

**Bewertung von Rechengrundlagen  
zur Restfestigkeit von Beton im Zuge  
der Novellierung von EN 1992-1-2**

**T 3355**

T 3355

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0155-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)



# Forschungsvorhaben Nr. P 52-5-7.321

---

*Bewertung von Rechengrundlagen zur Restfestigkeit von Beton im Zuge  
der Novellierung von EN 1992-1-2*

**Datum:** 19.12.2017

**Auftraggeber:** Deutsches Institut für Bautechnik  
Kolonnenstr. 30 L  
10829 Berlin

**Bericht:** Abschlussbericht

**Bearbeiter:** Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß  
Dipl.-Ing. Dominik Felix

Dieses Schriftstück umfasst 50 Seiten. Es darf nur ungekürzt vervielfältigt werden

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Anlass und Zielsetzung</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Thermomechanische und –hydraulische Prozesse</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Druckfestigkeit</b>	<b>9</b>
3.1	Allgemeines	9
3.2	Betonzusammensetzung	13
3.3	Probengeometrie und -konditionierung	20
3.4	Hygrische Einflüsse	22
3.5	Thermische Einflüsse	25
3.6	Mechanische Einflüsse	26
<b>4</b>	<b>Zugfestigkeit</b>	<b>28</b>
4.1	Allgemeines	28
4.2	Betonzusammensetzung	31
4.3	Probengeometrie und -konditionierung	32
4.4	Hygrische Einflüsse	32
4.5	Thermische Einflüsse	33
4.6	Mechanische Einflüsse	34
<b>5</b>	<b>Dehnungen und Spannungen</b>	<b>35</b>
5.1	Allgemeines	35
5.2	Temperaturabhängige Dehnung	35
5.3	Spannungs-Dehnungslinien	38
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>42</b>
<b>7</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>47</b>

# 1 Anlass und Zielsetzung

Mit Schreiben vom 18.03.2016 beauftragte das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig mit der Durchführung eines Forschungsvorhabens zur „Bewertung von Rechengrundlagen zur Restfestigkeit von Beton im Zuge der Novellierung von EN 1992-1-2“.

Gesicherte Kenntnisse über die Restfestigkeit von Beton nach einer Brandbeanspruchung sind für die Beschreibung des Materialverhaltens in der Abkühlphase und damit für die Berücksichtigung von natürlichen Bränden erforderlich, insbesondere für die Bewertung der Resttragfähigkeit nach einem Brand. In der aktuellen Fassung der EN 1992-1-2 (EC 2-1-2) sind keine Angaben hinsichtlich der Restfestigkeit von Betonen nach der Abkühlphase enthalten. In der Task Group TG 5 von CEN/TC 250/SC 2/WG 1 sollen Festlegungen zur Restfestigkeit von Betonen nach Brandbeanspruchung erarbeitet werden, die in den novellierten EC 2-1-2 einfließen sollen.

Umfangreiche Untersuchungen an Betonzylindern zur Bestimmung von Restdruckfestigkeiten nach Brandbeanspruchung sind im Rahmen des Sonderforschungsbereichs (SFB) 148 am iBMB durchgeführt worden. Zusammen mit internationalen Forschungsergebnissen zu diesem Thema wurden diese von Thienel in [THI93] zusammengefasst. Dabei wird zwischen den verschiedenen Zuschlagsarten unterschieden. U. a. wurde festgestellt, dass die Betone beim Abkühlen weitere Schädigungsprozesse durchlaufen, die zu einer Abminderung der Restdruckfestigkeiten im Vergleich zu den Heißdruckfestigkeiten führen.

Im Rahmen des vorliegenden Berichts werden die Ergebnisse dieses und weiterer Forschungsvorhaben sowie internationaler Literatur für die Normung aufbereitet und Empfehlungen für Regelungen in der überarbeiteten Fassung des EC 2-1-2 für die praktische Anwendung formuliert.

Im vorliegenden Bericht wird im Wesentlichen die Entwicklung der Resttragfähigkeit sowie deren Einflussgröße im wiederabgekühlten Zustand nach Hochtemperaturbeanspruchung beschrieben. In der deutschsprachigen Literatur finden sich umfangreiche Veröffentlichungen älterer Versuchsdurchführungen. In der internationalen Literatur sind auch neuere Ergebnisse veröffentlicht. Die wesentlichen mechanischen Kennwerte sind die Zug- und Druckfestigkeit sowie deren Spannungs-Dehnungsverläufe.

Schneider fasst in Heft 337 des DAfStb „Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen“ [SCH82] und im RILEM Beitrag „Properties of materials at high temperatures – concrete“ [SCH85] die wichtigsten Erkenntnisse aus den Jahren vor 1983 zur Thematik der Resttragfähigkeit im wiedererkalteten Zustand zusammen. Die grundlegenden Faktoren, die vorgenannte mechanische

Kennwerte beeinflussen, sind die Materialfestigkeiten, das Mischungsverhältnis, das Betonalter, die Lagerungsbedingungen, die Maximaltemperatur sowie die Aufheiz- und Abkühlrate. Thienel ergänzt die Ergebnisse von Schneider in [THI93] bzw. [THI94] mit Versuchsergebnissen aus dem SFB148. Übersichtlich und systematisch dargestellt werden die einzelnen Einflüsse nach [BUD87] wie folgt:

- Einflüsse der Betonzusammensetzung
  - Zuschlagsart, -größtkorn und -sieblinie, Zementart und -menge, Wasserzementwert, Zusatzmittel und -stoffe
- Probengeometrie und -konditionierung
  - Größe, Gestalt, Alter Lagerungsfeuchte, Lagerungsfeuchte und -temperatur, Hydratationsgrad, Karbonatisierung
- Hygrische Einflüsse
  - Probenfeuchte (versiegelt, frei austrocknend), Feuchtegradient
- Thermische Einflüsse
  - Temperaturhöhe, Temperaturgradient, Temperierdauer, Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeit, Zahl der Temperaturzyklen
- Mechanische Einflüsse
  - Belastungsgrad, -verhältnis, -geschwindigkeit und -geschichte, Prüfmaschine (Lasteinleitung, Steifigkeit)

Diese Gliederung wird, sofern Erkenntnisse darüber vorliegen, für die Beschreibung der vorgenannten wesentlichen mechanischen Kennwerte in den Kapiteln 3 bis 5 fortgesetzt. Vorab wird in einem ersten Schritt über die unter Hochtemperatur und in der Abkühlphase ablaufenden mechanischen und hydraulischen Prozesse innerhalb des Betons berichtet. In Kapitel 6 werden abschließend die Ergebnisse zusammengefasst und eine Empfehlung für normative Umsetzung der Restdruckfestigkeit gegeben. Die Ergebnisse der Untersuchungen sollen direkt in die TG 5 von CEN/TC 250/SC 2/WG 1 eingebracht werden.

## 2 Thermomechanische und –hydraulische Prozesse

Um das thermo-mechanische Materialverhalten von Beton während und nach dem Brand zu verstehen, ist es hilfreich die zu Grunde liegenden mikrostrukturellen Veränderungen genauer zu betrachten. Die Einflüsse auf das Material und das Ersatzkontinuum von Beton unter Hochtemperatur und nach dem Abkühlen werden in Abbildung 2.1 strukturiert dargestellt. Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten und thermischer Dehnungen der Betonkomponenten Mörtelmatrix und Gesteinskörnung führt eine mechanische Belastung und/oder eine Temperaturbeanspruchung zu Rissen im Material, welche bevorzugt an Unstetigkeitsstellen im Gefüge wie Verbundzonen oder Kapillarporen entstehen. Strukturveränderungen im Beton sind bei Abkühlung teilweise reversibel (z. B. infolge Rehydratation der Zementmatrix) und beeinflussen sowohl die mechanischen als auch die thermischen Eigenschaften des Betons.

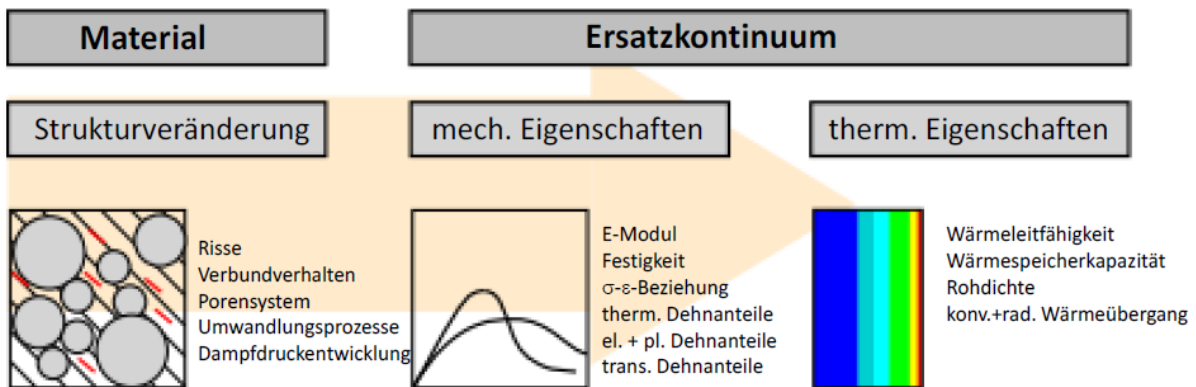
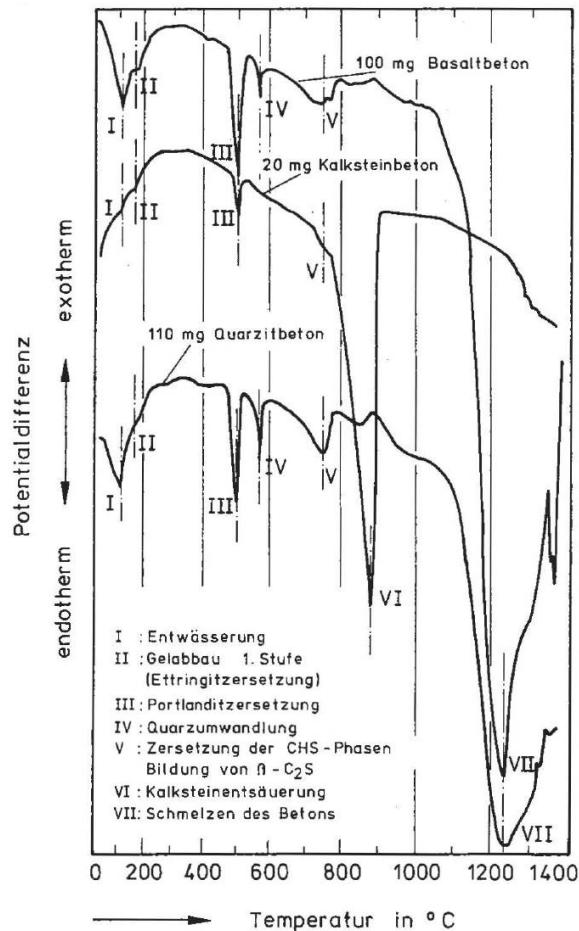


Abbildung 2.1: Einfluss von Hochtemperaturbeanspruchung auf Beton und Einflüsse auf das Material sowie das Ersatzkontinuum

Infolge von Temperaturerhöhungen treten bei Hochofen- und Portlandzementbetonen eine Vielzahl an Zersetzungs- bzw. Abbaureaktionen auf. Die Schädigung konzentriert sich auf den Zementstein und entsprechend der Gesteinsart auch auf die Gesteinskörnung. Im niedrigen Temperaturbereich stehen dabei Entwässerung und Dehydratation im Vordergrund. Bei höheren Temperaturen kommt es zu einer Entsäuerung von karbonisierten Zuschläge. Oberhalb von 1200 °C bis 1300 °C beginnen die ersten Betonkomponenten zu schmelzen. Ab 1300 °C bis 1400 °C ist der Beton nahezu vollständig geschmolzen. Abbildung 2.2 zeigt die mittels DTA-Analyse sichtbargemachten endo- und exothermen Reaktionsabläufe von portlandzementhaltigem Normalbeton. Zur besseren Veranschaulichung werden die einzelnen Betonkomponenten, wie Zement und Gesteinskörnung, vorerst getrennt voneinander betrachtet.



Reaktionsabläufe:		
I	~ 100 °C	Entwässerung
II	180 °C	Gelabbau (1. Dehydrationsstufe)
III	450 °C - 500 °C	Portlanditzerzersetzung: $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
IV	573 °C	Quarzsumwandlung: $\alpha\text{-Quarz} \rightarrow \beta\text{-Quarz}$
V	600 °C – 700 °C	Zersetzung der CSH-Phasen: $\rightarrow \beta\text{-C}_2\text{S}$
VI	650 °C - 900 °C	Kalksteinentsäuerung: $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
VII	1150 °C - 1200 °C	Beginn des Schmelzens

Abbildung 2.2: Thermogramm für portlandzementgebundene Normalbetone mit quarzitischer, kalzitischer und basaltischer Gesteinskörnung (links) und tabellierte Zusammenstellung der Reaktionsabläufe (rechts) nach [SCH82]

Der erhärtete Zementstein besteht wesentlich aus den Oxiden Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ ), Calciumoxid ( $\text{CaO}$ ) und Aluminiumoxid ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ). Je nach Zementzusammensetzung ergibt sich unter Hochtemperatur und im wiederabgekühlten Zustand ein unterschiedliches Materialverhalten. Einen Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung im und nach dem Brand haben das Zement/ Siliciumdioxid-Verhältnis, der Wasser-Zementwert und der versiegelt bzw. unversiegelte Zustand einer Probe. Die durch Hydratation der Zementphasen entstehende Bestandteile Calciumhydroxid (auch Portlandit bzw.  $\text{Ca(OH)}_2$ ), Calciumsilicathydrat (C-S-H bzw. Tobermorit), Ettringit und Monosulfat, dehydratisieren während der Temperaturbeanspruchung und können sich nach dem Abkühlen teilweise zurückbilden.



Im Brand erwärmt sich die Oberfläche schneller als der innere Bereich eines Betonquerschnitts. Die Feuchtigkeit verdunstet an der Oberfläche und wird abhängig vom Temperaturgradienten in das Betoninnere transportiert. Die Bereiche in Oberflächennähe können als „offen“ (unversiegelt) betrachtet werden. Weiter entfernt von der Oberfläche, im Inneren des Betonquerschnitts treten je nach Aufheizrate und Permeabilität hydrothermale Lösungen auf.

Portlandzement bleibt im Temperaturbereich von 4 °C bis 80 °C chemisch unverändert. Physikalisch können bereits aufgrund des Rissbildes, der Van-der-Waals-Wechselwirkungen oder der Porosität, etc. Schädigungen auftreten. Ab 80 °C sollte zwischen versiegelten und unversiegelten Zementproben unterschieden werden. Letztere charakterisieren sich durch einen beschleunigten Feuchte- und Wassertransport, wodurch es zu einem schnelleren Trocknen, dem zeitigeren Verlust des Kapillarwassers und anschließend dem des physikalisch gebundenen Wassers kommt. Unter Hydratation versteht man das Anlagern von Wassermolekülen im Zement bei Temperaturen unterhalb von 100 °C. 90 Tage nachdem der Zement mit Wasser angemacht wurde sind ein Großteil der Hydratationsprozesse abgeschlossen. Wird der Beton anschließend erwärmt, kommt es oberhalb von 100 °C zur Dehydratation, dem Abspalten von chemisch gebundenem Wasser und der Zersetzung des Zementgels. Die ersten Umwandlungsprozesse finden zwischen 150 °C bis 180 °C ein Maximum. Danach geht der Prozess langsam zurück und nimmt bei etwa 720 °C einen weiteren, etwas niedrigeren Höhepunkt ein. Abgeschlossen ist der Vorgang bei Temperaturen knapp über 800 °C. Die kurzfasrigen C-S-H Moleküle werden dabei in  $\beta$ -Dicalciumsilika ( $\beta C_2S$ ),  $\beta$ -Wollastonit ( $\beta CS$ ) und Wasser ( $H_2O$ ) aufgespalten, es kommt zum Festigkeitsverlust.

Eine weitere Größe des Dehydratationsprozesses ist die Umwandlung von Calciumhydroxid ( $Ca(OH)_2$ ) in Kalk ( $CaO$ ) und Wasser ( $H_2O$ ). Der Prozess findet im Bereich zwischen 400 °C und 600 °C mit einem Scheitelwert bei 500 °C statt. Ab Temperaturen von 700 °C bis 800 °C kommt es zur sog. Kalksteinentsäuerung. Durch die Zersetzung von ggf. vorhandenem Calciumcarbonat ( $CaCO_3$ ), welches während der Hydratationsphase des Zements an der Luft in Verbindung mit  $CO_2$  entsteht, zusätzliche Kalkanteil ( $CaO$ ) frei.

Kommt es zur Abkühlung reagiert der sog. freie Kalk ( $CaO$ ), mit der umgebenen Feuchte unter 40% Volumenzunahme erneut zu Calciumhydroxid ( $Ca(OH)_2$ ), wodurch im Gefüge des Betons Drücke (sogenannte Kristallisationsdrücke), die zu den von Klingsch [KLI01, KFF09] beschriebenen verspäteten Abplatzungen führen könnten. Ferner kommt es zu einer Änderung der Porenstruktur des Betons und aufgrund der hervorgerufenen Volumenvergrößerung zu einem abnehmenden Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein. Daraus resultieren Rissbreitenvergrößerungen

Bereits ab 800 °C, wenn kein chemisch gebundenes Wasser mehr vorhanden ist, entstehen bei aluminiumhaltigen Betonen im Zementstein keramische Verbindungen, welche die Restfestigkeit im Vergleich zur Heißfestigkeit erhöhen. Portlandzementhaltige Betone beginnen ab 1350 °C zu schmelzen.

Bei der Erwärmung von Beton verhalten sich Zementstein und Gesteinskörnung unterschiedlich. Aufgrund von Dehydratationsprozessen und Phasenumwandlungen im Temperaturbereich ab 100 °C schwindet der Zementstein, während sich die Gesteinskörnung mehr oder weniger ausdehnt. Beim Abkühlen nach hohen Temperaturbeanspruchungen werden der Zementstein und die Gesteinskörnung dem normalen thermischen Verhalten von Festkörpern unterworfen. Beide Betonkomponenten schwinden in geringem Maße. Die dadurch entstehenden Gefügeänderungen führen zu weiteren Festigkeitsverlusten.

Einen wesentlichen Einfluss auf das Materialverhalten hat die Verwendung von quarzhaltiger Gesteinskörnung ( $\text{SiO}_2$ ). Bei 573 °C (1 bar) durchlaufen die Quarzbestandteile eine Kristallumwandlung vom sog.  $\alpha$ -Quarz zum  $\beta$ -Quarz. Diese Volumenvergrößerung (~5,7 %) führt zu einer Gefügeschwächung.

