Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

VIENNA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Institut für Tragkonstruktionen
Bereich Betonbau

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
A-1040 Wien, Karlsplatz 13 // 212

DIPLOMARBEIT

MASTER´S THESIS

Brandberechnung von Stahlbetontunnels

Eine Gegenüberstellung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
Dipl.-Ing. Dr.techn. Stefan Burtscher

E 212
Institut für Tragkonstruktionen
Bereich Betonbau

eingereicht an der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Wien

von

Stephan Martin Pirringer
Matr. Nr.: 0126757
Mauerbachstraße 42/13/7
A - 1140 Wien

Wien, im November 2008

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich ein paar Zeilen nützen, um einigen Menschen zu danken, deren Hilfe und Unterstützung diese Arbeit erst möglich gemacht hat.

Zunächst möchte ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Kollegger für sein Entgegenkommen und sein Interesse an dieser Diplomarbeit zum Thema Brandberechnung bedanken. Weiters gilt mein Dank Herrn Dipl.-Ing. Michael Ruzicka, der mich auf dieses Thema aufmerksam gemacht und mir sein vollstes Vertrauen entgegengebracht hat.

Es ist mir ein Anliegen, mich besonders herzlich bei Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Stefan Burtscher für die großartige Unterstützung und Betreuung der Diplomarbeit zu bedanken. Er hat sich stets Zeit genommen, mir in zahlreichen Gesprächen bei der Erörterung und Lösung, der während dieser Arbeit aufgetretenen Probleme und Fragen, zu helfen.

Weiters möchte ich mich bei all meinen Freunden bedanken, die mich auf meinem bisherigen Lebensweg begleitet und unterstützt haben.
Hoffentlich verbindet uns die Freundschaft auch weiterhin.

Last but not Least möchte ich meinen Eltern, Herrn Dipl.-Ing. Dr. Ludwig Pirringer und Frau Margarete Pirringer und meiner Schwester Marion danken. Sie haben mich all die Jahre hinweg tatkräftig unterstützt und gefördert und sind meinem Plänen und Wünschen gegenüber immer offen gewesen.

Zusammenfassung

Infolge mehrerer schwerwiegender Tunnelbrände in den vergangenen Jahren und den hohen Kosten für Reparatur- und Instandsetzungsmaßnahmen bekommt das Thema Brandschutz und die Thematik der Brandbemessung eine immer größere Bedeutung im Bauingenieurwesen.

Die Berechnung und Bemessung der Tragkonstruktion von Stahlbetontunnels unter Berücksichtigung aller material- und lastspezifischen Einflüsse ist für den Brandlastfall fast ausschließlich mit Finite-Elemente-Programmen möglich. Da es immer noch an wissenschaftlichen Abhandlungen zu dieser Thematik mangelt, behandelt diese Diplomarbeit den Vergleich von drei unterschiedlichen Berechnungsmethoden für Tunnelbauwerke im Brandfall. Basierend auf einigen Vereinfachungen in Bezug auf die Temperaturbelastung und die Temperaturverteilung im Querschnitt, bieten die vorgestellten Methoden eine alternative Vorgangsweise bei der Brandbemessung.

Ziel dieser Arbeit ist es, für die verschiedenen Methoden die jeweiligen Unterschiede in der statischen Berechnung und deren Ergebnisse aufzuzeigen. Am Beispiel eines Tunnels mit einzelliger Rahmengeometrie erfolgen die Berechnungen und die Auswertung der Ergebnisse auf Basis linear-elastischen Materialeigenschaften auf der einen, und nichtlinearem Materialverhalten und Berücksichtigung der Rissbildung (Zustand II) auf der anderen Seite.

Abstract

Due to an accumulation of severe fire incidents in tunnel constructions in the last years and the high costs for repairing and maintenance measures, the subject of fire protection requirements and structural fire analysis of tunnels became more and more an important issue in construction engineering.

The calculation and the dimensioning of the supporting structure of reinforced concrete constructions - considering all the effects of high temperatures on the material behaviour - is difficult to accomplish without finite element programs. As there is still a lack of scientifically proven papers regarding this issue, this master's thesis deals with the comparison of three different techniques for static calculations of tunnel structures in case of fire. Based on some inevitable simplifications in the thermal load and its distribution in the cross section of the analysed structure, the following calculations give assistance on how to deal within these aggravating circumstances.

The objective of this thesis is to reveal the differences and effects of the various methods of static calculations on the basis of linear material properties on one side, and nonlinear material properties considering the formation of cracks on the other. This was compiled by performing comparative calculations, using the example of a simple framework.

Inhaltsverzeichnis

INHALTSVERZEICHNIS I

1 EINLEITUNG 1

1.1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG 1
1.2 VORGEHENSWEISE, AUFBAU UND GLIEDERUNG DER ARBEIT 1

2 FOLGEN UND AUSWIRKUNGEN VON HOCHTEMPERATURBELASTUNG AUF DIE TRAGKONSTRUKTION 3

2.1 VERSAGENSARTEN UND VERSAGENSMECHANISMEN 3
2.1.1 Lösen des Verbundes zwischen Stahl und Beton 3
2.1.2 Überschreiten der Streckgrenze des Stahles 3
2.1.3 Querschnittsminderung durch Abplatzungen 4
2.1.4 Überschreiten der Druckfestigkeit des Betons 4
2.1.5 Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch 4
2.2 BRANDSCHÄDEN AN BETONTUNNELN 5
2.2.1 Schäden durch Abplatzungen 5
2.2.1.1 Zuschlagstoff-Abplatzungen 5
2.2.1.2 Abfallen von Betonschichten 6
2.2.1.3 Soft-Spalling bei Spritzbeton 6
2.2.1.4 Explosionsartige Abplatzungen 6
2.2.2 Chloridschäden 7
2.2.3 Strukturabhängige Schäden 7
2.3 MAßNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DER BRANDBESTÄNDIGKEIT VON TUNNELSCHALEN UND DEREN SANIERUNG 7
2.3.1 Betontechnologische Maßnahmen 7
2.3.1.1 Beton mit Polypropylenfasern 7
2.3.1.2 Beton mit Leichtbetonzuschlag 8
2.3.2 Brandschutzbekleidungen 8
2.3.2.1 Plattenbekleidungen 8
2.3.2.2 Brandschutzsystem mit beschichteten Stahllochblechen 9
2.3.2.3 Putzbekleidungen und Opferschichten 9

3 MATERIALVERHALTEN UNTER HOCHTEMPERATURBELASTUNG 10

3.1 BETON 10
3.1.1 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften 10
3.1.2 Thermische und physikalische Eigenschaften 14
3.2 BETONSTAHL 15
3.2.1 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften 15
3.2.2 Thermische Verlängerung von Betonstahl 17

4 TUNNELBRÄNDE 18

4.1 VERLAUF UND ENTWICKLUNG DER TEMPERATUREN BEI EINEM BRAND 19
4.2 NORMBRANDKURVEN FÜR STRAßEN- UND EISENBAHNTUNNEL 20
4.2.1 Einheitstemperaturkurve – ISO 834 (ÖNORM EN 1363, DIN 4102) 20
4.2.2 Hydrocarbonkurven HC und HC_{inc} 21
4.2.3 Rijkswaterstaat-Kurve (RWS-Kurve) 22
4.2.4 RABT- bzw. ZTV-Kurve 22
4.2.5 EBA-Kurve 22
4.2.6 Weitere Temperatur-Zeitkurven 23
4.2.7 Überblick über die vorhandenen Temperatur-Zeitkurven 23
4.3 TEMPERATUREINDRINGVERHALTEN IN STAHLBETONBAUTEILE 24
4.3.1 Ermittlung der Temperatureindringkurve 25
4.3.1.1 Analytische Lösung 26
4.3.1.2 Numerische Lösungsansätze (FEM) 26
4.3.1.3 Versuche zu Ermittlung der Temperatureindringung 26

5 VORHANDENE BEMESSUNGSVERFAHREN 28

5.1 TABELLARISCHE DATEN 28
5.2 VEREINFACHTE RECHENVERFAHREN 28
5.3 ALLGEMEINE RECHENVERFAHREN 29

6 GRUNDLAGEN DER ANGEWENDETEN BERECHNUNGSVERFAHREN 31

6.1 BERECHNUNG AUF BASIS DER FINITEN ELEMENTE METHODE 31
6.1.1 Definition des Materialmodells 31
6.1.2 Aufbringen der Lasten 32
6.2 BERECHNUNG AUF BASIS DER LINEAREN STABSTATIK 32
6.2.1 Temperatureindringkurven für den Lastfall „Brand“ 33
6.2.2 Ermittlung der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ für den Lastfall „Brand“ 33
6.2.3 Durchführung der Berechnung am ebenen Stabwerksmodell 34
6.2.4 Bemessung 35
6.3 BERECHNUNG AUF BASIS DER NICHTLINEAREN STABSTATIK UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER RISSBILDUNG 35

7 VALIDIERUNG DES ABAQUS-MATERIALMODELLS 36

7.1 VALIDIERUNG DES TEMPERATUREINDRINGVERHALTENS 36
7.1.1 Validierung der Temperaturzeitkurve in ABAQUS 37
7.1.2 Untersuchung des Einflusses von Diskretisierungsgrad und Elementtyp 38
7.1.3 Vergleich der Heat-Transfer-Ergebnisse mit standardisierten Eindringkurven 40
7.2 VALIDIERUNG DER THERMISCHEN DEHNUNG 44
7.3 VALIDIERUNG DER FESTIGKEITSEIGENSCHAFTEN 45
7.3.1 Nichtlineare Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur 45
7.3.2 Zugfestigkeit und Tension-Stiffening in Abhängigkeit der Temperatur 49

8 BERECHNUNGEN AN EINEM TUNNELQUERSCHNITT 51

8.1 BERECHNUNG DES TUNNELPROFILS MITTELS ABAQUS/STANDARD 52
8.1.1 Allgemeines 52
8.1.2 Konvergenzprobleme und getroffene Maßnahmen 53
8.1.3 Berechnungen unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit 54
8.1.4 Berechnungen unter Berücksichtigung einer temperaturunabhängigen Betonzugfestigkeit 55
8.1.5 Berechnungen unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Betonzugfestigkeiten 57
8.1.6 Lineare FE-Berechnung 57
8.1.7 Auswertung der ABAQUS-Analysen 58
8.1.7.1 Festgestellte Mängel der ABAQUS-Berechnung 60
8.1.7.2 Verhältnis von ALLSD zu ALLSE 61
8.1.7.3 Schnittgrößen 63
8.1.7.4 Verformungen 65
8.2 BERECHNUNG DES TUNNELPROFILS MITTELS RSTAB 3D 67
8.2.1 Allgemeines 67
8.2.2 Berechnung: Reihe A 71
8.2.3 Berechnung: Reihe B 72
8.2.4 Berechnung: Reihe C 74
8.2.5 Berechnung: Reihe D 75
8.2.6 Berechnung: Reihe E 76
8.2.7 Berechnung: Reihe F 77
8.2.8 Berechnung: Reihe G 78
8.2.9 Berechnung: Reihe H 79
8.2.10 Berechnung: Reihe I 80
8.2.11 Berechnung: Reihe J 81
8.2.12 Auswertung der RSTAB3D-Berechnungen 82
8.2.12.1 Schnittgrößen 82
8.2.12.2 Verformungen 83
8.3 BERECHNUNG DES TUNNELPROFILS MITTELS STAB2D-NL 85
8.3.1 Allgemeines 85
8.3.2 Auswertung der Stab2D-NL-Berechnungen 87
8.3.2.1 Schnittgrößen 87
8.3.2.2 Verformungen 89

9 PROGRAMMÜBERGREIFENDER VERGLEICH DER BERECHNUNGSERGEBNISSE 90

10 RÜCKBLICK UND AUSBLICK 98

LITERATURVERZEICHNIS 99

ANHANG 101

ABBILDUNGSVERZEICHNIS 101
TABELLENVERZEICHNIS 104

1 Einleitung

Die großen Tunnelbrände der letzten Jahre, wie der Brand im Euro- (1996), Montblanc- (1999) und Tauerntunnel (1999), zogen enorme Instandsetzungskosten nach sich. Auch das Benutzerrisiko wurde in der Bevölkerung immer kritischer betrachtet. Somit erlangte das Thema Brandschutz und die Thematik der Brandbemessung immer größere Bedeutung.
Auch die Normenlage hat sich seitdem in diesem Bereich stark verändert. Baustoffe wurden seither verstärkt auf ihre Festigkeits- und thermischen Materialeigenschaften unter Hochtemperatureinfluss untersucht und die Ergebnisse in die aktuellen Normen eingearbeitet. Es stellt sich jedoch noch die Frage, wie mit all diesen Erkenntnissen innerhalb einer Brandberechung oder statischen Bemessung umgegangen werden kann und soll.

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Die Berechnung und Bemessung der Tragkonstruktion von Stahlbetontunnels unter Berücksichtigung aller material- und lastspezifischen Einflüsse ist für den Brandlastfall fast ausschließlich nur mit hochgradig komplexen Finite-Elemente-Programmen möglich. Da die Anschaffung eines solchen Programms in der Regel mit hohen Kosten verbunden ist, und auch die Anwendung meist sehr zeitintensiv ausfällt, stellt sich unweigerlich die Frage nach anderen Möglichkeiten der statischen Berechnung.
Am Beispiel eines einfachen Rahmens behandelt diese Diplomarbeit unterschiedliche Methoden zur Brandberechnung und –bemessung, basierend auf einigen Vereinfachungen in Bezug auf die Temperaturbelastung und die Temperaturverteilung im Querschnitt.
Ziel dieser Arbeit ist es, die Auswirkungen der unterschiedlichen Ergebnisse der jeweiligen Verfahren aufzuzeigen.
Die untersuchten Methoden basieren einerseits auf Grundlage linear-elastischer Materialeigenschaften, andererseits auf nichtlinearen Materialeigenschaften unter Berücksichtigung des Übergangs in den Zustand II.

1.2 Vorgehensweise, Aufbau und Gliederung der Arbeit

Die ersten Kapitel beschäftigen sich mit notwendigen Grundlagen zum Verständnis der Thematik, angefangen bei Schadensmechanismen im Brandfall und einem Exkurs über Brandschutzmaßnahmen bis hin zu den mechanischen und thermischen Materialeigenschaften unter Hochtemperatureinfluss und den Brandlasten in Form von Temperaturzeitkurven.

Die darauf folgenden Kapitel erläutern die aktuelle Normensituation zum Thema Brandbemessung und die Grundlagen der in dieser Arbeit behandelten Berechnungsmethoden.

In den letzten Kapiteln wird auf die Berechnung, die Auswertung und die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse am Modell eines rechteckigen geschlossenen Rahmens eingegangen.

2 Folgen und Auswirkungen von Hochtemperaturbelastung auf die Tragkonstruktion

2.1 Versagensarten und Versagensmechanismen

Die möglichen Versagensmechanismen, die bei Stahlbetonbauteilen unter Brandeinwirkung auftreten, können im Wesentlichen unterschieden werden in (siehe auch Abb. 2-1):

- Versagen der Zugzone
- Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch
- Versagen der Druckzone

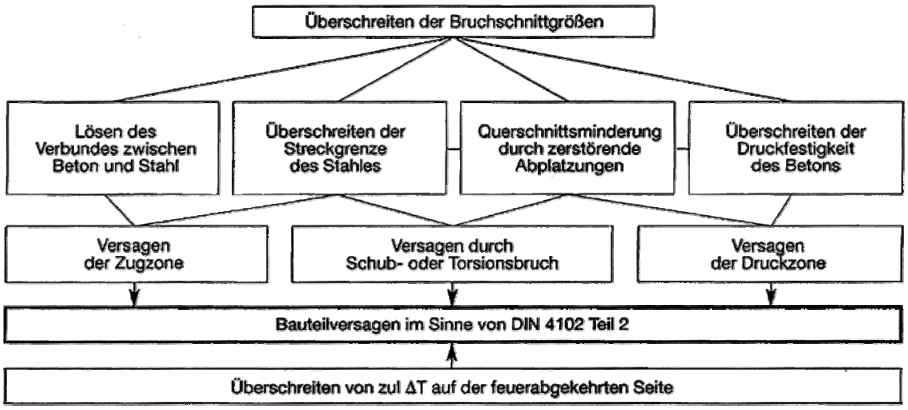


Abb. 2-1: Schematische Übersicht der Versagensarten bei Stahlbetonbauteilen [6]

2.1.1 Lösen des Verbundes zwischen Stahl und Beton

Hierbei handelt es sich im Vergleich zum Biegebruch um einen selten eintretenden Versagensmechanismus. Infolge der Verankerungskräfte und der hohen Temperatur versagt der Verbund zwischen Beton und Stahl, und es tritt ein Verankerungsbruch ein.
Die Lasten müssen dann durch eine Bogen-Zugbandwirkung aufgenommen werden. Versagen des Bauteils tritt schließlich beim Überschreiten der Streckgrenze der Stahleinlagen ein [2].

2.1.2 Überschreiten der Streckgrenze des Stahles

Hierbei tritt das Versagen meist durch Fließen der in der Biegezugzone liegenden Stahleinlagen ein. Durch die hohe Temperatur im Brandfall nimmt die Festigkeit bzw. die Streckgrenze der Stahleinlagen in Abhängigkeit der Bauteilabmessungen, dem Achsabstand und der Betonart ab (kritische Stahltemperatur T_{krit}). Das Versagen des biegebeanspruchten Bauteils wird durch Verformungen hervorgerufen, die durch Stahlfließen und Temperaturunterschiede zwischen Bauteilober- und Bauteilunterseite hervorgerufen werden, die sich zusätzlich mit Hochtemperatur-Kriechverformungen überlagern. An den Stellen der

größten Momentenbeanspruchung, und somit der maximalen Stahlspannungen, sind die Verformungen am größten. Bei einachsig gespannten Systemen tritt in der Regel das Versagen des gesamten Bauteils ein, wohingegen bei vierseitig gelagerten Platten meist nur Teilbereiche versagen.

2.1.3 Querschnittsminderung durch Abplatzungen

Abplatzungen sind Betonabsprengungen, die vor allem bei hohen Aufheizraten – bei Tunnelbränden bis zu 200K/min – infolge hoher Temperatureinwirkungen entstehen können. Hierbei wird einerseits der tragende Querschnitt reduziert, andererseits geht die Betondeckung verloren, was zu einer rascheren Erwärmung der Bewehrung führt. Dadurch tritt Versagen der Stahlbetonbauteile zufolge Biegung oder Kriechen, in der Regel bei Erreichen der Fließgrenze der Stahleinlagen bei ca. 500°C ein [4].

2.1.4 Überschreiten der Druckfestigkeit des Betons

Der Bauteil behält seine Tragfähigkeit, bis die kritische Betontemperatur T_{krit} in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad erreicht wird. Die Festigkeit des Betons nimmt mit steigender Temperatur ab. Bei hohem Bewehrungsgrad sind sowohl Betonstahl und Beton für das Tragverhalten im Brandfall gleichermaßen verantwortlich, vor allem wenn die Stahleinlagen durch eine vergrößerte Betondeckung nur langsam erwärmt werden [4, 6].

Dem Beton werden in der Regel die höheren Druckanteile zugeordnet, da außen liegende, stark erwärmte Bewehrungsstäbe nicht mehr in der Lage sind, Kräfte aufzunehmen, und infolge der Gefügezerstörung des umgebenden Betons ausknicken. Der Betonrestquerschnitt hat daher eine immer größer werdende Spannung aufzunehmen, wodurch es zum Druckbruch kommt. Müssen bei statisch unbestimmten Systemen brandbedingte Zwängungen aufgenommen werden, kann es ebenfalls zu Druckbrüchen kommen.

2.1.5 Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch

Beim Schubversagen spielt vor allem die Zugfestigkeit des Betons eine entscheidende Rolle. Frühzeitiges Versagen wurde vor allem in Querschnittsbereichen festgestellt, die rasch und tief erwärmt wurden.
Für torsionsbeanspruchte Bauteile liegen keine Versuche vor. Auf Torsion beanspruchte Bauteile, die gleichzeitig eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer aufweisen müssen, sind selten.

