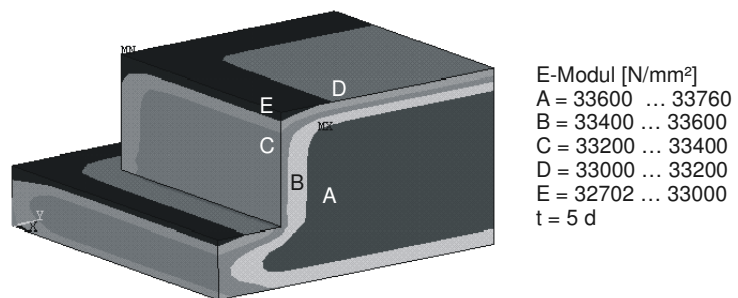


Bild A5.16: E-Modul bei t=5d

A5.1.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

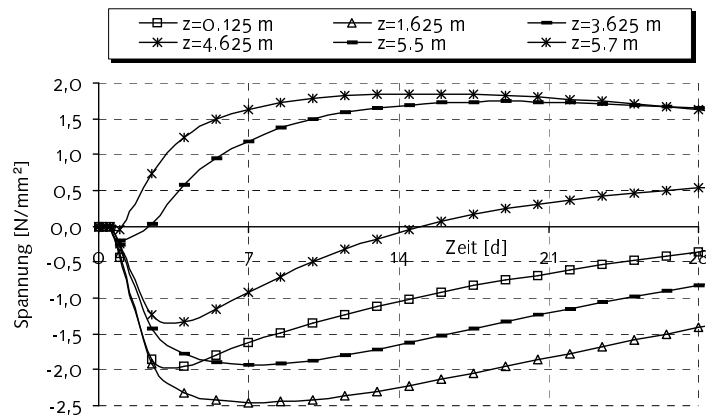


Bild A5.17: Spannungsentwicklung

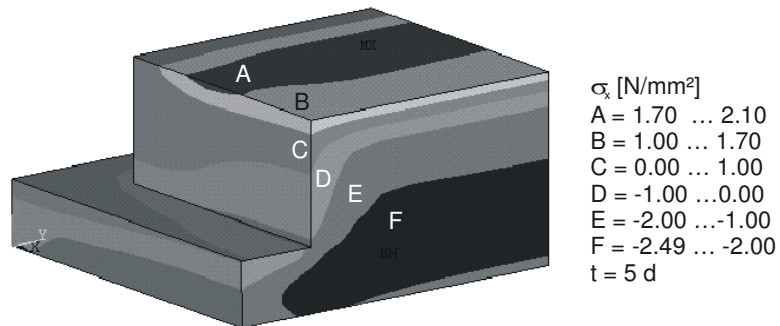


Bild A5.18: Spannung σ_x bei t=5d

A5.2 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (27°C-Beton)