Kalkhaltige Gesteinskörnungen verhalten sich bis zur vorgenannten Kalksteinentsäuerung ( $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ ) ab 650 °C stabil. Der Vorgang ist teilweise reversibel.

Beton verändert unter thermischer bzw. thermomechanischer Einwirkung aufgrund von materialspezifischen Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen stetig seine Materialstruktur. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass eine Abnahme der Druckfestigkeit während und nach der Abkühlphase folgende Ursachen haben kann:

- Weitere Rissbildung während des Abkühlens
- Phasenumwandlungen bzw. Rehydratationsprozesse im Zementstein. Diese Prozesse könnten für die Verminderung der Druckfestigkeiten nach mehreren Tagen oder Wochen verantwortlich sein.

### 3 Druckfestigkeit

#### 3.1 Allgemeines

Die Restdruckfestigkeit nach Brandbeanspruchung ist bei Normalbeton die am Häufigsten untersuchte „Rest“-Kenngröße. Nach [SCH85] sind für die Restdruckfestigkeit die nachfolgenden Hauptmerkmale wesentlich:

- Zementart
- Art des Zuschlags (Größtkorn,...)
- Mischungsverhältnis (w/z-Wert, ...)
- Betonalter
- Belastungsbedingungen
- maximal erreichte Temperatur
- Erwärmungs- und Abkühlgeschwindigkeit

Ein Vergleich der Heiß- und Restdruckfestigkeit in Abhängigkeit der maximalen Temperatur, zusammengefasst von [THI93], wird in Abbildung 3.1 dargestellt – für Beton mit kalksteinhaltiger Gesteinskörnung siehe Abbildung 3.8, [SCH82]. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass für Normalbeton die Heißdruckfestigkeit generell über der Restdruckfestigkeit liegt. Ursachen für den Festigkeitsabfall werden in weiteren Strukturschädigungen im Beton wie z. B. Rissvorsetzungen, chemische Zersetzungsprozesse und/oder Phasenumwandlungen während der Abkühlphase vermutet.

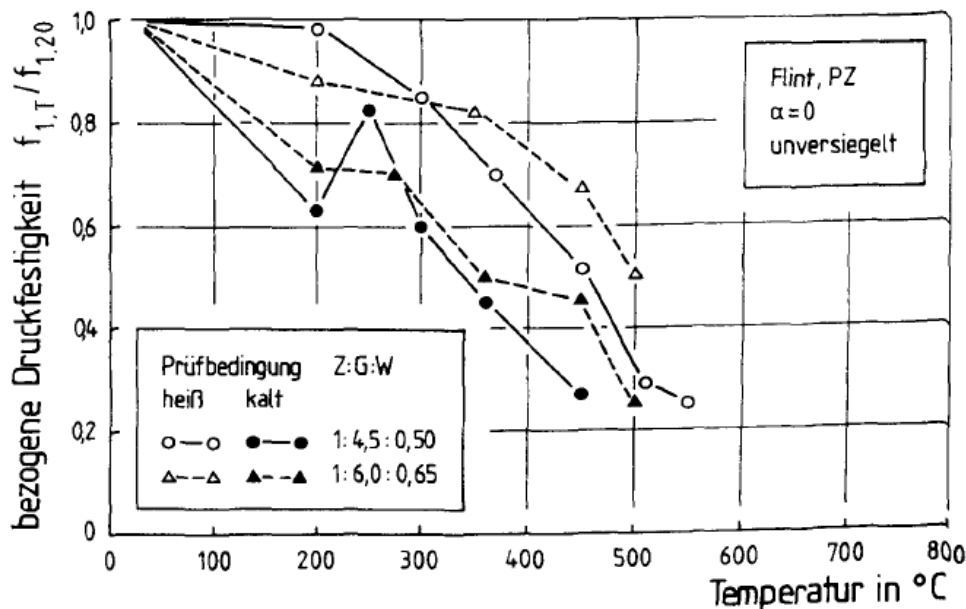


Abbildung 3.1: Vergleich der einaxialen Heiß- und Restdruckfestigkeiten(kalt) an unbelasteten und unversiegelten Versuchen mit Normalbeton von [MAL56] nach [THI93]

Li und Franssen untersuchten in [LF11] nach Auswertung verschiedener Literaturquellen ebenfalls die Zusammenhänge zwischen Heiß- und Restdruckfestigkeit. Hierfür wurden 209 Versuche zur Heißdruckfestigkeit und 709 Versuche zur Restdruckfestigkeit von Normalbeton ausgewertet. Die einzelnen Messwerte, deren Mittelwert und die Standardabweichung für die Heißdruckfestigkeit sind in Abbildung 3.2 und für die Restdruckfestigkeit in Abbildung 3.3 dargestellt. Die Ausgangsdruckfestigkeiten vor dem Brand unter Normaltemperatur (gesamter Datensatz) lagen zwischen 20 N/mm<sup>2</sup> und 88,5 N/mm<sup>2</sup> - im Mittel bei 60 N/mm<sup>2</sup>. Die verwendeten Gesteinskörnungen umfassen u. a. Kalkstein, Granit und Quarz. Die Geometrien der Probekörper entsprachen Zylindern, Prismen und Würfeln. Die Abkühlung nach Erreichen der Zieltemperatur erfolgte mittels natürlicher Auskühlung, Ofenkühlung oder durch das Abschrecken mit Wasser. Die verwendeten Messwerte zur Restdruckfestigkeit wiesen eine deutlichere Streuung auf, als Messwerte zur Heißdruckfestigkeit. Eine mögliche Ursache kann in den verschiedenen Abkühlgeschwindigkeiten und den damit einhergehend Schädigungen liegen.

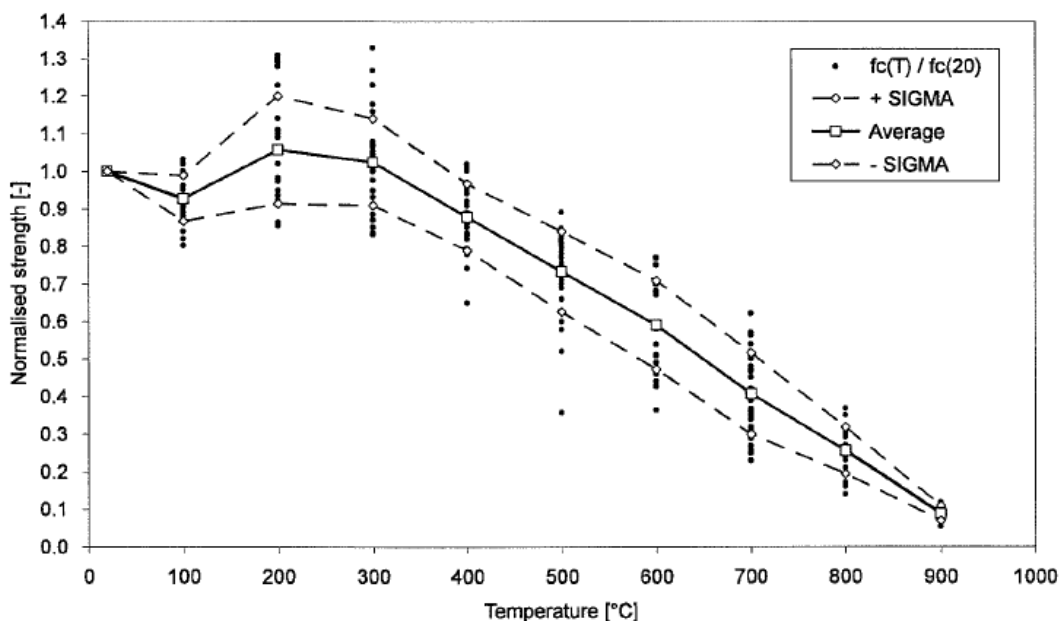


Abbildung 3.2: Darstellung der gesammelten relativen Messwerte zur Heißdruckfestigkeit in Abhängigkeit der Maximaltemperatur für Betone ( $f_{c,20} < 60 \text{ N/mm}^2$ ) [LF11]

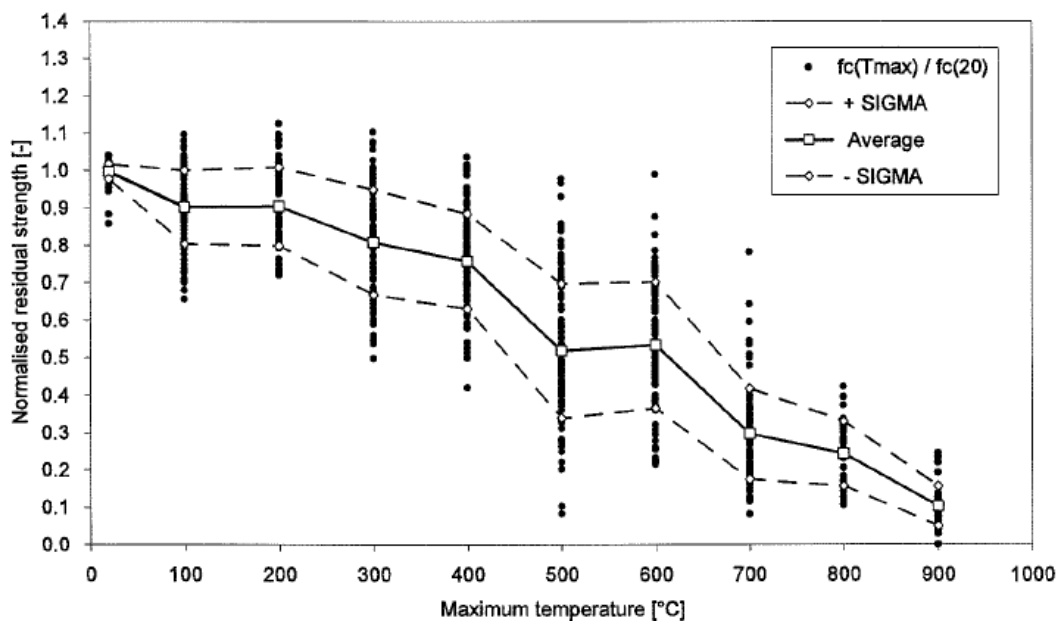


Abbildung 3.3: Darstellung der gesammelten relativen Messwerte zur Restdruckfestigkeit nach dem Abkühlen in Abhängigkeit der Maximaltemperatur für Betone ( $f_{c,20} < 60 \text{ N/mm}^2$ ) [LF11]

Ein direkter Vergleich zwischen beiden Mittelwerten (Abbildung 3.4) zeigt, dass die Resttragfähigkeit im wiedererkalteten Zustand generell unter der Heißdruckfestigkeit liegt und zwar im Bereich von ca. 10% - 20% für den Temperaturbereich von 200 °C bis 700 °C.

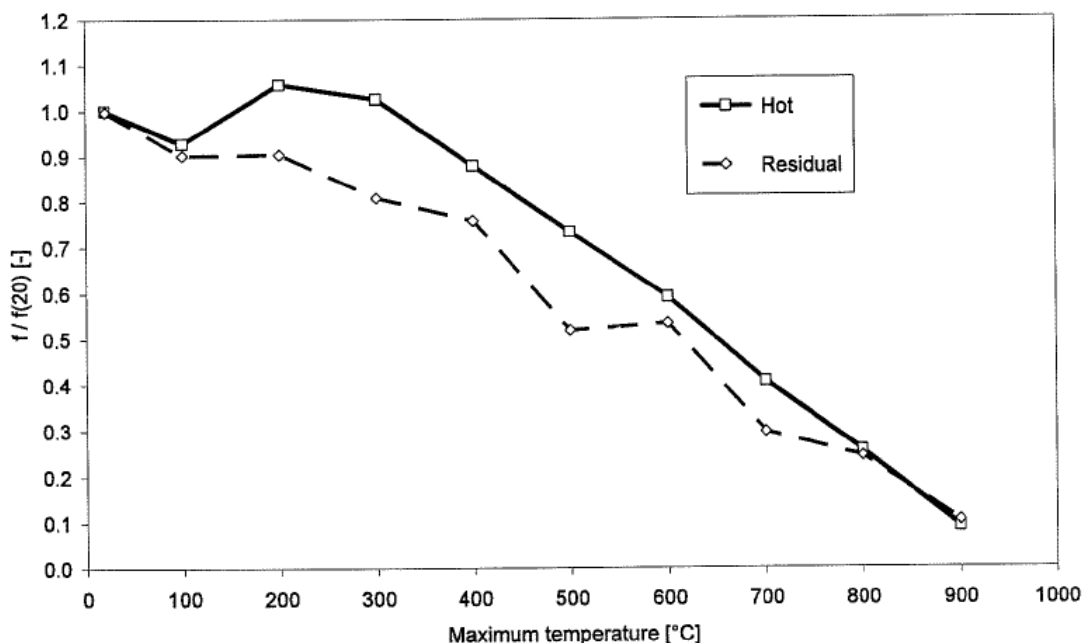


Abbildung 3.4: Vergleich der Mittelwerte von Heißdruck- und Restdruckfestigkeit für Betone ( $f_{c,20} < 60 \text{ N/mm}^2$ ) [LF11]

### Betondruckfestigkeit

Die von [LF11] gesammelten Ergebnisse umfassen einige Versuche von hochfesten Betonen mit  $f_{c,20} > 60 \text{ N/mm}^2$ . In Abbildung 3.5 werden diese den Ergebnissen mit Normalbetonen ( $f_{c,20} < 60 \text{ N/mm}^2$ ) (siehe auch Abbildung 3.4) gegenübergestellt. Betrachtet man die zusammengestellten hochfesten Betone, werden zwischen der gemessenen Heiß- und Restdruckfestigkeit bis 400 °C nahezu keine Unterschiede festgestellt. Zwischen 600 und 1000 °C liegen die relativen Restdruckfestigkeiten sogar über den Ergebnissen zur relativen Heißdruckfestigkeit. Der verwendete Datensatz umfasst jedoch nur eine geringe Anzahl an höherfesten Betonen und ist deshalb nur bedingt repräsentativ. Für die weiteren Auswertungen von [LF11] werden daher nur Versuchsdaten von Betonen mit  $f_{c,20^\circ\text{C}} < 60 \text{ N/mm}^2$  herangezogen.

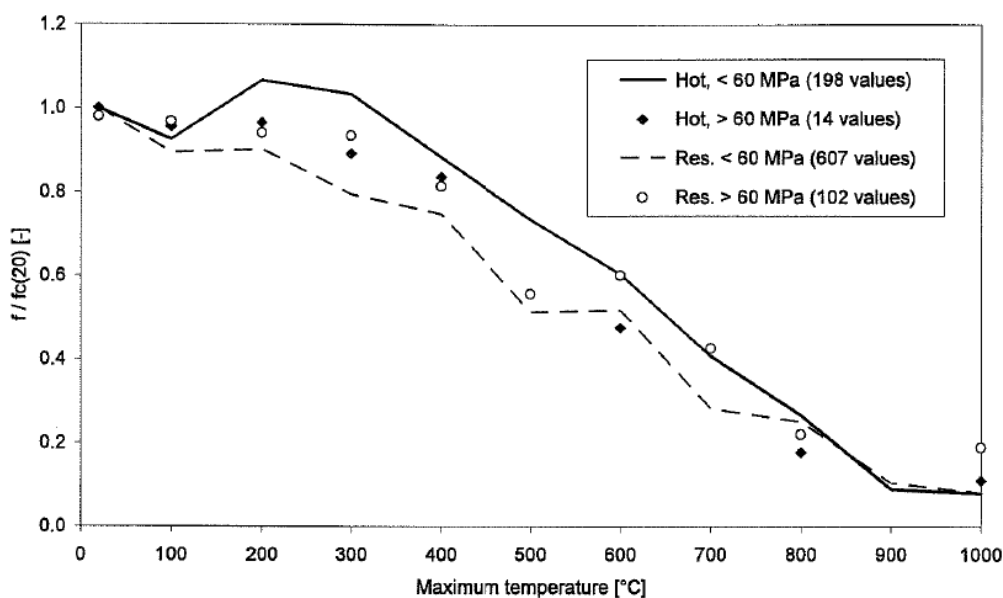


Abbildung 3.5: Relativer Festigkeitsvergleich zwischen Normalbeton (< 60 MPa) und hochfesten Betonen (> 60 MPa) sowie zwischen der Heiß- und Restdruckfestigkeit [LF11]

### 3.2 Betonzusammensetzung

Forschungsergebnisse über den Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Restdruckfestigkeit liegen u. a. für Auswertungen zur Zementart, Gesteinskörnung und den verschiedenen Betonzusatzstoffen vor.

#### Zementart

In Abbildung 3.6 wird das Verhältnis der Restdruckfestigkeit zur Anfangsdruckfestigkeit in Abhängigkeit der maximalen Temperaturbeanspruchung nach dem Abkühlen auf Normaltemperatur für Portlandzement (PZ) und Hochofenzement (HOZ; mit 77 % Hochofenschlacke) dargestellt [FIS67]. Nach 84 Tagen im wiedererkalteten Zustand gleichen sich die Verläufe beider Zementsorten an. Die gemessenen Restdruckfestigkeiten von Portlandzement kurz nach dem Abkühlen (7 Tage) liegen etwas höher.

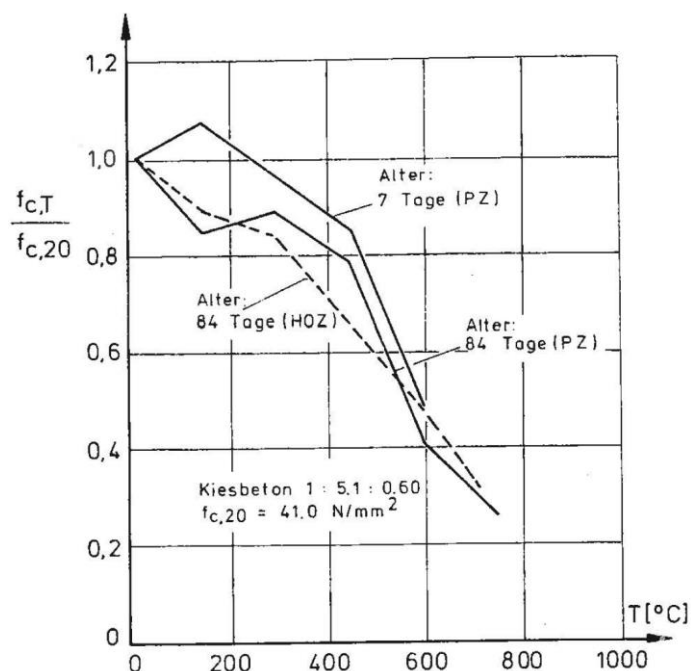


Abbildung 3.6: Entwicklung der Resttragfähigkeit nach dem Abkühlen bei unterschiedlichen Zementarten und Zementalter nach [FIS67] (zusammengefasst in [SCH82])

In Untersuchungen von Klingsch [KLI09] wurden Betonzylinder ( $\varnothing = 150$  mm,  $H = 300$  mm) mit Zementen CEM I, CEM II-A-LL und SSC (erhöhter Hochofenschlacke-Anteil) unter Hochtemperatur und in der Abkühlphase geprüft. Die Betonmischung bestand jeweils aus  $300 \text{ kg/m}^3$  Zement mit einem w/z-Wert von 0,55 und 57 %-carbonathaltiger sowie 38 %-silicathaltiger Gesteinskörnung (bis  $\varnothing_{\text{max}} \leq 32$  mm). Die Proben wurden zuvor über 90 Tagen getrocknet. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug etwa 1,5 K/min. Nach dem Erreichen einer Maximaltemperatur

wurde diese für 2 Stunden konstant gehalten. Anschließend erfolgte die Prüfung der Heißdruckfestigkeit bzw. das Abkühlen mit 0,9 K/min auf die Zieltemperatur zur Bestimmung der Restdruckfestigkeit. Bis zur Festigkeitsprüfung wurde nahezu keine Belastung auf die Proben aufgebracht (max. 0,3 MPa → 0,75 % der Festigkeit bei Normaltemperatur). Eine freie thermische Dehnung der Zylinder war möglich.