2.2 Brandschäden an Betontunneln

Tunnelanlagen aus Stahlbeton werden im Brandfall bei anhaltender Branddauer mit steigender Temperatur auf verschiedene Weise beeinträchtigt [4]:

- Änderung der mechanischen Eigenschaften des Betons und des Baustahls (siehe Kapitel 3)
- Schäden durch Abplatzungen
- Chloridschäden
- Strukturabhängige Schäden

Folgende Faktoren haben Einfluss auf die Brandschäden an der Betonkonstruktion [4]:

- Schockartiger Temperaturanstieg
  In unmittelbarer Umgebung des Brandherdes entstehen durch hohe Brandleistungen innerhalb weniger Minuten Temperaturen bis zu 1200°C. Durch diese Brandleistung können angrenzende Bauteile schockartig um bis zu 200K/min erwärmt werden und massive Betonabplatzungen erleiden.
- Hohe Brandleistung und lange Branddauer
- Rauchgaskondensation
  Verbrennen PVC-haltige Stoffe, so kann es aufgrund aggressiver, chloridhaltiger Brandgase und der Rauchgaskondensation zu Chloridschäden an den Bauteilen des Tunnelbauwerks kommen.

2.2.1 Schäden durch Abplatzungen

Reale Brände und Brandversuche zeigten, dass der Einfluss der im Inneren verdampfenden Bauteilfeuchte und deren zerstörerischen Kräfte Abplatzungen von 40 und mehr Zentimetern Tiefe verursachen können.
Primär können vier Arten von Abplatzungen unterschieden werden [4]:

- Zuschlagstoff-Abplatzungen (Aggregate Spalling)
- Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)
- Soft-Spalling bei Spritzbeton
- Explosionsartige Abplatzungen (Explosive Spalling)

2.2.1.1 Zuschlagstoff-Abplatzungen

Hierbei kommt es durch physikalische (z.B. Volumenänderungen bei Phasenübergängen) und/oder chemische Veränderungen unter hohen Temperaturen zur Zermürbung der Zuschläge und damit des Betons. Bei chemischen Veränderungen wird meist Wasser freigesetzt, das plötzlich entweichen muss, und dabei Zuschläge zerplatzen oder zersplittern lässt.

2.2.1.2 Abfallen von Betonschichten

Hierunter wird das Abfallen kleinerer oder größerer Betonschichten oder –teile nach längerer Brandbeanspruchung verstanden. Für die Ursachen des Abfallens von Betonschichten gelten:

- Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über einen Querschnitt
- Zwängungsspannungen infolge geometrischer Inkompatibilität oder unterschiedlicher Dehnung zwischen Beton und Stahleinlagen
- Bauteilverformungen
- Die Zermürbung des Betons infolge von physikalischen und chemischen Veränderungen

2.2.1.3 Soft-Spalling bei Spritzbeton

Hierbei handelt es sich prinzipiell um einen Spezialfall des Abfallens von Betonschichten, der primär bei Spritzbeton auftritt. Sind im Betongefüge markante Permeabilitäts- und Feuchteänderungen vorhanden, strömt/diffundiert der Wasserdampf durch die Zonen geringerer Permeabilität hindurch und staut (kondensiert) sich an der Grenzfläche zur dichteren Zone auf. Diese Grenzflächenbereiche weisen oftmals eine geringere Zugfestigkeit auf, wodurch es zum Abfallen der thermisch beanspruchten Betonschichten kommt. Die betroffenen Bereiche entstehen meist durch Unregelmäßigkeiten im Spritzverlauf.

2.2.1.4 Explosionsartige Abplatzungen

Bei Brandeinwirkung finden innerhalb des Betonbauteils thermische, thermomechanische und thermohydraulische Prozesse statt, die bei einem Wassergehalt w > 2 % sowie dichter Betonmatrix zu Gefügeschädigungen an der beflammten Oberfläche bis hin zu explosionsartigen Abplatzungen führen können. Dieser Feuchtegehalt wird bei den meisten Tunneln nutzungsbedingt nicht eingehalten. Im Inneren von Tunnelanlagen ist auf Grund der Luftfeuchtigkeitsverhältnisse und bei außen anstehendem Wasser von einem dauernd feuchten Beton mit einem w von 2,5 bis 5,0 % auszugehen. Untersuchungen an Tunnelinnenschalen haben ergeben, dass bereits in 3 cm Betontiefe Feuchtegehalte über 3 Gew.-% gemessen wurden [4]. Im NAD des Eurocodes [1] wird der Wassergehalt, ab dem mit explosiven Abplatzungen zu rechnen ist, mit w = 2 % angesetzt.
Zugspannungen zufolge ausströmenden Wasserdampfs und hydrostatischer Wasserdampfdrücke sind die wichtigste Ursache für explosive Abplatzungen. Weitere Ursachen sind Temperatur-Eigen- und –Zwängungsspannungen im Betonquerschnitt, die aber meist alleine nicht in der Lage sind, explosionsartige Abplatzungen zu erzeugen [6]. Die genauen Vorgänge beim explosionsartigen Versagen von Betonen werden in [4] geschildert.

Die Entstehung von Abplatzungen hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab, die sich teilweise überlagern. Dadurch ist es schwierig, genaue Aussagen über die

Eintrittswahrscheinlichkeit, Größe und das Ausmaß von Abplatzungen zu machen. Betone sollten daher so hergestellt werden, dass aufgrund vorliegender Erfahrungen das Abplatzverhalten im Brandfall auszuschließen ist. Um dies zu erreichen, wird nach aktuellem Stand der Technik im Allgemeinen der Einsatz von PP-Fasern in Betonen empfohlen.

2.2.2 Chloridschäden

Bei der Verbrennung halogenhaltiger Kunststoffe (insbesondere von PVC-Erzeugnissen) werden Chloride in Form von Wasserstoffchloridgas (HCl) freigesetzt. Die Chloridionen bewirken die Zerstörung des Zementsteins und die Korrosion des dem Brandrauch direkt ausgesetzten Betonstahls. Die Korrosion des Betonstahls tritt verzögert auf und beeinträchtigt auch Bauteile, die dem Brand nicht direkt ausgesetzt waren (Langzeiteffekt).

2.2.3 Strukturabhängige Schäden

Thermisch bedingte Verformungen erzeugen Zwangsschnittgrößen im Tragwerk, die auch Bauteile belasten, die dem Brand nicht direkt ausgesetzt waren. Zusammen mit der äußeren Belastung und der durch hohe Temperaturbelastung reduzierten Baustofffestigkeit kann es zu Überschreitungen der Tragfähigkeit kommen. Daraus resultierende Risse gefährden die Gebrauchstauglichkeit und können eventuell kostspielige Sanierungsmaßnahmen nach sich ziehen. Die entstehenden Zwangsschnittgrößen sollten nur mit nichtlinearen Materialgesetzen berechnet werden.

2.3 Maßnahmen zur Erhöhung der Brandbeständigkeit von Tunnelschalen und deren Sanierung

Zur Erhöhung der Brandbeständigkeit von Stahlbetonbauteilen und –tragwerken kommen verschiedene Methoden und Systeme zum Einsatz. Im Wesentlichen können diese Maßnahmen wie folgt gegliedert werden in:

- Betontechnologische Maßnahmen
- Brandschutzbekleidungen

Im Folgenden werden die oben genannten Maßnahmen kurz erläutert. Eine detaillierte Beschreibung der Systeme findet sich in facheinschlägiger Literatur [2, 4].

2.3.1 Betontechnologische Maßnahmen

2.3.1.1 Beton mit Polypropylenfasern

Die Zugabe von Propylen-Mikrofasern, die bei ca. 160 – 165 °C zu schmelzen beginnen, schafft ein Porensystem. Dieses ermöglicht bei hohen Temperaturen einen Abbau und eine Entspannung der Dampfdrücke. Für eine optimale Wirkungsweise müssen die beigemengten

PP-Fasern in ihrer Form (Durchmesser und Länge) auf die Ausgangsstoffe und das System abgestimmt werden. Je nach Erfordernis bewegt sich der Durchmesser von PP-Fasern zwischen 12 μm und 100 μm.
Durch die Zugabe von monofilamenten PP-Fasern wird die Permeation des Betons auf folgende Weise verbessert [4]:

- Bildung von Kapillarporen beim Abschmelzen und Verbrennen der Fasern und Bildung von zusätzlichen Mikrorissen
- Höherer Stofftransport durch Schaffung weiterer diffusionsoffener Übergangszonen (Interfacial Transition Zone = ITZ)
- Bildung zusätzlicher Mikroporen durch die Strukturauflockerung beim Einmischen

Aufgrund dieser 3 Faktoren können Normalbetone und hochfeste Betone so hergestellt werden, dass es zu keinen explosionsartigen und zerstörenden Abplatzungen kommt. Die Dosierungen im Beton liegen zwischen 0,9 und 2,5 kg/m³, wodurch im Allgemeinen die Festigkeitseigenschaften des Betons nicht verändert werden. PP-Fasern können weiters auch in Kombination mit Stahlfasern - als so genannter „Fasermix“ - dem Beton beigemengt werden [2].

2.3.1.2 Beton mit Leichtbetonzuschlag

Hierbei kommt als Zuschlag der feuerfeste Leichtzuschlag Lytag und Hochofenzement (CEM III/B) bzw. Tonerdeschmelzzement Secar 51 zum Einsatz. Zur Schaffung zusätzlicher Expansionskanäle können auch fibrillierte PP-Fasern beigemengt werden.
Vorteilhaft wirken sich bei diesem System das geringere Gewicht, die bessere Verteilung der Schwindrisse als auch die erhöhte Schlagzähigkeit des Betons aus. Nachteil des Lytag-Betons sind die hohen Kosten des Tonerdeschmelzzements als auch die geringere Resistenz gegen aggressive Bergwässer, insbesondere bei hohem Sulfatgehalt.

2.3.2 Brandschutzbekleidungen

Aufgrund des Temperaturverhaltens von Stahlbetonbauteilen ist die Anbringung von Brandschutzbekleidungen von Bedeutung und in bestimmten Fällen ratsam. Folgende Systeme kommen zum Einsatz:

- Plattenbekleidungen unter Verwendung geprüfter Materialien
- Brandschutzsysteme aus Stahllochblechen mit Dämmschichtbildnern
- Putzbekleidungen
- Opferschichten

2.3.2.1 Plattenbekleidungen

Als Plattenbekleidungen kommen z.B. die Systeme Promatect-H und AESTUVER zum Einsatz, auf die im Folgenden nicht im Detail eingegangen wird.

Im Allgemeinen werden an Plattenbekleidungen für Tunnels hohe Anforderungen gestellt. Sie müssen eine ausreichende Biegesteifigkeit aufweisen um die dynamischen Zug- und Druckkräfte durch den Fahrtwind der Fahrzeuge aufnehmen zu können.

Folgende Forderungen werden an Brandschutzplatten gestellt:

- **Physikalische Anforderungen**
  feuerbeständig und nicht brennbar, bruch- und stoßfest
  Formbeständigkeit gg. Witterungseinflüsse
  Beständigkeit gg. erforderliche Reinigungsvorgänge
  gute Schallabsorption und Lichtstreuung (blend- und spiegelfrei)
- **Chemische Anforderungen**
  Korrosionsfestigkeit gg. Beanspruchungen durch Kfz-Abgase, Feuchtigkeit, Spritzwasser, Tausalznebel, Reinigungsmittel
  Wasserfestigkeit gg. eingeschlepptes Niederschlagwasser und Waschwasser
  Bakterienfestigkeit um einer Zerstörung durch Schimmelbildung zu verhindern
- **Montageforderungen**
  geringes Gewicht, einfacher und schneller Einbau, leichte Sanierbarkeit

Jedoch haben Brandschutzplatten den Nachteil, dass die Oberflächen der tragenden Struktur sowohl der optischen Kontrolle entzogen als auch für Wartungs-, Instandhaltungs- oder Reinigungsarbeiten nicht mehr zugänglich sind. Weiters wird eine konvektive Trocknung möglicher Durchfeuchtung durch die verhinderte Belüftung der Oberfläche gehemmt.

2.3.2.2 Brandschutzsystem mit beschichteten Stahllochblechen

Beschichtete Stahllochbleche, wie z.B. das Brandschutzsystem Perfotekt, bestehen aus beidseitig dünn mit Dämmschichtbildnern beschichteten Stahllochblechen, die in einem Abstand von ca. 3 cm zur Oberfläche der tragenden Bauteile befestigt werden. Im Brandfall bietet der Montageabstand dem Aufschäumen der bergseitigen Beschichtung des Stahllochbleches Platz. In Brandversuchen hat sich gezeigt, dass in der Anfangsphase eines Brandes die Temperaturen in der Randzone des tragenden Bauteils schneller ansteigen als bei Brandschutzplatten. Im Gegensatz zu herkömmlichen Brandschutzplatten weisen Systeme mit Stahllochblechen jedoch nicht deren Nachteile auf.

2.3.2.3 Putzbekleidungen und Opferschichten

Der Anwendungsbereich von Putzbekleidungen umfasst sowohl Betoninnenschalen als auch Stahltübbinge. Bei flächenhafter Anbringung ersetzt aus brandschutztechnischer Sicht 1 mm Putzmörtel 2 mm Normalbeton. In Abhängigkeit der Zusammensetzung der Putzbekleidung kann die Feuerwiderstandsdauer bis um das sechsfache verbessert werden. Besonders geeignet sind Vermiculite- und Perlite-Putze.

3 Materialverhalten unter Hochtemperaturbelastung

Bei der Betrachtung von Bauwerken und Bauteilen im Brandfall ist aufgrund der temperaturabhängigen Veränderungen den thermisch-mechanischen Materialeigenschaften besondere Beachtung zu schenken.
Da im Lastfall Brand meist nur die Randzonen des Querschnitts einer wesentlichen Temperaturerhöhung ausgesetzt sind, ist es nicht weiter möglich, die Materialeigenschaften über den gesamten Querschnitt als konstant anzusehen. In jedem Punkt des Querschnitts gelten dadurch andere Eigenschaften.
Viele Untersuchungen und Tabellenwerke bzw. Normenregelungen geben Auskunft über die Materialeigenschaften unter Hochtemperatureinfluss. Als Grundlage dieser Arbeit gelten, sofern nicht auf andere Quellen hingewiesen wird, die Regelungen der EN 1992-1-2: 2007 sowie des dazugehörigen NAD.

3.1 Beton

Normalbeton gilt, aufgrund seiner Herstellung aus mineralischen Ausgangsstoffen in der Regel auch ohne Nachweis als nicht brennbar. Durch seine schlechten Wärmeleiteigenschaften erfährt der Kernbereich, im Gegensatz zu den Randzonen, meist nur geringe Temperaturerhöhungen. Weiters setzt Normalbeton unter hohen Temperaturen weder Rauch noch toxische Gase frei und „schmilzt“ nicht bei einem Brand [2]. Ein weiterer Vorteil von Bauteilen aus Stahlbeton ist die Möglichkeit der Sanierung nach schwerer Brandeinwirkung.

3.1.1 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften

In [1] werden die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung für druckbeanspruchten Beton in tabellarischer Form angeführt.

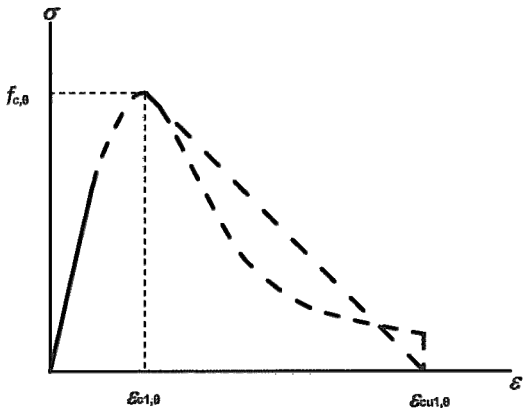
- Die Druckfestigkeit $f_{c,\Theta}$
- Die Stauchung $\varepsilon_{c1,\Theta}$ entsprechend $f_{c,\Theta}$

Die Werte werden getrennt für quarzhaltige und kalksteinhaltige Zuschläge angegeben, wobei die Stauchung $\varepsilon_{c1,\Theta}$ bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{c,\Theta}$ für beide Zuschlagsarten die gleiche ist (Tab. 3-1).
Die Druckfestigkeit unter Hochtemperatureinfluss wird in Tab. 3-1 über die bezogene Spannung $f_{c,\Theta}/f_{ck}$ angegeben. Diese variiert in Abhängigkeit der Zuschlagstoffe, wobei Betone mit kalksteinhaltigen Zuschlägen bei gleicher Temperaturbelastung höhere Druckfestigkeiten behalten.

Beton Temp. Θ	Quarzhältige Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
	$f_{c,\Theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\Theta}$	$\varepsilon_{cu1,\Theta}$	$f_{c,\Theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\Theta}$	$\varepsilon_{cu1,\Theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	---	---	0,00	---	---

Tab. 3-1: Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhter Temperatur, vgl. [1]

Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig.
In Abhängigkeit von Zementart, W/B-Wert, Porosität und Betonalter sinken die Festigkeitseigenschaften und der E-Modul mit steigender Temperatur. Ab ca. 1000°C geht die Druckfestigkeit annähernd gegen null, d.h. es verbleibt eine gewisse Haufwerksfestigkeit.
Unter Zuhilfenahme der Beziehungen aus Abb. 3-1 ist es möglich die Arbeitslinie für jede Temperatur zu ermitteln.



Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}\left(2+\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)}$
$\varepsilon_{c1(\theta)} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Für numerische Zwecke sollte ein abfallender Kurventeil angenommen werden. Lineare und nichtlineare Modelle sind zulässig.

Bild 3.1 — Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton bei erhöhten Temperaturen

Abb. 3-1: Modellierung der Arbeitslinie für Beton lt. [1]

Die vollständigen Arbeitslinien für Betone mit quarzhaltigen und kalksteinhaltigen Zuschlägen, gemäß den Beziehungen die in [1] angeführt werden, sind in Abb. 3-2 und Abb. 3-3 für unterschiedliche Temperaturen dargestellt. Aus den Diagrammen erkennt man, dass

die Bruchdehnungen bei Temperaturen über 600°C erheblich zunehmen, das heißt, der Beton wird duktiler.