A5.2.1 Innere Wärme

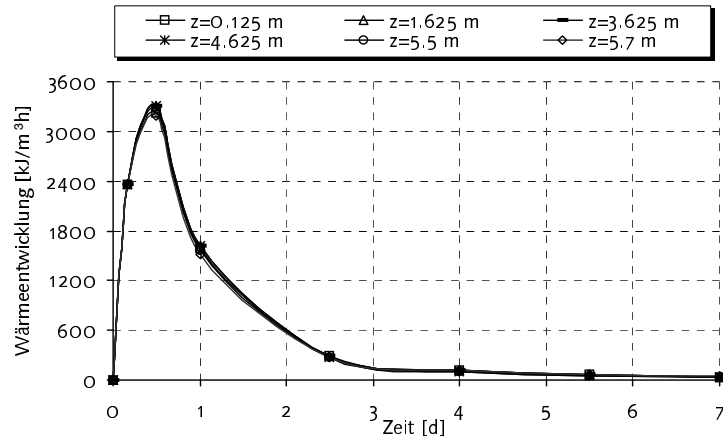


Bild A5.19: Hydratationswärmeentwicklung

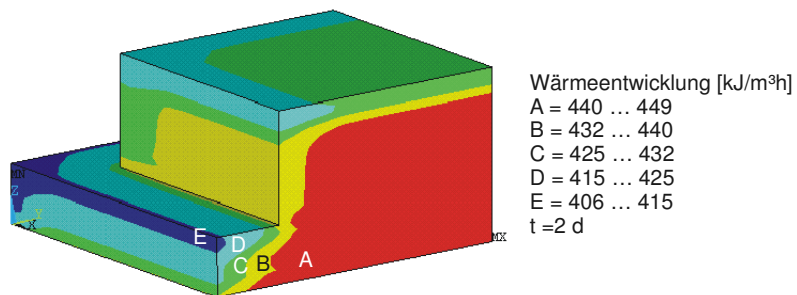


Bild A5.20: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

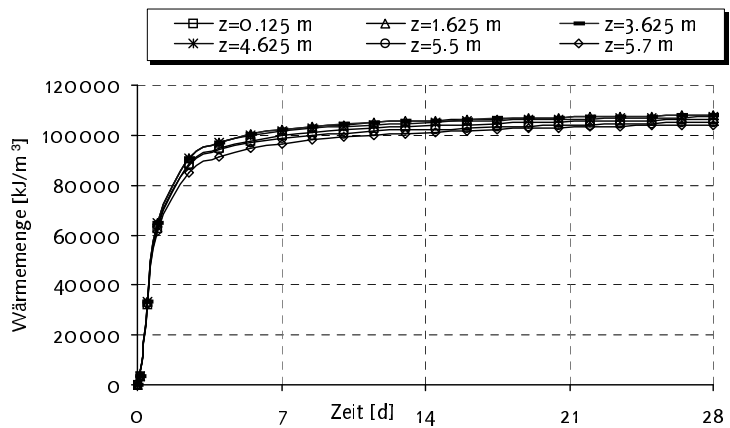


Bild A5.21: Hydratationswärmemenge

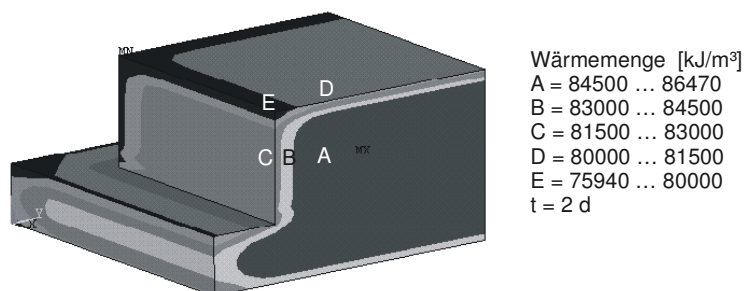


Bild A5.22: Hydratationswärmemenge bei t=2d

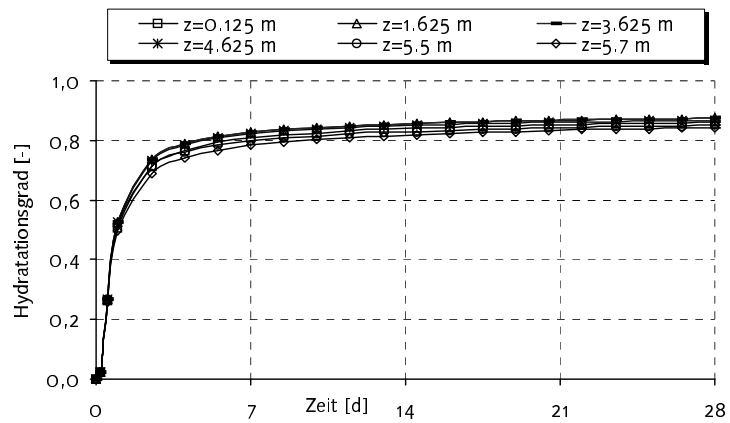


Bild A5.23: Hydratationsgrad

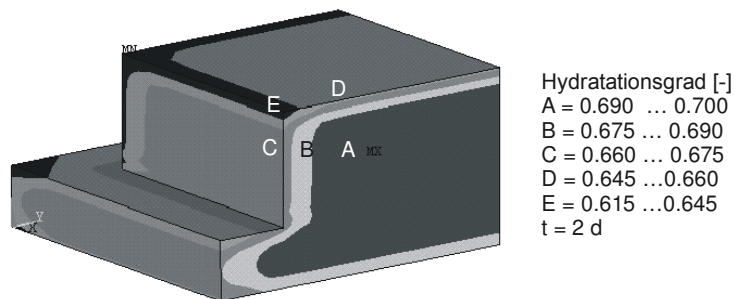


Bild A5.24: Hydratationsgrad bei t=2d

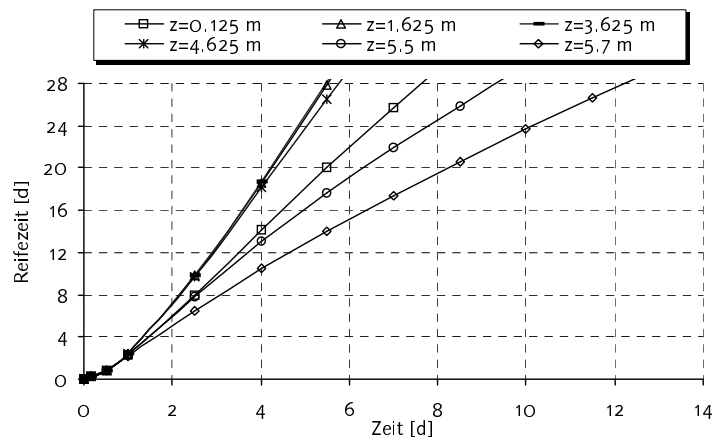


Bild A5.25: Reifezeit

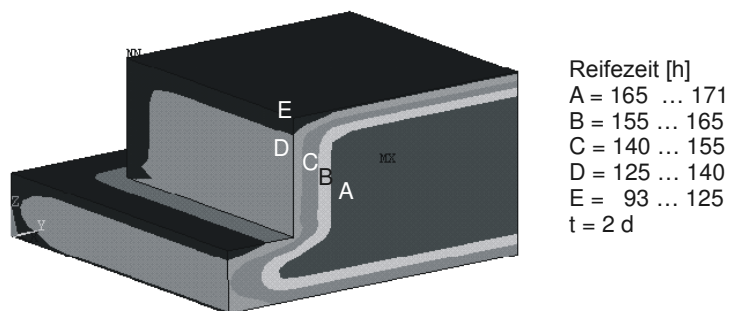


Bild A5.26: Reifezeit bei t=2d

A5.2.2 Temperatur

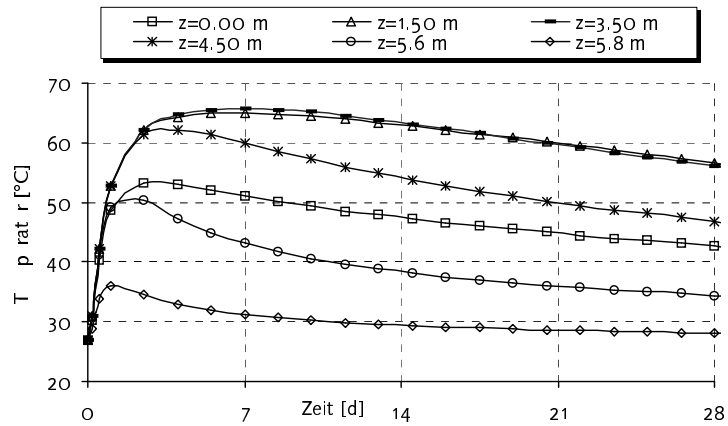


Bild A5.27: Temperaturentwicklung

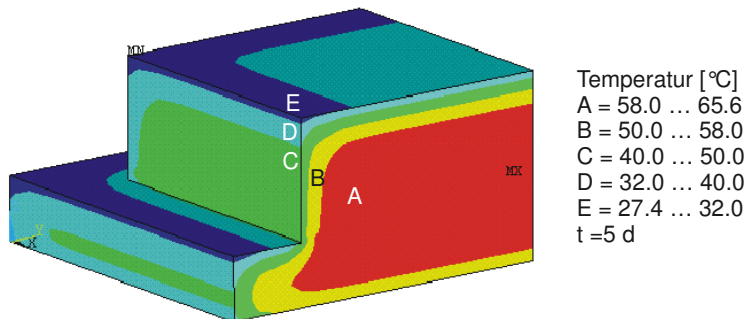


Bild A5.28: Temperaturverteilung bei t=5d

A5.2.3 Festigkeitskennwerte

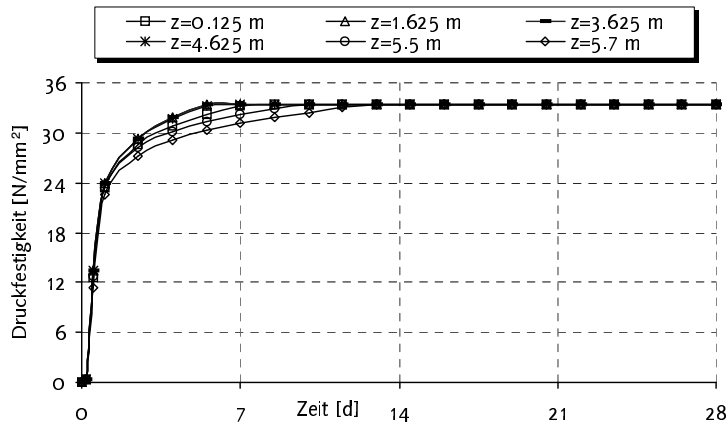


Bild A5.29: Druckfestigkeitsentwicklung

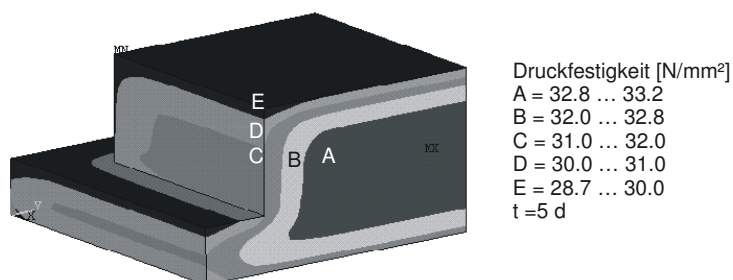


Bild A5.30: Druckfestigkeit bei t=5d

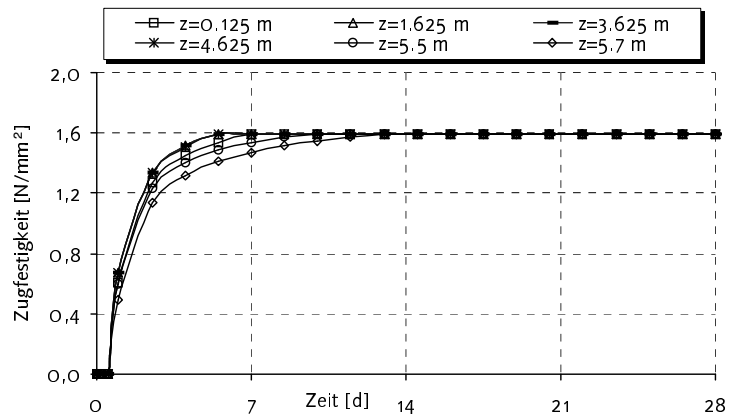


Bild A5.31: Zugfestigkeitsentwicklung

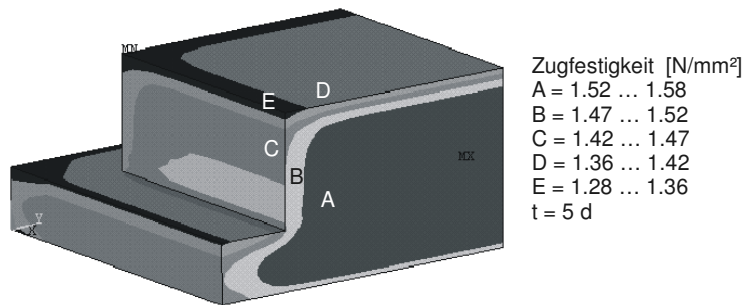


Bild A5.32: Zugfestigkeit bei t=5d

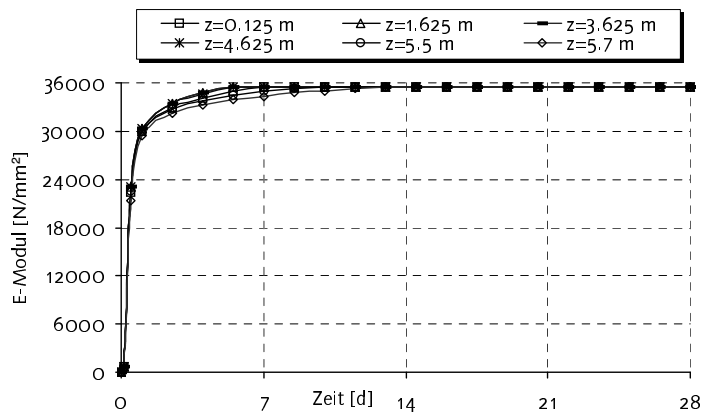


Bild A5.33: E-Modulentwicklung

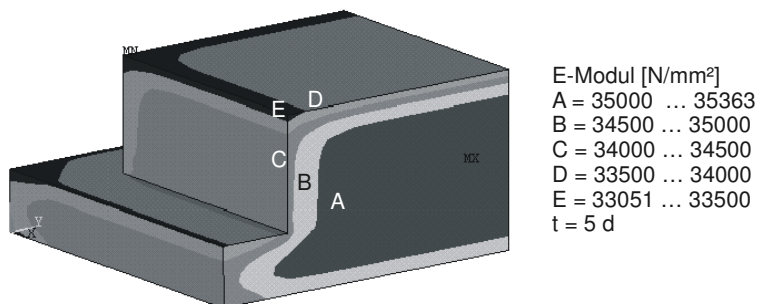


Bild A5.34: E-Modul bei t=5d

A5.2.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

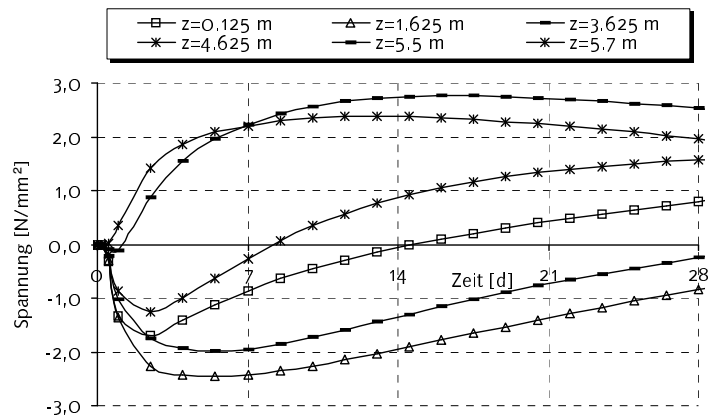


Bild A5.35: Spannungsentwicklung

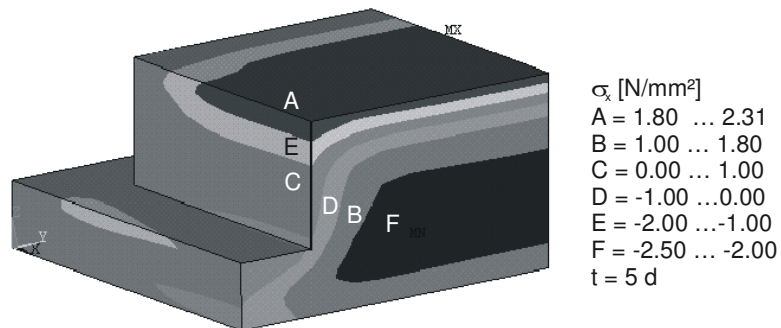


Bild A5.36: Spannung σ_x bei t=5d

A6 Hochofenfundament: Einfluss der Rohrinnenskühlung
A6.1 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (Kühldauer 5d)
A6.1.1 Innere Wärme