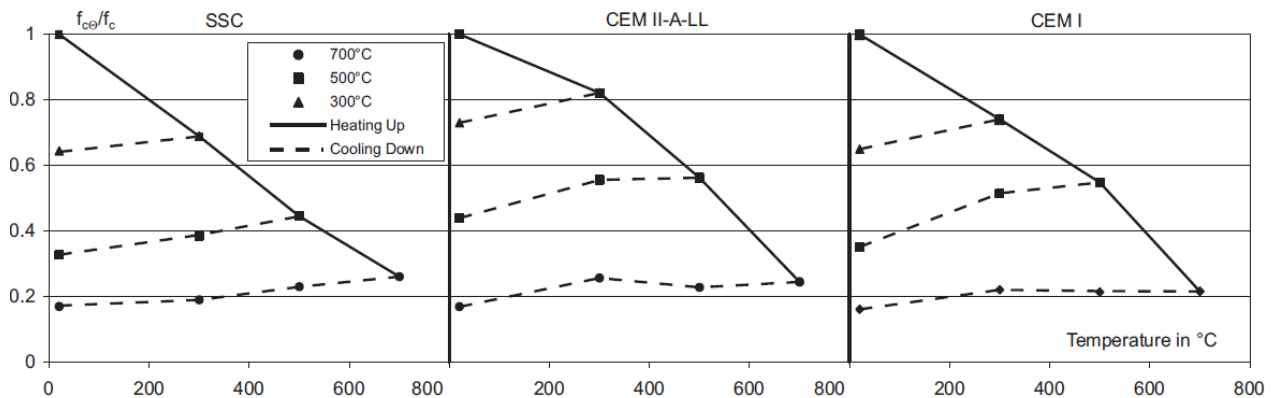


Abbildung 3.7: Temperatur-Festigkeitsbeziehung für drei unterschiedliche Zemente in der Aufheiz- und Abkühlphase [KLI09]

Abbildung 3.7 zeigt, dass Betone mit SSC-Zement im Vergleich zu CEM I und CEM II nur leicht geringere Heißdruckfestigkeiten aufweisen. Ferner zeichnen sich die Portlandzemente durch einen nichtlinearen Verlauf der Druckfestigkeit in der Abkühlphase aus. Generell kann festgehalten werden, dass bis zu einer Maximaltemperatur von 500°C der Festigkeitsverlust von der Heißdruckfestigkeit zur Restdruckfestigkeit im wiedererkalteten Zustand mit der Steigerung der maximal erreichten Temperatur zunimmt.

### Gesteinskörnung

Nach [SCH82] hat die Gesteinskörnung einen großen Einfluss auf die Restdruckfestigkeit von Beton. [ABR71] zeigt, dass bei Beton mit kalksteinhaltiger Gesteinskörnung bereits im niedrigen Temperaturbereich eine deutliche Festigkeitsreduktion bei wiedererkalteten Proben im Vergleich zur Ausgangsfestigkeit auftritt (siehe Abbildung 3.8). Dagegen kann [ZOL60] (siehe Abbildung 3.9) bei kalksteinhaltiger Gesteinskörnung bis 400°C nur einen geringen Abfall der Restdruckfestigkeit bei langsamer Abkühlung feststellen. Ferner treten bei Sandstein – und Quarziesbeton in dem Temperaturbereich bis ~200 bzw. ~300 °C Festigkeitsgewinne auf. Danach fallen die Festigkeiten ab und verlaufen unter den gemessenen Festigkeiten der Proben mit



kalksteinhaltiger Gesteinskörnung. [SCH85] stellt fest, dass Sandstein- und Basaltbetone geringere Festigkeitsverluste als Kalkstein-, Andesit- und Serpentinbeton aufweisen. Diese Ergebnisse basieren auf verhältnismäßig langen Temperaturbeanspruchungsdauern von 90 Tagen.

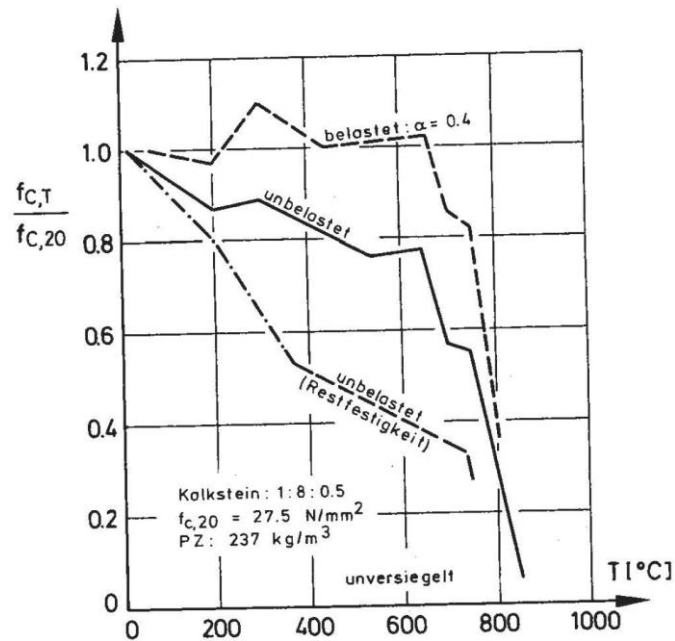


Abbildung 3.8: Vergleich der Druckfestigkeit unter Hochtemperaturbeanspruchung mit der Restdruckfestigkeit an Proben aus kalksteinhaltigem Normalbeton von [ABR71] aus [SCH82]

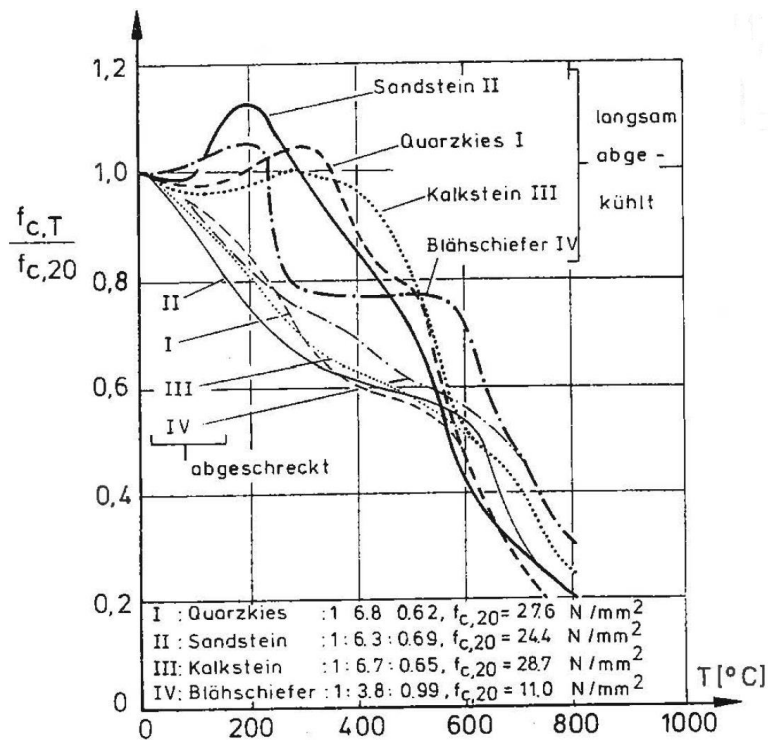


Abbildung 3.9: Restdruckfestigkeit von Normalbetonen mit unterschiedlichen Zuschlägen nach dem Abkühlen auf Normaltemperatur von [ZOL60] aus [SCH82]

In [THI93] werden die in Abbildung 3.10 dargestellten Versuchsergebnisse von unversiegelten und unbelasteten Betonen zusammengefasst. Der Autor kommt zu dem Schluss, dass die Unterschiede zwischen den einzelnen Zuschlagsarten (Gesteinskörnungen) sich nicht klar differenzieren lassen. Jedoch fällt der Festigkeitsverlust im wiedererkalteten Zustand von Leichtbeton geringer als der von Normalbeton aus.

			Zuschlagart	Z:G:W
-○-	/ 1/	Abrams	Silikat	1:7,77:0,51
-●-	/ 1/	Abrams	Blähton	1:4,75:0,78
-□-	/ 39/	Fischer	Quarz	1:5,10:0,60
-■-	/ 39/	Fischer	Leca	1:1,40:0,60
-◇-	/158/	Zoldners	Silikat	1:6,83:0,63
-◆-	/158/	Zoldners	Blähschlacke	1:3,77:0,99
-▲-	/109/	Sarshar	Lyttag	1:2,34:0,67
-◐-	/137/	Thienel	Basalt, Quarzsand	1:5,50:0,50
-▼-	/137/	Thienel	Liapor, Quarzsand	1:3,10:0,60
-▽-	/137/	Thienel	Quarz	1:7,30:0,67
-◑-	/ 85/	Mohamedbhai	Basalt	1:6,00:0,70

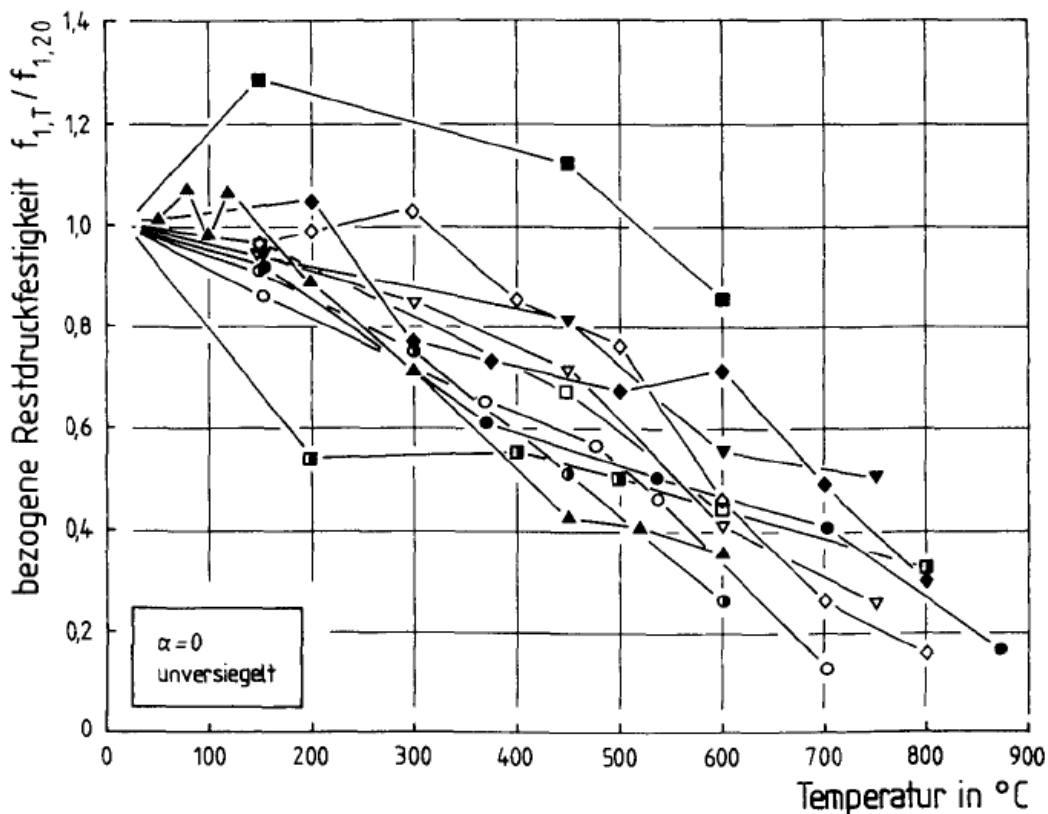


Abbildung 3.10: Zusammenstellung von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlägen bei Prüfung der einaxialen Restdruckfestigkeit an unversiegelten und unbelasteten Proben in Abhängigkeit von der maximalen Temperatur [THI93]

Die Auswertung des Datensatzes von [LF11] nach quarz- und kalksteinhaltiger Gesteinskörnung (Abbildung 3.11) kommt zu ähnlichen Ergebnissen. In der Aufheizphase ähneln sich die Verläufe mit Ausnahme, dass quarzhaltige Betone unter 400 °C leicht höhere Festigkeiten erzielen. Bei der Ermittlung der Restdruckfestigkeit liegen quarzhaltigen Betone geringfügig unter den kalksteinhaltigen Betonen.

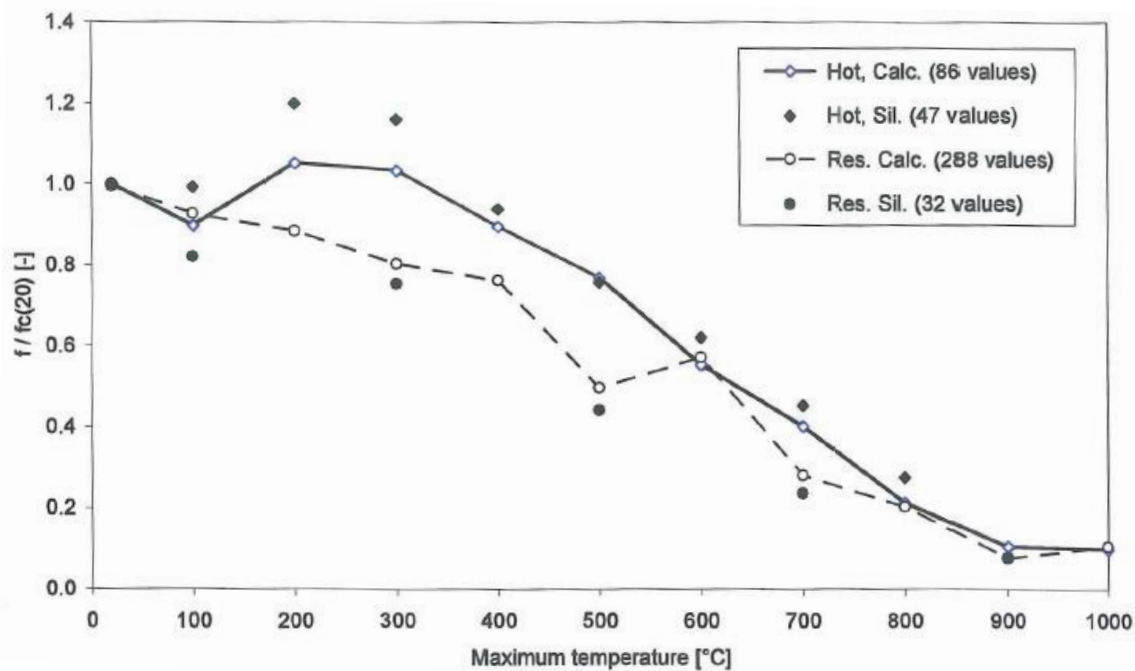


Abbildung 3.11: Darstellung der Heiß- und Restdruckfestigkeit für quarz- und kalksteinhaltige Betone [LF11]

### Betonzusatzstoffe

In [THI93] werden Untersuchungen von [ZOL73] zusammengefasst mit der Aussage, dass bei hohen Silika-Gesteinsmehlanteilen von 25 % bis 40 % im Bereich bis 500°C eine etwas höhere Restdruckfestigkeit erzielt wird.

[NEK61] und [CAR82] stellen für Normalbeton und [ZOL73] für Leichtbeton – zusammengefasst in [THI93] – fest, dass Flugasche selbst bei einem Gehalt von 40 % des Zementgewichts keinen nennenswerten Einfluss auf die Restdruckfestigkeit hat.

Neuere Untersuchungen zu Betonen ohne und mit erhöhten Flugascheanteilen (10%, 20%, 30% und 40%) wurden von [SHA16] durchgeführt. Die Restdruckfestigkeiten wurden jeweils an Proben mit schneller und langsamer Abkühlrate ermittelt (siehe Abbildung 3.12). Zwischen den

Proben mit und ohne Flugasche können keine signifikanten Unterschiede ermittelt werden. Auf die unterschiedlichen Abkühlgeschwindigkeiten wird in Abschnitt 3.5 eingegangen.