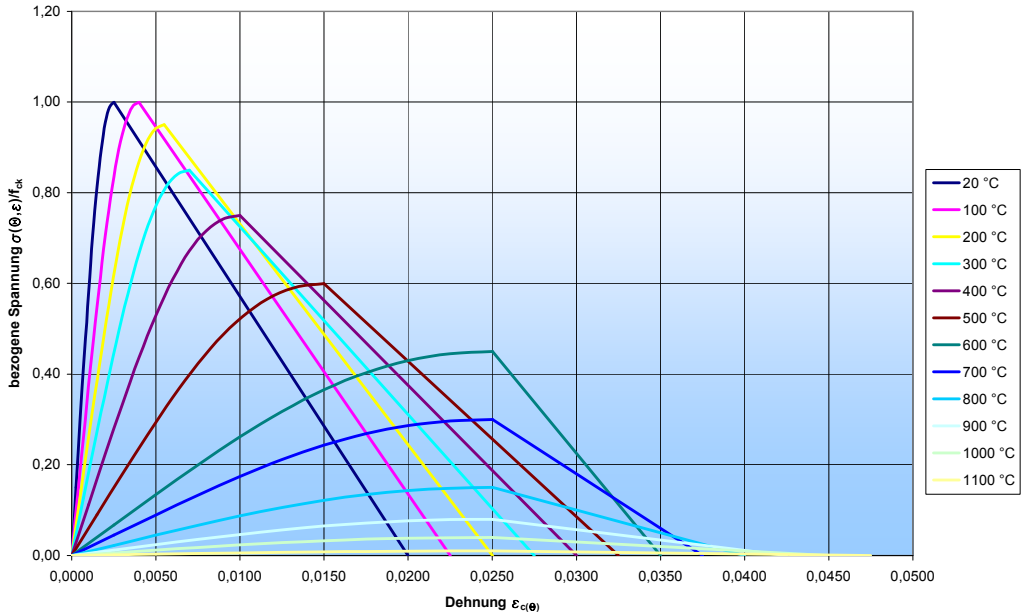


Abb. 3-2: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Betone mit quarzhaltigen Zuschlägen

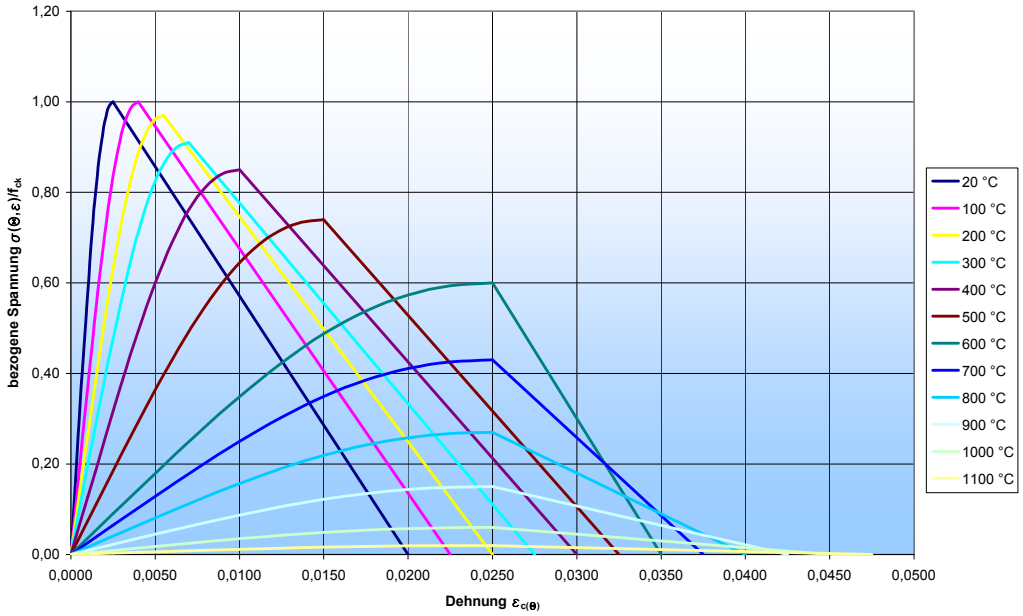


Abb. 3-3: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Betone mit kalksteinhaltigen Zuschlägen

Über das Verhalten des Elastizitätsmoduls von Beton unter Hochtemperaturbelastung geben die Eurocodes zur Brandbemessung [2] keine Auskünfte. Der E-Modul lässt sich jedoch für eine nichtlineare Berechnung aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung herleiten [13].
In [2] wird gezeigt, dass ein Abfall des E-Moduls bereits unter geringen Temperaturen erfolgt (Abb. 3-4). Ab 50°C wird ein linearer Abfall des Elastizitätsmoduls bis 700°C vorgeschlagen. Der E-Modul zeigt zudem ein zu den Festigkeiten analoges Verhalten. Die Betongüte hat keinen Einfluss auf dessen Verhalten.

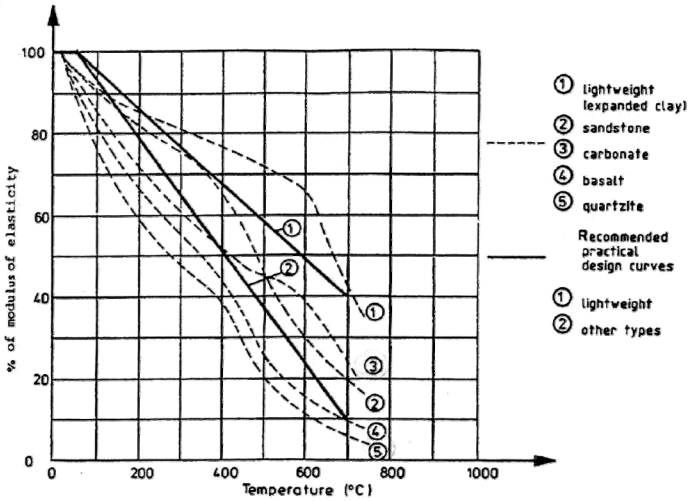


Abb. 3-4: E-Modul verschiedener Normalbetone unter Temperatureinfluss [2], [3]

Unter Vorbelastung behält druckbeanspruchter Beton bei der Erwärmung länger seine Steifigkeit als unbelasteter Beton (Abb. 3-5). Durch die Druckspannungen wird der Rissbildung entgegengewirkt, was sich positiv auf den E-Modul des Baustoffs auswirkt. In [1] wird dieser Effekt in der Regel vernachlässigt. Bei Querschnitten unter Vorlast wird somit die Steifigkeit in der Regel unterschätzt [4].

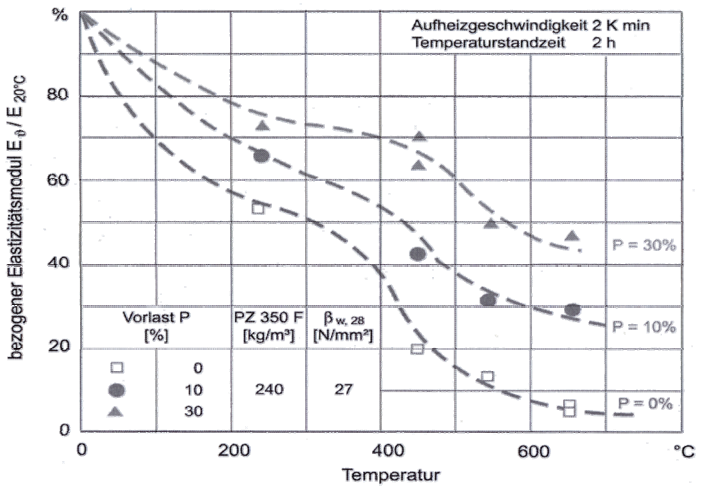


Abb. 3-5: Bezogener Hochtemperatur-Elastizitätsmodul von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten, vgl. [4]

Der Eurocode [1] empfiehlt, die Zugfestigkeit des Betons nicht anzusetzen. Sofern die Zugfestigkeit dennoch berücksichtigt wird, sind Beziehungen für den Abminderungsfaktor $k_{c,t}(\Theta)$ im Bereich 100°C < Θ ≤ 600°C gegeben. Außerhalb dieses linearen Bereichs kommen konstante Faktoren zur Anwendung.

$$f_{ck,t}(\Theta) = k_{c,t}(\Theta) \cdot f_{ck,t} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Sind keine genaueren Daten bekannt, werden für $k_{c,t}(\Theta)$ folgende Werte vorgeschlagen (Abb. 3-6):

$$k_{c,t} = 1{,}0 \qquad \text{für } 20°C \le \Theta \le 100°C$$

$$k_{c,t} = 1{,}0 - \frac{1{,}0 \cdot (\Theta - 100)}{500} \qquad \text{für } 100°C < \Theta \le 600°C$$

(3.2)

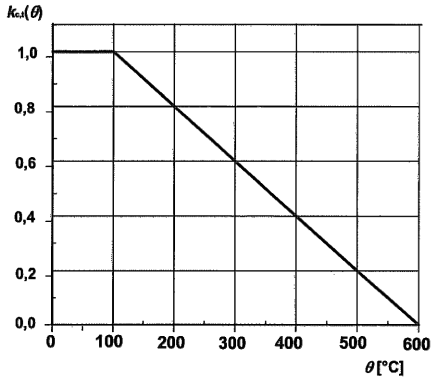


Bild 3.2 — Beiwert $k_{c,t}(\theta)$ zur Beschreibung des Abfalls der Betonzugfestigkeit ($f_{ck,t}$) bei erhöhten Temperaturen

Abb. 3-6: Abminderungsbeiwert der Betonzugfestigkeit, lt. [1]

3.1.2 Thermische und physikalische Eigenschaften

Die Eurocodes [1] geben analytische Zusammenhänge zur thermischen Verlängerung $\varepsilon_c(\Theta)$, spezifischen Wärme $c_p(\Theta)$, Rohdichte $\rho(\Theta)$ und zur thermischen Leitfähigkeit $\lambda_c(\Theta)$ von Betonen mit quarz- und kalksteinhaltigen Zuschlägen an.

Thermische Verlängerung

Quarzhaltige Zuschläge:

$$\varepsilon_c(\Theta) = -1{,}8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \Theta + 2{,}3 \cdot 10^{-11} \cdot \Theta^3 \qquad \text{für } 20°C \le \Theta \le 700°C$$

$$\varepsilon_c(\Theta) = 14 \cdot 10^{-3} \qquad \text{für } 700°C < \Theta \le 1200°C$$

(3.3)

Kalksteinhaltige Zuschläge:

$$\varepsilon_c(\Theta) = -1{,}2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \Theta + 1{,}4 \cdot 10^{-11} \cdot \Theta^3 \qquad \text{für } 20°C \le \Theta \le 805°C$$

$$\varepsilon_c(\Theta) = 12 \cdot 10^{-3} \qquad \text{für } 805°C < \Theta \le 1200°C$$

(3.4)

Spezifische Wärme

Quarz- und kalksteinhaltiger Zuschlag:

$c_p(\Theta) = 900$ [J/(kg×K)] für 20°C ≤ Θ ≤ 100°C

$c_p(\Theta) = 900 + (\Theta - 100)$ [J/(kg×K)] für 100°C < Θ ≤ 200°C

$c_p(\Theta) = 900 + (\Theta - 200)/2$ [J/(kg×K)] für 200°C < Θ ≤ 400°C

$c_p(\Theta) = 1100$ [J/(kg×K)] für 400°C < Θ ≤ 1200°C

(3.5)

Rohdichte

$\rho(\Theta) = \rho(20°C)$ für 20°C ≤ Θ ≤ 115°C

$\rho(\Theta) = \rho(20°C) \cdot (1 - 0{,}02 \cdot (\Theta - 115)/85)$ für 115°C < Θ ≤ 200°C

$\rho(\Theta) = \rho(20°C) \cdot (0{,}98 - 0{,}03 \cdot (\Theta - 200)/200)$ für 200°C < Θ ≤ 400°C

$\rho(\Theta) = \rho(20°C) \cdot (0{,}95 - 0{,}07 \cdot (\Theta - 400)/800)$ für 400°C < Θ ≤ 1200°C

(3.6)

Thermische Leitfähigkeit

unterer Grenzwert:

$\lambda_c = 1{,}36 - 0{,}136 \cdot (\Theta_c/100) + 0{,}0057 \cdot (\Theta_c/100)^2$ [W/(m×K)] für 20°C ≤ Θ ≤ 1200°C

(3.7)

oberer Grenzwert:

$\lambda_c = 2 - 0{,}2451 \cdot (\Theta_c/100) + 0{,}0107 \cdot (\Theta_c/100)^2$ [W/(m×K)] für 20°C ≤ Θ ≤ 1200°C

(3.8)

Für Normalbeton wird im NAD der EN 1992-1-2 der untere Grenzwert, für hochfeste Betone der obere Grenzwert festgelegt.

3.2 Betonstahl

3.2.1 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften

Im Eurocode [1] werden drei Hauptparameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehung definiert:

- Neigung im linear-elastischen Bereich $E_{s,\Theta}$
- Proportionalitätsgrenze $f_{sp,\Theta}$
- Maximales Spannungsniveau $f_{sy,\Theta}$

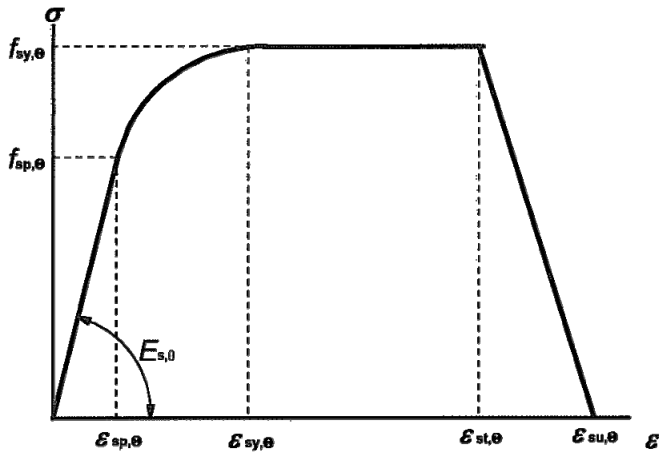
Die Parameter werden für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl der Klassen X (Tab. 3-2) und N festgelegt und gelten sowohl für zug- und druckbeanspruchten Betonstahl. Auch hier ist für Zwischenwerte der Temperatur eine lineare Interpolation zulässig.

Stahl	$f_{sy,\Theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\Theta} / f_{yk}$		$E_{s,\Theta} / E_s$	
Temp. Θ	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 3-2: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen, vgl. [1]

Die gesamte Spannungs-Dehnungsbeziehung für eine Temperatur lässt sich anhand der Beziehungen aus Abb. 3-7 ermitteln. Die Arbeitslinie gliedert sich in fünf Bereiche, in denen die Spannung in Abhängigkeit der Temperatur und der Dehnung formuliert wird. Für den ersten Bereich wird in [1] eine Gerade bis zum Erreichen der Proportionalitätsgrenze vorgeschlagen. Zwischen Proportionalitätsgrenze und dem Erreichen des maximalen Spannungsniveaus erfolgt ein parabolischer Verlauf 2. Grades. Bis zur Fließgrenze bleibt die Spannung konstant und fällt dann bis zum Erreichen der Bruchdehnung linear ab.

Im Gegensatz zu Beton unter erhöhten Temperaturen ist für Betonstahl mit Hilfe von Abb. 3-7 für jeden Spannungszustand und für jede Temperatur der dazugehörige Elastizitätsmodul explizit gegeben.



Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$	Tangentenmodul
$\varepsilon_{sp,0}$	$\varepsilon E_{s,0}$	$E_{s,0}$
$\varepsilon_{sp,0} \le \varepsilon \le \varepsilon_{sy,0}$	$f_{sp,0} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,0} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,0} - \varepsilon)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon - \varepsilon_{sy,0}\right)^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,0} \le \varepsilon \le \varepsilon_{st,0}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta}[1-(\varepsilon - \varepsilon_{st,0})/(\varepsilon_{su,0} - \varepsilon_{st,0})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{su,0}$	0,00	–
Parameter *)	$\varepsilon_{sp,0} = f_{sp,0} / E_{s,0}$ $\varepsilon_{sy,0} = 0,02$ $\varepsilon_{st,0} = 0,15$ $\varepsilon_{su,0} = 0,20$ Klasse A Bewehrung: $\varepsilon_{st,0} = 0,05$ $\varepsilon_{su,0} = 0,10$	
Hilfswerte	$a^2 = (\varepsilon_{sy,0} - \varepsilon_{sp,0})(\varepsilon_{sy,0} - \varepsilon_{sp,0} + c/E_{s,0})$ $b^2 = c\,(\varepsilon_{sy,0} - \varepsilon_{sp,0})\,E_{s,0} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

*) Werte für die Parameter $\varepsilon_{pt,0}$ und $\varepsilon_{pu,\theta}$ von Spannstahl sind aus Tabelle 3.3 zu nehmen. Die Klasse A Bewehrung wird in EN 1992-1-1, Anhang C festgelegt.

Bild 3.3 — Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Betonstahl und Spannstahl bei erhöhten Temperaturen (bei Spannstählen ist der Fußzeiger „s" durch „p" zu ersetzen)

Abb. 3-7: Modellierung der Arbeitslinie für Betonstahl lt. EN 1992-1-2

3.2.2 Thermische Verlängerung von Betonstahl

Ausgehend von der Länge bei 20°C, wird in den Eurocodes [1] die thermische Dehnung $\varepsilon_s(\Theta)$ wie folgt vorgeschlagen:

$$\varepsilon_s(\Theta) = -2{,}416 \cdot 10^{-4} + 1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot \Theta + 0{,}4 \cdot 10^{-8} \cdot \Theta^2 \qquad \text{für } 20°C \le \Theta \le 750°C$$

$$\varepsilon_s(\Theta) = 11 \cdot 10^{-3} \qquad \text{für } 750°C < \Theta \le 860°C$$

$$\varepsilon_s(\Theta) = -6{,}2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \Theta \qquad \text{für } 860°C < \Theta \le 1200°C$$

(3.9)

4 Tunnelbrände

Unfallereignisse in Tunnelanlagen, sowohl im Bereich von Straßentunnels als auch Tunnels die dem Schienenverkehr dienen, führen, wie es die Vergangenheit gezeigt hat, immer wieder zu dramatischen Folgen. Als Folge der Brandkatastrophen in einigen Tunnelanlagen in den letzten Jahren wurden grundsätzliche Fragen der Beurteilung bisher gültiger Sicherheitsstandards in Tunnels erörtert. Nicht nur der vorbeugende betriebliche Brandschutz und etwaige Bekämpfungsmaßnahmen, sondern auch der bauliche Brandschutz lagen im Fokus dieser Überlegungen. Die Unfallereignisse und die daraus resultierenden Schäden, die in Tab. 4-1 aufgelistet sind, bestätigen die Notwendigkeit solcher Maßnahmen

Jahr	Tunnel	Bauwerksabmessungen	Brandlast und Brandursache	Schäden an der Tunnelkonstruktion
1949	Holland Tunnel, USA	Guss- und Stahltübbinge, 30 cm Innenschale; kreisförmiger Querschnitt mit D = 2,70 m, L = 2,80 km	Lkw mit 22 t Schwefelkohlen-stoff	Wände und Decke auf ca. 180 m schwer beschädigt, Tunnelzwischendecke auf 170 m eingestürzt
1969	Moorfleet Tunnel, Deutschland	Stahlbeton; rechteckförmiger Trogquerschnitt B / H =13,50 m/ 5,30 m mit ca. 1,00 m dicker vorgespannter Deckenplatte, L = 243 m	Lkw mit 14 t Polyäthylen-granulat, davon ca. ein Drittel verbrannt	Wände und Decke auf ca. 25 m Länge beschädigt, über dem Brandherd Betonabplatzungen bis 40 cm Tiefe, sonst zwischen 2 cm und 3 cm
1984	Summit Tunnel, England	Ausgemauerter, huf-eisenförmiger Querschnitt, lichte Weite 7,00 m, L = 2,70 km	Güterzug mit 600 t Benzin	Beschädigter Bereich ca. 60 m, an einigen Stellen Schmelztemperatur des Mauerwerks (1250 °C) erreicht
1996	Eurotunnel zwischen England und Frankreich	Stahlbeton; kreisförmiger Querschnitt aus 40 cm dicken Stahlbetontübbingen, L = 50 km	15 Lkw mit Ladung	Beschädigter Bereich ca. 500 m lang; Betonabplatzungen bis zu 26 cm Tiefe
1999	Mont Blanc Tunnel zwischen Frankreich und Italien	Stahlbeton; Tunnelquerschnitt B / H = 8,60 m / 4,50 m; Bauteildicke: ~ 45 cm, L = 11,60 km	Lkw mit 12 t Mehl und 8 t Margarine; 23 Lkw und 10 Pkw aus-gebrannt	Beschädigter Bereich ca. 1,50 km; Betonab-platzungen bis ca. 15 cm Tiefe
1999	Tauerntunnel, Österreich	Stahlbeton; kreisförmiger Querschnitt mit Zwischendecke für Zu- und Abluft; L= 6,40 km	mit Lacken beladener Lkw; 16 Lkw und 24 Pkw ausgebrannt	Beschädigter Bereich über 400 m lang
2001	Gotthardtunnel Schweiz	Stahlbeton; kreisförmiger Querschnitt mit Zwischendecke für Zu- und Abluft; L=16,30 km	Brandursache: Frontalzusammenstoß zweier Lkw; 13 Lkw, 4 Lieferwagen und 6 Pkw ausgebrannt	Beschädigter Bereich etwa 300 m lang (Einsturz der Zwischendecke, Betonabplatzungen)

Tab. 4-1: Tunnelbrände und dabei aufgetretene Schäden an der Konstruktion [2]

Mit den Brandtemperaturen von über 1200 °C, die bei diesen Brandereignissen erreicht wurden, und den damit verbundenen Belastungen der Tunnelinnenschalen, waren die Brandlasten weit höher als bisher angenommen. Dies macht es notwendig, für Simulationszwecke und zur Bemessung solcher Bauwerke Brandlastkurven festzulegen, die den Brandverlauf in Tunnelanlagen besser beschreiben.
Die freigesetzte Energiemenge und die Dauer eines Brandes hängen wesentlich von der Anzahl und Art der beteiligten Fahrzeuge ab (siehe Tab. 4-2). Durch den Übergriff der Flammen auf weitere Fahrzeuge sind Tunnelbrände mit einer Dauer von bis zu 72 Stunden möglich.