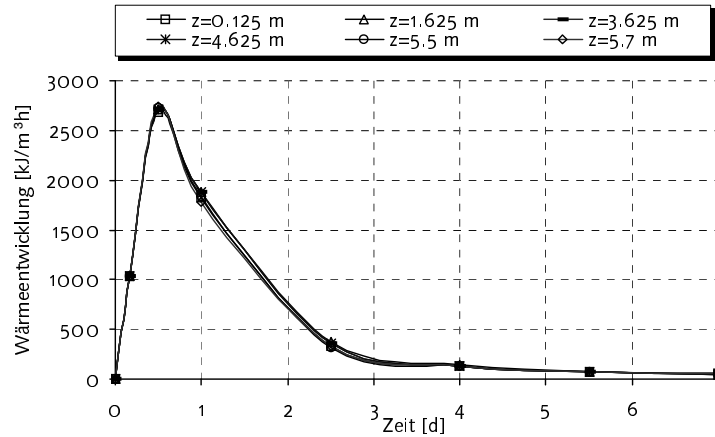


Bild A6.1: Hydratationswärmeentwicklung

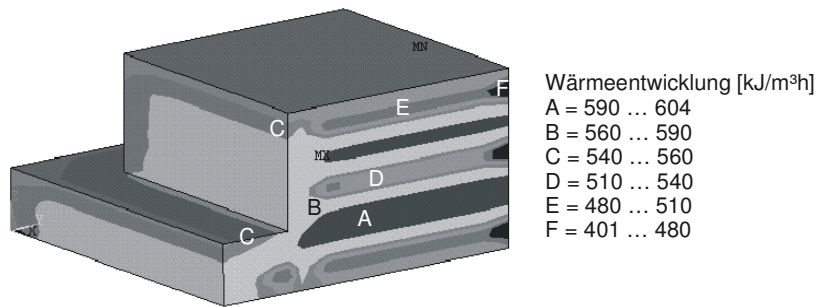


Bild A6.2: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

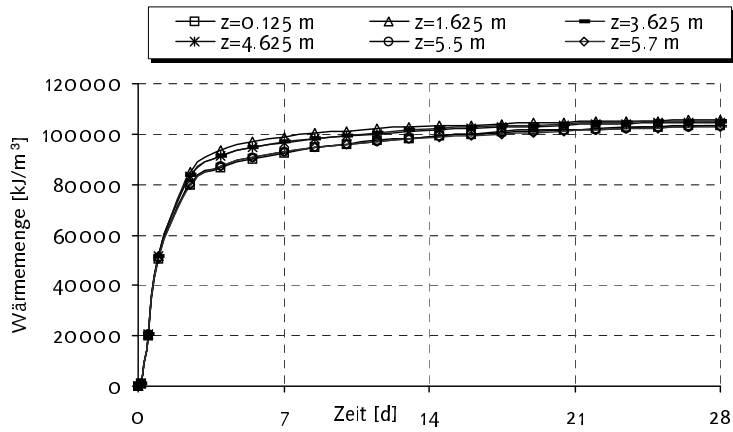


Bild A6.3: Hydratationswärmemenge

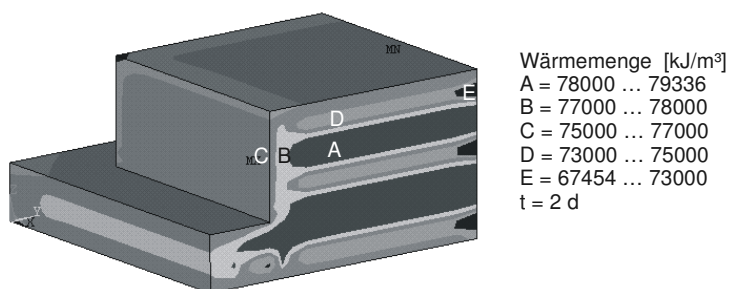


Bild A6.4: Hydratationswärmemenge bei t=2d

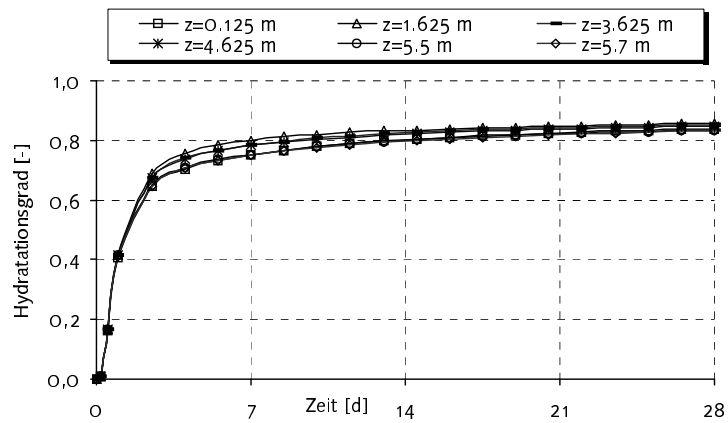


Bild A6.5: Hydratationsgrad

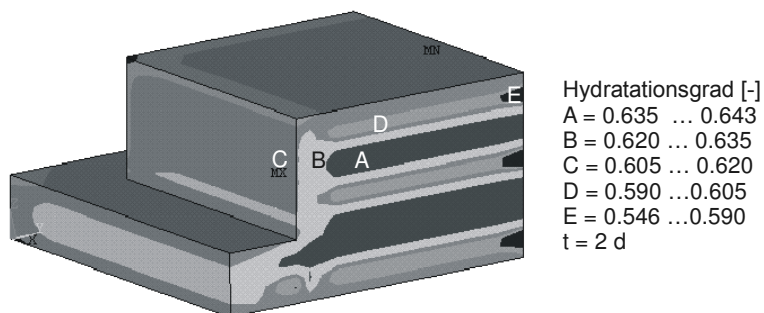


Bild A6.6: Hydratationsgrad bei t=2d

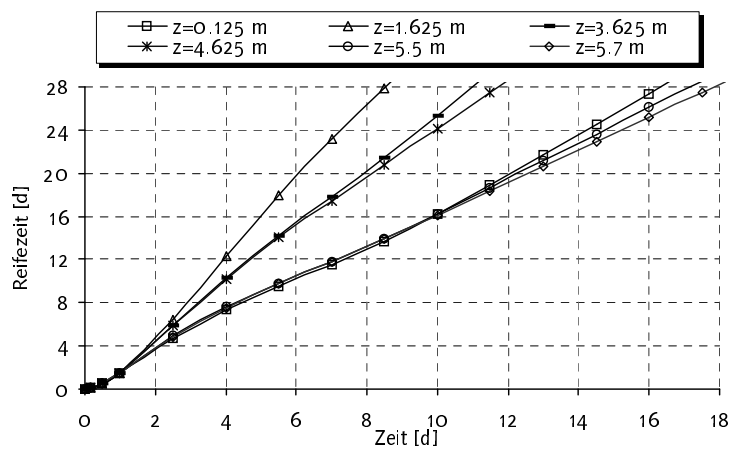


Bild A6.7: Reifezeit

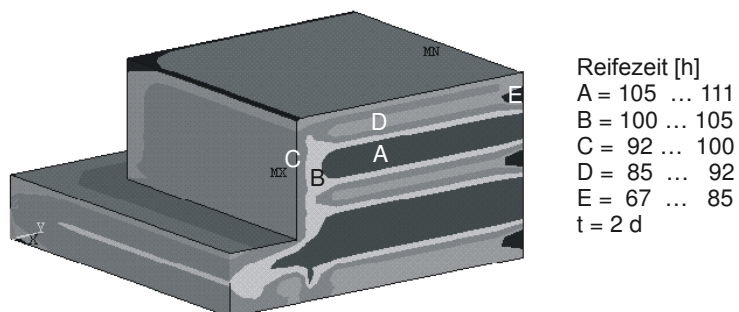


Bild A6.8: Reifezeit bei t=2d

A6.1.2 Temperatur

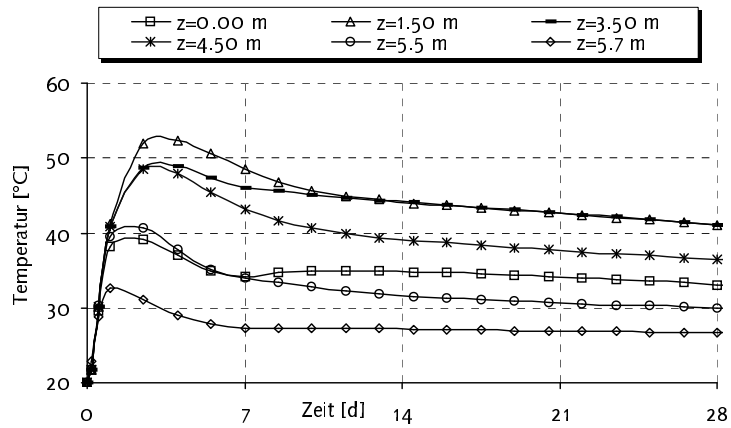


Bild A6.9: Temperaturentwicklung

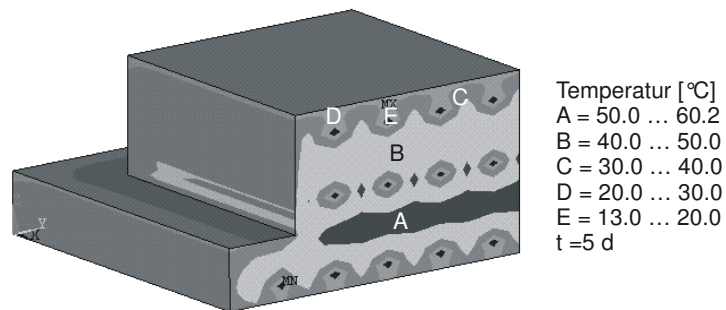


Bild A6.10: Temperaturverteilung bei t=5d

A6.1.3 Festigkeitskennwerte

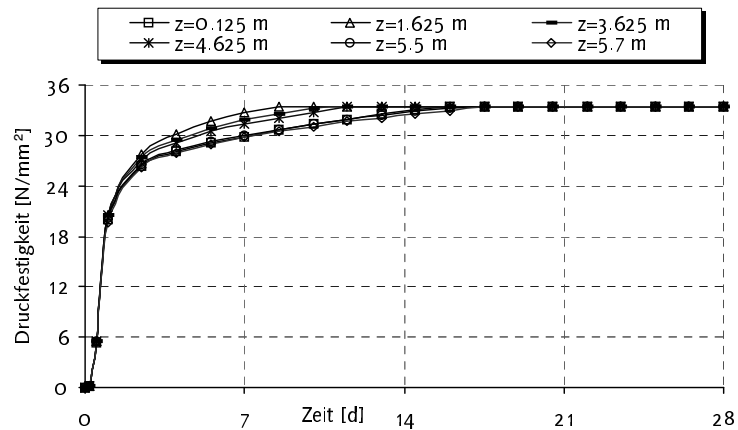


Bild A6.11: Druckfestigkeitsentwicklung

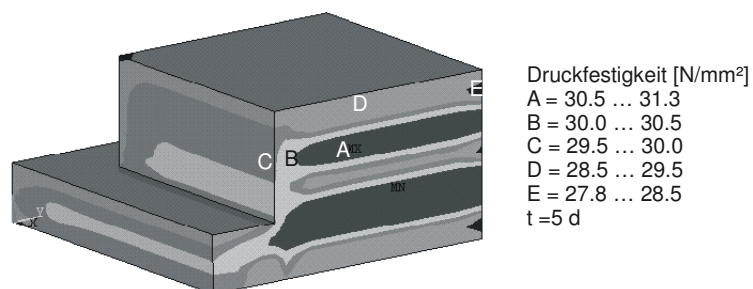


Bild A6.12: Druckfestigkeit bei t=5d

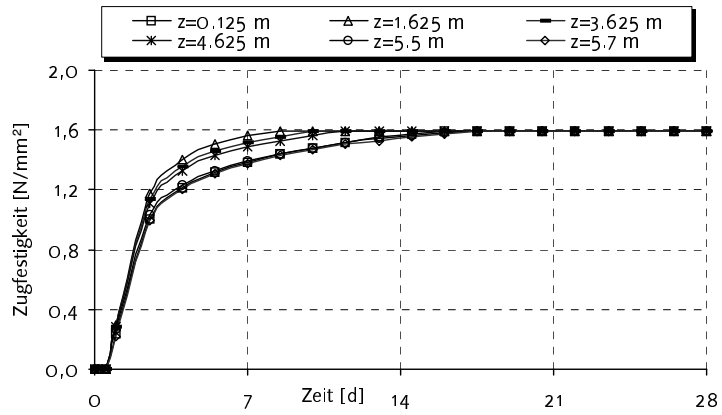


Bild A6.13: Zugfestigkeitsentwicklung

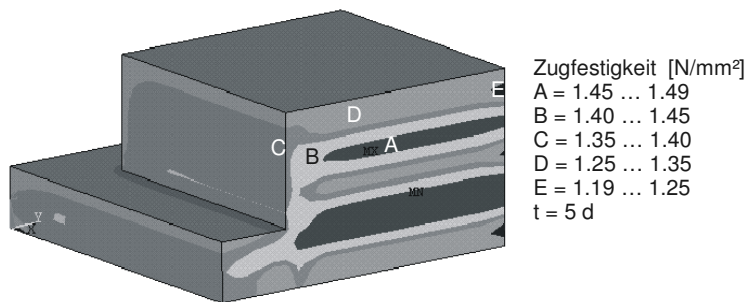


Bild A6.14: Zugfestigkeit bei t=5d

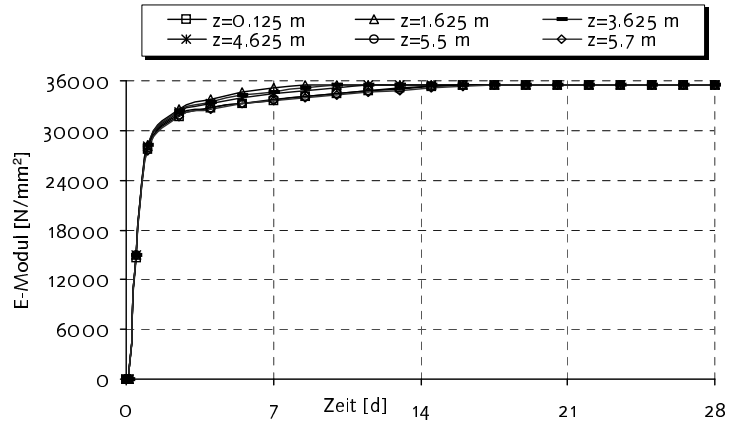


Bild A3.15: E-Modulentwicklung

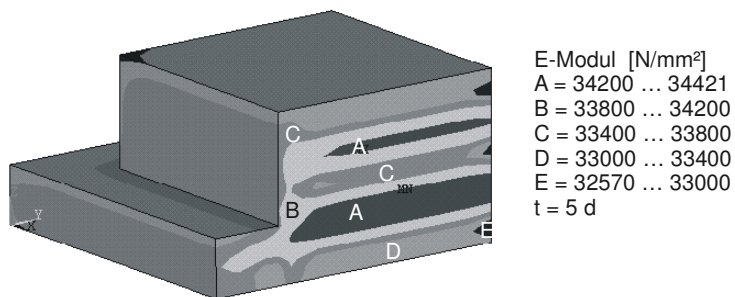


Bild A3.16: E-Modul bei t=5d

A6.1.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

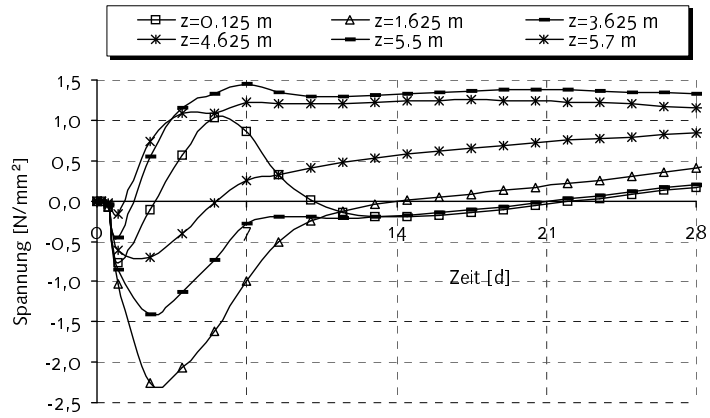


Bild A3.17: Spannungsentwicklung

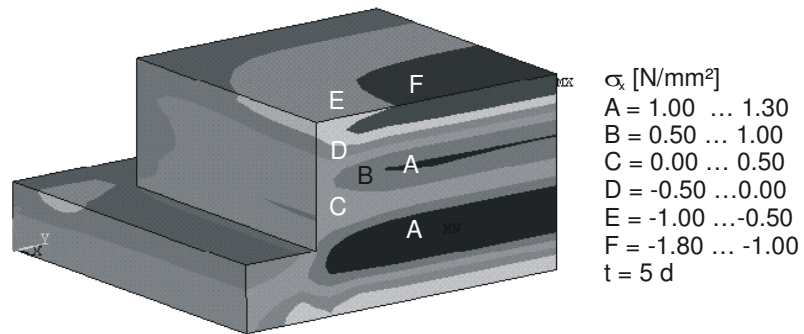


Bild A3.18: Spannung σ_x bei t=5d

A6.2 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (Kühldauer 3d)