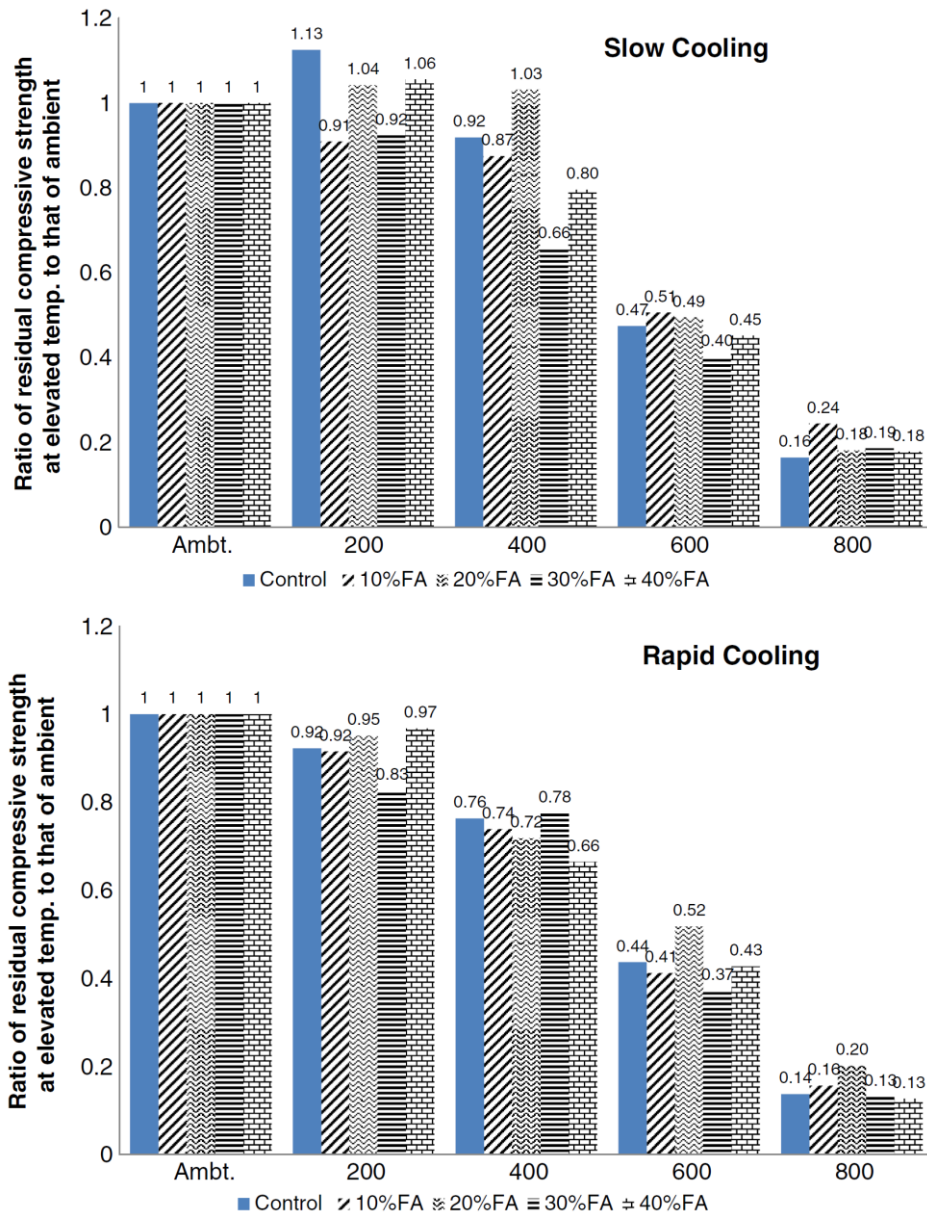


Abbildung 3.12: Restdruckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichem Flugascheanteil in Abhängigkeit der maximalen Temperaturbeanspruchung und für schnelle (oben) und langsame (unten) Abkühlphase nach [SHA16]

Wasserzementwert und Silikagehalt

Phan und Carino untersuchen in [PC01] u. a. den Einfluss des w/z-Wertes auf die Restdruckfestigkeit nach Brandbeanspruchung anhand von mehreren unbelasteten Proben aus hochfestem Beton. Die eingesetzten vier Rezepturen unterscheiden sich im w/z-Wert und der Zugabe menge an Silikastaub (siehe Tabelle 3.1) In

Abbildung 3.13 wird das von [PC01] angewandte Prüfschema dargestellt.

Tabelle 3.1: Übersicht über die in [PC01] untersuchten Betonrezepturen

Betonrezepturen	w/z-Wert	Silikastaub (als Zementersatz)
Mixture I	0,22	10 %
Mixture II	0,33	10 %
Mixture III	0,33	0 %
Mixture IV	0,57	0 %

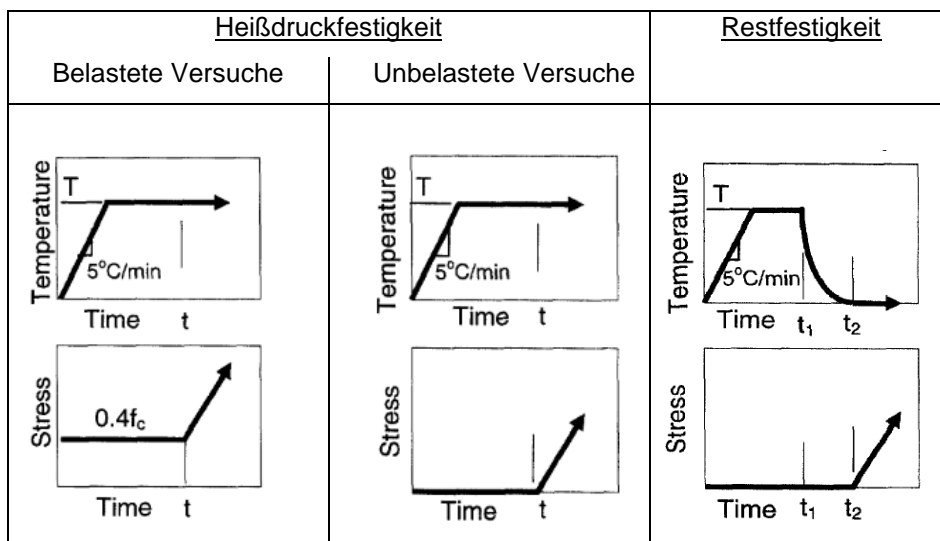


Abbildung 3.13: Prüfschema für die Heißdruck- und Restfestigkeiten in [PC01]

Aus den in Abbildung 3.14 zusammengestellten Ergebnissen wird in [PC01] gefolgert, dass Versuchskörper ohne Silikastaub eine etwas verminderte Restdruckfestigkeit aufweisen, als die Proben mit Silikastaub und je höher der w/z-Wert ist, desto geringer fallen die Restdruckfestigkeiten aus. Die maximale Temperaturbeanspruchung wurde auf 450 °C begrenzt, da bei höhe-

ren Temperaturen (600 °C) starke Abplatzererscheinungen auftraten. Im Vergleich der unbelasteten (Abbildung 3.14, rechts) und belasteten (s. [PC01]) Heißdruckversuche lagen die relativen Restdruckfestigkeiten (Abbildung 3.14, links) der belasteten Proben im Bereich von 200 °C bis 250 °C etwas höher. Bei Temperaturen von 450 °C lagen die relativen Heißdruckfestigkeiten über den relativen Restdruckfestigkeiten.

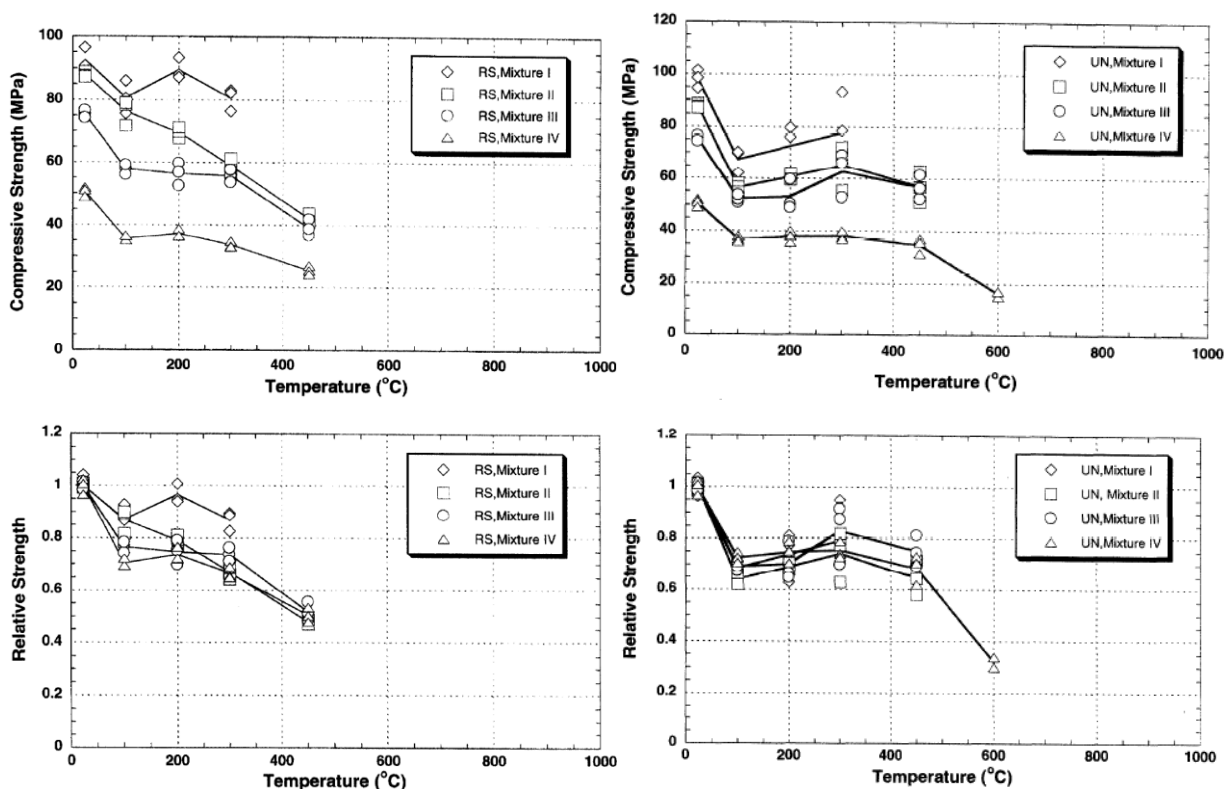


Abbildung 3.14: Vergleich der absoluten (oben) und relativen (unten) Restdruckfestigkeit (links) und unbelasteten Heißdruckfestigkeit (rechts) von Betonen mit und ohne Silikastaub sowie unterschiedlichem w/z-Werten aus [PC01]

### 3.3 Probengeometrie und -konditionierung

#### Betonalter

Das Betonalter spielt bei jungem Beton (< 90 Tage) eine Rolle. Solange die Hydratation noch nicht wesentlich vorangeschritten ist, kommt es bei erhöhten Temperaturen bis 400 °C zu einer „Nachhydratation“ und damit zu einer Festigkeitszunahme (siehe auch Abbildung 3.6, Abschnitt 0) [SCH82].

## Probengeometrie

Der Großteil der von Li und Franssen in [LF11] ausgewerteten Versuchsergebnissen basiert auf Versuchen an Betonwürfeln mit 100 mm bzw. 150 mm Kantenlänge. Ferner sind Ergebnisse an prismenförmigen Proben mit quadratischer oder kreisförmiger Querschnittsfläche enthalten. Das Verhältnis von Höhe zu Querschnittsbreite variiert zwischen 2 und 3. Die Abbildung 3.15 zeigt, dass die Abnahme der Festigkeit in der Aufheiz- und Abkühlphase bei prismenförmigen Proben im Vergleich zu würfelförmigen Proben stärker ausfällt. Die Verläufe lassen sich in einem gewissen Rahmen über die unterschiedliche geometrische Form, welche zu einem unterschiedlichen Temperaturgradienten führt, begründen. Hervorzuheben ist, dass bei den Probewürfeln zwischen 200 °C und 300 °C Festigkeitszunahmen in der Aufheizphase festgestellt wurden. Nach [LF11] ist es bisher nicht geklärt, welche Geometrie das tatsächliche Betonverhalten in der Realität besser abbildet.

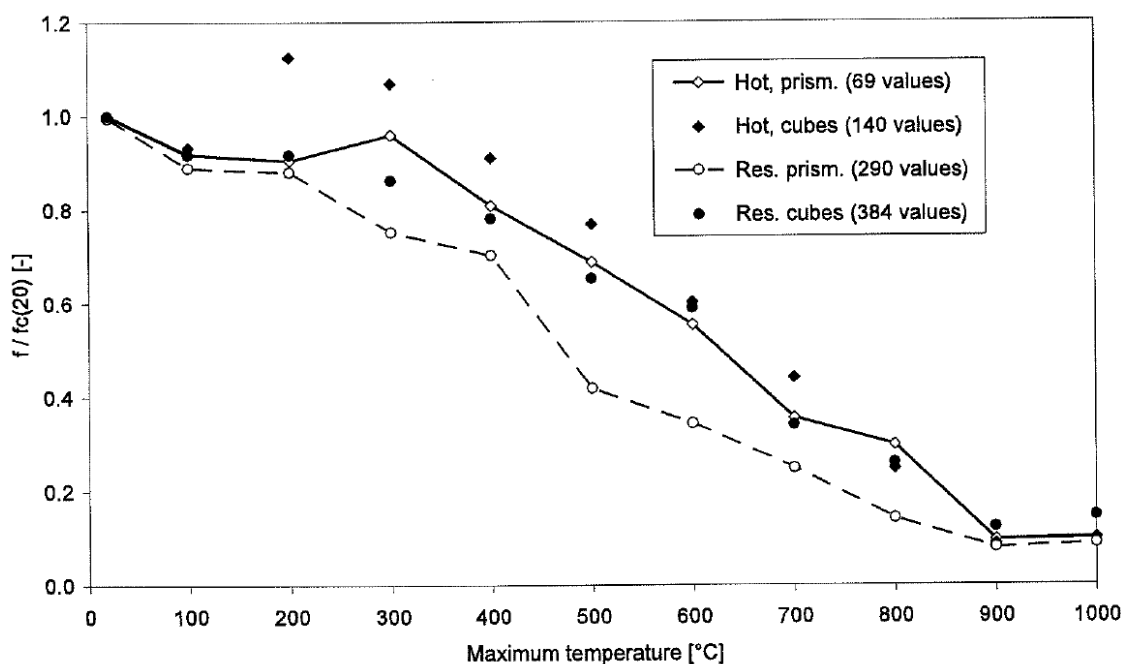


Abbildung 3.15: Verlauf der Heiß- und Restdruckfestigkeit aufgrund unterschiedlicher Probengeometrien [LF11]

### 3.4 Hygrische Einflüsse

#### Unversiegelt/ versiegelt

Frei austrocknende Proben werden als unversiegelt bezeichnet. Bei versiegelten Proben bleibt die nach dem Anmachen und Erhärten des Betons enthaltene Feuchte bis über die Prüfdauer erhalten. Budelmann fasst in [BUD87] verschiedene Ergebnisse von Versuchen an unversiegelten und versiegelten Proben zur Restdruckfestigkeit bis zu einer Maximaltemperatur von 300 °C zusammen. Die Auswertung in Abbildung 3.16 zeigt, dass die Restdruckfestigkeiten für beide Feuchteverhältnisse stark streuen und kein eindeutiger Trend festzustellen ist. Es bleibt festzuhalten, dass wesentliche Festigkeitsreduktionen generell erst über 100 °C auftreten. In den Versuchsergebnissen zur Restdruckfestigkeit sind diese jedoch nur schwer zu quantifizieren [BUD87]. Für den Brandfall ist eine Übertragbarkeit der Ergebnisse bedingt sinnvoll, da die Dauer der maximalen thermischen Beanspruchung zum Teil bei 90 Tagen und länger liegt.

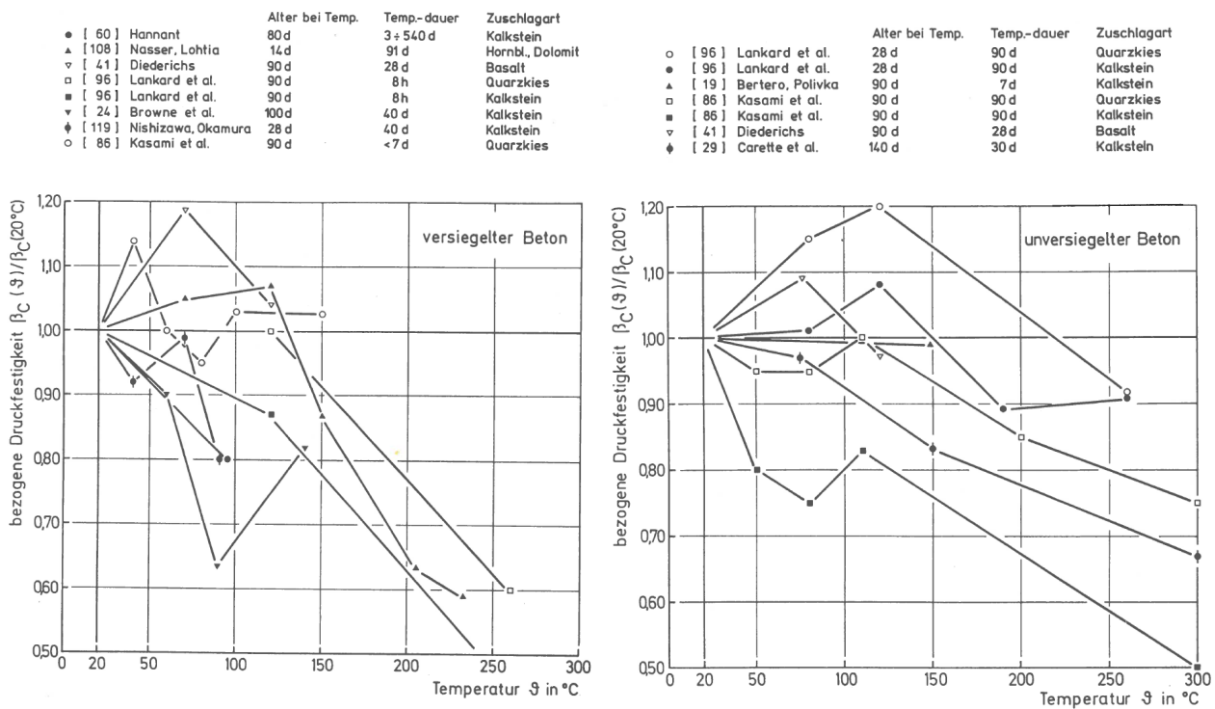


Abbildung 3.16: Restdruckfestigkeit von versiegelten (links) und unversiegelten (rechts) Betonprobekörpern [BUD87]



### Nachbehandlung im Wasserbad

[SCH82] fasst zusammen, dass bei Versuchskörpern, welche nach dem Brandversuch (dem Abkühlen) in Wasser gelagert werden, generell mit einem Festigkeitsrückgewinn zu rechnen ist. Dies trifft vor allem auf Betonen mit HOZ-Zement zu. Hingegen zeigen PZ-Betone geringere Festigkeitsrückgewinne bei einer an den Brandversuch anschließenden Wasserlagerung. Nach [WEI64] wurden bei HOZ-Beton mit Wasserlagerung nach 7 Tagen die gemessenen Festigkeiten direkt nach dem Abkühlen wieder erreicht und sogar teilweise überschritten.

Daneben hat auch der Betonzuschlag einen Einfluss auf den Festigkeitsrückgewinn. Die geringeren Festigkeitsverluste bei Leichtbeton führen zu den geringsten Festigkeitsrückgewinnen. Bei quarzitischer und barytischer Gesteinskörnung konnten keine Unterschiede festgestellt werden. Die deutlichsten Festigkeitsergebnisse treten nach 2 bis 3 Tagen auf [SCH82].

Ferner stellt [SCH82] fest, dass bei erreichten Höchsttemperaturen von über 600 °C bei gängigen Betonen keine Festigkeitsrückgewinne mehr auftreten.