Fahrzeug	Energie [MW]	Branddauer [Min]
Pkw	5-10	30-60
Sattelzug	100	120
Bus (unbesetzt)	30	90-120
Tankfahrzeug (Lachenbrand)	300	120-240
U-Bahn (unbesetzt)	40	90-120
Tankwaggon (Lachenbrand)	300	120-240

Tab. 4-2: Freigesetzte Energiemenge bei Brandereignissen [2]

4.1 Verlauf und Entwicklung der Temperaturen bei einem Brand

Um effektive Aussagen über die Brandschutzmaßnahmen treffen zu können, muss Klarheit über den Verlauf des Brandes bestehen. Die Entwicklung und der Verlauf eines Brandes hängen maßgebend von folgenden Faktoren ab:

- Art der brennbaren Stoffe
- Zündquelle
- Art und Verteilung der Brandlast
- Belüftungssituation (Sauerstoffbegrenzung) des betroffenen Raumes
- Verwendete Baustoffe
- Löscheinrichtungen
- Verhalten der betroffenen Personen bzw. der Einsatzkräfte

Ein Brand kann in zwei Brandphasen eingeteilt werden, wobei zwischen dem Entstehungsbrand und dem Vollbrand unterschieden wird (Abb. 4-1). In der Entstehungsphase, deren Brandrisiko durch die Baustoffe bestimmt wird, wird in Zünd- und Schwelbrandphase unterteilt. Der Übergang zum Vollbrand erfolgt im so genannten „flash over“ (Durchzündung). Schon mit dem „flash over“ steigen die Temperaturen stark an. In der Vollbrandphase sind nun nicht mehr die Baustoffe, sondern die Bauteile für die weitere Brandentwicklung maßgebend.

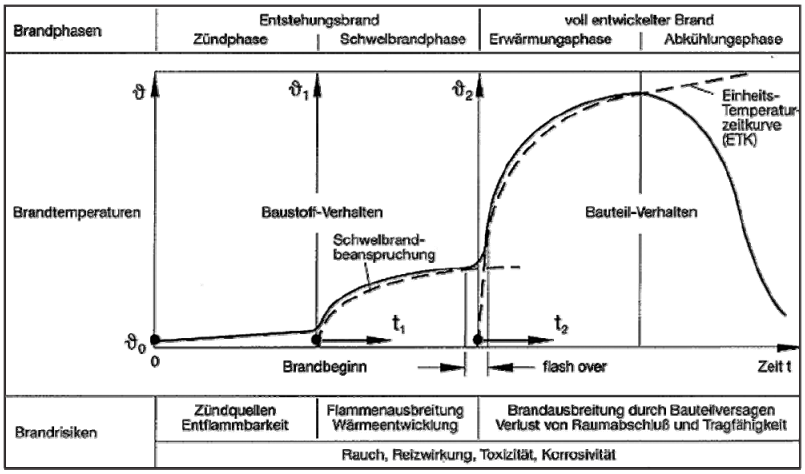


Abb. 4-1: Phasen eines Feststoffbrandes in einem Wohngebäude [2]

In der ersten Phase des Vollbrandes, der Erwärmungsphase, erfolgt binnen weniger Minuten ein sehr rascher Anstieg der Temperaturen, die bei Tunnelbränden weit über 1000 °C erreichen, und geht dann in die Abkühlphase, die letzte Brandphase, über.

4.2 Normbrandkurven für Straßen- und Eisenbahntunnel

Die unterschiedlichen Temperatur-Zeitkurven dienen als Grundlage für entsprechende Nachweise und wurden anhand von Erfahrungen, Analysen und experimentellen Untersuchungen in Europa festgelegt. Daraus haben sich im Versuchswesen verschiedene Temperatur-Zeitkurven für Tunnelbauteile entwickelt.
Die unterschiedlichen Brandlasten der transportierten Güter bei Bahn und Straße, als auch die Art der Transportmittel und des Verkehrs haben einen wesentlichen Einfluss auf die unterschiedlichen Modelle. Es kommen „offene“ und „geschlossene“ Brandkurven zum Einsatz.

4.2.1 Einheitstemperaturkurve – ISO 834 (ÖNORM EN 1363, DIN 4102)

Die ETK leitet sich aus dem Brandverlauf gemäß Abb. 4-1 ab, die auf Erfahrungen bei Bränden in Hochbauten beruht. Sie entspricht der ISO-834-Standardkurve, die die Grundlage des Eurocodes der ÖNORM EN 1363,1, der ÖN bzw. DIN EN 1365 und des DTU (Document Technique Unifié) in Frankreich bildet. In der für Feststoffbrände im Hochbau definierten ETK werden weder Entzündungs- noch Schwelbrandphase definiert. Sie weist als „offene Brandkurve“ keine Abkühlphase auf (Abb. 4-2).
Der Kurvenverlauf wird durch folgende Gleichung definiert (t in min):

$$T = 345 \cdot \log_{10} \cdot (8 \cdot t + 1) + 20 \qquad \textbf{(4.1)}$$

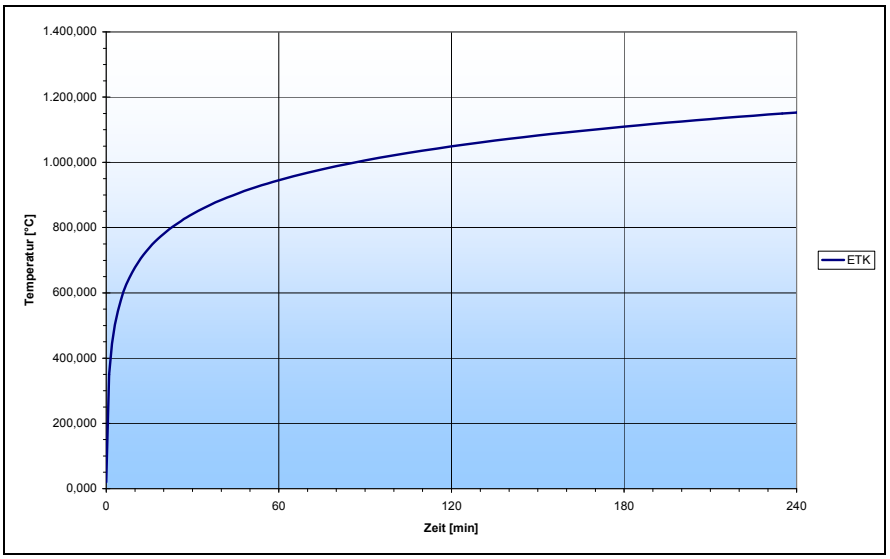


Abb. 4-2: Einheitstemperaturkurve nach EN 1363

Auf Grund des langsamen Anstiegs und der für Tunnelbrände unterschätzten Temperatur, hat sich herausgestellt, dass sie zur Simulation von Brandereignissen in Tunnelanlagen nur bedingt anwendbar ist.

4.2.2 Hydrocarbonkurven HC und HC_{inc}

Die Hydrocarbonkurven wurden für Kohlenwasserstoffbrände in Industrie- und Off-Shore-Anlagen entworfen. In beiden Fällen handelt es sich um „offene Temperatur-Zeitkurven“, d. h. es werden auch hier keine rückläufigen Temperaturen in der Abkühlungsphase definiert (Abb. 4-3). Die HC-Kurve erreicht bei 1100 °C ihr Maximum, wohingegen die Hydrocarbon-increased-Kurve auch höhere Brandlasten berücksichtigt und ihr Maximum bei 1300 °C aufweist.
Die Kurvenverläufe werden durch folgende Gleichungen definiert (t in min):

HC: $$T = 1080 \cdot \left(1 - 0{,}325 \cdot e^{-0{,}167 \cdot t} - 0{,}675 \cdot e^{-2{,}5 \cdot t}\right) + 20 \quad \textbf{(4.2)}$$

HC_{inc}: $$T = 1280 \cdot \left(1 - 0{,}325 \cdot e^{-0{,}167 \cdot t} - 0{,}675 \cdot e^{-2{,}5 \cdot t}\right) + 20 \quad \textbf{(4.3)}$$

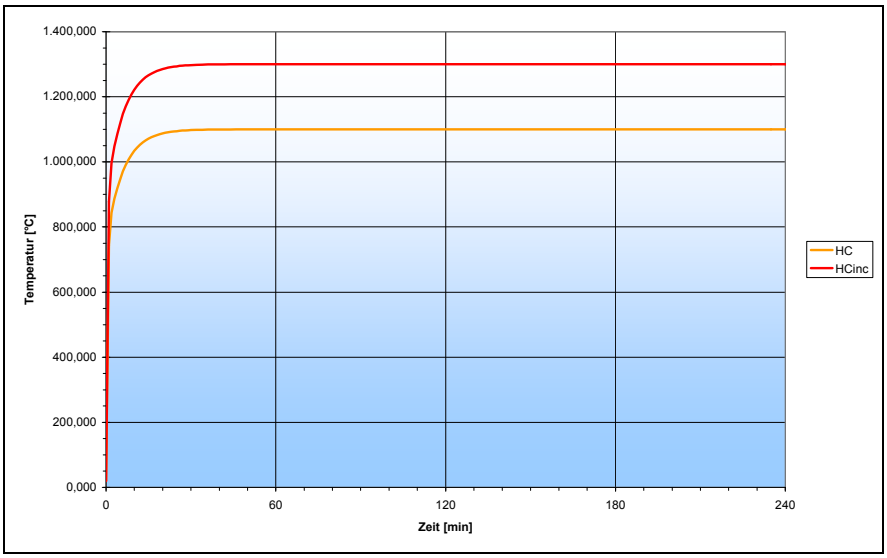


Abb. 4-3: HC- & HCinc-Kurve

Die HC-Kurven finden sowohl in Straßen- als auch in Eisenbahntunnels mit Güterverkehr Anwendung. Brandsimulationen zeigen, dass die im Eurocode definierten Hydrocarbonkurven den qualitativen Verlauf von Tunnelbränden mit brennbaren Flüssigkeiten gut wiedergeben, und in sauerstoffbegrenzten, längeren, eingleisigen Tunneln anwendbar sind.
Die HC-increased-Kurve wurde speziell für höhere Brandlasten bei Gütertransporten entwickelt. Dafür wurde die HC-Kurve modifiziert und der Klammerausdruck mit dem Faktor 1280/1080 multipliziert.

4.2.3 Rijkswaterstaat-Kurve (RWS-Kurve)

In den Niederlanden wurde die RWS-Kurve definiert, die insbesondere auf Straßentunnels, die für den Transport gefährlicher Güter zugelassen sind, abgestimmt ist. Sie weist mit einem Maximum von 1350 °C die stärkste Temperaturbeanspruchung auf, wobei ein Unfall mit einem Tanklastfahrzeug mit 50 m³ Benzininhalt angenommen wird.
Als Basis der RWS-Kurve galten Brandtests in Tunnelmodellen, bei denen in der Lache innerhalb von 2 Stunden 45.000 Liter Benzin verbrannten. Die Tatsache, dass das Brandgut eines zu 90 % gefüllten Tanks mit 50 m³ Inhalt nach zwei Stunden verbrannt ist, bildet die Grundlage der zweistündigen Zeitdauer der RWS-Kurve. Da das Brandgut nach zwei Stunden als verbrannt gilt, wurde auf die Definition einer Abkühlphase verzichtet.
Mittlerweile wurde aber auch eine RWS-180'-Kurve vorgeschlagen, die eine um 60 min verlängerte RWS-120'-Kurve darstellt. Dies soll die längere Branddauer von beteiligten Kraftfahrzeugen und anderen Gütern berücksichtigen.
Nach [6] scheint die RWS-Kurve als Bemessungsgrundlage für Bauteile einer Tunnelauskleidung eher ungeeignet zu sein, sondern eignet sich eher für die Beurteilung von Baustoffen unter Höchsttemperatur.

4.2.4 RABT- bzw. ZTV-Kurve

Die Regelungen der RABT-Kurve waren zunächst nur in den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT)" enthalten. Diese wurden nunmehr weiter konkretisiert und für Straßentunnels in der ZTV-Tunnel und für Eisenbahnen in der der EBA-Brand- und Katastrophenschutz-Richtlinie aufgenommen.
Beim Verbrennen von Benzin oder Mineralölprodukten entsteht in der Anfangsphase ein schneller Temperaturanstieg. Dieser Ansatz wurde in den Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunnels (RABT) für die Festlegung von baulichen Brandschutzmaßnahmen aufgenommen. Die Vollbrandphase, in der die Maximaltemperatur von 1200 °C binnen 5 Minuten erreicht wird, hält nach diesem Ansatz bis zur 30. Minute an (Abb. 4-4). Danach folgt die Abkühlphase die mit 110 Minuten festgelegt wurde. Die Vollbrandphase deckt Energiefreisetzungsraten zwischen 90 MW und 100 MW ab.

Zeit [min]	0	5	30	140
Temperatur [°C]	0	1.200	1.200	0

Tab. 4-3: Temperatur-Zeitfunktion der RABT-/ZTV-Kurve [2]

Das genaue Unfallszenario wird hierbei nicht genauer definiert. Der Verlauf entspricht jedoch eher einem Flüssigkeitsbrand von ca. 10 t (12,5 m³) Flüssigkeit.

4.2.5 EBA-Kurve

Bei der EBA-Kurve des deutschen Eisenbahn-Bundesamtes handelt es sich um eine Adaption der RABT-Kurve für den Eisenbahnverkehr. Anstieg und Abfall der Temperaturen

sind identisch zur RABT-Kurve. Sie ist für den Brand eines Personenwagens ohne Brandübersprung ausgelegt.
In der Vollbrandphase wird die Maximaltemperatur von 1200 °C 60 Minuten lang beibehalten, sodass die Ausgangstemperatur erst wieder nach 170 Minuten erreicht wird.

Zeit [min]	0	5	60	170
Temperatur [°C]	0	1.200	1.200	0

Tab. 4-4: Temperatur-Zeitfunktion der EBA-Kurve [2]

Abb. 4-4 zeigt die RABT-/ZTV-Kurve und die EBA-Kurve im direkten Vergleich.

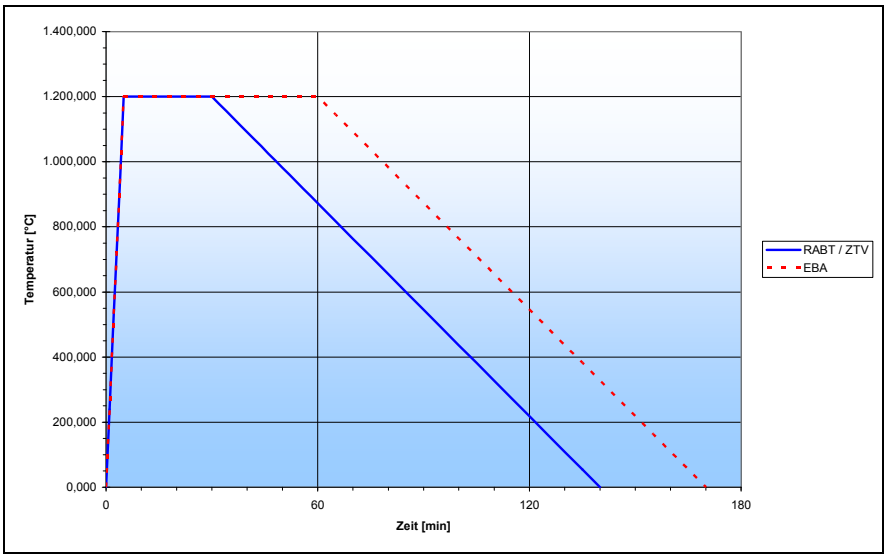


Abb. 4-4: RABT-/ZTV- und EBA-Temperatur-Zeitkurve

4.2.6 Weitere Temperatur-Zeitkurven

Neben den oben genannten Brandlastkurven gibt es noch eine Vielzahl anderer Temperatur-Zeitkurven, die meist für spezielle Bauobjekte und Anforderungen festgelegt und definiert werden.

4.2.7 Überblick über die vorhandenen Temperatur-Zeitkurven

Trotz der Standardisierung der Normen für den europäischen Raum, im Zuge der Entwicklung der Eurocodes, gibt es derzeit keine einheitlichen Kurven für die brandschutztechnische Bemessung der baulichen Brandschutzmaßnahmen von Tunnelbauteilen. Wie Analysen bestätigen, werden die Temperaturen der ETK in Größenordnungen von ca. 1000 °C im Hochbau erst nach ca. 2 Stunden erreicht. Im Fall von Tunnelbränden werden bereits nach ca. 5 bis 10 Minuten Temperaturen von 1200 °C erreicht. Es werden jedoch für Tunnelbrände ausdrücklich Abweichungen von der ETK zugelassen.
In Abb. 4-5 sind die unterschiedlichen Temperaturzeitkurven dargestellt.

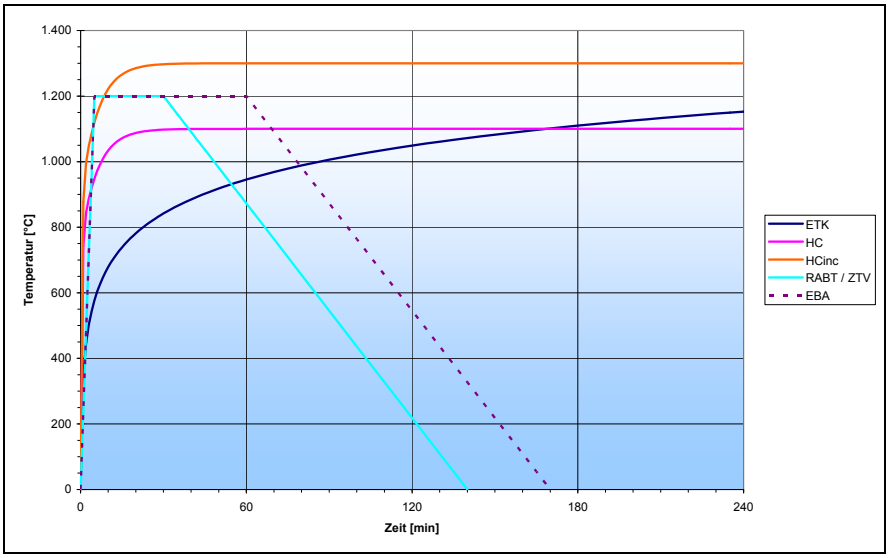


Abb. 4-5: Standard-Temperaturkurven im Vergleich

4.3 Temperatureindringverhalten in Stahlbetonbauteile

Neben dem Materialverhalten unter Einwirkung hoher Temperaturen, ist für die Bemessung im Brandfall das Temperatureindringverhalten innerhalb des betrachteten Bauteils maßgebend. Durch die reduzierte Widerstandsfähigkeit und die verminderte Steifigkeit der Baustoffe wird durch sie die Tragfähigkeit des Querschnitts bzw. der Bauteile determiniert.
Die im Bauteil entstehenden Temperaturen sind von mehreren Faktoren abhängig [7], wie z.B.:

- Brandereignis
- Wärmeübergang
- Bauteilabmessungen
- Betonzusammensetzung
- Fasergehalt
- Luftporengehalt
- Feuchtegehalt
- Risse
- Abplatzungen

Auf Grund der meist in Tunnellängsrichtung annähernd konstanten Querschnittsform erübrigt sich eine mehrdimensionale Betrachtungsweise. Dies rechtfertigt eine ebene, zweidimensionale Analyse der Temperatureindringung.

Sofern vom Bauherrn keine Temperatureindringkurven definiert werden, ist es im Normalfall ausreichend, die Temperaturen im Inneren eines Bauteils anhand einer standardisierten Temperatureindringkurve abzuschätzen. Abb. 4-6 gibt empirisch ermittelte Eindringkurven zum Nachweis des Lastfalles Brand sowie zum Nachweis „Resttragfähigkeit“ an (Werte aus Forschungsvorhaben [2, 9]). Die Gültigkeit dieser Werte beschränkt sich auf Brandbelastungen mit Höchsttemperaturen von 1250 ± 100 °C, und deckt somit die

Temperaturzeitkurven RWS, HC_{inc} ($HC_{1300°}$), HC_S ($HC_{1200°}$), HC und ETK ab. Jedoch werden für Branddauern unter 120 min die Auswirkungen von Brandereignissen, entsprechend der ETK als auch der HC-Kurve durch die angegebenen Temperatureindringkurven deutlich überschätzt.