A6.2.1 Innere Wärme

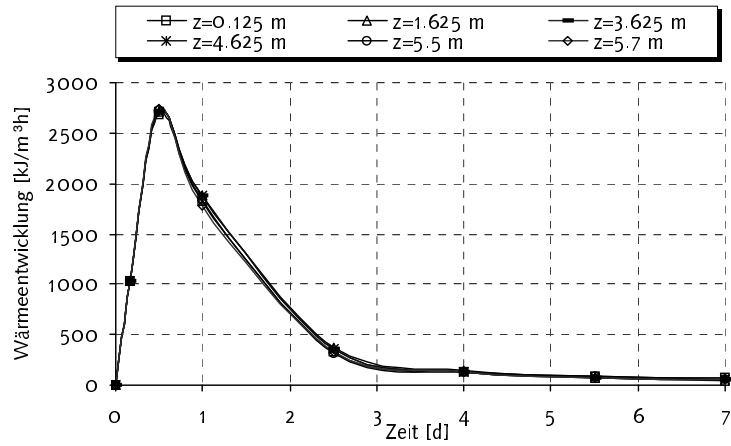


Bild A6.19: Hydratationswärmeentwicklung

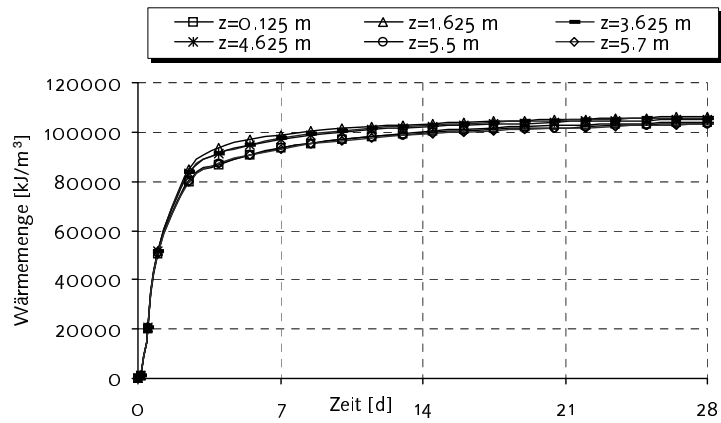


Bild A6.20: Hydratationswärmemenge

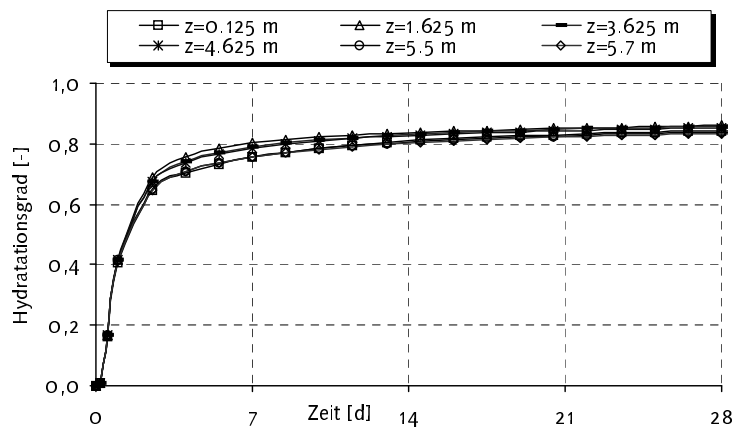


Bild A6.21: Hydratationsgrad

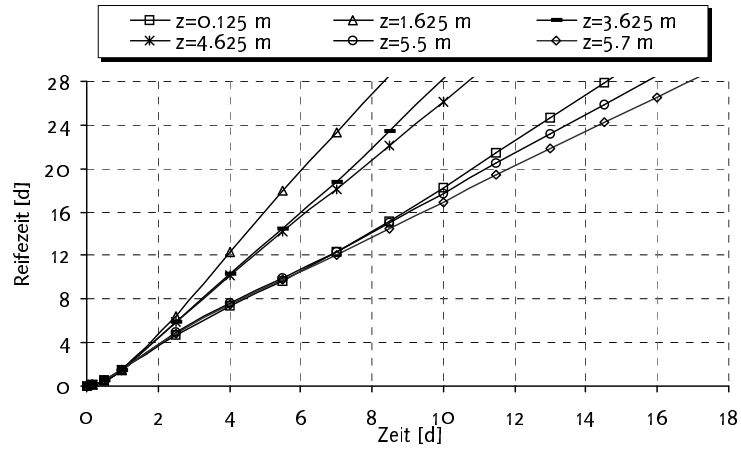


Bild A6.22: Reifezeit

A6.2.2 Temperatur

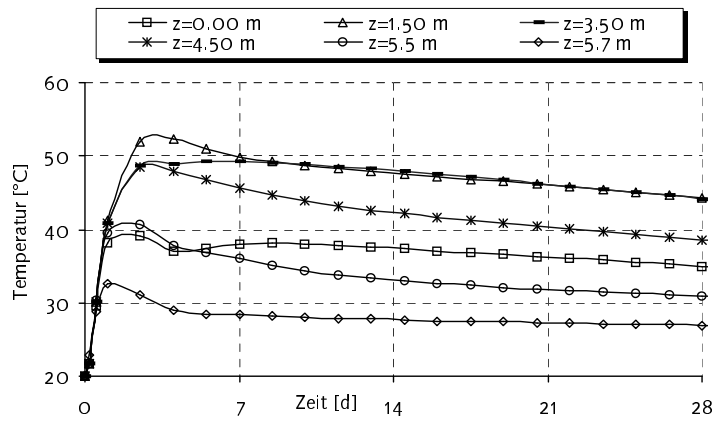


Bild A6.23: Temperaturentwicklung

A6.2.3 Festigkeitskennwerte

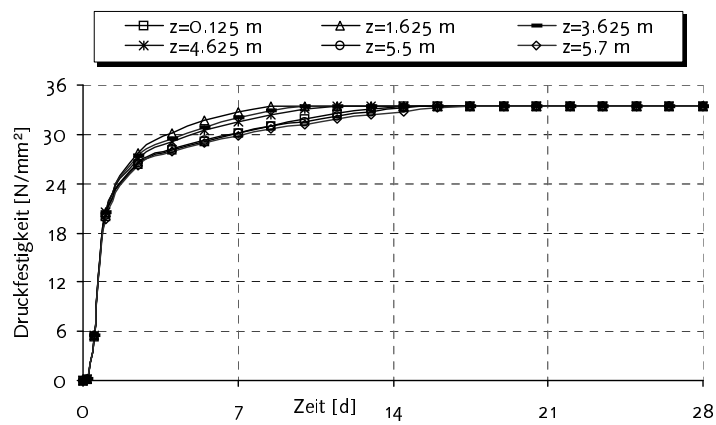


Bild A6.24: Druckfestigkeitsentwicklung

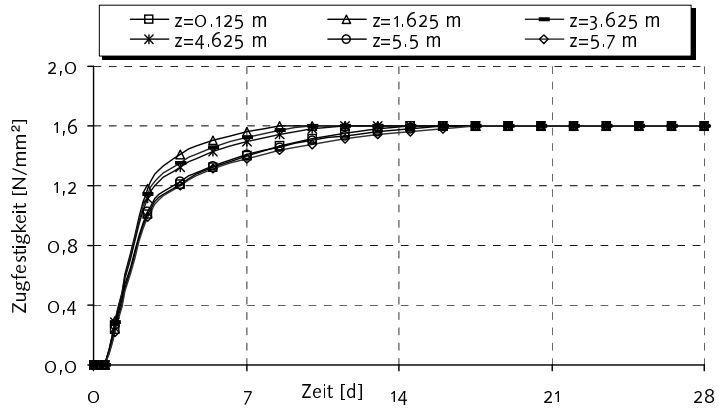


Bild A6.25: Zugfestigkeitsentwicklung

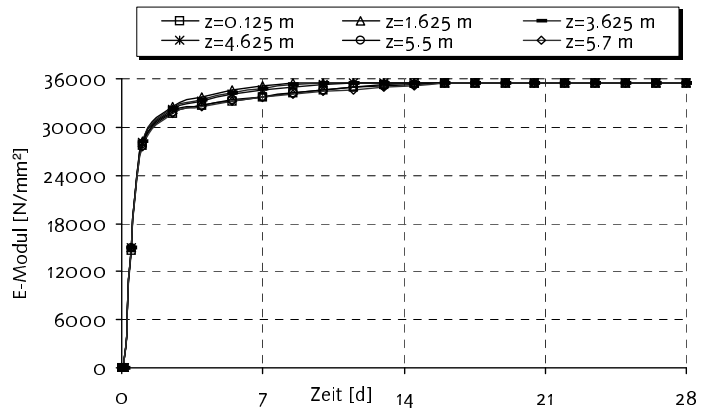


Bild A6.26: E-Modulentwicklung

A6.2.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

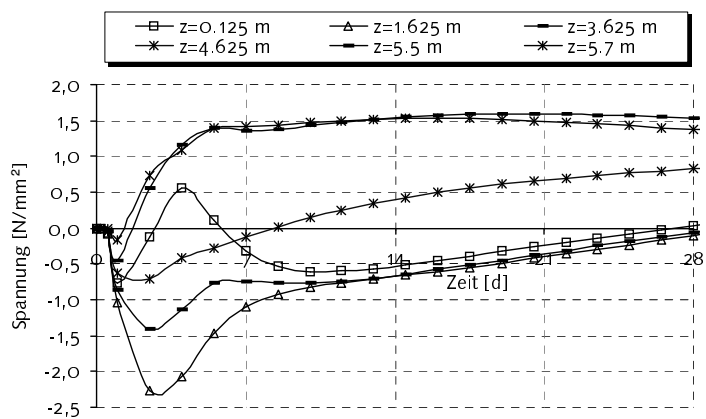


Bild A6.27: Spannungsentwicklung

A6.3 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (Kühlbeginn 6h)