### Lagerung an der Luft

Weiterhin wird in [SCH82] festgestellt, dass bei der Lagerung von Proben ( $\varnothing=50\text{mm}$ ,  $H=100\text{mm}$ ) nach der Abkühlung an der Luft bei 20 °C in den ersten Monaten weitere Festigkeitsminderungen auftreten. Bei Portlandzementen (PZ) tritt dieses Phänomen stärker als bei Hochofenzementen (HOZ) auf. Durch eine Behandlung im Wasserbad von HOZ nach dem Abkühlen verkürzt sich das Erreichen der größten Festigkeitsminderung. Nach der Festigkeitsminderung können Festigkeitsrückgewinne einsetzen, sofern die Maximaltemperatur von 500°C nicht überschritten wurde. Nach 7 bis 25 Monaten konnten ähnliche Festigkeiten wie kurz nach dem Abkühlen gemessen werden (siehe Abbildung 3.17).

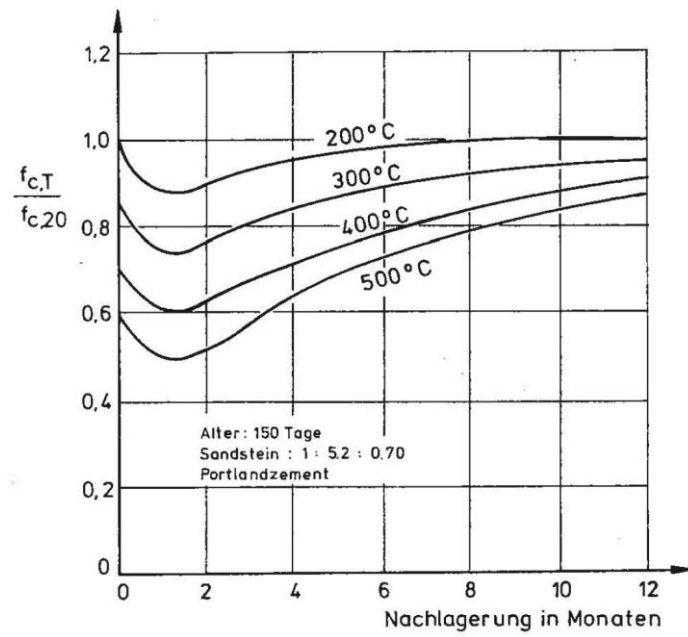


Abbildung 3.17: Einfluss der Nachlagerung an der Luft in Monaten auf die Restdruckfestigkeit von Beton nach [HAR62] von [SCH82] dargestellt

### 3.5 Thermische Einflüsse

#### Aufheiz-/Abkühlrate

Während die Aufheizrate eine geringe Bedeutung auf die Festigkeitsreduktion hat, ist der Einfluss der Abkühlgeschwindigkeit nach einer Hochtemperaturbeanspruchung bis 600 °C groß. Abbildung 3.9 (Abschnitt 0) zeigt, dass bei schlagartigem Abkühlen der Versuchskörper mit Wasser die Restdruckfestigkeiten bei 400°C um etwa 30 % unter denen der Versuchskörper mit langsamer Abkühlrate liegen. Bei Temperaturbeanspruchungen über 600 °C gleichen sich die Restfestigkeiten wieder an [SCH82].

[LF11] wertet die recherchierten Versuchsergebnisse zur Restdruckfestigkeit von Versuchen mit natürlicher Auskühlung an der Luft und Abschrecken durch Wasser direkt nach erreichter Maximaltemperatur aus. Die in Abbildung 3.18 dargestellten Festigkeitsreduktionen werden durch die entstehenden thermischen Spannungen im Zuge des Abkühlens der Probekörper verursacht. Sogar bei identischer thermischer Beanspruchung entstehen lokale Spannungen zwischen Gesteinskörnung und Zement aufgrund verschiedener thermischer Materialdehnungen. Der Unterschied zwischen beiden Kurven geht auch auf den entstehenden Temperaturgradienten zwischen dem Inneren und dem Querschnittsrand der Versuchskörper zurück. Dieser steigt mit zunehmender Abkühlgeschwindigkeit.

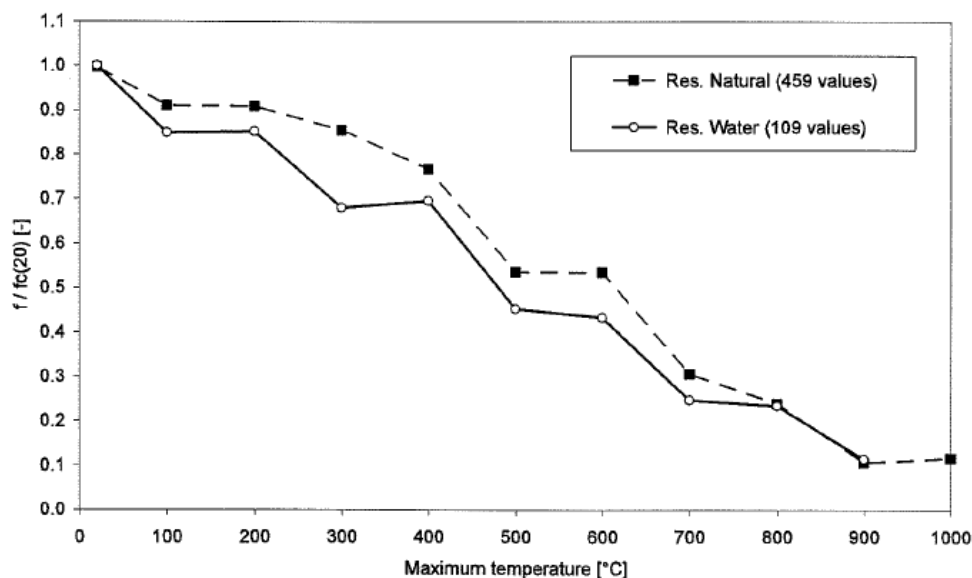


Abbildung 3.18: Relative Restdruckfestigkeit bei unterschiedlicher Abkühlgeschwindigkeit [LF11]

### Maximaltemperatur und Dauer der thermischen Beanspruchung

[THI93] fasst aus mehreren Quellen zusammen, dass die Restdruckfestigkeit wesentlich von der erreichten Maximaltemperatur und weniger von der Dauer der Temperaturbeanspruchung abhängt. Bei mehreren Temperaturzyklen mit gleicher maximaler Temperatur erfolgt die entscheidende Entfestigung im ersten Zyklus.

### 3.6 Mechanische Einflüsse

Eine mechanische Beanspruchung während der Aufheiz- und Abkühlphase hat einen großen Einfluss auf die Resttragfähigkeit nach Brandbeanspruchung. Abbildung 3.19 veranschaulicht, dass die Restdruckfestigkeit stark von der aufgebrauchten Last abhängt. Die niedrigsten Restdruckfestigkeiten werden an Versuchen mit unbelasteten Proben festgestellt. Bereits bei Belastungen von 2,5 % bis 5 % erhöht sich die Restdruckfestigkeit deutlich. Ab einer 20 % Lastausnutzung nimmt die Restdruckfestigkeit nur noch geringfügig zu.

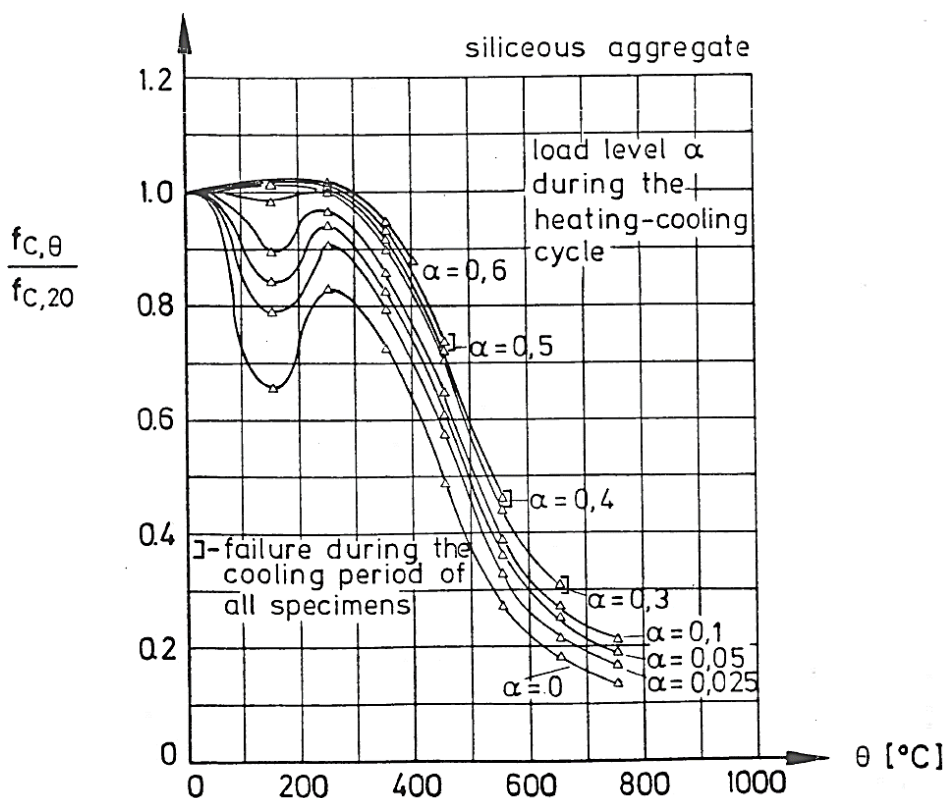


Abbildung 3.19: Restdruckfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand von quarzhaltigem Normalbeton unter konstanter Belastung mit Lastfaktor  $\alpha$  [SCH85]

In [FIB46] wird über Untersuchungen von Zhou und Zhang [ZZ01] zum Ermüdungsverhalten nach erhöhten Temperaturen (200 °C und 300 °C) von kalksteinhaltigem Normalbeton ( $f_{c,20} = 23 \text{ N/mm}^2$ ;  $w/z = 0,6$ ; CEM I) bei einer dynamischen Belastung ( $\sigma_{max}/f_c = 0,6; 0,7; 0,8$  und

$\sigma_{min}/f_c = 0,1$  mit 6 Hz;  $2 \times 10^6$ ) berichtet. Im Ergebnis wird bei 200 °C eine um 30% verminderte Ermüdungsfestigkeit gemessen, welche aus den bei zyklischer-mechanischer Last entstandenen Makrorissen resultiert. Bei anfänglicher Erwärmung auf 300 °C, dem Abkühlen auf 20 °C und anschließender linearer Belastung konnten nur minimale Festigkeitsreduktionen, im Vergleich zur 20 °C Festigkeit, festgestellt werden.

## 4 Zugfestigkeit

### 4.1 Allgemeines

Verglichen mit der Anzahl an durchgeführten Versuchen zur Restdruckfestigkeit, sind in der Forschung nur wenige Literaturquellen zu Versuchen zur Zugfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand bekannt. Untersucht werden können neben der einaxialen Zugfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und die Biegezugfestigkeit.

Die Abbildung 4.1, nach Harada [HAR62] von [SCH82] dokumentiert, zeigt die Verläufe der Restzugfestigkeit für Betone mit Sand- bzw. Kalkstein als Gesteinskörnung in Abhängigkeit der maximalen Temperaturbeanspruchung. Die Ergebnisse wurden mittels Spaltzugversuche gewonnen. Auch im Vergleich mit Abbildung 3.4 zeigt sich, dass die relativen Werte der Restzugfestigkeit geringer ausfallen als die der Restdruckfestigkeit. Die relativen Festigkeitsverluste nehmen mit steigender Temperatur zu [SCH82].

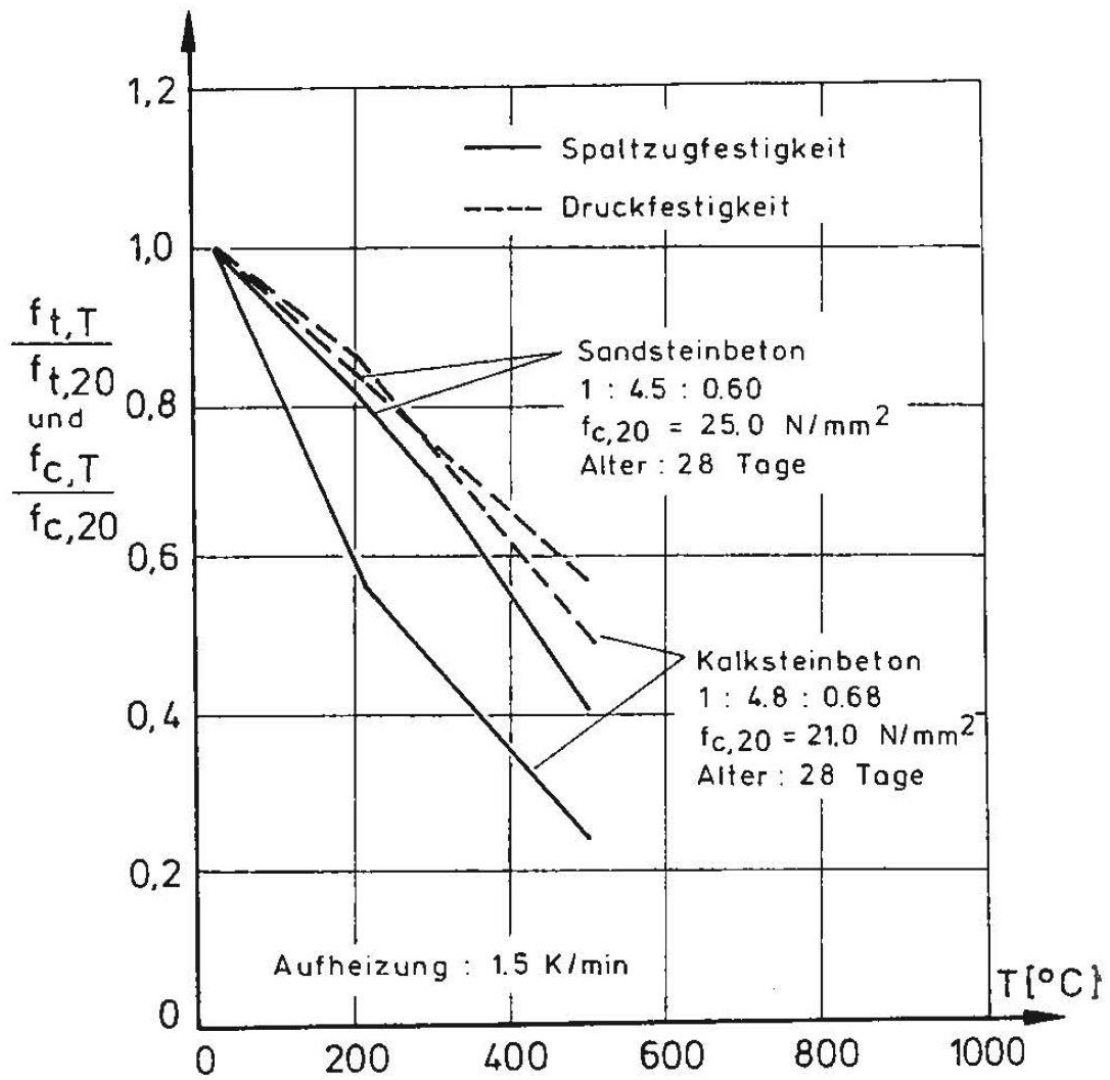


Abbildung 4.1: Vergleich der Restdruck- und Restspaltzugfestigkeit von unterschiedlichen Betonen in Abhängigkeit der maximalen Temperatur [HAR62] in [SCH82]

Aus Abbildung 4.2 nach [THE71] aus [SCH82] ist ersichtlich, dass die Hochtemperaturzugfestigkeit etwas über der Restzugfestigkeit liegt.

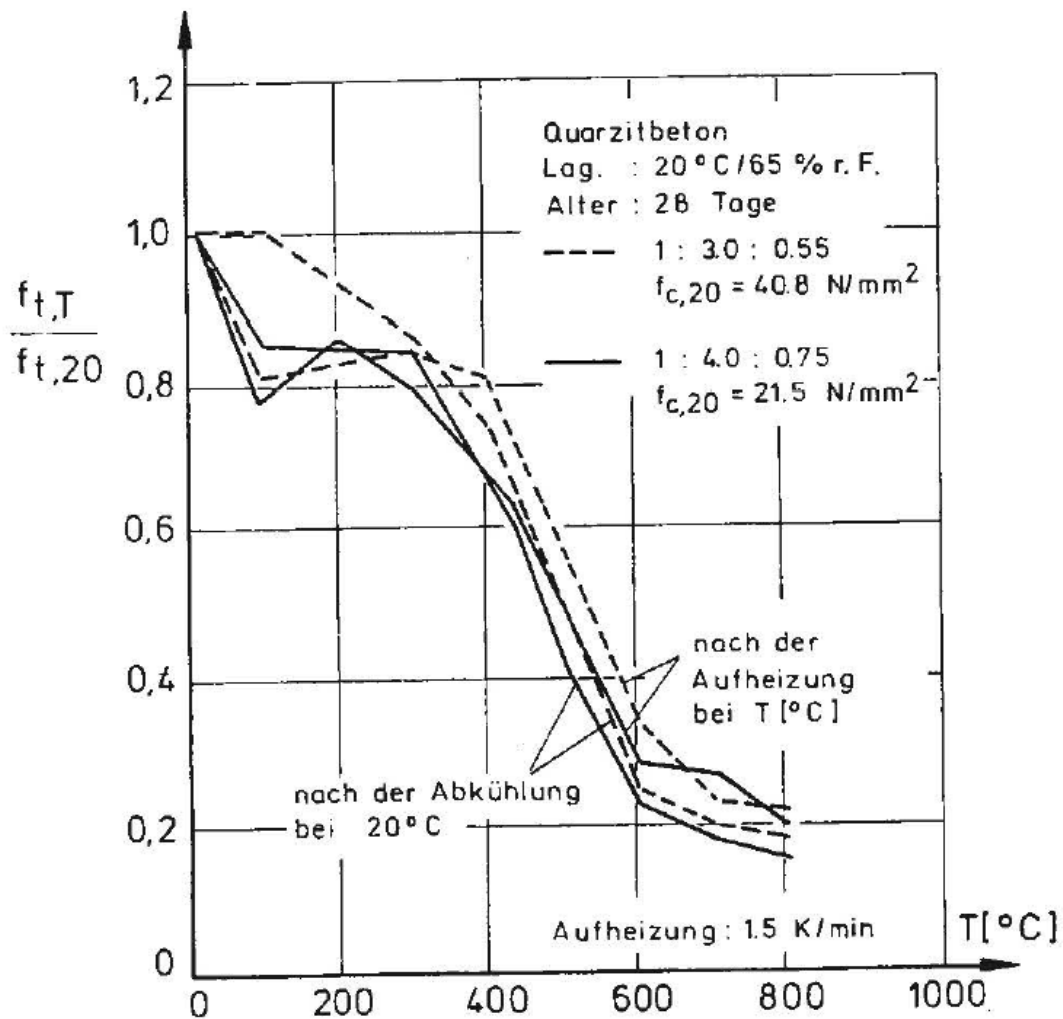


Abbildung 4.2: Spaltzugfestigkeit von Normalbeton im warmen und im abgekühlten Zustand [THE71] in [SCH82]

Thienel kommt in [THI93] zum gleichen Ergebnis. Er stellt fest, dass die Reduktion der bezogenen Restfestigkeit in Abhängigkeit der maximalen Temperaturbeanspruchung für Zug (Abbildung 4.3) und Druck (Abbildung 3.10) ähnlich verläuft. Die Festigkeitsreduktion nimmt für höheren Temperaturen stetig zu. Der relative Verlust ist im Vergleich zur Restdruckfestigkeit etwas größer. Ferner stellt der Autor fest, dass bei Spaltzugversuchen geringere Festigkeitseinbußen auftreten, als bei einaxialen Zug- und Biegezugversuchen.