Auf der Materialseite gilt Abb. 4-6 für PP-Faserbetone mit Ausgangsstoffen gemäß ÖNORM B 4710-1 (EN 206) und einer Trockenrohdichte zwischen 1900 kg/m³ und 2600 kg/m³.

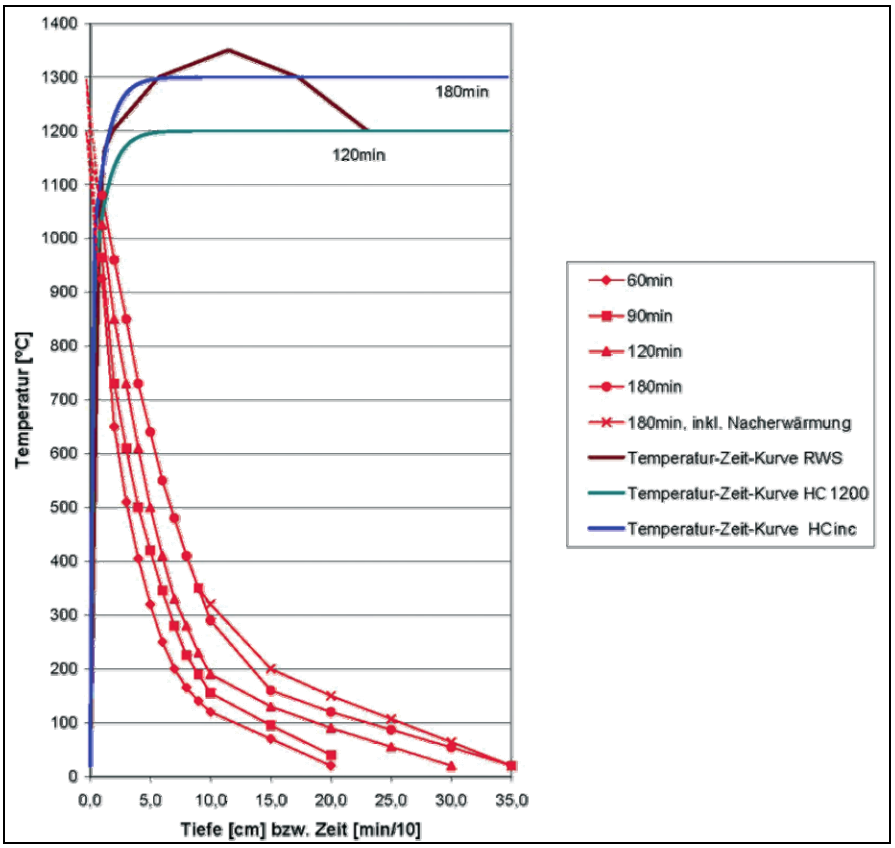


Abb. 4-6: Empirisch ermittelte standardisierte Temperatureindringkurven für das instationäre Eindringen der Temperaturen als Funktion der Zeit in die Tunnelschale [2, 7]

Eine objektspezifische Berechnung oder ein versuchstechnischer Nachweis zur Bestimmung der Temperatureindringkurven ist ebenfalls zulässig.

4.3.1 Ermittlung der Temperatureindringkurve

Zur Ermittlung der Temperatureindringung stehen im Wesentlichen 3 Ansätze zur Verfügung [8]:

- Analytische Lösung
- Numerische Lösung (FEM)
- Versuche

Versuche haben gezeigt, dass rechnerisch ermittelte Werte der Temperatureindringung jene Werte überschreiten, die bei Versuchsdurchführung gemessen wurden [2]. Diese Unterschiede beruhen womöglich auf der Tatsache, dass in den meisten Fällen

Zustandsänderungen im Beton (z.B. Dehydratation) oder die Verdampfung des im Beton gebundenen Wassers, und der somit verbundene Energieverbrauch, in den meisten Berechnungsprogrammen unberücksichtigt bleiben.

4.3.1.1 Analytische Lösung

Zur mathematischen Lösung des Wärmeleitproblems muss die nach J.B. Fourier benannte Fourier'sche Wärmeleitungsgleichung gelöst werden [4].

$$c_p \cdot \rho \cdot \frac{\delta T}{\delta t} = div\lambda \cdot (gradT) + W \qquad \textbf{(4.4)}$$

mit

c_p	Wärmekapazität in J/kgK
ρ	Dichte in kg/m³
T	Temperatur in K
t	Zeit in s
λ	Wärmeleitfähigkeit in W/mK
W	Wärmequelle oder –senke in W/m³

Da es sich bei Gl. (4.4) um eine instationäre partielle Differentialgleichung handelt, für die nur sehr wenige analytische Lösungen existieren, wird im Weiteren nicht genauer auf die analytische Lösung eingegangen.

4.3.1.2 Numerische Lösungsansätze (FEM)

Für die Heißbemessung von Bauwerken sind meist nur instationäre Wärmeverläufe von Bedeutung. Aus diesem Grund kommen meist numerische Lösungsansätze zur Anwendung (sowohl Finite Elemente Verfahren als auch Finite Differenzen Verfahren).
Zur Berechnung von Heat-Transfer Problemen stehen mittlerweile zahlreiche numerische Software Pakete zur Auswahl. Im Zuge dieser Arbeit kam das Programm ABAQUS zur Anwendung, das neben der Lösung von Heat-Transfer Problemen auch in der Lage ist, statische Probleme in Verbindung mit Wärmeleitungsproblemen zu lösen.
Bei Verwendung von FEM ist die Diskretisierung des zu bemessenden Bauteils wesentlich. Da der Großteil der Temperaturänderungen in den randnahen beflammten Schichten stattfindet, ist für möglichst genaue Ergebnisse auf ein ausreichend feines Netz Wert zu legen.

4.3.1.3 Versuche zu Ermittlung der Temperatureindringung

In den letzten Jahren wurde eine Vielzahl an Brandversuchen durchgeführt. Im Zuge dieser Arbeit wurden keinerlei brandtechnische Versuche durchgeführt. Daher wird im Weiteren nur auf weiterführende Literatur verwiesen. Zahlreiche Ergebnisse zu diesem Thema, die vom Institut für Brandschutztechnik und Sicherheitsforschung (IBS) in Linz erarbeitet wurden, können im Heft Straßenforschung 544 [2] nachgelesen werden. Ergebnisse von

Brandversuchen an der Technischen Universität Wien, sind ebenfalls veröffentlicht worden [4, 9, 10].

5 Vorhandene Bemessungsverfahren

In Analogie zu EN 1992-1-2 [1] können die bislang verwendeten Verfahren wie folgt unterteilt werden:

5.1 Tabellarische Daten

Das Nachweisverfahren mittels tabellarischer Daten stützt sich im Wesentlichen auf einzuhaltende Konstruktionsregeln, Querschnittsabmessungen und Bekleidungsdicken eines Bauteils. Die tabellarischen Daten ermöglichen einen Vergleich mit Werten aus Brandversuchsergebnissen, die die Anforderungen an eine vorgegebene Brandwiderstandsdauer erfüllen [11]. Die Festlegung von z.B. Mindestabmessungen von Balken und deren erforderlichen Randabständen erfolgt in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklasse.
Bei Anwendung dieses Verfahren muss sich der Konstrukteur nicht mehr mit Themen wie der Brandbelastung, Temperaturzeitkurve, Temperatureindringung oder dem Materialverhalten auseinandersetzen. Es wird lediglich gefordert, gewisse Konstruktionsregeln einzuhalten.
Die Anwendung der tabellarischen Daten eignet sich jedoch nur für den Nachweis einzelner Bauteile.
Aufgrund der bei Verkehrsbauwerken wesentlich höheren Brandbelastung, ist der Nachweis mit Hilfe tabellarischer Daten weder für den Nachweis des Lastfalles „Brand“ noch für den Nachweis der „Resttragfähigkeit“ anwendbar [2].

5.2 Vereinfachte Rechenverfahren

Mit dem vereinfachten Rechenverfahren erfolgt bereits eine Untersuchung des Querschnitts bzw. ein Tragfähigkeitsnachweis. Für die geforderte Brandwiderstandsdauer wird nachgewiesen, dass die maßgebenden Lasteinwirkungen $E_{fi,d}$ nach Eurocode 1 Teil 1-2 kleiner sind als der Bauteilwiderstand $R_{fi,d,t}$.
Der Eurocode [1] lässt hier 2 Verfahren zu:

- Die 500°C-Isothermen-Methode
- Die Zonenmethode

Diese beiden Varianten basieren auf der Reduktion des Querschnitts. Die geschädigten Bereiche des Querschnitts werden hierbei außer Acht gelassen. Weiters werden unter anderem Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen.
Bei der 500°C-Isothermen-Methode werden sämtliche Querschnittsbereiche des Betonquerschnittes vernachlässigt, die einen Anstieg der Temperatur auf mehr als 500°C erfahren haben. Der restliche Bereich wird mit seiner vollen, anfänglichen Tragfähigkeit in Rechnung gestellt und es wird wie bei der Kaltbemessung verfahren.
Bei der Zonenmethode wird der nach Abzug der geschädigten Bereiche verbleibende Querschnitt in Zonen unterteilt. Der für die Endtragfähigkeit maßgebende

Reduktionskoeffizient für den Gesamtquerschnitt ergibt sich aus einer Kombination der Reduktionskoeffizienten der einzelnen parallelen Zonen. Sie stellt somit die genauere der beiden vereinfachten Rechenverfahren da.
Die Anwendung der vereinfachten Rechenverfahren eignet sich sowohl für den Nachweis einzelner Bauteile als auch für den Nachweis von Teiltragwerken.

5.3 Allgemeine Rechenverfahren

Die Eurocodes [1] erlauben einen rechnerischen Nachweis auf Grundlage des physikalischen Verhaltens der verwendeten Baustoffe. Die Ergebnisse der allgemeinen Rechenverfahren müssen eine zuverlässige Abschätzung des erwarteten Brandverhaltens der maßgebenden Teiltragwerke ermöglichen.
Die zu erwartenden Lasteinwirkungen sind entsprechend der Eurocodes zu kombinieren. Für die thermo-mechanischen Eigenschaften werden in den Eurocodes Zusammenhänge geschildert (siehe Kapitel 3), die in der Berechnung zu berücksichtigen sind.
In der Regel wird der brandschutztechnische Nachweis in einer thermischen und einer mechanischen Analyse geführt.
Die thermische Analyse schafft die Grundlage der mechanischen Analyse und dient hierbei der Ermittlung der im Bauteil vorherrschenden Temperaturen. Dabei sind die temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte zu berücksichtigen. Der Einfluss des Feuchtegehalts sowie der Feuchtewanderungen im Beton darf, wie Abb. 5-1 zeigt, auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

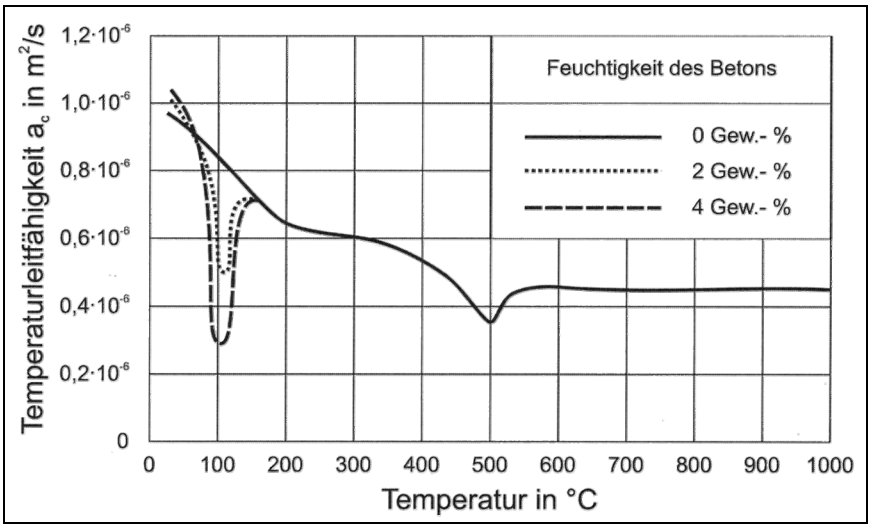


Abb. 5-1: Temperaturleitfähigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigen Zuschlägen bei hohen Temperaturen [12]

Aus Abb. 5-1 geht deutlich der Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf die Temperaturleitfähigkeit hervor. Im Bereich der Verdampfung des Kapillarwassers um 100 °C tritt mit zunehmender Feuchte eine Abnahme in der Leitfähigkeit auf, die durch den intensiven Verdampfungsvorgang im Beton erklärt werden kann. Oberhalb von 100 °C stellt sich ein etwas gleichmäßigerer Temperaturgang in der Temperaturleitfähigkeit ein. Allerdings machen sich bei höheren Temperaturen auch die im Beton ablaufenden physiochemischen

Prozesse noch bemerkbar, wie das relative Minimum der Temperaturleitfähigkeit im Bereich der Portlanditzersetzung um 500°C deutlich zeigt [4, 12].

Bei der mechanischen Analyse wird das Trag- und Verformungsverhalten der brandbeanspruchten Bauteile berechnet. Hierbei sind sowohl die Temperaturabhängigkeit der mechanischen Materialeigenschaften als auch die thermisch bedingten Dehnungen und Spannungen infolge des Temperaturanstiegs zu berücksichtigen. Das nichtlineare Materialverhalten hat nicht nur Einfluss auf die Systemsteifigkeit und damit die Schnittgrößen und Spannungen im Querschnitt sondern auch auf den Nachweis des Tragvermögens der Konstruktion bzw. der Querschnitte.

Da bei einer Berechnung nach dem allgemeinen Rechenverfahren häufig FE-Methoden zur Anwendung kommen, ist meist mit einem weit größeren Aufwand als mit den anderen Verfahren zu rechnen.
Empfehlungen für bestimmte Verfahren, Elementtypen oder andere Hinweise finden sich in der Regel nicht.

Die Anwendung allgemeiner Rechenverfahren eignet sich neben der Nachweisführung einzelner Bauteile und Teiltragwerke auch für die Betrachtung und Bemessung gesamter Tragwerke mit beliebiger Querschnittsart und –form. Darüber hinaus können sie bei voller oder lokaler Temperaturbeanspruchung angewendet werden.

6 Grundlagen der angewendeten Berechnungsverfahren

Die im Zuge dieser Arbeit geführten Berechnungen basieren auf drei unterschiedlichen Methoden:

- Berechnung auf Basis der Finiten Elemente Methode
  verwendetes Programm: ABAQUS/Standard v6.6-2
- Berechnung auf Basis der linearen Stabstatik
  verwendetes Programm: RSATB 3D v5.15
- Berechnung auf Basis der nichtlinearen Stabstatik unter Berücksichtigung der Rissbildung (Übergang in den Zustand II)
  verwendetes Programm: Stab2D-NL v2.70 und INCA2 v2.70

6.1 Berechnung auf Basis der Finiten Elemente Methode

Das verwendete Programm ABAQUS eignet sich durch die Möglichkeit der Berechnung zwei- als auch dreidimensionaler Systeme mit gekoppelter Temperatur- und mechanischer Belastung für die Brandberechnung.

6.1.1 Definition des Materialmodells

Das gesamte Materialmodell wird in ABAQUS modular aus einzelnen Teilmodellen zusammengesetzt. Im Falle der hier geführten Brandberechnung setzen sich das Beton- und das Betonstahlmodell wie folgt zusammen:

Beton:

- General – Density
- Mechanical – Damping*
- Mechanical – Elasticity
- Mechanical – Expansion
- Mechanical – Plasticity – Concrete Damaged Plasticity
- Thermal – Conductivity
- Thermal – Specific Heat

Betonstahl:

- General – Density
- Mechanical – Elasticity
- Mechanical – Expansion
- Mechanical – Plasticity
- Thermal – Conductivity
- Thermal – Specific Heat

Die mit einem "*" versehenen Teilmodelle sind nicht notwendigerweise fixer Bestandteil des gesamten Materialmodells, kamen jedoch in einigen Vergleichsrechnungen zum Einsatz.
Für die Berechnungen wurde der Bewehrungsstahl in den Betonkörper eingebettet (Constraints – Embedded Region).

6.1.2 Aufbringen der Lasten

Obwohl es auch möglich ist, sämtliche mechanische Lasten (Eigengewicht, Erddruck, Verkehrslasten, etc.) gemeinsam mit der Brandbelastung in einem Schritt zu kombinieren, wurde aus Gründen der besseren und einfacheren Auswertung der Ergebnisse darauf verzichtet. Die mechanischen Lasten wurden in eigenen Berechnungsschritten getrennt voneinander vor der Temperaturbelastung aufgebracht.
Die Steps, in denen mechanische Lasten auf das System einwirken, wurden zufolge einer linearen Laststeigerung berechnet. Nach Abschluss des jeweiligen Rechenschrittes werden die Ergebnisse als Ausgangszustand für den nachfolgenden Schritt übernommen. Die Brandlast wurde in sämtlichen Vergleichsrechnungen als letzter Rechenschritt angesetzt.
Für die Berechnung des Bauwerkverhaltens zufolge mechanischer Lasten wurden „General Static"-Steps zufolge Temperaturbelastung „Coupled Temperature-Displacement"-Steps gewählt.

6.2 Berechnung auf Basis der linearen Stabstatik

Als Grundlage der hier verwendeten Berechnungsmethode dient ein Verfahren, das im Heft Straßenforschung 544 [2] vorgestellt wurde. Hierbei handelt es sich um eine Methode, mit deren Hilfe eine statische Analyse mit den Mitteln der linear-elastischen Stabstatik ermöglicht wird.
Folgende Eingangsparameter sind hierfür vom Bauherrn bekannt zu geben und können in Anlehnung an bestehende Normen und Richtlinien definiert werden:

- Die zu verwendende Temperatur-Zeit-Kurve als Brandbelastung bzw. vordefinierte Temperatureindringkurven
- Die Anordnung der Brandbelastung (Einwirkungsflächen, z.B. volle Brandbelastung im Decken- und Wandbereich, reduzierte Brandbelastung im Sohlbereich)
- Nachweiszeitpunkt während des Brandes sowie, falls gefordert, Nachweis der Resttragfähigkeit
- Sicherheitsbeiwerte (Last- sowie Widerstandsseite) für den Nachweis des Lastfalles „Brand" sowie den Nachweis der „Resttragfähigkeit"

Für die Verwendung linear-elastischer Stabwerksprogramme muss zur Durchführung der Bemessung wie folgt vorgegangen werden.

6.2.1 Temperatureindringkurven für den Lastfall „Brand“

Wird keine definierte Temperatureindringkurve vom Bauherrn vorgegeben, muss diese, wie bereits in Kapitel 4.3.1 beschrieben, ermittelt werden.

6.2.2 Ermittlung der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ für den Lastfall „Brand“

Zur Berechnung des Lastfalles „Brand“ mit Mitteln der linear-elastischen Stabstatik muss die nichtlineare Temperatureindringkurve linearisiert werden. Das Schema für einen bestimmten Brandzeitpunkt der Berechnung gliedert sich in zwei Schritte und wird im Folgenden näher erläutert:

- Ein Stababschnitt der Länge 1,00 m wird in Lagen geteilt, wobei jeder Lage die entsprechenden Temperaturen auf Grundlage der Temperatureindringkurve zugeordnet werden. Weiters werden jeder Lage die temperaturabhängigen Materialparameter (Druckfestigkeit $f_{c,\Theta}$ sowie der entsprechende Elastizitätsmodul $E_c(\Theta)$) zugeordnet und aus den Temperaturdehnungen (mit Hilfe des Wärmeausdehnungskoeffizienten α_c ermittelt) lagenweise die Druckspannungen berechnet. Diese werden mit der temperaturabhängigen Druckfestigkeit als Maximum begrenzt (siehe Abb. 6-2). Die entstehende „Druckspannungsglocke“ wird über den Querschnitt integriert, woraus sich die entsprechende Normalkraft N(T) und das Biegemoment M(T) ergibt.
- Zur Ermittlung der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ wird ein beidseitig eingespannter Stab mit einem Meter Länge (gleiche Lagerung wie der in Lagen geteilte Querschnitt) mit einer konstanten Temperaturerhöhung T_m und einem linearen Temperaturgradienten ΔT derart belastet, dass dieselben Schnittgrößen N(T) und M(T) wie im obigen Punkt auftreten (siehe Abb. 6-1). Der veränderliche Elastizitätsmodul (Abminderungen gemäß den Einwirkungen aus Last und Temperatur) kann näherungsweise durch einen gemittelten E-Modul berücksichtigt werden. Die ermittelten Temperaturanteile der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ werden als Belastung auf das Stabwerksmodell aufgebracht.