A6.3.1 Innere Wärme

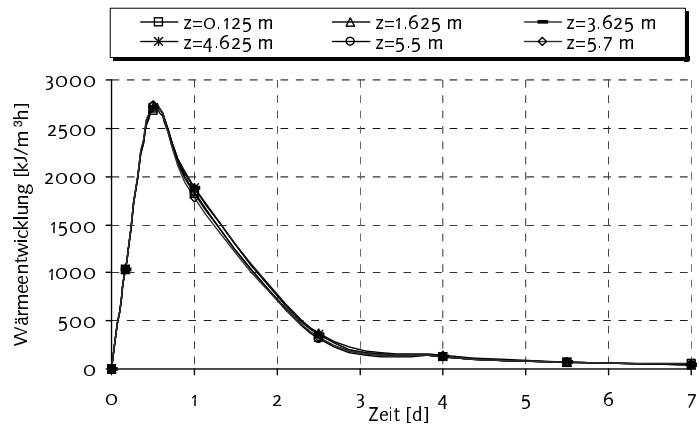


Bild A6.28: Hydratationswärmeentwicklung

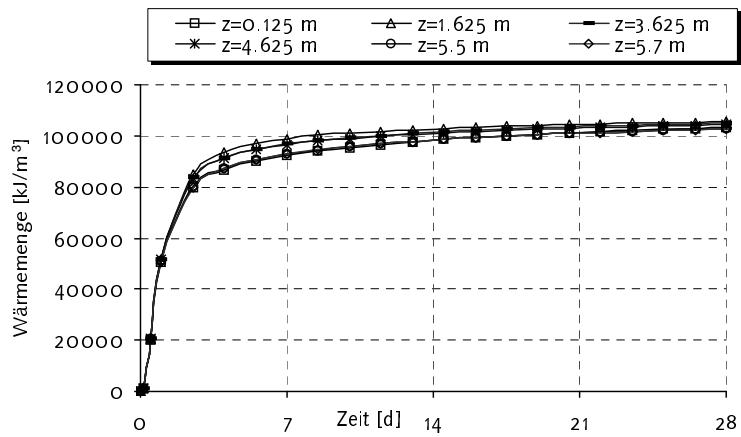


Bild A6.29: Hydratationswärmemenge

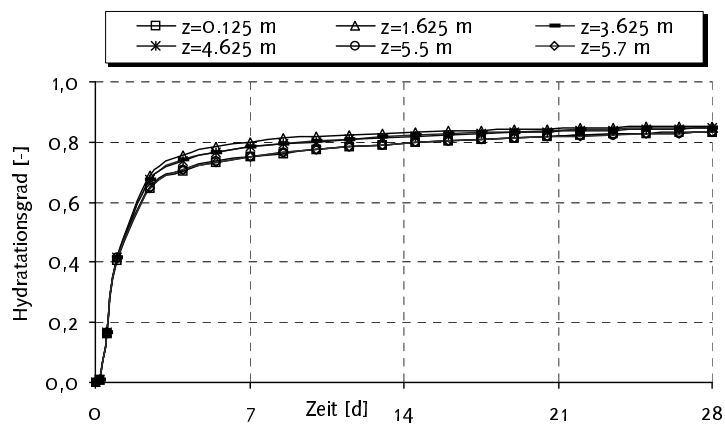


Bild A6.30: Hydratationsgrad

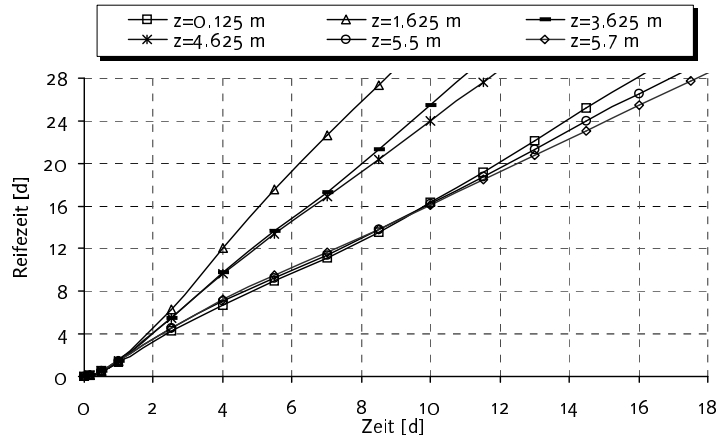


Bild A6.31: Reifezeit

A6.3.2 Temperatur

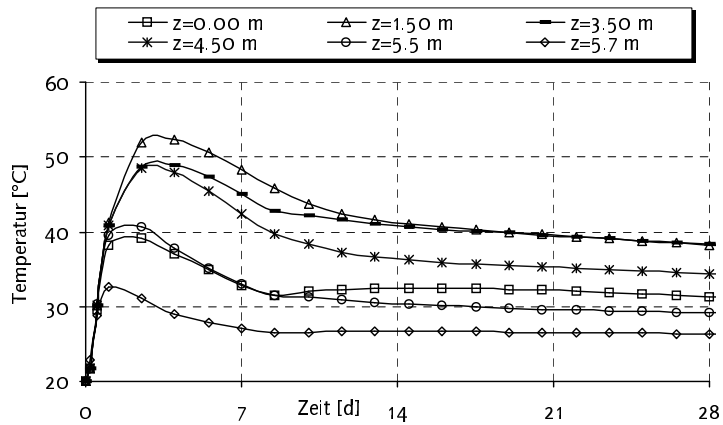


Bild A6.32: Temperaturentwicklung

A6.3.3 Festigkeitskennwerte

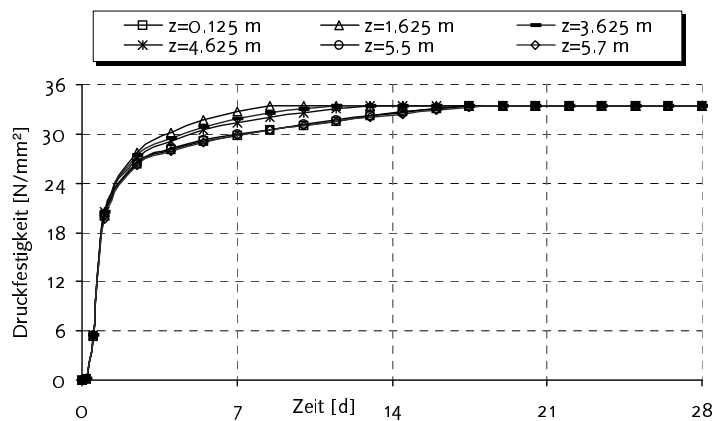


Bild A6.33: Druckfestigkeitsentwicklung

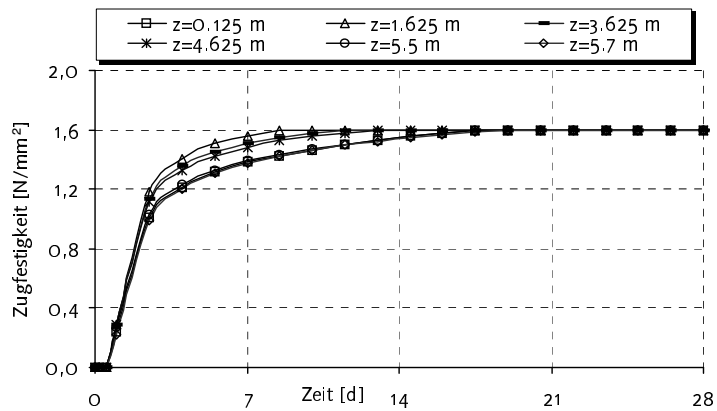


Bild A6.34: Zugfestigkeitsentwicklung

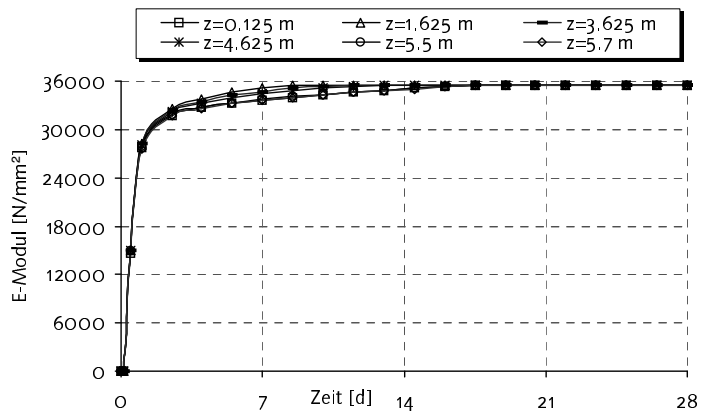


Bild A6.35: E-Modulentwicklung

A6.3.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

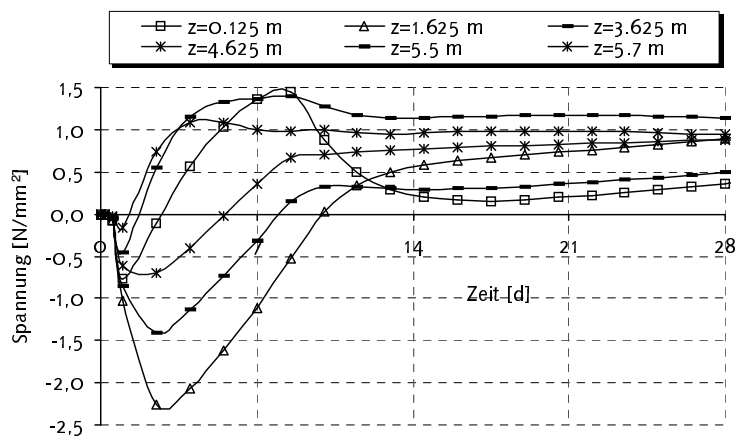


Bild A6.36: Spannungsentwicklung

A6.4 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (Kühlungsbeginn 2d)
A6.4.1 Innere Wärme