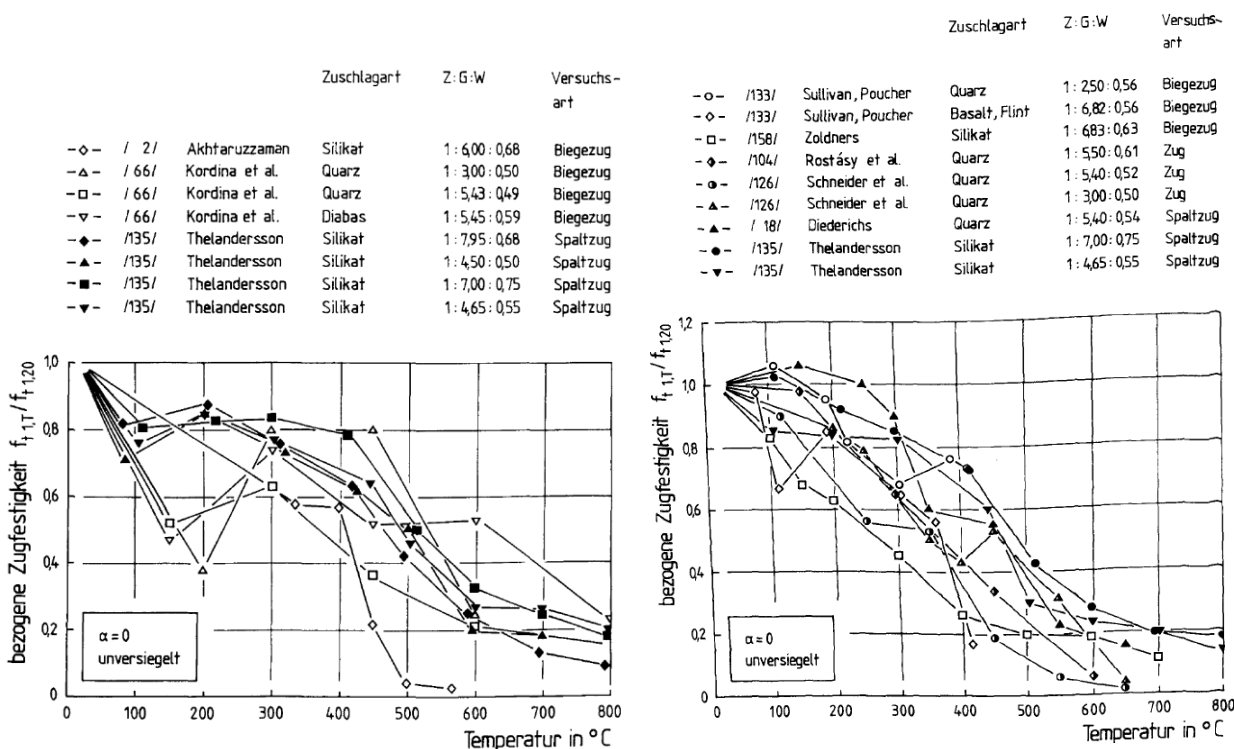


Abbildung 4.3: Gemessene Heißzugfestigkeit (links) und Restzugfestigkeit (rechts) in Abhängigkeit der erreichten maximalen Temperatur [THI93]

## 4.2 Betonzusammensetzung

Betone mit geringem Zementanteil weisen vergleichsweise geringere Zugfestigkeitsminderungen auf, als Vergleichsmischungen mit einem höheren Zementanteil [SCH82].

[THI93] berichtet von [KAS73] und [NAG91], dass bei Untersuchungen von Probekörpern mit unterschiedlichen w/z-Werten kein Einfluss auf die Restzugfestigkeit festgestellt wurde.

Ferner berichtet [THI93] über Ergebnisse von [FAI89], wo festgestellt wird, dass faserverstärkte Betone (mit Stahl- sowie Glasfasern) lediglich die absoluten Werte für die Restzugfestigkeit erhöhen. Der relative Festigkeitsverlust bleibt nahezu identisch.

Bei Betrachtung der Gesteinskörnung ist nach [SCH82] bei Kalkstein- und Quarzkiesbeton ein deutlicher Unterschied auszumachen. Der Festigkeitsverlust bei Kalksteinbeton, ist bei 500 °C fast doppelt so hoch (siehe Abbildung 4.1). Verschiedene Sorten quarzhaltiger Zuschläge weisen untereinander nur geringe Verschiedenheit auf [SCH82].

[THI93] fasst zusammen, dass in Versuchen von [ZOL73] mit Blähton und -schlacke unter Hinzugabe von Zusatzstoffen, wie Flugasche, Silikastaub und kalzitisches Gesteinsmehl bis 500 °C eine erhöhte Restbiegezugfestigkeit festgestellt wurde. Größere Temperaturen hatten höhere

Festigkeitsreduktionen zur Folge. Die Zusatzstoffe hatten einen Anteil von 20% bzw. 40% am Zementgewicht.

In [FIB46] wird über von [TME03] durchgeführte Restzugfestigkeitsversuche an Zementmörteln mit und ohne Silikastaub berichtet. Abbildung 4.4 zeigt, dass mit der Verwendung von 20% Silikastaub leicht höhere Restfestigkeiten erzielt werden.

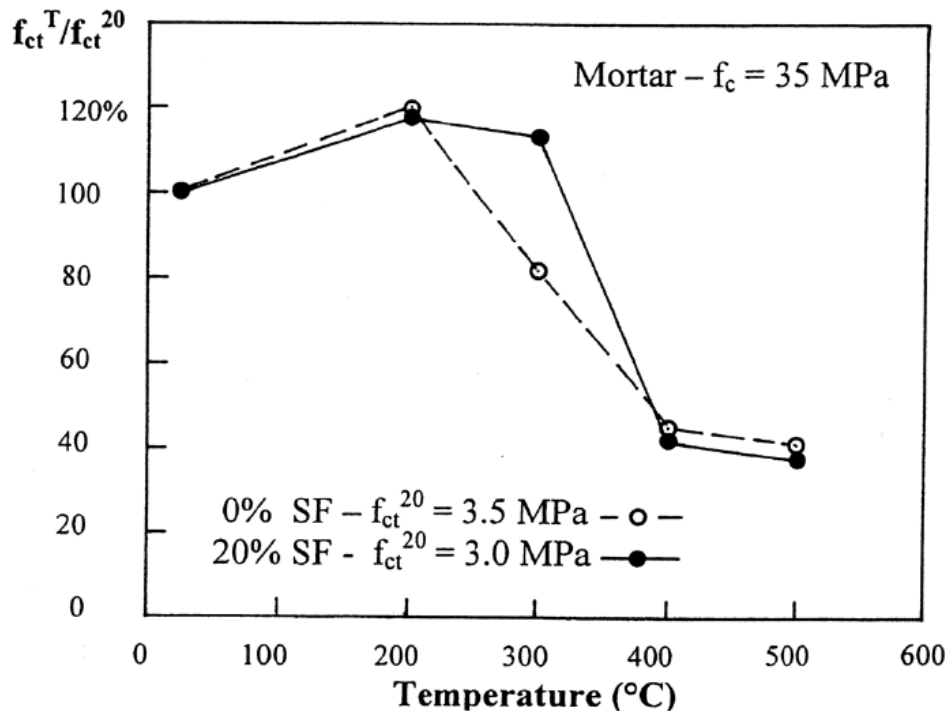


Abbildung 4.4: Darstellung in axialen Zugversuchen gemessenen Restfestigkeit von Zementmörtel ( $f_{c,20} = 35 \text{ N/mm}^2$ ) ohne und mit (= 20% des enthaltenen Zements) Silikastaubanteil von [TME03] aus [FIB46]

### 4.3 Probengeometrie und -konditionierung

Zum Einfluss der Probengeometrie und des Probenalters liegen keine Erkenntnisse vor.

Nach [SCH82] ist der Rückgewinn an Zugfestigkeit noch unklar. Bei Temperaturbeanspruchungen von über 600 °C konnte bei anschließender Luftlagerung kein Festigkeitsgewinn erzielt werden. In einigen Messungen wurde sogar nach einigen Tagen eine Restzugfestigkeit von nahezu Null festgestellt [SCH82].

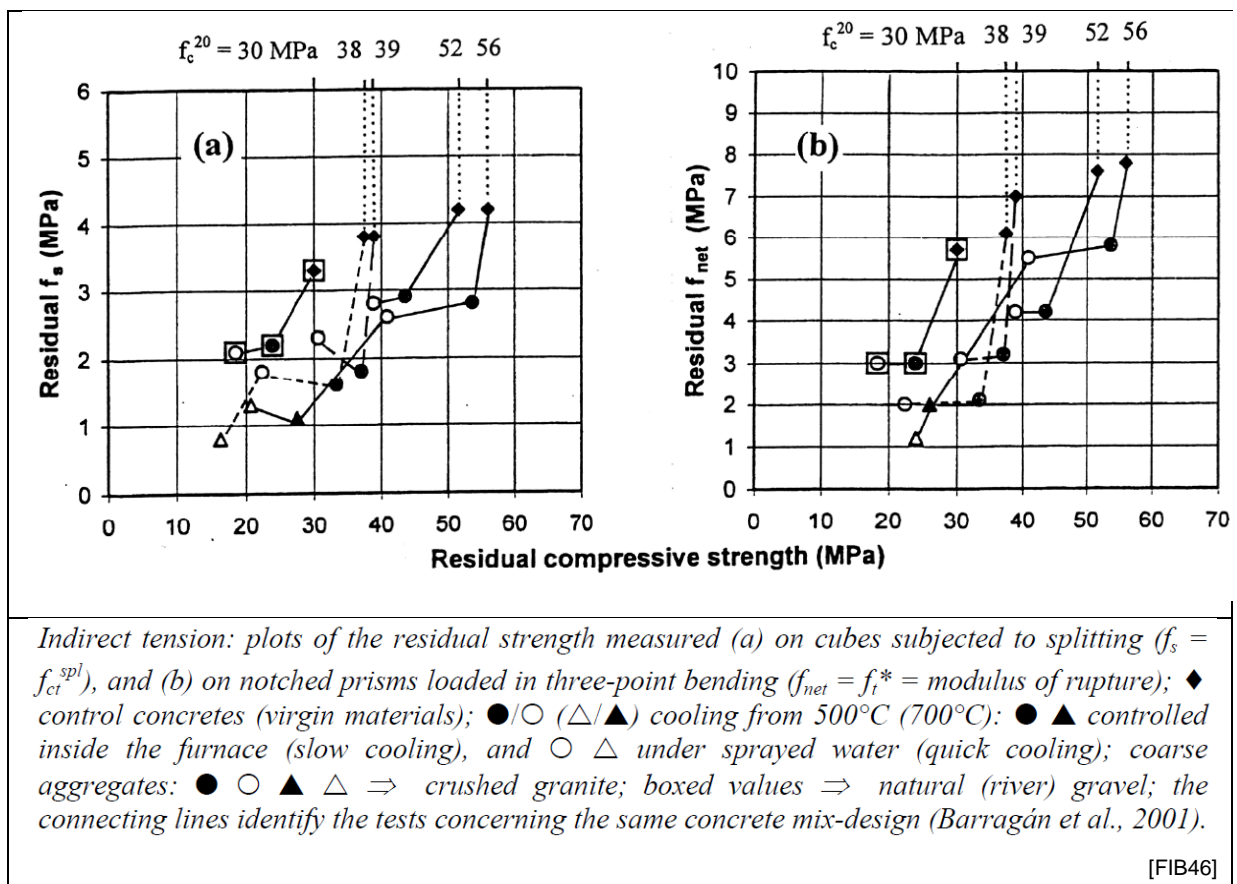
### 4.4 Hygrische Einflüsse

Es liegen keine ausreichenden Kenntnisse vor.

## 4.5 Thermische Einflüsse

Wesentlich für die Restzugfestigkeit ist, wie bei der Restdruckfestigkeit, die maximal erreichte Temperatur im Brand und weniger die Aufheizgeschwindigkeit [SCH82]. Im Gegensatz zur Restdruckfestigkeit bewirken wiederholende Temperaturzyklen einen Festigkeitsverlust. Der größte Festigkeitsverlust tritt jedoch nach dem ersten Temperaturzyklus auf [THI93].

In Abbildung 4.5, aus [FIB46] übernommen, werden die Restspaltzug- und Restbiegezugfestigkeit der Restdruckfestigkeit gegenübergestellt. Barragán et al. [BGZ01] untersuchten dabei u. a. die Auswirkungen auf verschiedene Abkühlgeschwindigkeiten. Es wird gezeigt, dass eine schnelle Abkühlung der Proben anders als bei der Restdruckfestigkeit zu einer nur geringfügigen Reduktion (bei Biegezugversuchen) bzw. zu einer sogar höheren (bei Spaltzugversuchen) Restzugfestigkeit führt, im Vergleich zur gemessenen Restzugfestigkeit nach langsamer Auskühlung der Probe innerhalb des Ofens. Als Gesteinskörnung wurde hierbei Granitschotter verwendet. Bei der Verwendung von natürlichem Flussskies lagen beide gemessenen Restfestigkeiten bei der schnell abgekühlten Probe unter der langsam abgekühlten Probe. Ferner ist ersichtlich, dass die in den Spaltzugversuchen gewonnenen Ergebnisse niedrigere Zugfestigkeiten ergeben, als bei Biegezugversuchen. Der relative Festigkeitsverlust fällt bei der Ermittlung der Spaltzugfestigkeit geringer aus (siehe auch Abs.4.1 [THI93]).



*Abbildung 4.5: Vergleich zwischen Rest-Spaltzugfestigkeit (links) und Rest-Biegezugfestigkeit (rechts) bei verschiedener Betonfestigkeit, Gesteinskörnung und Abkühlgeschwindigkeit in Bezug auf die Restdruckfestigkeit. Untersucht von [BGZ01] aus [FIB46].*

## **4.6 Mechanische Einflüsse**

[THI93] vermutet, dass sich zusätzliche Belastungsgrade und das Spannungsverhältnisse neben der Heißzugfestigkeit auch auf die Restzugfestigkeit auswirken. Experimentelle Untersuchungen hierzu sind nicht bekannt.

## 5 Dehnungen und Spannungen

### 5.1 Allgemeines

Bisher wurde hauptsächlich über einzelne Festigkeitskenngrößen von Beton unter Hochtemperatur und im wieder abgekühlten Zustand berichtet. Für die Bemessungen nach dem allgemeinen Rechenverfahren [EC2-1-2] sind zusätzliche Parameterbeziehungen, wie Spannungs-Dehnungslinien notwendig, welche das Material nicht nur hinsichtlich seiner Festigkeit, sondern auch hinsichtlich seiner Elastizität und der Plastizität bzw. Sprödigkeit genauer abbilden. In den Literaturquellen liegt der Schwerpunkt bei einaxialen Druckprüfungen an wiederabgekühlten Proben aus Normalbeton. Zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungslinien auf im Zugbereich sind vereinfachte Annahmen über die vorhandenen Parameter der Zugfestigkeit sowie der Bruchenergie hinreichend genau.

### 5.2 Temperaturabhängige Dehnung

Über die Dehnung lassen sich Folgerungen zur Rissentstehung und -fortpflanzung, den chemischen Reaktionen und Phasenumwandlungen schließen. Einen Einfluss auf das Dehnungsverhalten haben nach [SCH82] die Zementart, die Zusammensetzung und Größe der Gesteinskörnung sowie der Wassergehalt. Aus den in der Literatur dokumentierten Versuchsergebnissen wird ersichtlich, dass ein wesentlicher Teil an Dehnung nach dem Brand im wiedererkalteten Zustand zurückbleibt.

Die Abbildung 5.1 nach [SCH82] zeigt, dass die Art und Größe der Gesteinskörnung die Restverformung beeinflussen kann. Bei Zementmörtel (PZ und HOZ) mit Normalsanden treten zwischen 200 °C und 900 °C hauptsächlich Stauchungen auf, welche vornehmlich auf das Schrumpfen des Zementsteins zurückzuführen sind. Dagegen weisen Normalbetone mit quarz- und kalksteinhaltiger Gesteinskörnung in dieser Temperaturspanne bleibende Restdehnungen auf, welche sich auf das entstandene Rissbild zurückzuführen lassen.

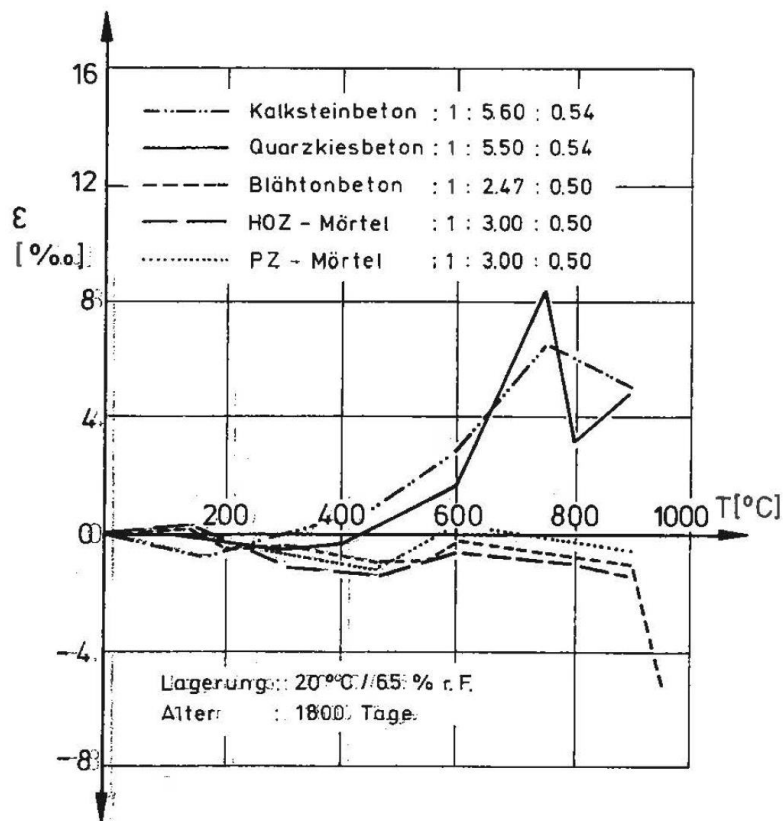


Abbildung 5.1: Auswertung der Restverformung von unterschiedlichen Betonen und Zementmörteln nach dem Brand und Abkühlen auf Normaltemperatur [SCH82]

Größere Unterschiede bei der Restdehnung treten aufgrund der Art der Gesteinskörnung bei Leichtbeton im Vergleich mit Normalbeton auf. Bei Normalbeton entstehen die irreversiblen Dehnungsanteile in der Regel zwischen 300 °C und 900°C. Im Gegensatz hierzu tritt bei Leichtbeton ein Schrumpfen im selben Temperaturbereich auf. Der Wassergehalt hat nur unterhalb von 300°C maximaler Temperaturbeanspruchung einen Einfluss auf die Restdehnungen. Für Leichtbeton lässt sich festhalten, dass bei einem höheren Wassergehalt eine größere Schwindstauchung auftritt. Die mechanische Belastung während der Aufheiz- und/oder der Abkühlphase hat einen erheblichen Einfluss auf die Restverformung. [SCH82]

Khoury untersuchte die Verformungen von drei Betonrezepturen während eines 14-tägigen thermischen Belastungszyklus mit zwei Aufwärm- und Abkühlphasen in drei zusammenhängenden Veröffentlichungen [KHO06a], [KHO06b] und [KHO06c]. Die auftretenden Verformungen werden neben den elastisch-plastischen Dehnungen in die Anteile Trocknungsschwinden, lastinduzierte thermische Dehnung und Kriechanteile zerlegt und einzeln untersucht. Das in Abbildung 5.2 dargestellte Versuchsprogramm wurde für Temperaturen von 100 °C bis 600 °C durchgeführt.