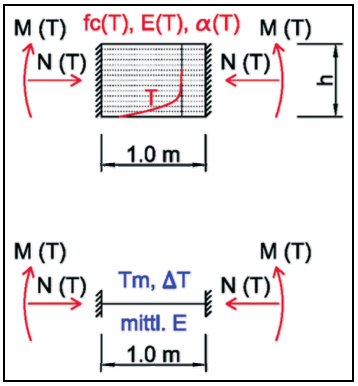


Abb. 6-1: Ermittlung der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ [2]

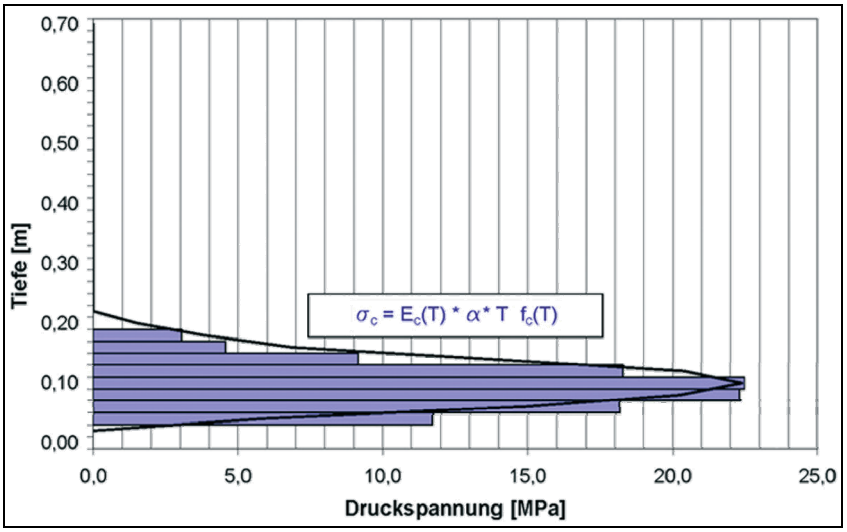


Abb. 6-2: Resultierende „Druckspannungsglocke“ aufgrund der nichtlinearen Temperatur-Eindringkurve [2]

$$\Delta T_{glm.} = \frac{N(T)}{EA \cdot \alpha_c} \quad \textbf{(6.1)}$$

$$\Delta T_{unglm.} = \frac{M(T) \cdot h}{EI \cdot \alpha_c} \quad \textbf{(6.2)}$$

$$\Delta T_{unglm} \triangleq T_o - T_u \quad \textbf{(6.3)}$$

$$\varepsilon_{glm.} = \alpha_c \cdot \Delta T_{glm.} \quad \textbf{(6.4)}$$

$$\kappa = \frac{\alpha_c \cdot \Delta T_{unglm.}}{h} = \frac{M(T)}{EI} \quad \textbf{(6.5)}$$

Die Vorzeichendefinition ist Abb. 6-1 zu entnehmen.
Für die Berechnung von $\Delta T_{glm.}$, $\Delta T_{unglm.}$, $\varepsilon_{glm.}$ und κ nach Gl. (6.1) bis (6.5) muss der im Stabwerksprogramm verwendete Temperaturausdehnungskoeffizient α_c verwendet werden (i.d.R. $\alpha_c = 1{,}0 \cdot 10^{-5}$).

6.2.3 Durchführung der Berechnung am ebenen Stabwerksmodell

Nach der Ermittlung der „Äquivalenten Temperaturbelastung“ kann die Berechnung des Lastfalles „Brand“ mit üblichen Stabwerksprogrammen durchgeführt werden.
Der konstante und der lineare Anteil der ‚Äquivalenten Temperaturbelastung“ ist auf die einzelnen Querschnitte anzusetzen. Da der Querschnitt als Stab definiert ist, muss die Betondruckfestigkeit, die zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen ist, über den Querschnitt gemittelt werden. Für jeden Querschnittsbereich anderer Querschnittshöhe ist die gemittelte Druckfestigkeit, auf Grund der variierenden Höhe der Druckzone je nach Querschnittsbereich, stabweise zu bestimmen und einzugeben. Bedingt durch die Temperatureinwirkung und die Änderung der Steifigkeit ist der abgeminderte Elastizitätsmodul ebenso stabweise einzugeben (z.B. Mittelwert über die Querschnittshöhe).
Die temperaturabhängigen Materialparameter des Beton- bzw. Spannstahles (Streckgrenze $f_{y,\Theta}$ sowie E-Modul $E_{y,\Theta}$) können gemäß der Temperatur in der entsprechenden Tiefe ermittelt

werden und für jeden Stab, getrennt für die innere (temperaturbeanspruchte) und die äußere (in der Regel nicht temperaturbeanspruchte) Bewehrung, eingegeben werden.

Die resultierenden Schnittgrößen für den Brandfall können, nachdem alle Belastungen und Materialkennwerte im gesamten Stabwerk definiert wurden, berechnet werden.

6.2.4 Bemessung

Nach Ermittlung der Schnittgrößen für die entsprechenden Nachweiszeitpunkte, kann unter Berücksichtigung der entsprechenden Sicherheitsbeiwerte die erforderliche Bewehrung nachgewiesen werden. Um die geforderten Brandschutzziele zu erreichen, muss die Betondeckung entsprechend gewählt werden.

6.3 Berechnung auf Basis der nichtlinearen Stabstatik unter Berücksichtigung der Rissbildung

Die Vorgangsweise bei Anwendung des Programms Stab2D-NL gleicht in weiten Teilen der in Kapitel 6.2 beschriebenen Methode.
Da nicht die Möglichkeit einer thermischen Analyse besteht, muss auch hier der Lastfall „Brand“ über das Aufbringen einer „äquivalenten Temperaturbelastung“ erfolgen. Diese wird wie für lineare Stabwerksprogramme ermittelt (Kapitel 6.2.2).

Jedoch im Gegensatz zu einer rein linearen Berechnung mit den Mitteln der linearen Stabstatik, muss hierbei nicht auf korrekt über den Querschnitt gemittelte Festigkeiten und E-Moduli geachtet werden. Der Querschnitt kann mit Hilfe des Programms INCA2 lamellenweise modelliert werden. Jeder Lamelle wird ein Materialmodell zugewiesen, das genau auf die vorherrschende Temperatur der jeweiligen Lamelle angepasst wird. Der gesamte Querschnitt kann im Anschluss direkt ins Programm Stab2D-NL übernommen werden. Durch die instationäre Temperatureindringung müssen für den jeweils betrachteten Bemessungszeitpunkt eigene Querschnitte definiert werden.

7 Validierung des ABAQUS-Materialmodells

Für die Berechnung mit ABAQUS wurden die implementierten Materialmodelle verwendet. Vor Berechnung der gesamten Struktur wurden Validierungen mit einfachen Belastungen durchgeführt.

7.1 Validierung des Temperatureindringverhaltens

Als Versuchskörper der folgenden Heat-Transfer-Analysen wurde ein zweidimensionaler Körper mit den Abmessungen 0,50 m x 0,20 m herangezogen (siehe Abb. 7-1). Die Temperatur im Ausgangszustand wurde über den gesamten Körper mit 20 °C festgelegt.

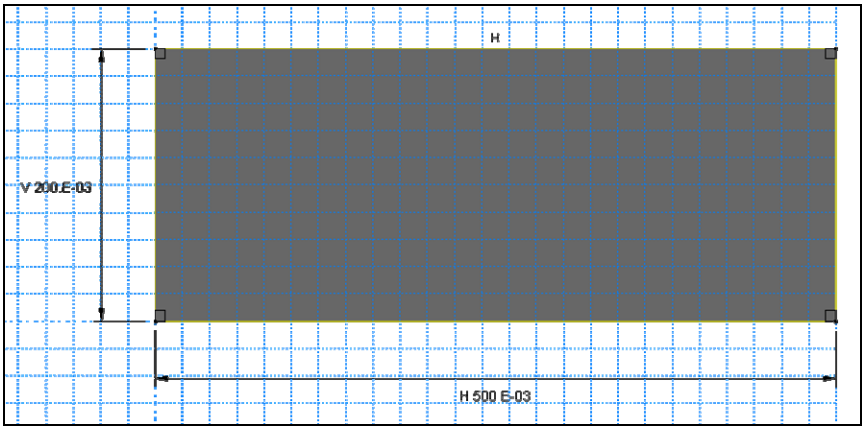


Abb. 7-1: Versuchskörper der thermischen Analyse in ABAQUS (Abmessungen in Meter)

Die Eingabe der thermischen Materialeigenschaften in ABAQUS erfolgt tabellarisch. Die thermischen Eigenschaften, wie in Kapitel 3.1.2 definiert, wurden somit in tabellarische Form gebracht (siehe Tab. 7-1) und in das Materialmodell der ABAQUS-Berechnung eingegeben.

Temp. Θ	$c_p(\Theta)$	$\lambda_{c,u}$	$\lambda_{c,o}$
[°C]	[J/(kg*K)]	[W/(m*K)]	[W/(m*K)]
20	900,0	1,3330	1,9514
100	900,0	1,2297	1,7656
200	1000,0	1,1108	1,5526
300	1050,0	1,0033	1,3610
400	1100,0	0,9072	1,1908
500	1100,0	0,8225	1,0420
600	1100,0	0,7492	0,9146
700	1100,0	0,6873	0,8086
800	1100,0	0,6368	0,7240
900	1100,0	0,5977	0,6608
1000	1100,0	0,5700	0,6190
1100	1100,0	0,5537	0,5986
1200	1100,0	0,5488	0,5996

Tab. 7-1: Tabellarische Werte der spezifischen Wärme c_p und der thermischen Wärmeleitfähigkeit λ_c zur Eingabe in ABAQUS

Zur Überprüfung der Wärmeleitungsberechnung des ABAQUS-Modells wurden die Ergebnisse mit den Werten der standardisierten Temperatureindringkurve aus Abb. 4-6 verglichen. Diese Eindringkurven decken die Temperaturzeitkurven RWS, diverse Varianten der HC-Kurve und die ETK ab. Obwohl die RWS-Kurve die höchsten Brandtemperaturen berücksichtigt, wurde dennoch mit der HC- und HC_{inc}-Zeitkurve gearbeitet, da diese auf Grund ihrer offenen Formulierung auf Dauer die tiefste Temperatureindringung erreichen.

7.1.1 Validierung der Temperaturzeitkurve in ABAQUS

Die Eingabe der Temperaturzeitkurve erfolgt in ABAQUS ebenfalls tabellarisch. Zur Kontrolle der Temperaturzeitkurve wurden die Werte der HC_{inc}-Zeitkurve mit den Ergebnissen der unmittelbar beflammten Knoten der ABAQUS-Ergebnisse verglichen (siehe Abb. 7-2). Abb. 7-3 zeigt das Ergebnis der vorgenommenen Analyse zur Feststellung der Qualität des Temperaturzeitkurvenmodells in ABAQUS. Die Übereinstimmung beider Kurven zeigt sehr gut, dass ABAQUS die Temperaturzeitkurve korrekt übernimmt und interpretiert.
Gleich gute Übereinstimmung zwischen Temperaturzeitkurve und ABAQUS-Modell wurden mit sämtlichen in Kapitel 4.2 vorgestellten Zeitkurven festgestellt.

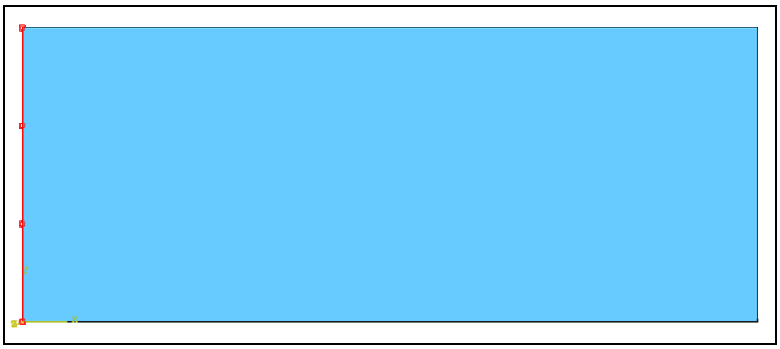


Abb. 7-2: Darstellung der beflammten Seite (rot markierter Rand)

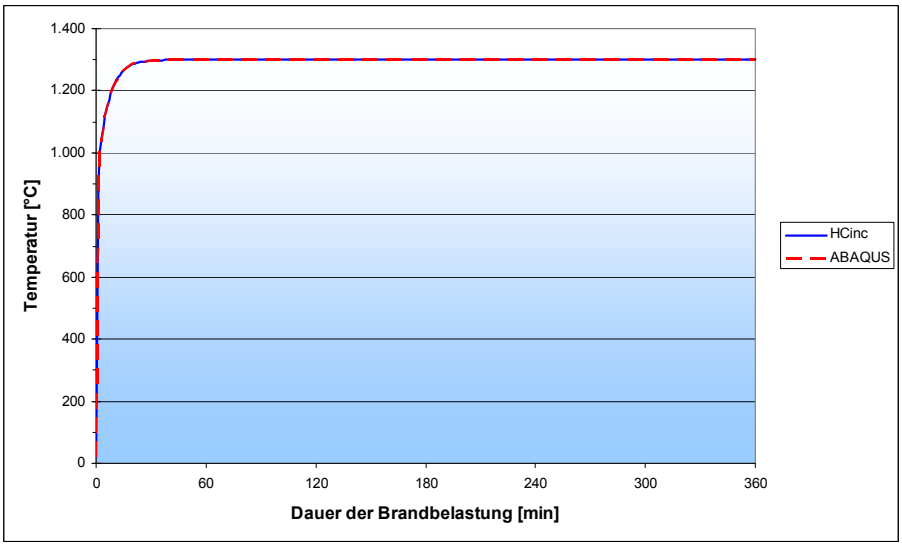


Abb. 7-3: Vergleich zw. der HC_{inc}-Zeitkurve und den von ABAQUS ermittelten Temperaturen eines unmittelbar beflammten Knotens

7.1.2 Untersuchung des Einflusses von Diskretisierungsgrad und Elementtyp

Da die Rechenzeit wesentlich von der Feinheit des verwendeten FE-Netzes abhängt, wird auch der Einfluss der gewählten Elementgröße bzw. des Diskretisierungsgrades festgestellt. Weiters stellt sich auch die Frage, wie sehr die Genauigkeit der Ergebnisse vom Grad des verwendeten Elements (lineare und quadratische Elemente) abhängig ist. Bei den hier gemachten acht Versuchen wurde mit dem unteren Grenzwert der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{c,u}$ gerechnet und die Versuchskörper einer direkten Beflammung nach der HC_{inc}-Zeitkurve ausgesetzt.

In der folgenden Versuchsreihe wurden beide Einflussfaktoren variiert und folgende Versuche durchgeführt (siehe auch Abb. 7-4):

- Lineare Elemente, Elementgröße: 1 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- Lineare Elemente, Elementgröße: 2 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- Lineare Elemente, Elementgröße: 5 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- Lineare Elemente, Elementgröße: 10 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- quadratische Elemente, Elementgröße: 1 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- quadratische Elemente, Elementgröße: 2 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- quadratische Elemente, Elementgröße: 5 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$
- quadratische Elemente, Elementgröße: 10 cm, quadratische Form, HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$

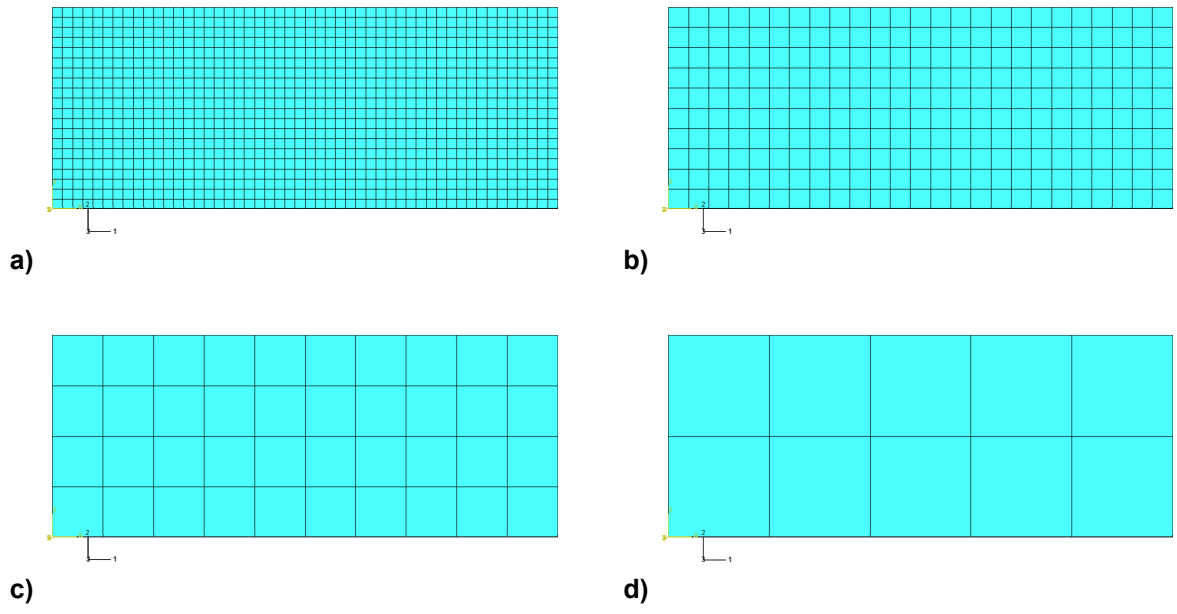


Abb. 7-4: Darstellung des Diskretisierungsgrades zur Untersuchung des Einflusses von Diskretisierungsgrad und Elementtyp
a) Elementgröße 1 cm x 1 cm
b) Elementgröße 2 cm x 2 cm
c) Elementgröße 5 cm x 5 cm
d) Elementgröße 10 cm x 10 cm

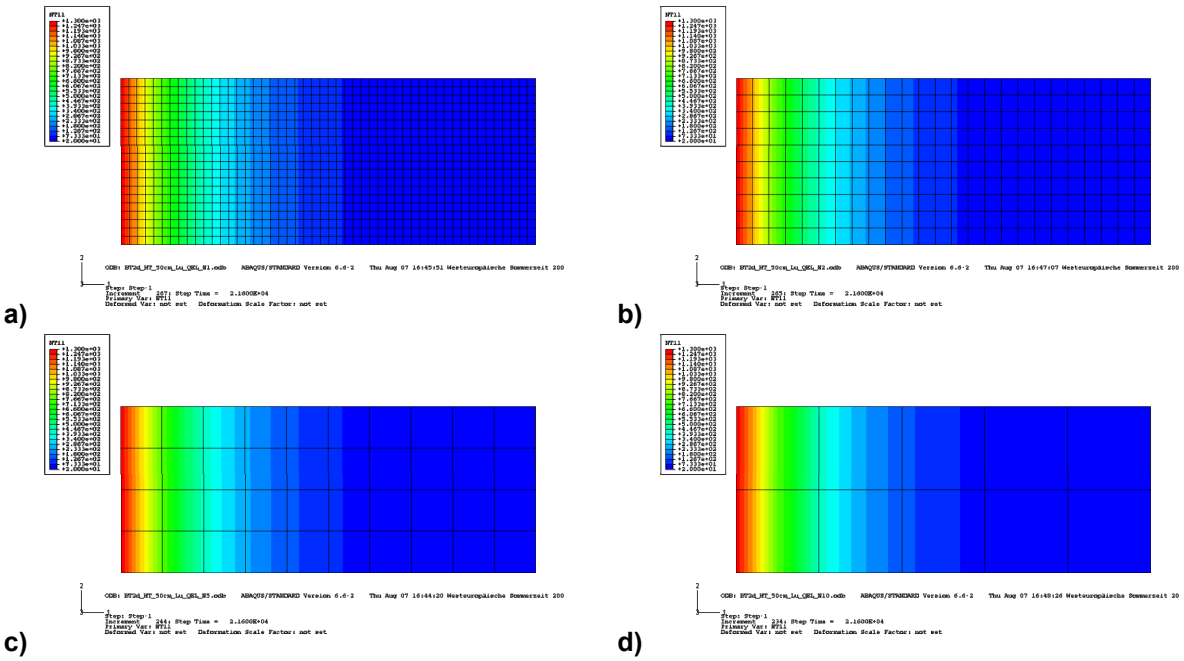


Abb. 7-5: Ergebnis der Heat-Transfer-Analyse zufolge HC_{inc}, $\lambda_{c,u}$ (quadratische Elemente)
a) Elementgröße 1 cm x 1 cm
b) Elementgröße 2 cm x 2 cm
c) Elementgröße 5 cm x 5 cm
d) Elementgröße 10 cm x 10 cm

Die Temperaturen in Abb. 7-6 und Abb. 7-7 wurden jeweils an den Knoten der Elemente bestimmt und dazwischen geradlinig verbunden.
Die Ergebnisse der Heat-Transfer-Berechnungen (Abb. 7-5) zeigen eine gute Übereinstimmung auf. Lediglich die linearen Elemente mit der Elementgröße 10 cm ergaben deutlich zu hohe Temperaturen (Tab. 7-2).