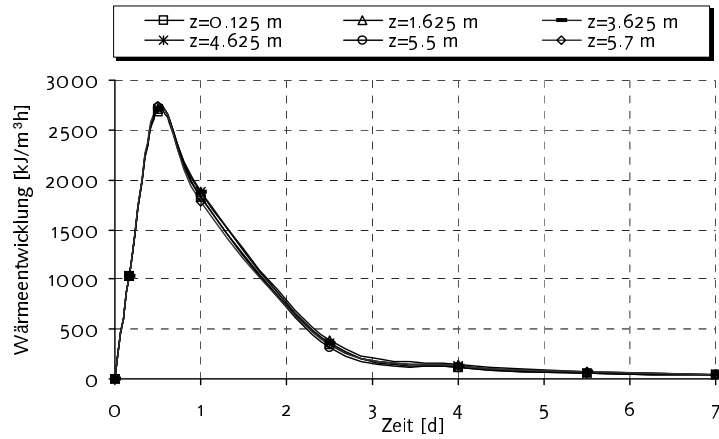


Bild A6.37: Hydratationswärmeentwicklung

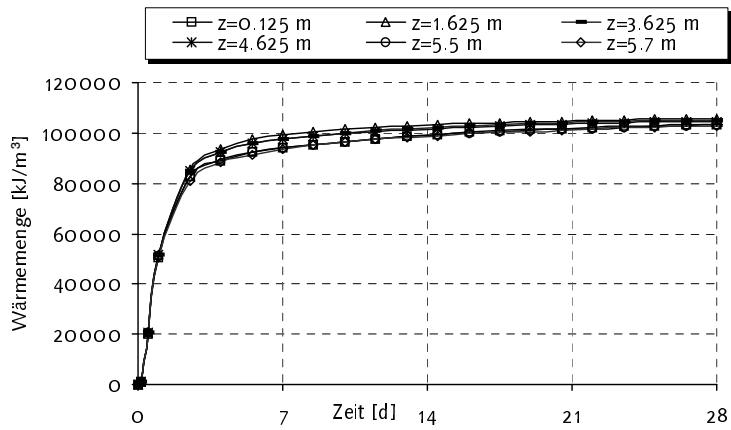


Bild A6.38: Hydratationswärmemenge

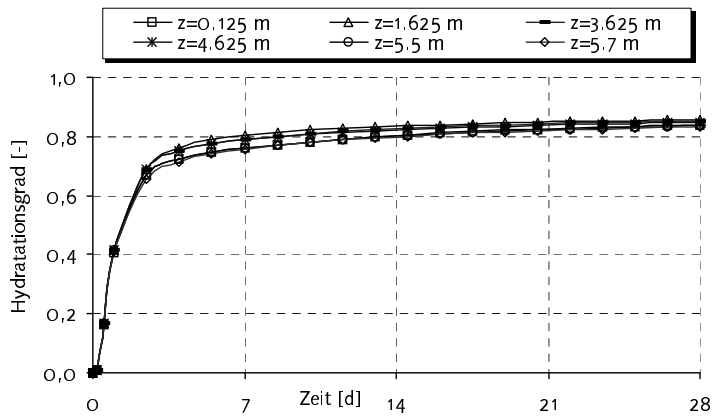


Bild A6.39: Hydratationsgrad

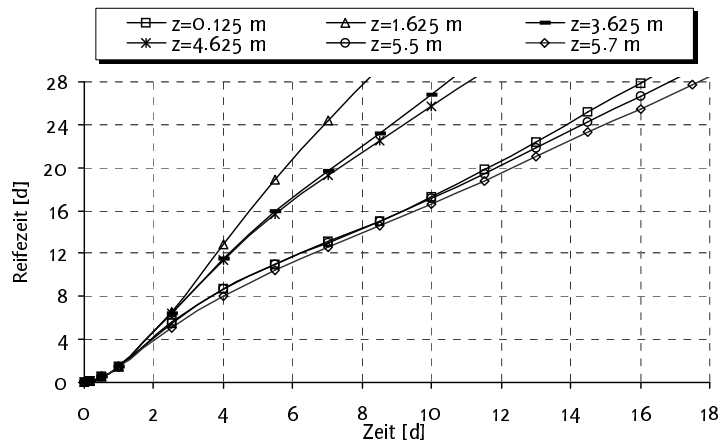


Bild A6.40: Reifezeit

A6.4.2 Temperatur

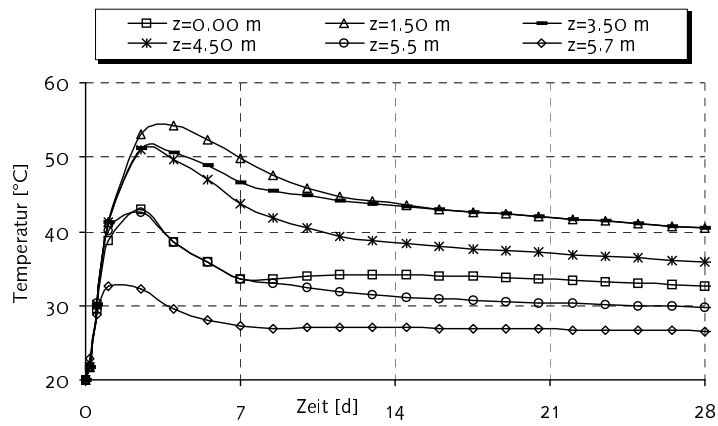


Bild A6.41: Temperaturentwicklung

A6.4.3 Festigkeitskennwerte

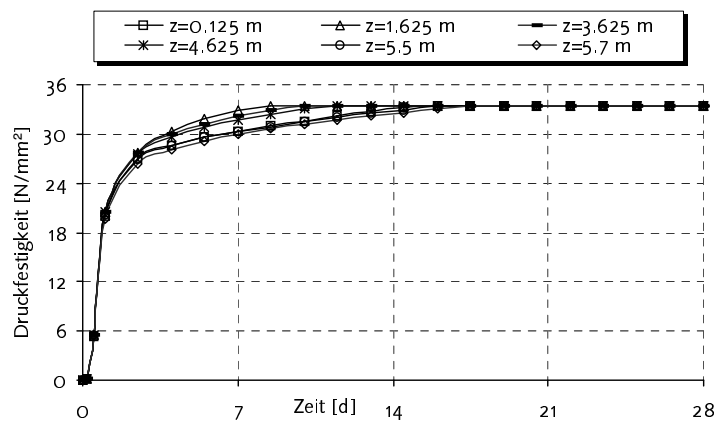


Bild A6.42: Druckfestigkeitsentwicklung

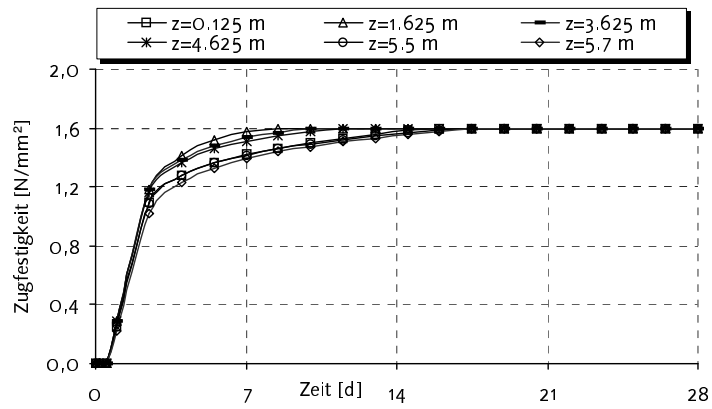


Bild A6.43: Zugfestigkeitsentwicklung

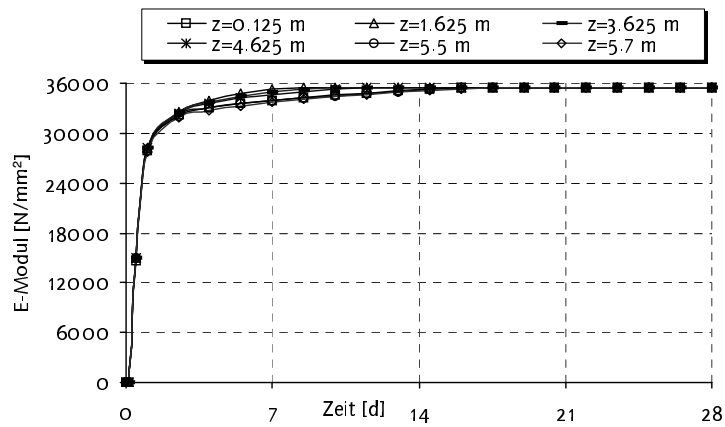


Bild A6.44: E-Modulentwicklung

A6.4.4 Zwangsspannungen infolge Temperatur

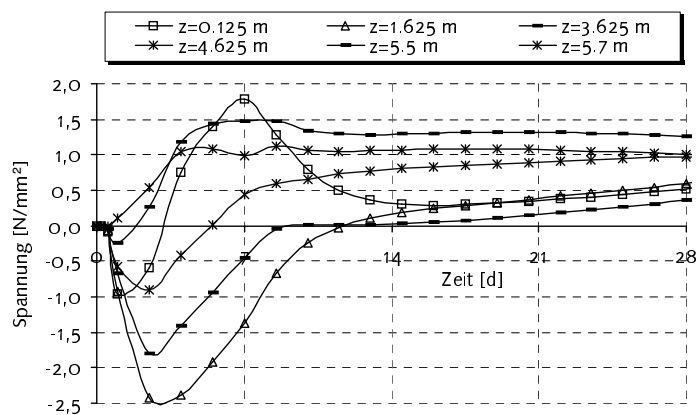


Bild A6.45: Spannungsentwicklung

A7 Hochofenfundament: Einfluss des Klimas
A7.1 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (Juli-Beton)
A7.1.1 Innere Wärme

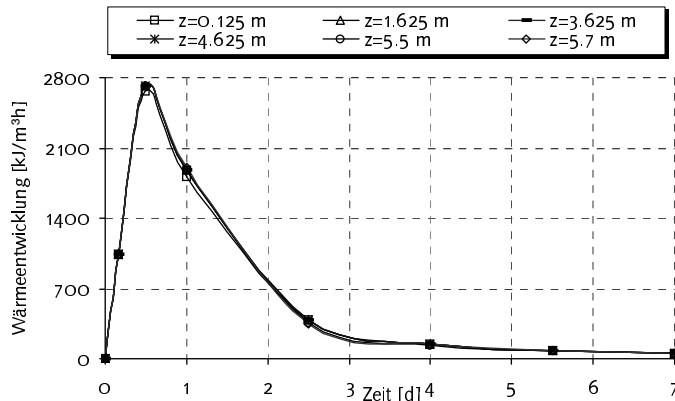


Bild A7.1: Hydratationswärmeentwicklung

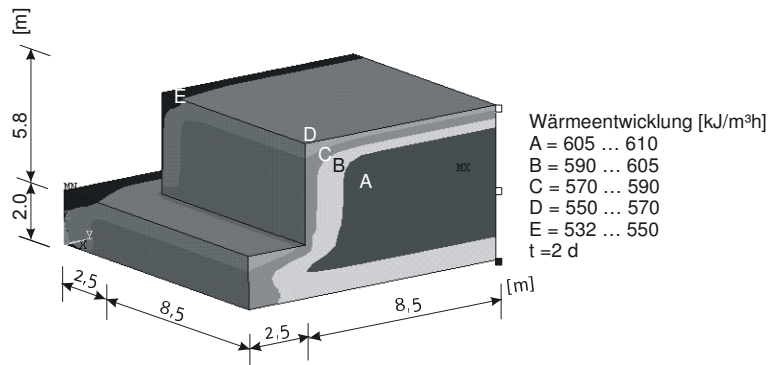


Bild A7.2: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

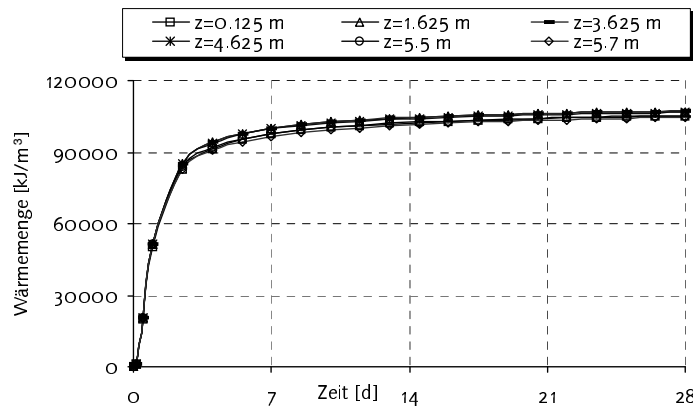


Bild A7.3: Hydratationswärmemenge

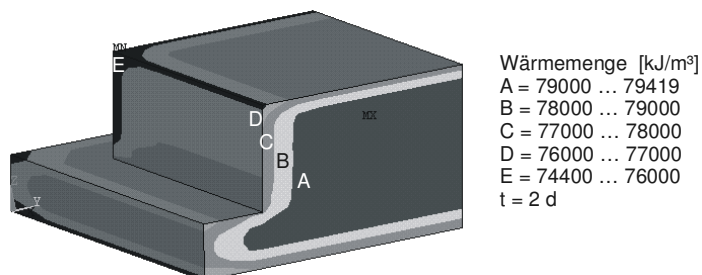


Bild A7.4: Hydratationswärmemenge bei t=2d

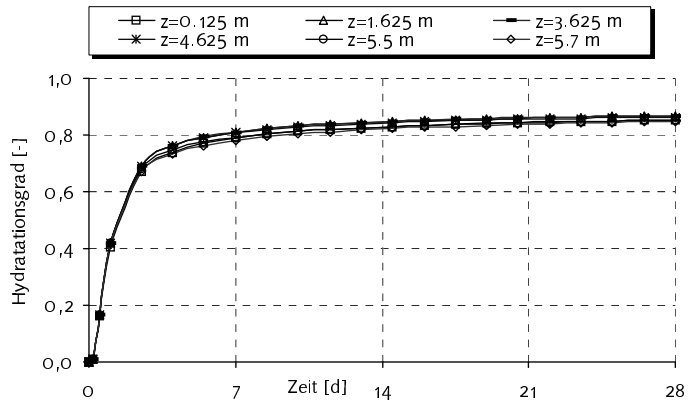


Bild A7.5: Hydratationsgrad

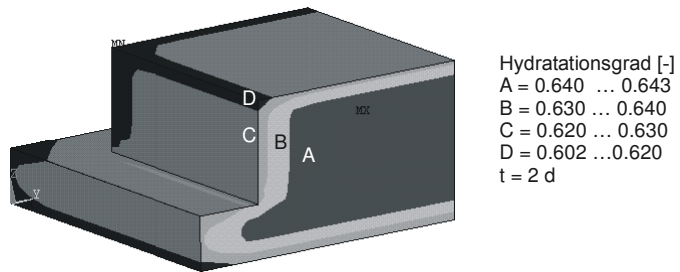


Bild A7.6: Hydratationsgrad bei t=2d

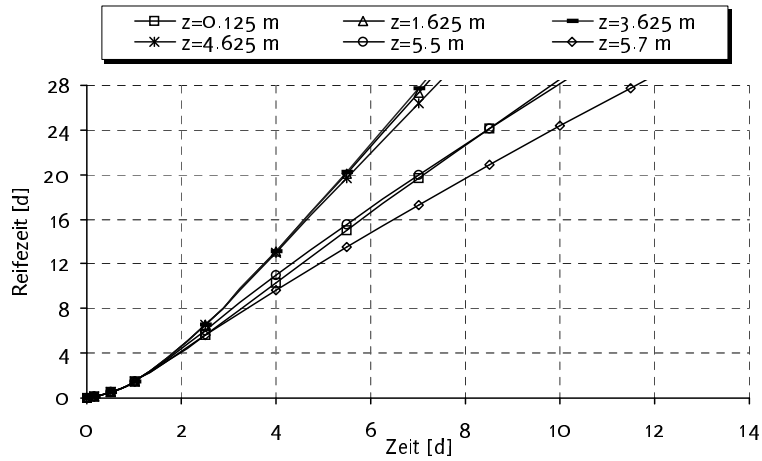


Bild A7.7: Reifezeit

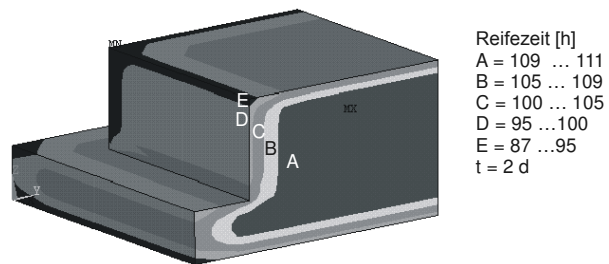


Bild A7.8: Reifezeit bei t=2d

A7.1.2 ideale Außenlufttemperatur

Horizontale Oberfläche: Deckung mit Folie

Süd, West: Beton in der 2,5 cm dicken Schalung bis 7 Tagen

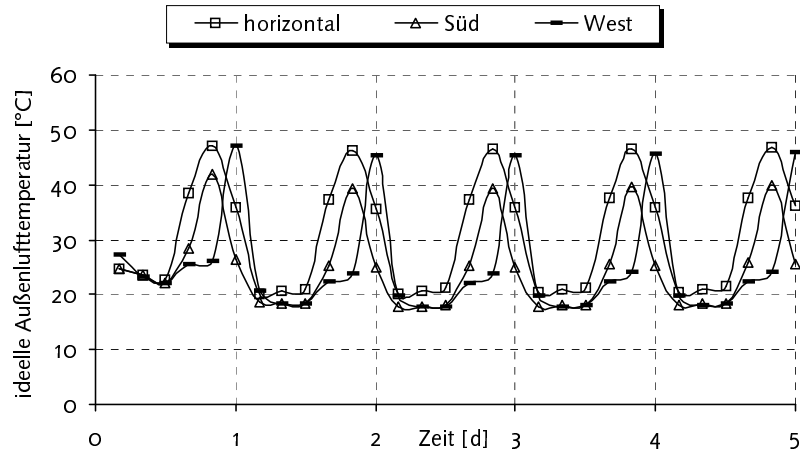


Bild A7.9: ideale Außenlufttemperatur

A7.1.3 Temperatur

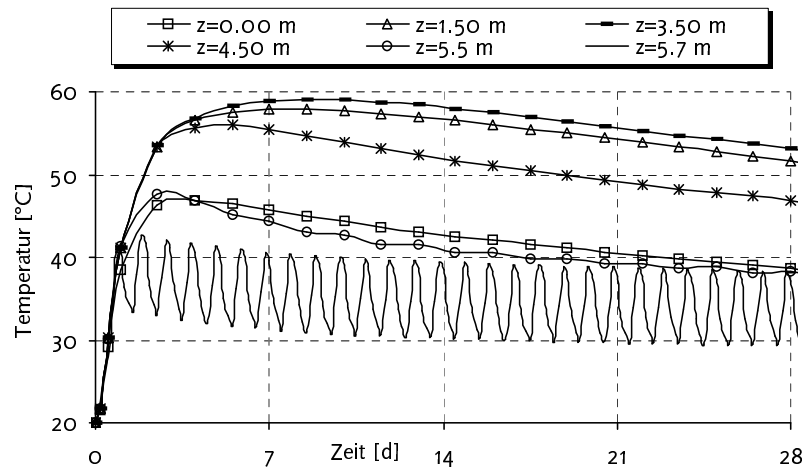
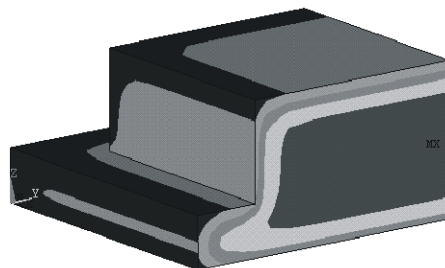


Bild A7.10: Temperaturentwicklung



Temperatur [°C]
 A = 55.0 ... 58.0
 B = 50.0 ... 55.0
 C = 45.0 ... 50.0
 D = 40.0 ... 45.0
 E = 33.5 ... 40.0
 t = 5 d