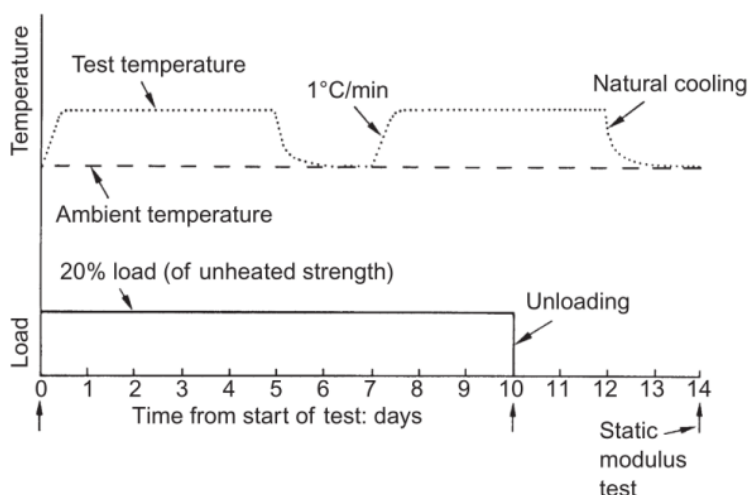
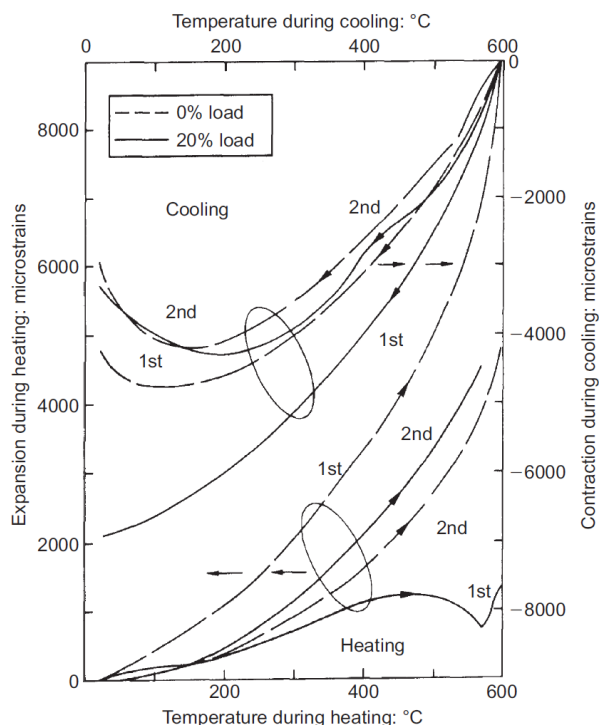


Abbildung 5.2: Versuchsprogramm von Khoury zur Ermittlung des Verformungsverhaltens von Beton [KHO06a]

Die zylindrischen Prüfkörper besaßen Abmessungen von 62 x 186 mm, die Verformung wurde an den Belastungsplatten der Prüfmaschine gemessen. Mittels drei Temperaturmessfühlern wurde die Leistung computergesteuert angepasst, so dass die vorgegebene Temperatur-Zeitkurve gefahren werden konnte. Als Ergebnis lassen sich unter anderem die Dehnungen während der beiden Aufwärm- und Abkühlphasen darstellen, wie in Abbildung 5.3 geschehen.



Erläuterungen zu der Grafik:

*Microstrains:* Dehnung x 10<sup>6</sup>.

*Koordinatenursprung Erwärmungsphase:* Ecke links unten.

*Koordinatenursprung Abkühlphase:* Ecke rechts oben.

Dehnungsanteile für die Zwischenbereiche konstanter Temperatur wurden heraus gerechnet.

Abbildung 5.3: Dehnungen für die Aufwärm- und Abkühlphasen bei Erwärmung auf 600 °C [KHO06b]

Zusätzlich wurden in [KHO06b] die Einflussgrößen auf einzelne Dehnanteile untersucht und in die Kategorien „erste Ordnung“, „zweite Ordnung“ und „vernachlässigbar“ eingeteilt. So wurde für den Fall der Dehnung bei Abkühlung die thermische Stabilität des Betons, das Überschreiten einer kritischen Temperatur sowie die Vorbelastung als Einflussgrößen erster Ordnung ermittelt. Vernachlässigbar waren das Betonalter zwischen 1 bis 9 Jahren, die Aufwärmgeschwindigkeit in den Bereichen 0,2 bis 1 K/min sowie der Feuchtegehalt im Bereich zwischen 65 bis 85 % relativer Luftfeuchte. Die Untersuchungen von Khoury enthalten detaillierte Beschreibungen der einzelnen Dehnungsanteile bei Temperaturbelastung mit Aufwärm- und Abkühlphasen. Aufgrund der langen Temperaturbelastung über 14 Tage entspricht das Versuchsprogramm aber nicht dem Lastfall Brand mit Temperaturbeaufschlagung über eine Dauer von wenigen Stunden.

### 5.3 Spannungs-Dehnungslinien

Klingsch et al. [KLI09] untersuchten mit Hilfe von quasi-stationären Versuchen das mechanische Materialverhalten von Beton bei Abkühlung. Dazu wurden die Probekörper auf eine maximale Temperatur von 300 °C, 500 °C bzw. 700 °C erwärmt und zwei Stunden Zeit zum Einstellen eines Temperaturgleichgewichts gegeben. Danach erfolgte die Abkühlphase auf 500 °C, 300 °C bzw. 20 °C, die 45 min auf dieser Temperatur gehalten wurde, bevor die Probekörper belastet wurden. Die resultierenden temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien sind in Abbildung 5.4 dargestellt.

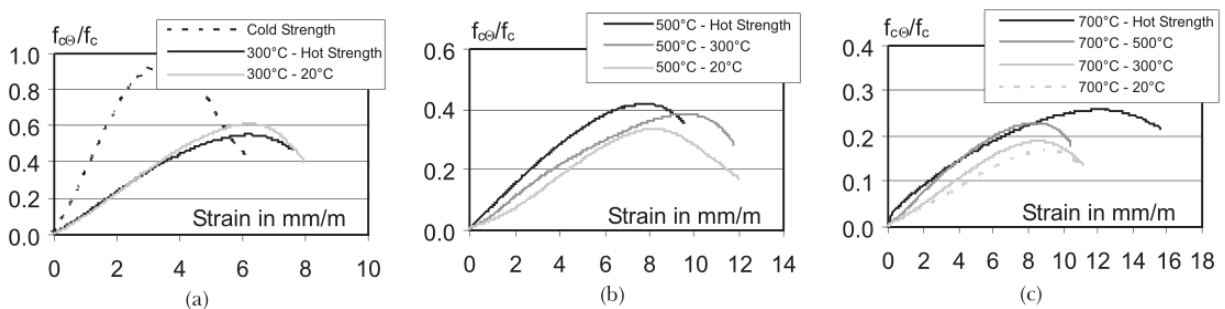


Abbildung 5.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung und anschließender Abkühlung von der Maximaltemperatur 300 °C (links), 500 °C (Mitte) und 700 °C (rechts) bei SSC Beton [KLI09]

Die Ergebnisse zeigen eine Festigkeitsabnahme der Probekörper bei Abkühlung, die bei 20 °C ihr Minimum erreicht. Im linken Diagramm zur maximalen Temperaturbeanspruchung von 300 °C wurden die Bezeichnungen der Heiß- und Restdruckfestigkeit vertauscht. Vergleicht man die Ergebnisse mit den Werten aus Abbildung 3.7 stimmen diese mit den von Abrams [ABR71], Morita et al. [MOR92], Felicetti et al. [FGR96], Khoury und Algar [KA99] und Phan und Carino [PC01] gefundenen Ergebnissen überein, welche ebenfalls geringere Restfestigkeiten



im Vergleich zu der Warmfestigkeit ermittelt haben. Da in stationären Versuchen keine Warmkriechdehnungen erfasst werden, können die Ergebnisse nicht zur Berechnung von Verformungen herangezogen werden.

Der Eurocode 4 Teil 1-2 [EC4-1-2] enthält im Anhang C Angaben zur Berücksichtigung des Abkühlverhaltens von Beton. Dabei wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung der maximal erreichten Temperatur als Grundlage verwendet. Gemäß den Untersuchungsergebnissen zu der Restfestigkeit wird die erreichte Festigkeit jedoch noch einmal um einen Faktor  $\varphi$  abgemindert, der je nach erreichter Maximaltemperatur zwischen 1,0 und 0,9 liegt. Die Werte für die dazugehörige Dehnung werden nicht geändert, auch die Steigung der Kurve im Bereich der Entfestigung wird beibehalten. Als Beispiel für dieses Verfahren ist Abbildung 5.5 aus dem Eurocode 4 [EC4-1-2] entnommen. Die Kurven für  $\theta_1$  und  $\theta_2$  zeigen die Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei 200 °C bzw. 400 °C, die Kurve  $\theta_{max}$  gilt für 600 °C mit  $f_{c,\theta,max}$  als die für diese Temperatur gültige Festigkeit. Die um den Faktor  $\varphi$  abgeminderte Festigkeit  $f_{c,\theta,20}$  stellt die Restfestigkeit bei 20 °C dar. Zwischenwerte für die Abkühlphase ( $\theta_{max} > \theta > 20$  °C) werden linear interpoliert, wie in Abbildung 5.5 für  $f_{c,\theta,3}$  bei 400 °C gezeigt. Die Abminderung ist auf 10 % der Heißdruckfestigkeit begrenzt.

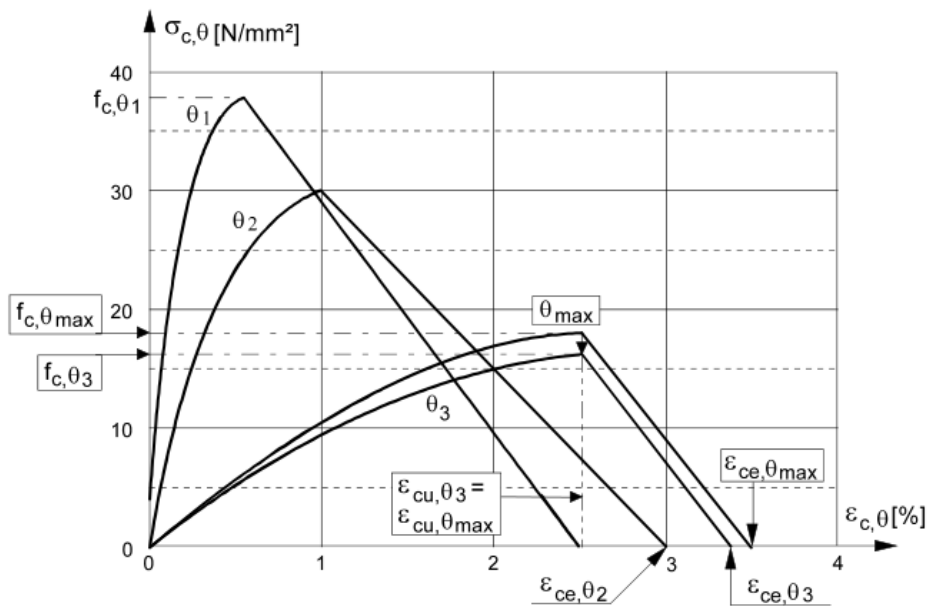


Abbildung 5.5: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton der Klasse C40/50 [EC4-1-2]

Frangi et al. [FRA06] verwenden das vorgestellte Materialgesetz aus dem Eurocode 4 Teil 1-2 als Grundlage zur Berechnung des Tragwiderstands von Betonbauteilen über die gesamte Dauer verschiedener Naturbrände mit Abkühlphase. Anstatt die Reduktion der Restfestigkeit

gemäß Eurocode mit Hilfe des Faktors  $\varphi$  zu berechnen, wird diese auf Grundlage von Ergebnissen von Hertz [HER91] abgemindert. Dieser Fall wird als „irreversibel mit Schädigung“ bezeichnet, da die Festigkeit im Vergleich zu der warmen Festigkeit nochmals abnimmt. Daneben wurde das Verhalten unter Beibehaltung der Festigkeit bei maximal erreichter Temperatur (irreversibel ohne Schädigung) sowie eine bei Abkühlung vollständige Rückgewinnung der Festigkeit (reversibel) untersucht. Zusätzlich wird der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_c$  in Abhängigkeit der Aufwärm- oder Abkühlphase variiert.

Im Resümee verzichtet Li und Franssen in [LF11] auf eine Unterscheidung zwischen quarz- und kalksteinhaltiger Gesteinskörnung und schlägt für Normalbeton im Brandfall die Abminderung der Druckfestigkeit unter Hochtemperatur  $k_{c,\theta_{max}}$  entsprechend der aktuellen Reduktionskurve für kalksteinhaltige Gesteinskörnung des [EC2-1-2] vor. Damit einhergehend soll der Abminderungsfaktor zur Ermittlung Restdruckfestigkeit  $k_{c,\theta,20^\circ C}$  anhand der Gleichung 1 und 2 berechnet werden.

$$\text{für } 20^\circ C \leq T_{max} < 500^\circ C: \quad k_{c,\theta,20^\circ C} = k_{c,\theta_{max}} - 0,2 \cdot \left( \frac{\theta_{max} - 20}{480} \right) \quad (\text{Gl. 1})$$

$$\text{für } 500^\circ C \leq T_{max} \leq 900^\circ C: \quad k_{c,\theta,20^\circ C} = k_{c,\theta_{max}} - 0,2 \cdot \left( \frac{900 - \theta_{max}}{400} \right) \quad (\text{Gl. 2})$$

Die Abbildung 5.6 zeigt die von [L11] vorgeschlagenen Verläufe zur Festigkeitsreduktion während und nach dem Brand, den von [L11] ausgewerteten Datensatz zur Heiß- und Restdruckfestigkeit, sowie die im EC2-1-2 dokumentierten Abminderungskurven für quarz- und kalksteinhaltige Gesteinskörnung unter Hochtemperatur.

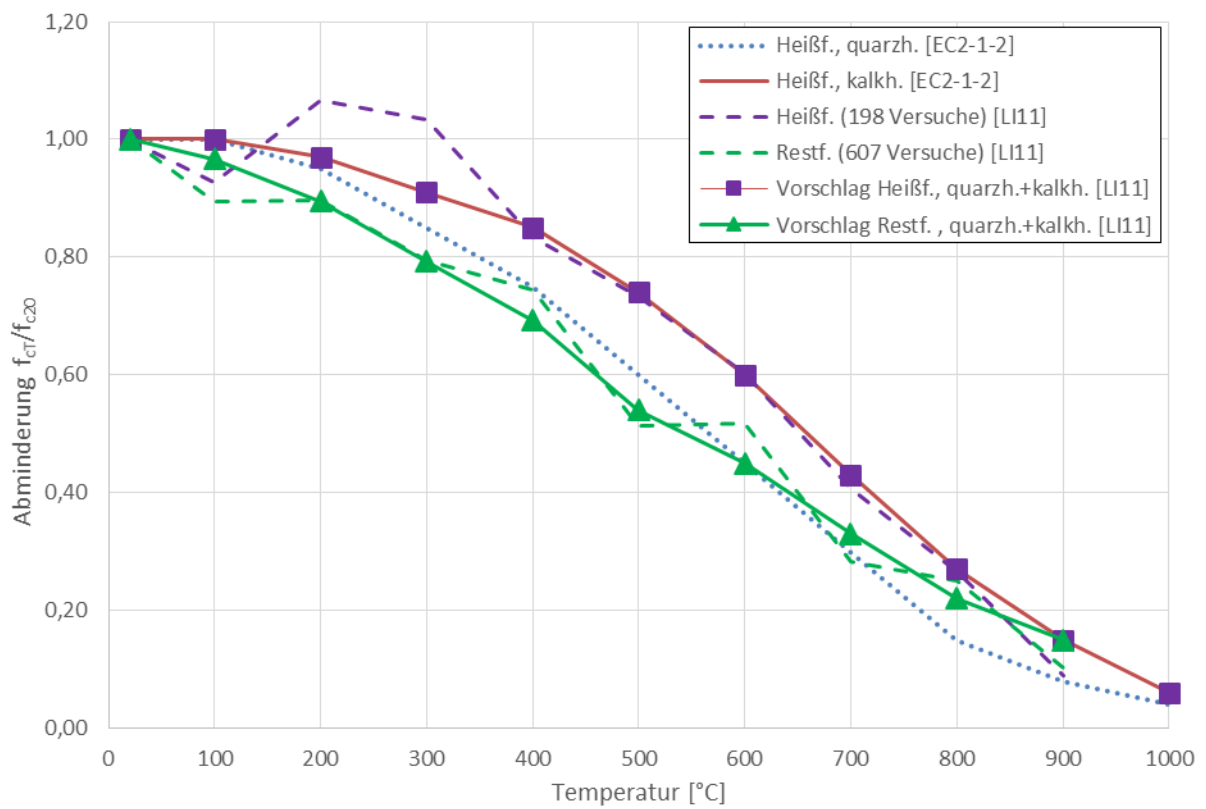


Abbildung 5.6: Heißdruck- und Restdruckfestigkeit im Vergleich zu SD-Linien des EC2-1-2 und dem Modell nach [L111]

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Der Bericht fasst die wesentlichen Forschungsergebnisse hinsichtlich der Restfestigkeit von Normalbeton zusammen. In den Kapiteln werden die mechanischen Kennwerte anhand des von [BUD87] erstellten Einflusschemas näher erläutert.