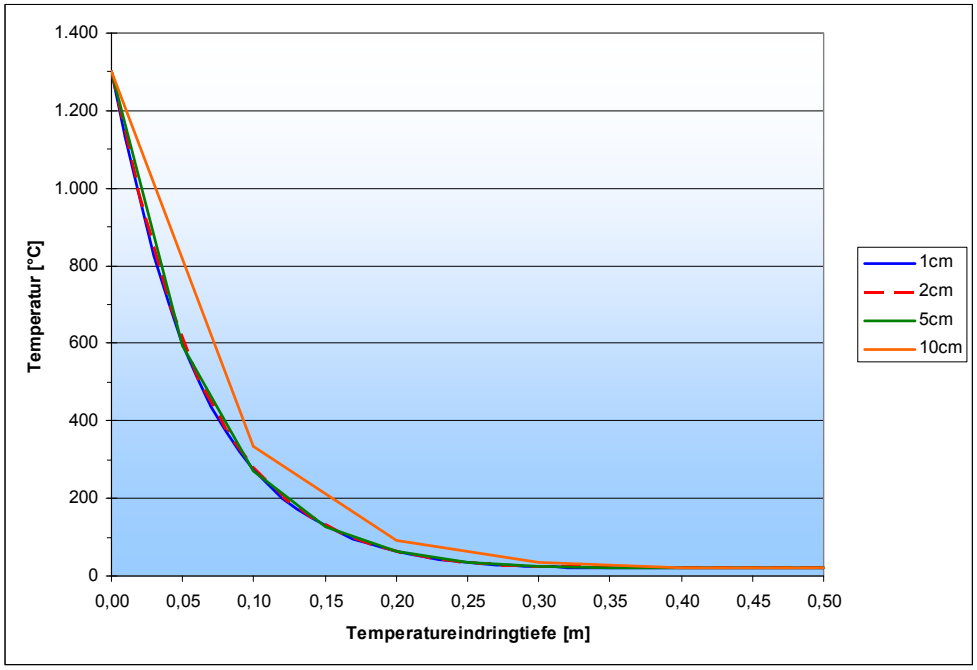


Abb. 7-6: Temperatureindringkurven bei unterschiedlicher Elementgröße (lineare Elemente, direkte Beflammung entsprechend der HC_{inc}-Zeitkurve)

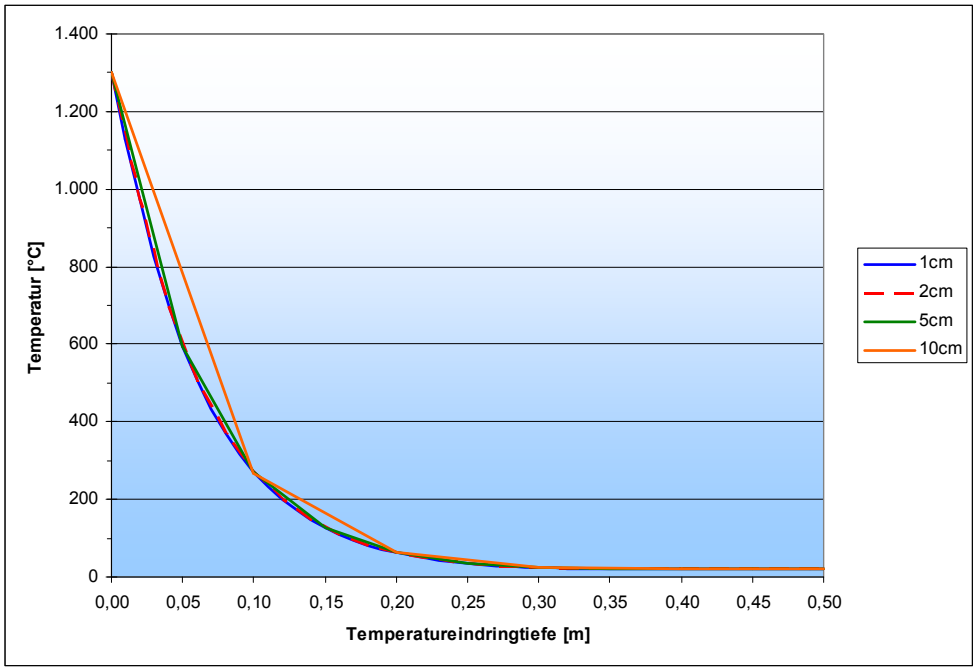


Abb. 7-7: Temperatureindringkurven bei unterschiedlicher Elementgröße (quadratische Elemente, direkte Beflammung entsprechend der HC_{inc}-Zeitkurve)

Netz	2x2	5x5	10x10
lineare Elemente 1x1	+1,29%	-0,48%	+29,03%
quadratische Elemente 1x1	+0,01%	+0,07%	+0,82%

Tab. 7-2: prozentuelle Abweichung zufolge der unterschiedlichen Diskretisierungsgrade bei den Knoten gleichen Standpunkts im Inneren des Versuchskörper im Vergleich zum feinsten Netz

Aufgrund der Erkenntnisse aus Tab. 7-2 wurden sämtliche ABAQUS-Berechnungen mit quadratischen Elementen mit einer maximalen Elementgröße von 5,0 cm x 5,0 cm durchgeführt.

7.1.3 Vergleich der Heat-Transfer-Ergebnisse mit standardisierten Eindringkurven

Zum Vergleich der mit ABAQUS durchgeführten Heat-Transfer-Analysen wurden die Ergebnisse mehrerer Versuche mit den Werten der standardisierten Temperatureindringkurve aus Abb. 4-6 verglichen.
Es wurden vier Versuchsreihen in folgender Konfiguration gestartet:

- Temperaturzeitkurve HC, quadratische Elemente (Elementgröße 2x2), $\lambda_{c,u}$
- Temperaturzeitkurve HC, quadratische Elemente (Elementgröße 2x2), $\lambda_{c,o}$
- Temperaturzeitkurve HC_{inc}, quadratische Elemente (Elementgröße 2x2), $\lambda_{c,u}$
- Temperaturzeitkurve HC_{inc}, quadratische Elemente (Elementgröße 2x2), $\lambda_{c,o}$

Die Ergebnisse werden nachstehend in Form von Temperatureindringkurven nach einer Branddauer von 60 min, 90 min, 120 min und 180 min im direkten Vergleich zur standardisierten Temperatureindringkurve gezeigt (Abb. 7-8 bis Abb. 7-11, S.42 und 43).

Alle Versuche zeigen im Wesentlichen gute Übereinstimmung mit der standardisierten Temperatureindringkurve aus dem Heft Straßenforschung 544 [2]. Die vorhandenen Abweichungen der Temperatureindringkurven lassen sich vermutlich dadurch erklären, dass es sich bei Abb. 4-6 um Eindringkurven handelt, die für mehrere Brandszenarien Gültigkeit haben. Weiters handelt es sich hierbei um empirisch gewonnene Versuchswerte, wobei die Messung mit Sonden keine stetigen Temperatureindringkurven, sondern lediglich punktuelle Ergebnisse liefert. Somit ist es durchaus verständlich, dass die im Inneren des Bauteils erreichten Temperaturen zufolge Brandweinwirkung nach der HC-Zeitkurve jene der standardisierten Kurven unterschreiten. Einzig die Temperatureindringkurve bei einer Branddauer von 180 min zeigt im Vergleich, bei Beflammung nach der HC-Temperaturzeitkurve, eine nicht ganz so gute Übereinstimmung.
Die großen Unterschreitungen der Ergebnisse, im Vergleich zur standardisierten Temperatureindringkurve, ab einer Bauteiltiefe von 0,15 m liegen an einer anscheinend vorgenommenen Linearisierung der Eindringkurve. Der dadurch entstehende Fehler sollte aber ziemlich gering ausfallen, da die linearisierten Bereiche noch in Temperaturbereichen zu liegen kommen (bis ~150 °C), in denen sich die temperaturabhängigen Materialkennwerte nur geringfügig ändern.

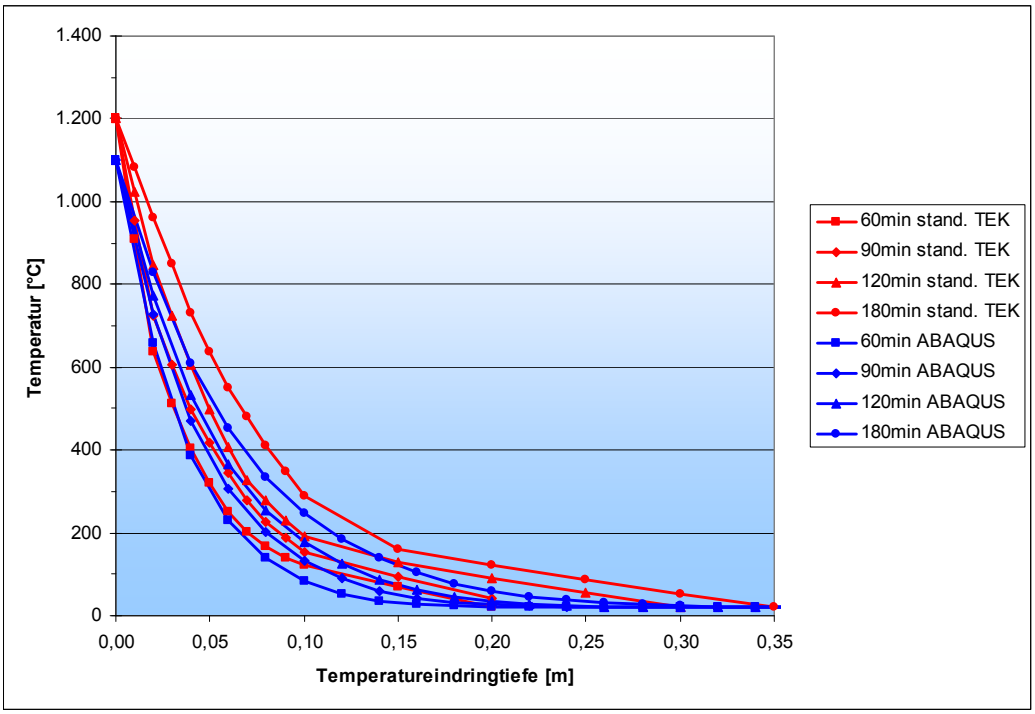


Abb. 7-8: Vergleich zw. der standardisierten Temperatureindringkurve und den Ergebnissen der ABAQUS-Berechnung (HC-Zeitkurve, quadratische Elemente (2x2), $\lambda_{c,u}$)

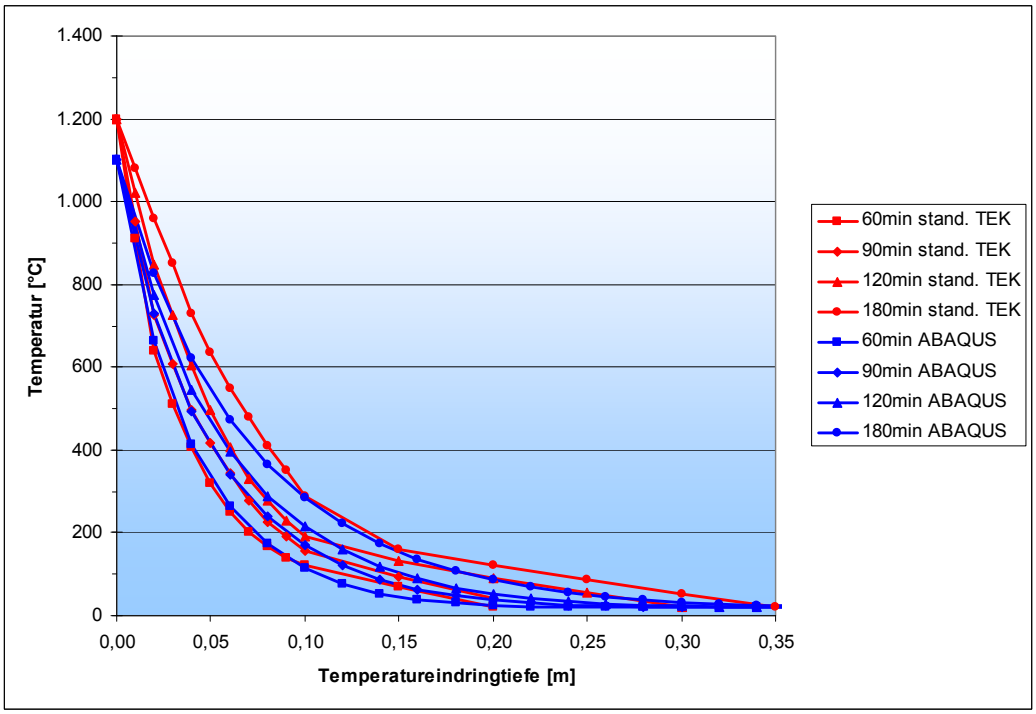


Abb. 7-9: Vergleich zw. der standardisierten Temperatureindringkurve und den Ergebnissen der ABAQUS-Berechnung (HC-Zeitkurve, quadratische Elemente (2x2), $\lambda_{c,o}$)

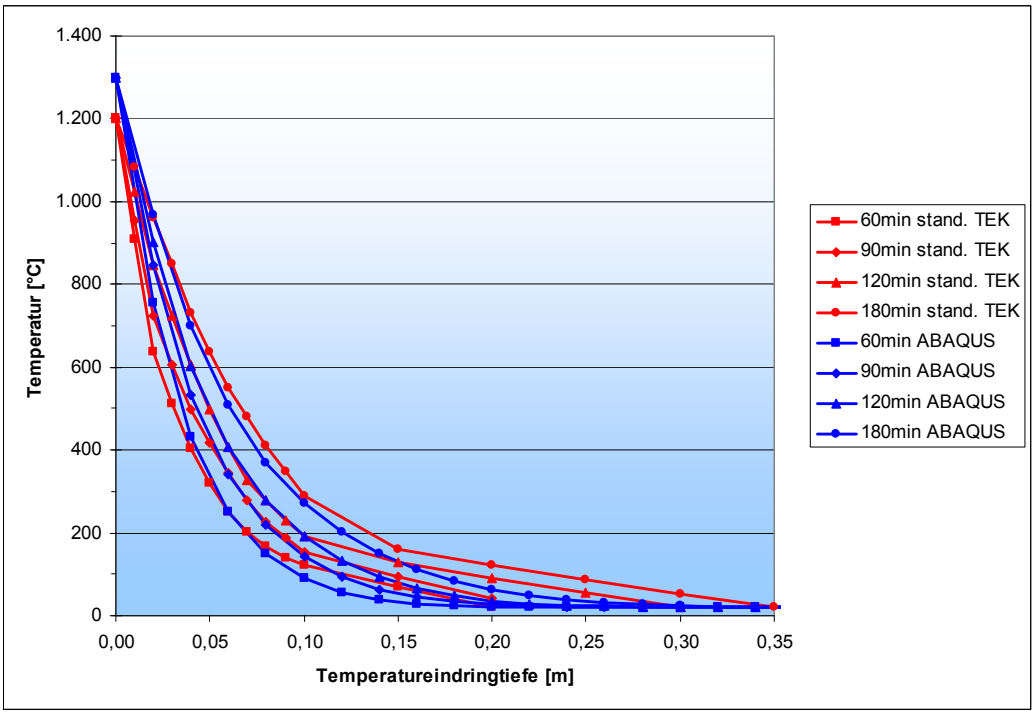


Abb. 7-10: Vergleich zw. der standardisierten Temperatureindringkurve und den Ergebnissen der ABAQUS-Berechnung (HC_{inc}-Zeitkurve, quadratische Elemente (2x2), $\lambda_{c,u}$)

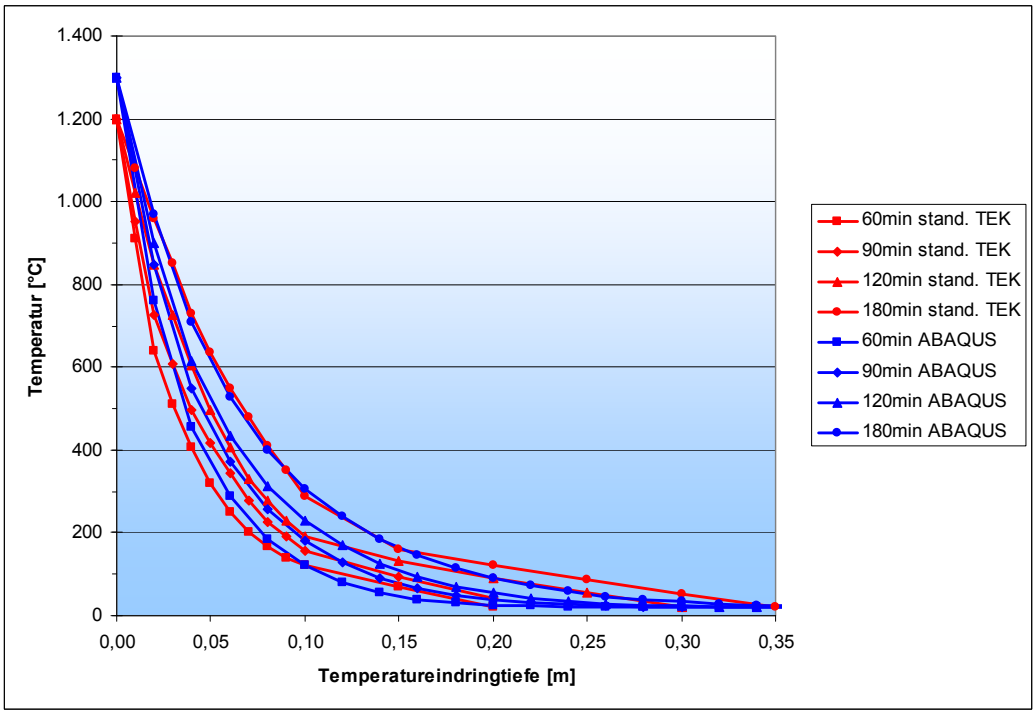


Abb. 7-11: Vergleich zw. der standardisierten Temperatureindringkurve und den Ergebnissen der ABAQUS-Berechnung (HC_{inc}-Zeitkurve, quadratische Elemente (2x2), $\lambda_{c,o}$)

7.2 Validierung der Thermischen Dehnung

Die während eines Brandes entstehenden Zwangsschnittgrößen und Verformungen sind neben dem Verhalten der Festigkeitseigenschaften wesentlich von der thermischen Dehnung abhängig. Zur Überprüfung dieser Materialeigenschaft wurde ein 3-dimensionaler Versuchskörper mit den Maßen 1,0 x 1,0 x 1,0 (l x b x h, [m]) verwendet. Für die Vergleichsrechnungen wurde auf eine Diskretisierung in mehrere Elemente verzichtet, somit stellt der gesamte Körper zugleich das einzige Element dar.
Im Zuge des Versuchs wurde der gesamte Körper um je 1 °C/sek bis zu einer Endtemperatur von 1300 °C (dies entspricht der maximalen Temperatur zufolge der HC_{inc}-Zeitkurve) erhitzt. Für den Ausgangszustand des Versuchskörpers wurde eine Temperatur von 20 °C gewählt.
Die dabei verwendete statisch bestimmte Lagerung des Körpers wurde an seiner „Aufstandsfläche“ formuliert, was eine zwängungsfreie Verformung bei gleichzeitigem Temperaturanstieg ermöglicht (Abb. 7-12).