Bild A7.11: Temperaturverteilung bei t=5d

A7.1.4 Festigkeitskennwerte

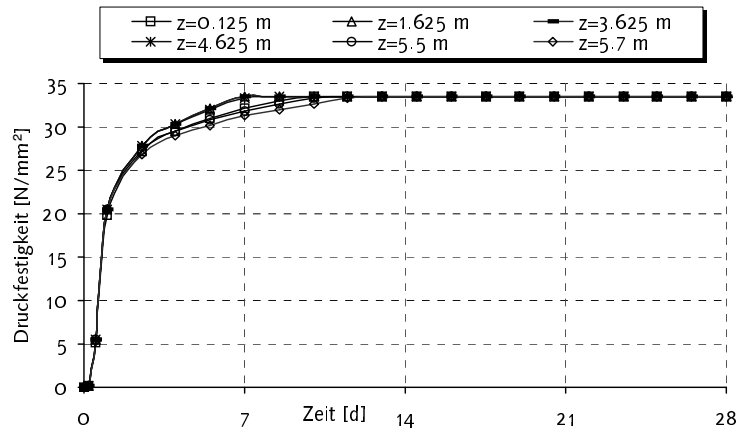


Bild A7.12: Druckfestigkeitsentwicklung

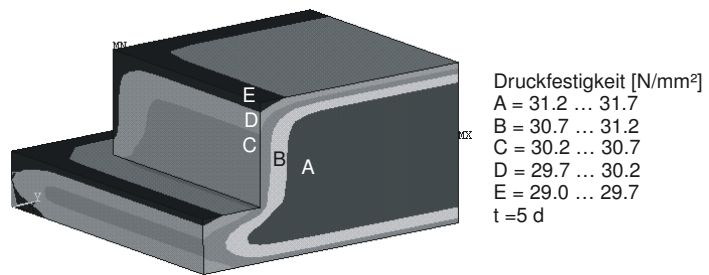


Bild A7.13: Druckfestigkeit bei t=5d

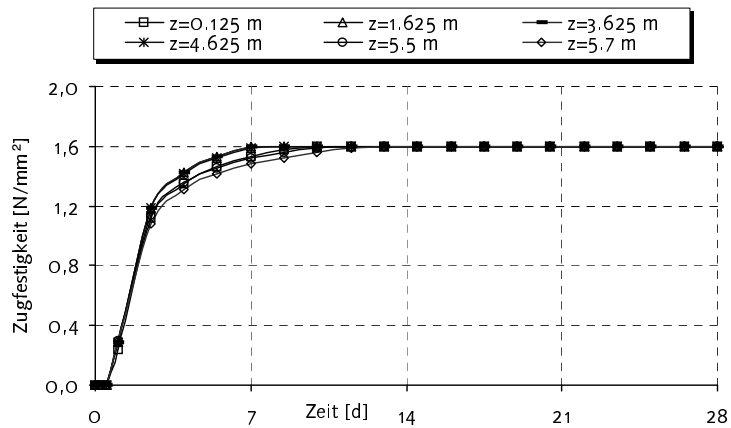


Bild A7.14: Zugfestigkeitsentwicklung

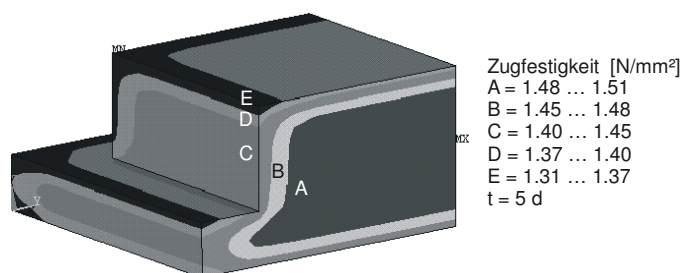


Bild A7.15: Zugfestigkeit bei t=5d

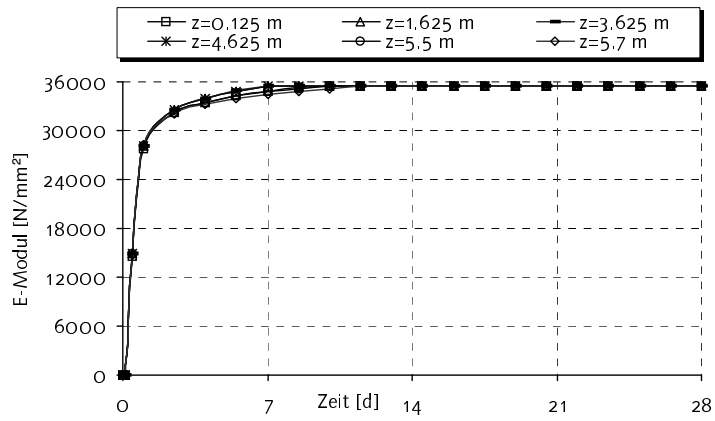


Bild A7.16: E-Modulentwicklung

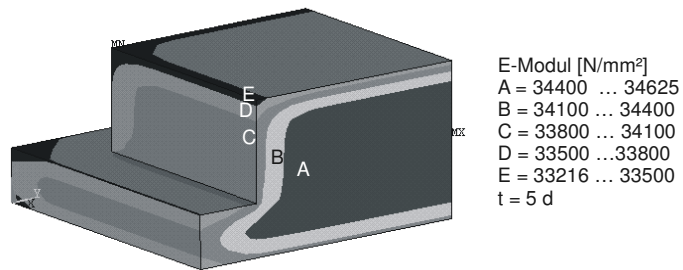


Bild A7.17: E-Modul bei t=5d

A7.1.5 Zwangsspannungen infolge Temperatur

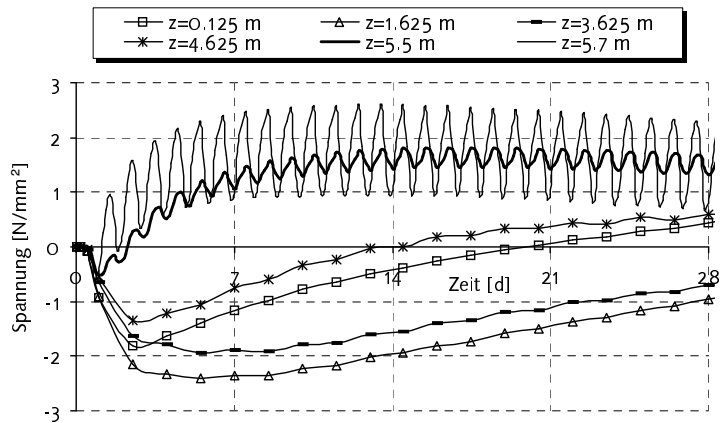


Bild A7.18: Spannungsentwicklung

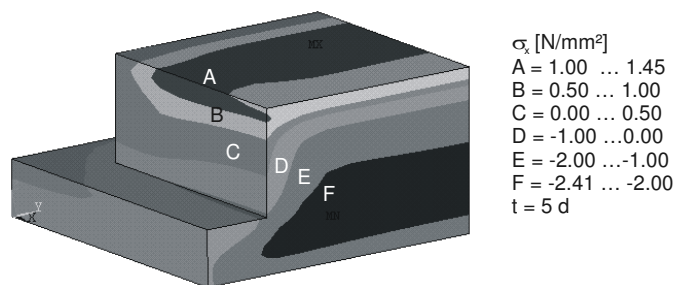


Bild A7.19: Spannung σ_x bei t=5d

A7.2 Beton mit Hochofenzement CEMIII/B 32 (April-Beton)