Bekannt ist, dass sich die Kennwerte im wiedererkalteten Zustand meist einfacher und günstiger messen lassen, als unter Hochtemperaturbedingungen. Nicht klar definiert ist der Zeitraum, in welchem die Resttragfähigkeit versuchstechnisch nachgewiesen wird. Dies kann von Stunden bis zu mehreren Tagen und Wochen nach dem Brand stattfinden. Für eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist ein klar definierter Zeitraum notwendig, da es auch im wiedererkalteten Zustand zu weiteren Festigkeitsänderungen kommen kann.

Die Vergleichbarkeit von Ergebnissen hängt dabei stets von einer Vielzahl an Faktoren ab, u. a. können bei Variation der Abkühlgeschwindigkeit, der thermische Beanspruchungsdauer bei maximaler Temperatur oder des Prüfzeitpunkt nach dem Brand erhebliche Unterschiede in den Messergebnissen erzeugen. Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird in der Literatur häufig nicht die tatsächliche Restfestigkeit sondern das Verhältnis von Restfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand zur Referenzfestigkeit des untemperierten Probekörpers angegeben. Tabelle 6.1 fasst die Ergebnisse der Einflussparameter auf die Restfestigkeit zusammen. Für gesonderte Fragestellungen ist die Hinzunahme der jeweiligen Primärliteratur unabdingbar.

*Tabelle 6.1: Einfluss der Parameter auf die Restfestigkeit von Beton nach dem Abkühlen auf Normaltemperatur*

	Einflussfaktoren auf die Restkenngößen	
	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit
Erreichte Maximaltemperatur	++	++
Zementsorte	+	+
Wasserbad nach dem Abkühlen	++	-
Art der Gesteinskörnung	++	++
Betonalter	o	-
mechanische Belastung (Brand)	+	+ / -
Aufheizgeschwindigkeit	o	o
Abkühlgeschwindigkeit	++	++
Mehrere Temperaturzyklen	-	+
Probengeometrie	+	-
Silikastaub	+	+
w/z-Wert	+	o
Zuschlag/Zement Verhältnis		
Max. Gesteinskörnung		
Flugascheanteil	o	-
Versiegelt/ unversiegelt	o	-
<p><u>Legende:</u>    ++ : großer Einfluss                      + : geringer Einfluss                      - : keinen Einfluss                      o : zu wenig Daten</p>		

Abbildung 6.1 zeigt einen Vergleich zwischen den gem. Anhang C [EC4-1-2] kurz nach dem Brand, bei 20 °C, geltenden Abminderungsfaktoren  $\phi$  für Normalbeton mit den zusammengestellten Versuchsdaten von Li und Franssen [L111], jeweils für quarz- und kalksteinhaltige Gesteinskörnung dargestellt (siehe auch Abbildung 3.11). Dabei unterschätzen die Abminderungsfaktoren  $\phi$  zur Ermittlung der Festigkeiten in der Abkühlphase den tatsächlichen Festigkeitsverlust bei den in [L111] ausgewerteten Versuche leicht.

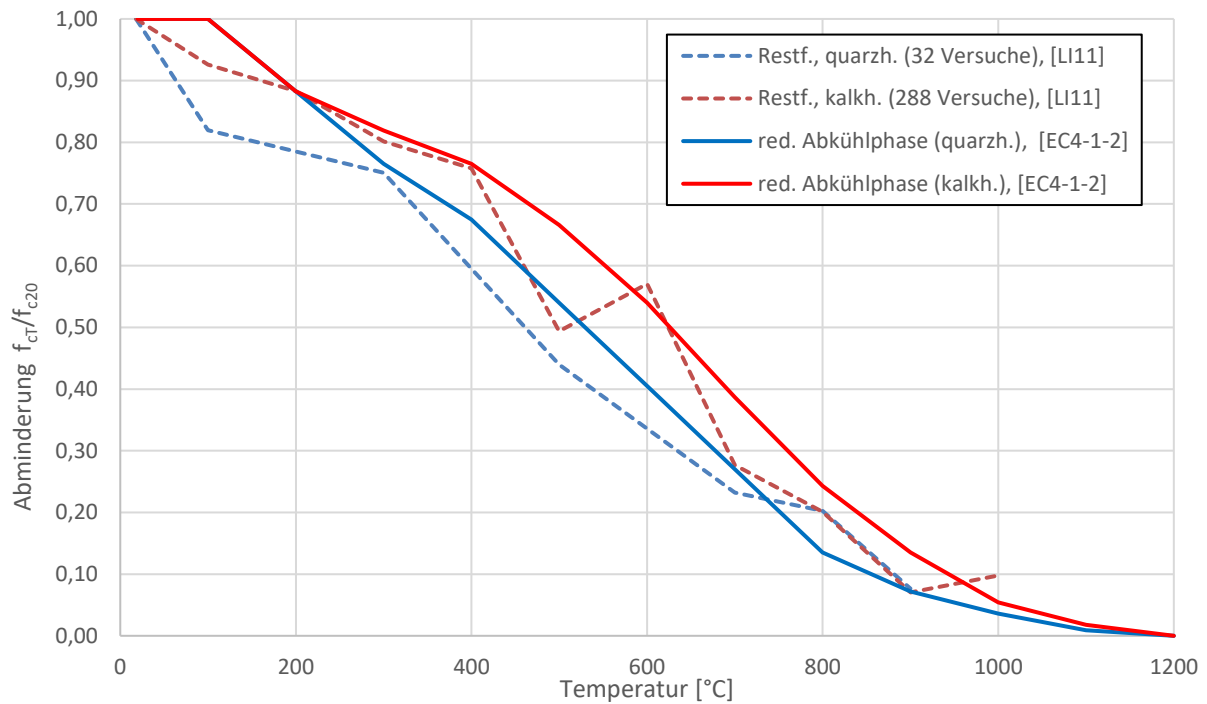


Abbildung 6.1: Vergleich der Festigkeitsabminderung von Normalbetonen nach dem Brand zwischen den Abminderungskurven gem. Anhang C, [EC4-1-2] und den Ergebnisse der Datenbank von [LI11] bei quarz- und kalksteinhaltiger Gesteinskörnung

Im Folgenden wird der von [LI11] ausgearbeitete Vorschlag zur Berechnung der Restfestigkeit (s. Gl. 1 und Gl. 2, Abs. 5.3) aufgegriffen, jedoch für die unterschiedlichen Gesteinskörnungen (quarz- und kalksteinhaltig) für Normalbeton erweitert. In Abhängigkeit der maximal im Brandfall erreichten Temperatur  $\theta_{max}$  und des dazugehörigen Abminderungsfaktors  $k_{c,\theta_{max}}$  ergeben sich die Gleichungen Gl. 3 bis Gl. 5.:

$$\text{für } 20\text{ °C} \leq \theta_{max} < 500\text{ °C: } k_{c,\theta_{max},\infty} = k_{c,\theta_{max}} - 0,2 \cdot \left(\frac{\theta_{max}-20}{480}\right) \quad (\text{Gl. 3})$$

$$\text{für } 500\text{ °C} \leq \theta_{max} < 700\text{ °C: } k_{c,\theta_{max},\infty} = k_{c,\theta_{max}} - 0,15 \cdot \left(\frac{700-\theta_{max}}{200}\right) \quad (\text{Gl. 4})$$

$$\text{für } \theta_{max} \geq 700\text{ °C: } k_{c,\theta_{max},\infty} = k_{c,\theta_{max}} \cdot 0,75 \quad (\text{Gl. 5})$$

Den Verlauf der in Gl. 3 bis Gl. 5 berechneten Abminderungsfaktoren ist in Abbildung 6.2 dargestellt.

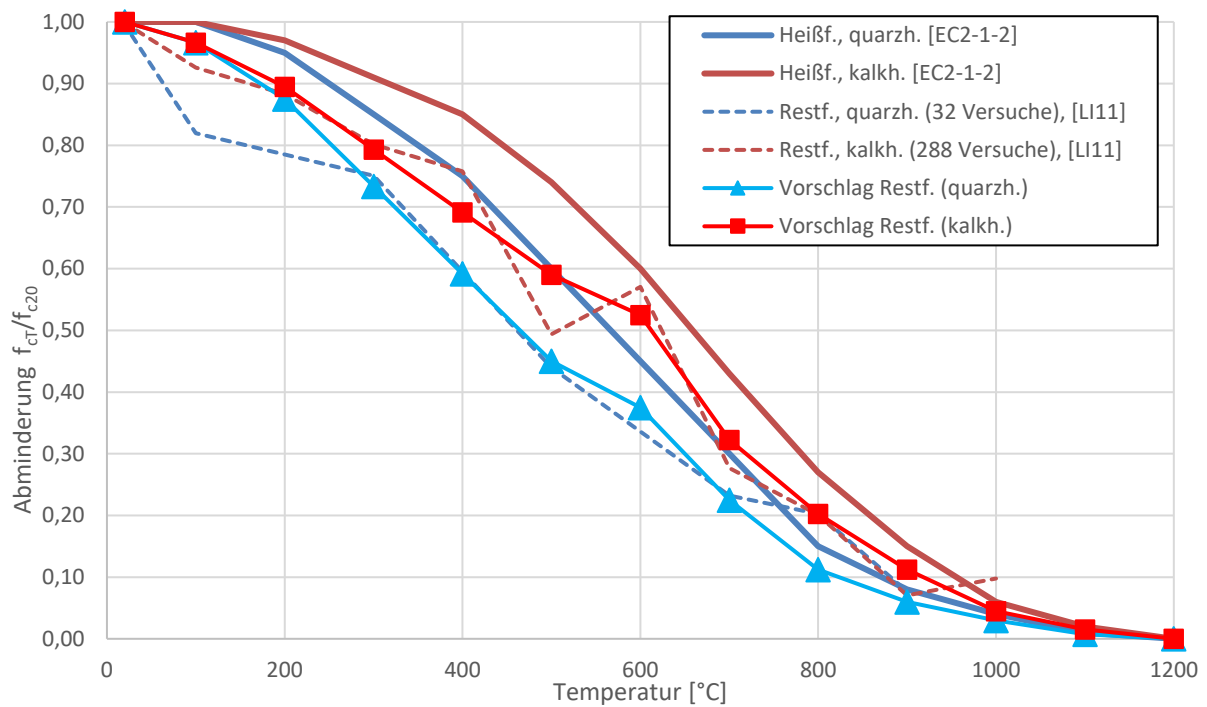


Abbildung 6.2: Darstellung der Abminderungskurven für Normalbeton mit quarz- und kalkhaltiger Gesteinskörnung für die Heißdruckfestigkeit [EC2-1-2], die exp. ermittelte Werte für die Restdruckfestigkeit nach [LI11] sowie für die vorgeschlagene Restfestigkeit nach dem Brand

Die Restfestigkeit  $f_{c,\theta_{max,\infty}}$  für Normalbetone nach dem Brand berechnet sich damit wie folgt:

$$f_{c,\theta_{max,\infty}} = k_{c,\theta_{max,\infty}} \cdot f_{c,20^\circ C} \quad (\text{Gl. 6})$$

Im Ergebnis der Untersuchungen lassen sich folgende generelle Grundsätze formulieren:

- Im Gegensatz zu Stahl ist die Betonfestigkeit unter Hochtemperaturbeanspruchung generell größer als die Restfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand.
- Eine schnellere Abkühlung führt zu einer stärkeren Schädigung des Betons und damit zu einer verminderten Restfestigkeit.
- Die erreichte maximale Temperatur ist wesentlich für die verbleibende Restfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand.
- Die Lastausnutzung hat einen gewissen Einfluss auf die Restfestigkeit.
- Die Festigkeitsabminderungen für die Abkühlphase gem. Anhang C [EC4-1-2] können nicht ohne weiteres auf die Restfestigkeit im wieder abgekühlten Zustand angewendet werden. Eine Anpassung ähnlich Gl. 3 bis Gl. 5 ist notwendig.

Braunschweig, 19.12.2017



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß

Fachgebietsleiter



Dipl.-Ing. Dominik Felix

Sachbearbeiter



## 7 Literaturverzeichnis

- [ABR71] Abrams, M.S.: Compressive strength of concrete at elevated temperatures to 1600 F (871°C.). Symposium on effects of temperature on concrete, SP-25 American Concrete Institute, pp 33-58, Detroit, 1971.
- [BGZ01] Barragán, B. E.; Giaccio, G. M.; Zerbino, R. L.: Fracture and failure of thermally damaged concrete under tensile loading. Materials and Structures, V. 34, pp. 312-319, June 2001.
- [BUD87] Budelmann, H.: Zum Einfluss erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Diss., Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1987.
- [CAR82] Carette, G.G.; Painter, K. E.; Malhotra, V .M.: Sustained high temperature effect on concretes made with normal portland cement, normal portland cement and slag, or normal portland cement and fly ash. Concrete International, No. 7, S. 41-51, 1982.
- [EC2-1-2] DIN EN 1992-1-2, Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, 2010-12.
- [EC4-1-2] DIN EN 1994-1-2, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall, 2010-12.
- [FAI89] Faiyadh, F.I.; Al-Ausi, M.A.: Effect of elevated temperature on splitting tensile strength of fibre concrete. The international Journal of cement composites and lightweight concrete, Vol. 11, No. 3, S. 175-178, 1989.
- [FGR96] Felicetti, R.; Gambarova, P.G.; Rosati, G.P.; Corsi, F.; Giannuzzi, G.: Residual mechanical properties of high-strength concretes subjected to high temperature cycles. Proceedings, 4th International Symposium on Utilization of HS/H, S. 579-588, Paris, France, 1996.
- [FIB46] International Federation for Structural Concrete (fib): Bulletin 46 - Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment; 2008.

- [FIS67] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. Mitteilung Institut für Massivbau, Heft 14, Darmstadt, 1967.
- [FRA06] Frangi, A.; Tesar, C.; Fontana, M.: Tragwiderstand von Betonbauteilen nach dem Brand. Bauphysik, Vol.28, p.170-183, 2006.
- [HAR62] Harada, T.: Thermal character of concrete. Japan, Tokyo Institute of Technology, Neostyled, pp.5, Tokyo, 1962.
- [HER91] Hertz, K.: Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures. Proceedings, ACI 1991 Spring Convention, S. 17-21, Boston, MA, March, 1991.
- [KAS73] Kasami, H.; Okuno, T.; Vamane, S.: Properties of concrete exposed to sustained elevated temperature. Transactions of the 3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Gott, Hrsg.), Vol. H 1/5, London, 1973.
- [KA99] Khoury, G.; Algar, S.: Mechanical behavior of HPC and UHPC concretes at high temperatures in compression and tension. ACI International Conference on State-of-the-Art in High Performance Concrete, Chicago, Illinois, 1999.
- [KHO06a] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: Strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature. Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (6), S. 367-385, 2006.
- [KHO06b] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 2: Strain during first cooling and subsequent thermal cycle. Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (6), S. 387-400, 2006.
- [KHO06c] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 3: Isolation of strain components and strain model development. Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (7), S. 421-435, 2006.
- [KLI09] Klingsch, E.; Frangi, A.; Fontana M.: Experimental Analysis of Concrete Strength at High Temperatures and after Cooling. Acta Polytechnica Vol. 49 No. 1/2009.

- [LF11] Li, Y.H.; Franssen, J.M.: Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, p.29-44,2011.
- [MAL56] Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 8, No. 22, S. 85-94, 1956.
- [MEY72] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Diss., TU Braunschweig, 1972.
- [MOR92] Morita, H.L. et al: Residual mechanical properties of high strength concrete members exposed to high temperature – part 1 test on material properties. Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan, Niigata, August 1992.
- [NAG91] Nagao, K.; Nakane, S.: Influences of various factors on physical properties of concrete heated to high temperatures. *Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 03/1, Tokyo, S. 61-66, 1991.
- [NEK61] Nekrassow, K.D.: *Hitzebeständiger Beton*. Bauverlag, Wiesbaden Berlin, 1961.
- [PC01] Phan, L.T.; Carino, N.J.: *Mechanical Properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures*. NISTIR 6726, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 2001.
- [PHI58] Philleo, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. *Journal of the American Concrete Institut*, Proceedings, Vol. 54-47, No. 10, s. 857-864, 1958.
- [SCH82] Schneider, U.: *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 337. Berlin, 1982.
- [SCH85] Schneider, U.: *Properties of materials at high temperatures – concrete*. Department of civil engineering, Gesamthochschule Kassel, 1985.

- [SHA16] Shaikh, F.U.A.; Vimonsatit V.: Effect of cooling methods on residual compressive strength and cracking behavior of fly ash concretes exposed at elevated temperatures. *fire and materials*, 40, p.335-350, 2016.
- [THE71] Thelandersson, S.: Effect of high temperatures on tensile strength of concrete. Lund Institute of Technology, Division of Struct. Mech. and Concrete Constr., Neostyled, pp 27, Lund, 1971.
- [TR93] Thienel, K.-C; Rostasy F.S.: Influences of Concrete Composition on Strength and Deformation under Uniaxial and Biaxial Loading at Elevated Temperatures. Proc. SMiRT-12, Paper H04/6, Ed. by K. Kussmaul, Elsevier Science publ., pp. 145-150, 1993.
- [THI93] Thienel, K.-C: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung. Schriftenreihe iBMB, Heft 104, Braunschweig, 1993.
- [THI94] Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung. DAfStb Heft 437, Berlin, 1994.
- [TME03] Toutanji H., Matthewson P.R., Effinger M. and Noumowe A.: Zero-Eccentricity Direct Tension Testing of Thermally –Damaged Cement-Based Materials. *Cement and Concrete Research*, No. 33, pp. 1507-1513, 2003.
- [WEI64] Weigler, H.; Fischer, R.: Über den Einfluss von Temperaturen über 100°C auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel. Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. DAfStb, Heft 164, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1964.
- [ZZ11] Zhou X.; Zhang J.: Preliminary Fatigue Tests on Concrete after the Exposure to Temperature of up to 300°C. *Advances in Structural Engineering*, V.4, No.4, S. 197-201, 2001.
- [ZOL60] Zoldners, N.G.: Effect at high temperatures on concrete incorporating different aggregates. *Proc. American Society for Testing Materials* 60, p. 1087 - 1108 , 1960.
- [ZOL73] Zoldners, N.G.; Wilson, H.S.: Effect of sustained and cyclic temperature exposures on lightweight concrete. *Behavior of concrete under temperature extremes. ACI SP 39-9*, Detroit, S. 149-178, 1973.