A7.2.1 Innere Wärme

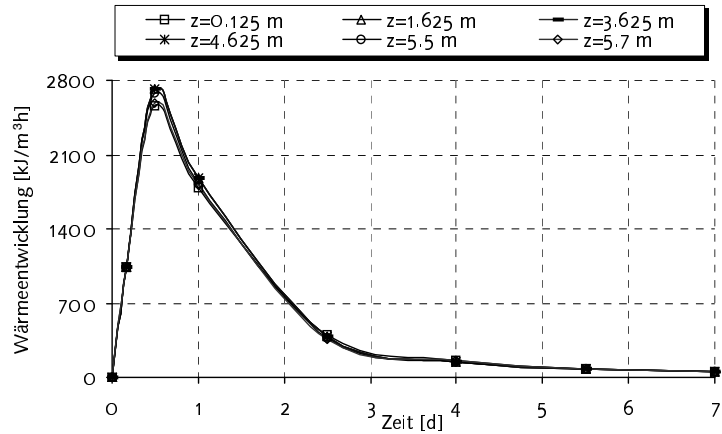


Bild A7.20: Hydratationswärmeentwicklung

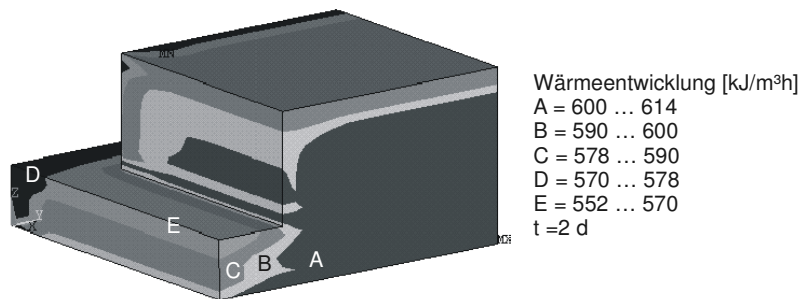


Bild A7.21: Hydratationswärmeentwicklung bei t=2d

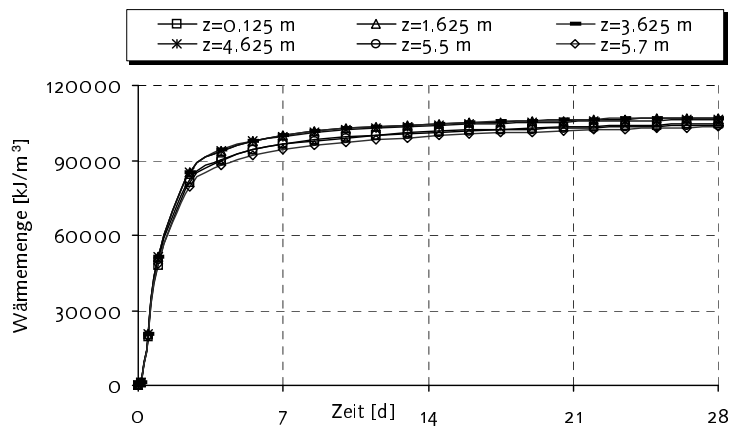


Bild A7.22: Hydratationswärmemenge

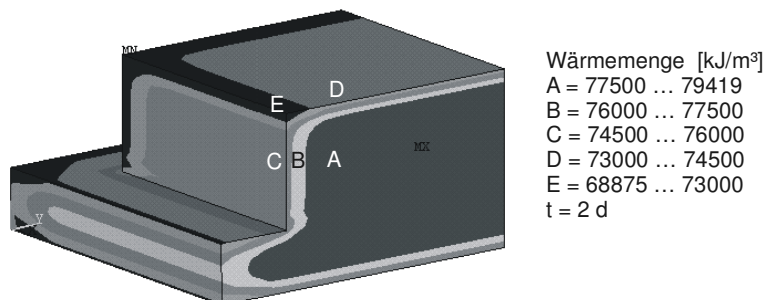


Bild A7.23: Hydratationswärmemenge bei t=2d

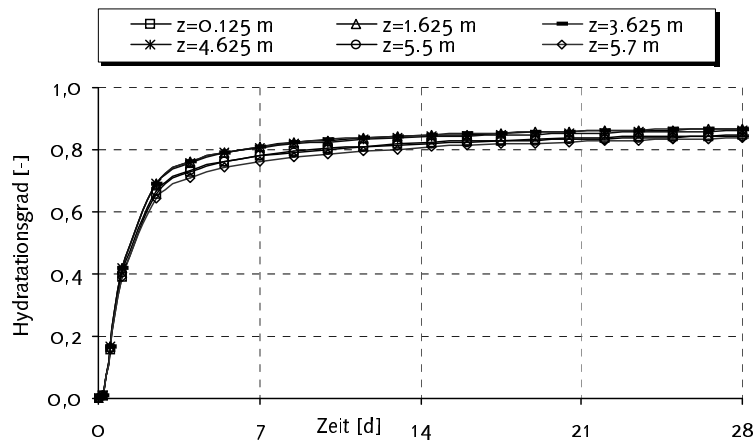


Bild A7.24: Hydratationsgrad

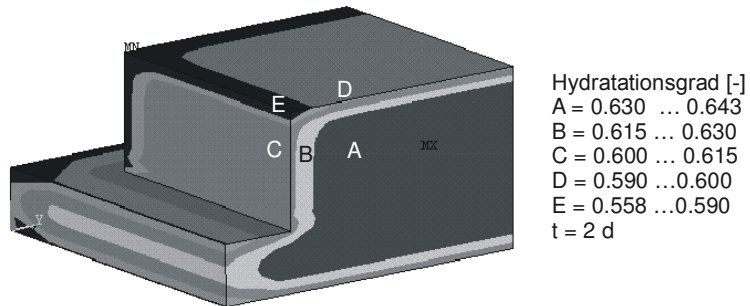


Bild A7.25: Hydratationsgrad bei t=2d

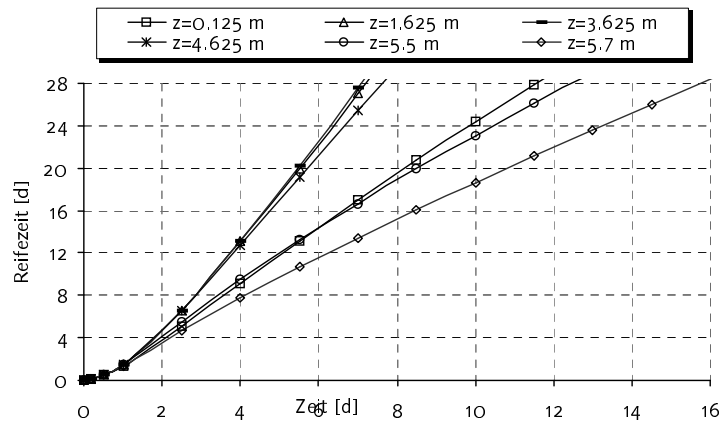


Bild A7.26: Reifezeit

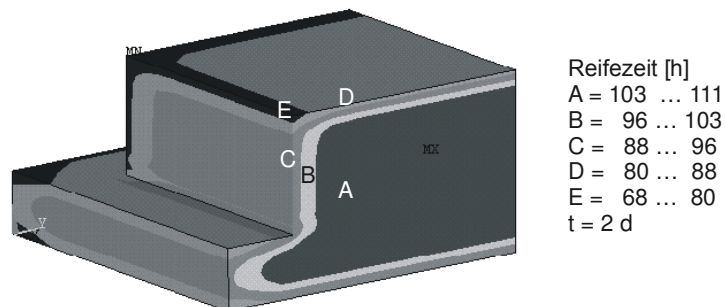


Bild A7.27: Reifezeit bei t=2d

A7.2.2 Ideelle Temperatur

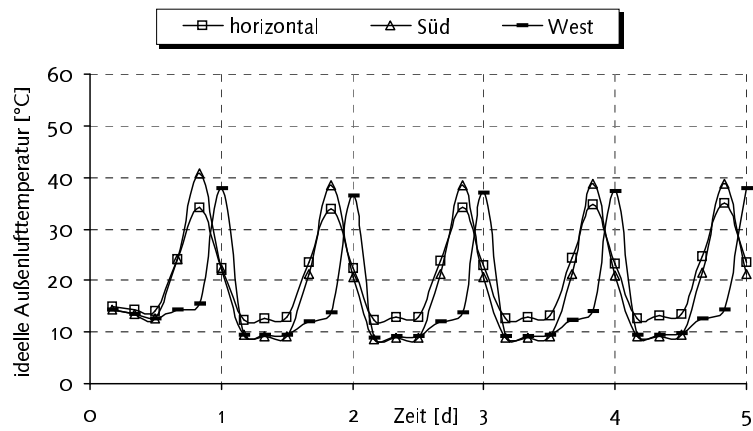


Bild A7.28: ideelle Temperaturentwicklung

A7.2.3 Temperatur

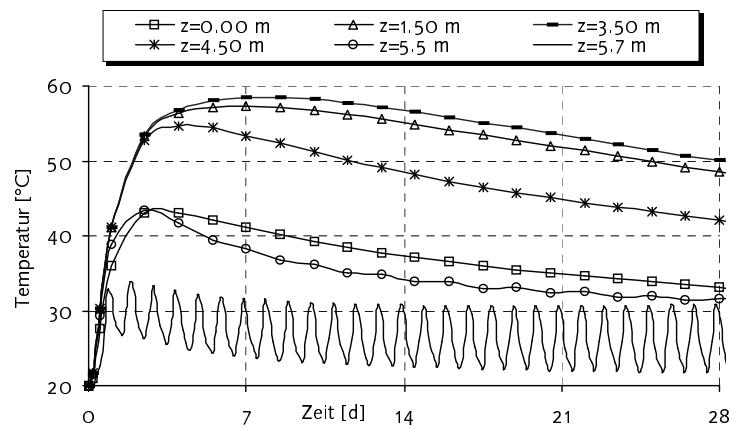


Bild A7.29: Temperaturentwicklung

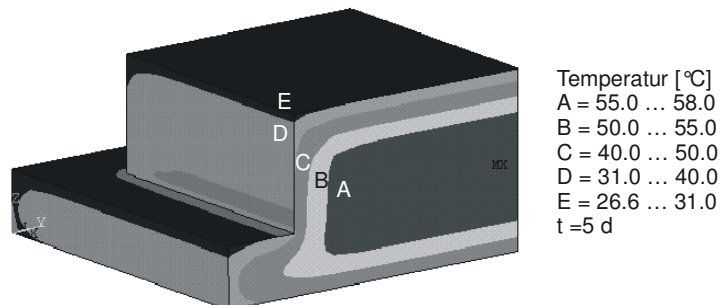


Bild A7.30: Temperaturverteilung bei t=5d

A7.2.4 Festigkeitskennwerte

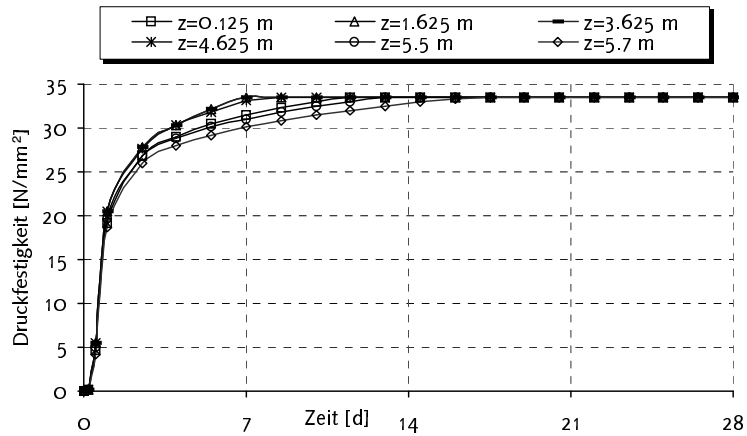


Bild A7.31: Druckfestigkeitsentwicklung

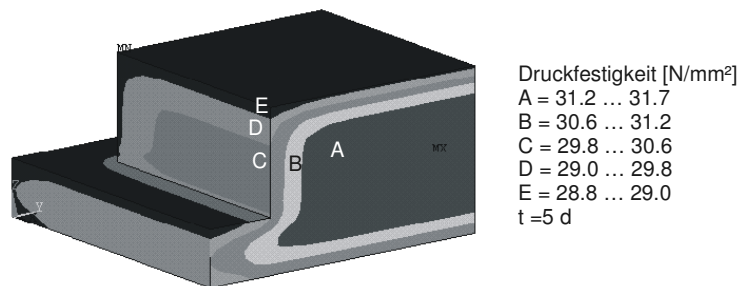


Bild A7.32: Druckfestigkeit bei t=5d

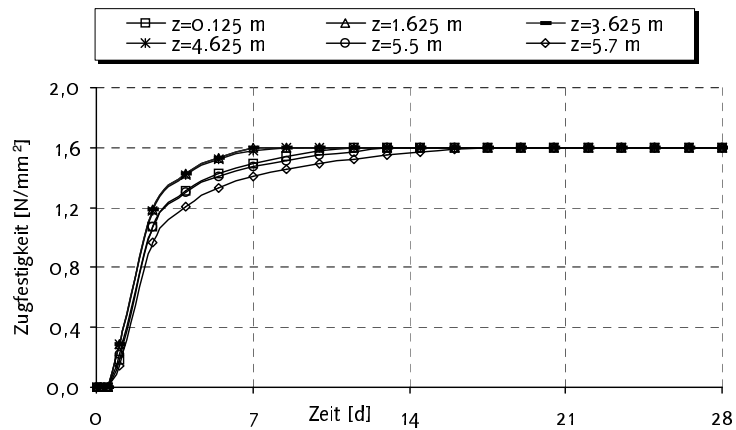


Bild A7.33: Zugfestigkeitsentwicklung

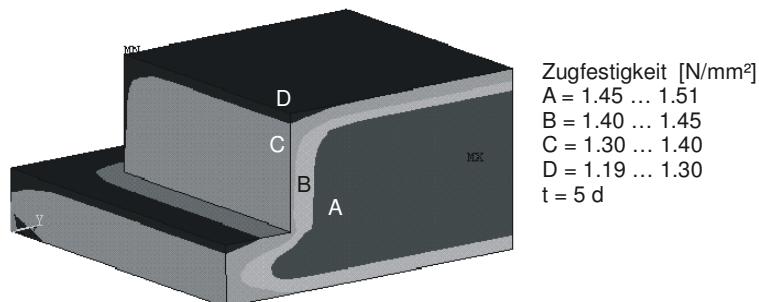


Bild A7.34: Zugfestigkeit bei t=5d

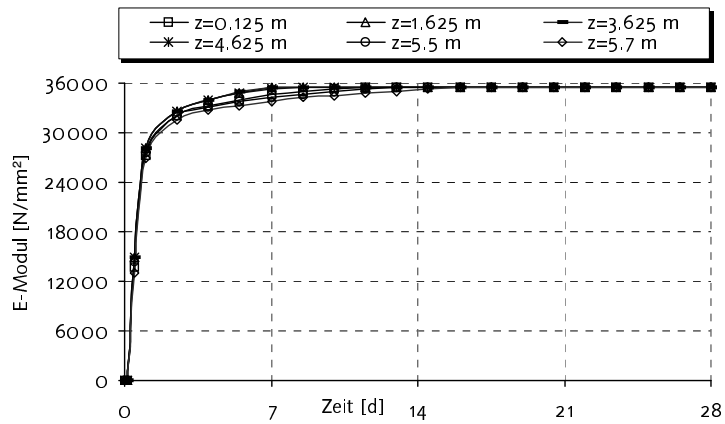


Bild A7.35: E-Modulentwicklung

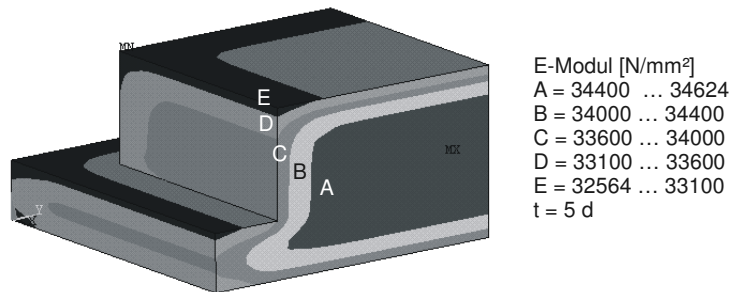


Bild A7.36: E-Modul bei t=5d

A7.2.5 Zwangsspannungen infolge Temperatur

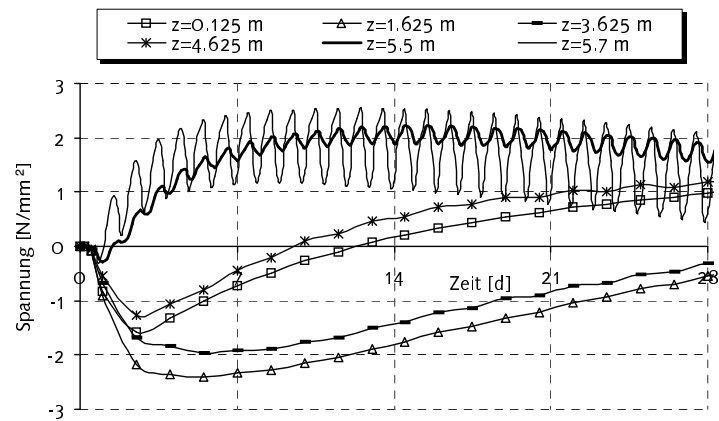


Bild A7.37: Spannungsentwicklung

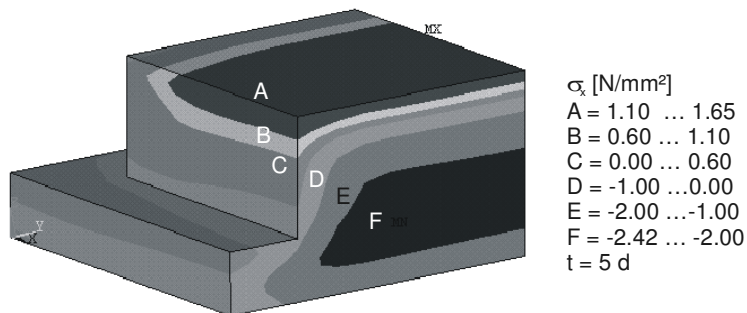
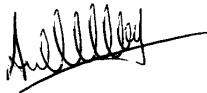


Bild A7.38: Spannung σ_x bei t=5d

Ehrenwörtliche Erklärung

Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich, dass ich die vorliegende Arbeit ohne unzulässige Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus anderen Quellen direkt oder indirekt übernommenen Daten und Konzepte sind unter Angabe der Quelle gekennzeichnet.

Weimar, 27.03.2002



Dipl.-Ing. António Carlos Lopes Madaleno