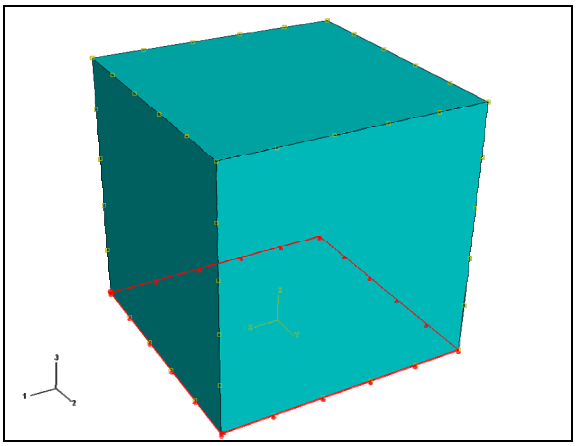


Abb. 7-12: Darstellung des Versuchskörpers zur Validierung der thermischen Verlängerung (Flächen und Knoten, in denen Auflagerbedingungen formuliert werden, sind rot gekennzeichnet)

Die thermische Verlängerung ist laut Eurocodes [1] nicht von der Betongüte sondern lediglich von den Zuschlägen abhängig. Für die Validierung wurden die Materialkennwerte eines Betons mit quarzhaltigen Zuschlägen herangezogen. Entsprechend der Gleichungen aus Kapitel 3.1.2 wurden die Materialkennwerte für ABAQUS in tabellarische Form gebracht.
Um nun die resultierende thermische Dehnung aus dem ABAQUS-Versuch mit den Normwerten vergleichen zu können, wurden die Verschiebungen in vertikaler Richtung eines Knotens der „Oberseite“ des Körpers (= der „Aufstandsfläche“ gegenüberliegende Seite) herangezogen. Auf Grund der gewählten Größe des Versuchskörpers entspricht die Verzerrung eines ungehaltenen Knotens zugleich der thermischen Dehnung.
Wie Abb. 7-13 zeigt, liegt die von ABAQUS ermittelte thermische Dehnung sehr genau an der Vorgabe der Norm. Die Differenzen der beiden Kurven liegen überall in einem vernachlässigbaren Bereich von bis zu einem Prozent der Normwerte. Es hat sich gezeigt, dass die Wahl der Elemente (linear oder quadratisch) keinen Einfluss auf die Ergebnisse der thermischen Dehnung hat und diese für beide Elementtypen identisch sind.
Obwohl dieser Versuch keinerlei Spannungen innerhalb des Körpers verursacht, gab es Probleme, sobald im Materialmodell die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur definiert wurde. In weiteren Berechnungen mit ABAQUS wird daher das Hauptaugenmerk

auf Berechnungen mit entweder einem einzigen temperaturunabhängigen Wert der Zugfestigkeit gelegt, oder die Zugfestigkeit zur Gänze vernachlässigt. Letzteres wird auch im Eurocode empfohlen.

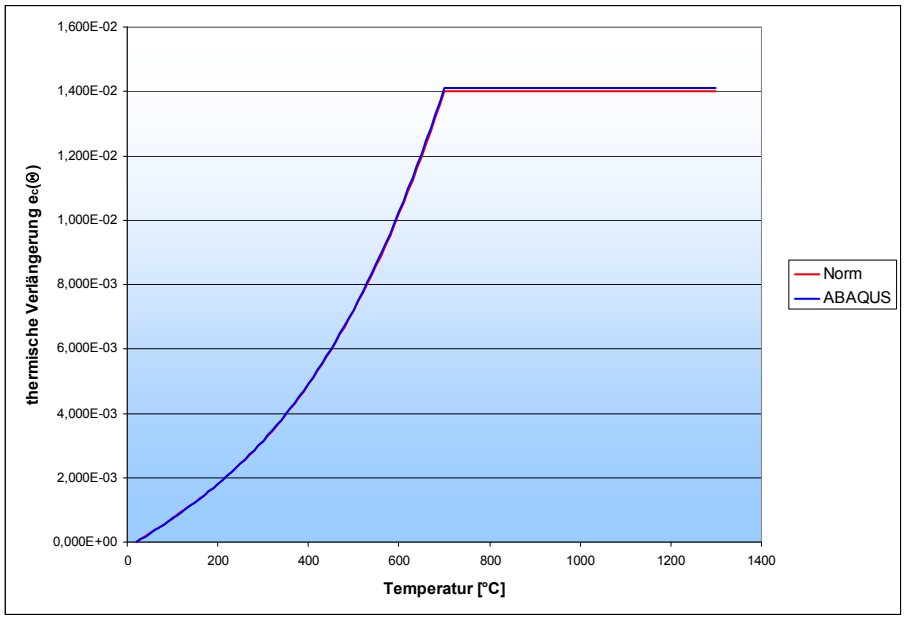


Abb. 7-13: Darstellung des Vergleichs der Normwerte der Thermischen Dehnung und den Ergebnissen der ABAQUS-Analyse (Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen)

7.3 Validierung der Festigkeitseigenschaften

Die thermischen Festigkeitseigenschaften des Betons stellen eine weitere wichtige Eigenschaft für die Ermittlung der Tragfähigkeit eines Bauteils im Lastfall „Brand“ dar. Ziel der folgenden Vergleichsberechnungen ist die Validierung der temperaturabhängigen nichtlinearen Festigkeitseigenschaften.

7.3.1 Nichtlineare Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur

Als Versuchskörper wird der schon in Kapitel 7.2 beschriebene Körper herangezogen (Abb. 7-12). Auch hier erfolgt die Diskretisierung des Körpers mit einem Element.
Der Versuch wird jeweils für eine konstante Elementtemperatur auf zwei Arten geführt:

- Kraftgesteuerter einachsialer Druckversuch:
  Der Körper wird an der „Oberseite“ mit einer Gleichlast in Größe der temperaturzugehörigen maximalen Druckfestigkeit $f_{c,\Theta}$ belastet, und die Verschiebungen eines Knotens der „Oberseite“ zu Vergleichszwecken herangezogen.

➲ Weggesteuerter einachsialer Druckversuch:
Die „Oberseite“ des Körpers erfährt eine Verschiebung in Größe von $\varepsilon_{cu1,\Theta}$, wobei in diesem Fall die Hauptnormalspannungen in vertikaler Richtung in einem beliebigen Punkt des Körpers zu Vergleichszwecken herangezogen werden. Diese Vorgangsweise ermöglicht unter anderem die Kontrolle der nichtlinearen Arbeitslinie (Nachbruchverhalten des Betons) jenseits einer Stauchung der Größe $\varepsilon_{c1,\Theta}$.

Zur Versuchsdurchführung kommt ein Beton der Güte C40/50 zur Anwendung. ABAQUS verlangt auch hier die Eingabe der nichtlinearen temperaturabhängigen Arbeitslinie und des temperaturabhängigen E-Moduls in tabellarischer Form. Für die Formulierung in ABAQUS wird jedoch der Elastizitätsmodul nicht über einen linearen temperaturbedingten Abfall definiert, wie er in Abb. 3-4 gezeigt wird, sondern direkt aus den Arbeitslinien als Sekantenmodul zufolge 0,4 x $f_{c,\Theta}$ errechnet (Abb. 7-14). Dies entspricht in etwa der Empfehlung der Eurocodes für nichtlineare Verfahren [13].

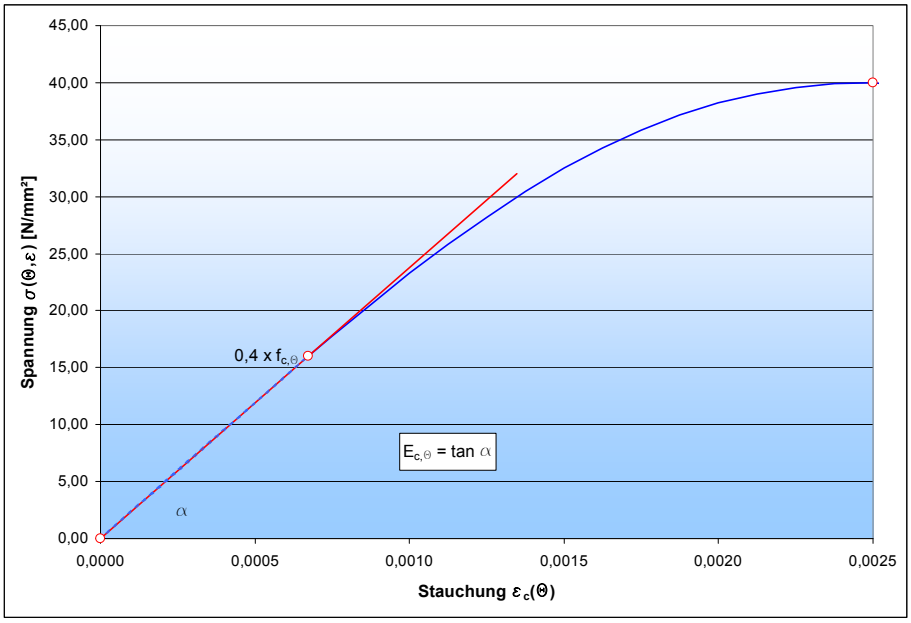


Abb. 7-14: Bestimmung des temperaturabhängigen E-Moduls für nichtlineare Verfahren (hier dargestellt: Beton C40/50, Temperatur 20°C)

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen im Allgemeinen bei allen Temperaturen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Werten, die sich aus den analytischen Beziehung der Eurocodes errechnen lassen (Abb. 7-15 und Abb. 7-16). Weder die Art des verwendeten Elementtyps (linear oder quadratisch) noch der gewählte Rechenschritt in ABAQUS („Static General“ oder „Coupled temp-displacement“) hatten einen Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass bei Berechnung statischer Systeme, bestehend aus mehreren Elementen, die Genauigkeit der Ergebnisse mit feiner werdender Diskretisierung und unter Verwendung quadratischer Elemente zunimmt.

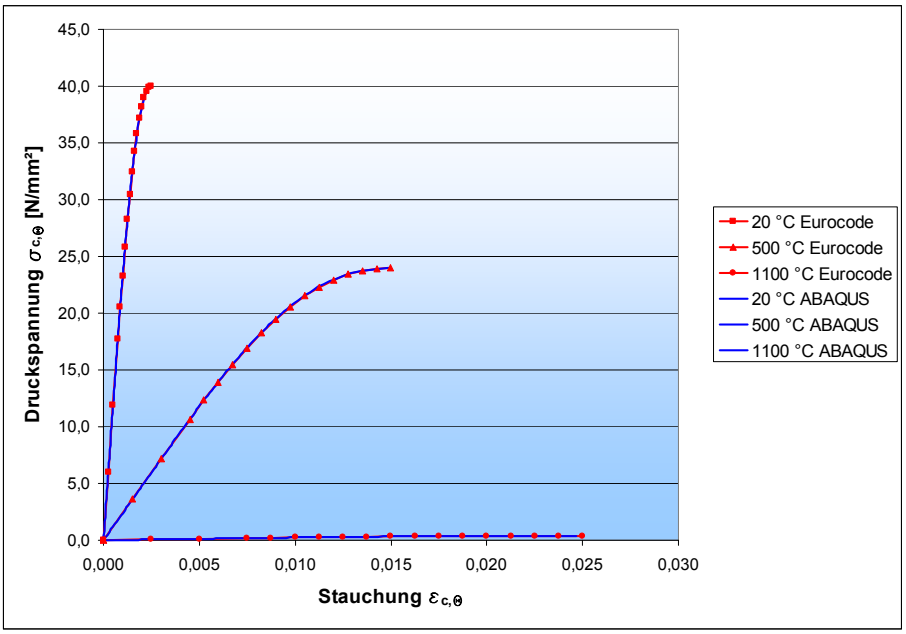


Abb. 7-15: nichtlineare Arbeitslinie anhand des kraftgesteuerten Druckversuchs (Temperaturen: 20 °C, 500 °C, 1100 °C; Beton C40/50)

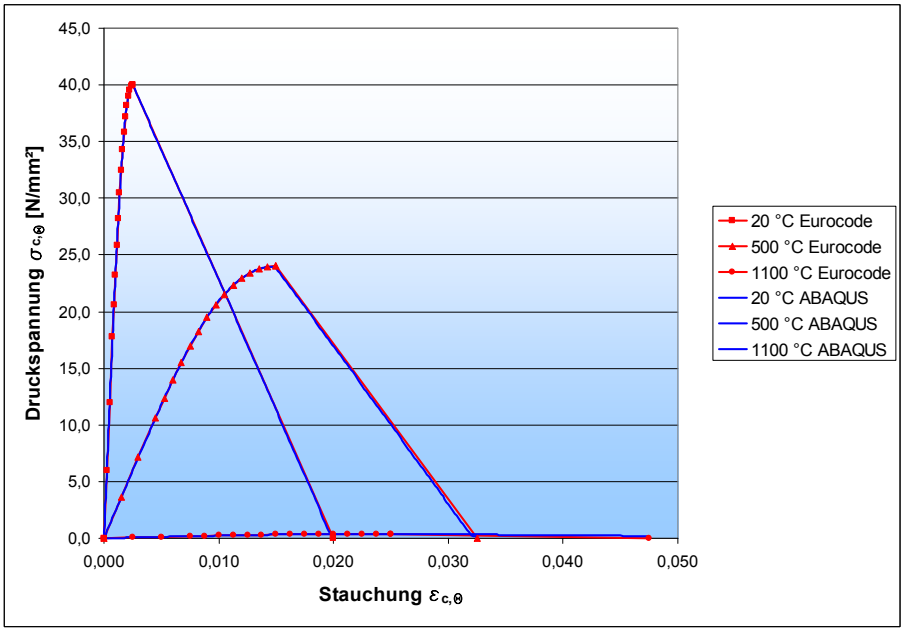


Abb. 7-16: nichtlineare Arbeitslinie anhand des weggesteuerten Druckversuchs (Temperaturen: 20 °C, 500 °C, 1100 °C; Beton C40/50)

Mit zunehmender Temperatur im Bauteil/Element, zeigen sich jedoch größere Ungenauigkeiten im Nachbruchverhalten des Betons. Dies dürfte daran liegen, dass ABAQUS nach Erreichen der temperaturzugehörigen maximalen Druckfestigkeit die minimal zulässige Spannung begrenzt. Im Laufe weiterer Untersuchungen wurde festgestellt, dass dieser untere Grenzwert automatisch von ABAQUS, in Abhängigkeit der maximalen Druckfestigkeit des gesamten Materialmodells, ermittelt wird. Im Fall dieser Versuchsreihe (maximale Druckfestigkeit des Materialmodells $f_{ck}(20°C) = 40$ N/mm²) lag dieser untere Grenzwert der Spannung im Nachbruchverhalten bei 0,16 N/mm². Somit ist anzunehmen, dass ABAQUS diesen Grenzwert als 1/250 der maximalen Druckspannung definiert.

Anhand dieser Erkenntnis wurden zwei weitere Vergleiche bei einer Elementtemperatur von 1000 °C bzw. 1100 °C geführt. Für den jeweiligen Versuch wurden sämtliche Materialkennwerte, die sich auf andere Temperaturen beziehen, aus dem Materialmodell gelöscht.
Durch diese Untersuchung wird ersichtlich, dass der oben genannte untere Grenzwert anhand der Werte des gesamten Materialmodells ermittelt wird. Dies hat zufolge, dass der Grenzwert bei einem Modell, das sämtliche zur Brandanalyse erforderlichen Temperaturen umfasst, ein anderer ist als bei einem Modell, das lediglich das Materialverhalten bei einer bestimmten Temperatur beschreibt. Die Vergleichsrechnungen, die auf Materialmodellen für nur eine Temperatur basieren, wurden im nachstehenden Diagramm mit einem Stern "*" gekennzeichnet (Abb. 7-17).

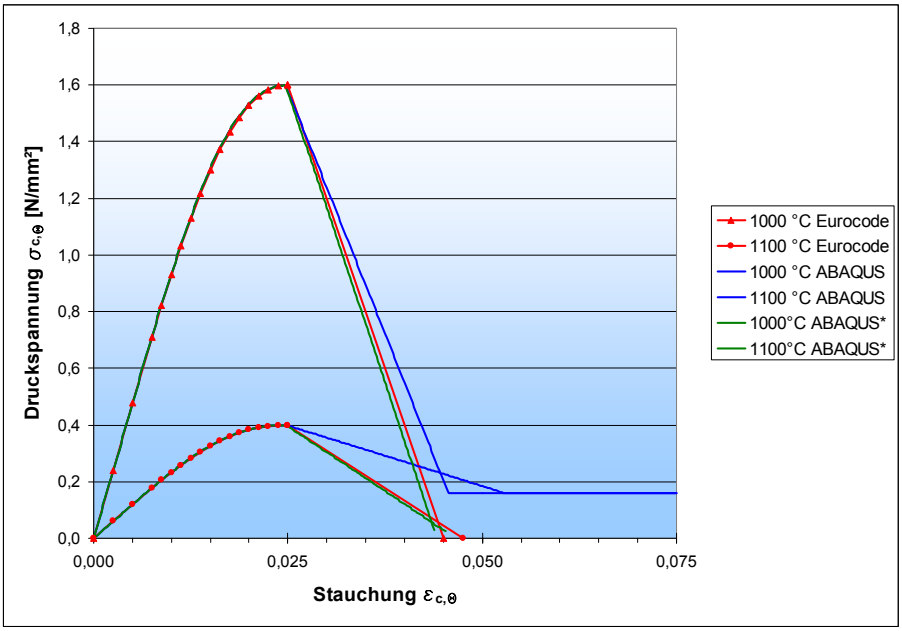


Abb. 7-17: nichtlineare Arbeitslinie anhand des weggesteuerten Druckversuchs (Temperaturen: 1000 °C, 1100 °C; Beton C40/50)

Obige Abbildung zeigt gut, dass bei Verwendung eines Materialmodells für ein großes Temperaturspektrum der untere Grenzwert im Nachbruchbereich für alle Temperaturen gleich groß ist. Weiters gut erkenntlich ist die Tatsache, dass die Ungenauigkeiten im Nachbruchbereich mit zunehmender Temperatur steigen.
Trotz dieser Effekte kann man annehmen, dass die daraus resultierenden Ungenauigkeiten in einem vernachlässigbaren Bereich bleiben. Der beeinträchtigte Bereich mit solch extremen Temperaturen erstreckt sich selbst bei einer Branddauer von 180 min nur über eine Bauteiltiefe von ~5 bis 6 cm (gemessen von der beflammten Oberfläche, Abb. 7-11), und ist somit relativ klein.

7.3.2 Zugfestigkeit und Tension-Stiffening in Abhängigkeit der Temperatur

Als Versuchskörper wird der schon in Kapitel 7.2 beschriebene Körper herangezogen (Abb. 7-12). Die Diskretisierung des Körpers erfolgt mit einem Element.
Die Kontrolle der eingegebenen Arbeitslinie bei Zugbeanspruchung wird mit einem weggesteuertem einachsialen Zugversuch bestimmt. Die „Oberseite“ des Körpers erfährt eine Verschiebung und verursacht somit Spannungen im Element. Zu Vergleichszwecken werden die Hauptnormalspannungen in vertikaler Richtung in einem beliebigen Punkt des Körpers herangezogen. Diese Vorgangsweise ermöglicht unter anderem die Kontrolle des Tension-Stiffening-Verhaltens des Betons jenseits einer Spannung der Größe $f_{ck,t}(\Theta)$.

Zur Versuchsdurchführung kommt ein Beton der Güte C40/50 zur Anwendung. ABAQUS verlangt die Eingabe der temperaturabhängigen Zugfestigkeiten in tabellarischer Form. Zur Definition des Tension-Stiffenings wird das “Fracture energy cracking criterion“-Modell verwendet. Die Fracture Energy wird über den Koeffizienten G_f im Materialmodell berücksichtigt.

$$u_{to} = \frac{2 \cdot G_f}{\sigma_{to}} \tag{7.1}$$

Der G_f-Wert kann aus Gl. (7.1) ermittelt werden. Der Wert u_{to} ist hierbei als jene Rissweite definiert, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von 40 N/mm² (bei 20 °C) wird ein G_f-Wert von 120 N/m vorgeschlagen [14]. Für das Verhalten des “Fracture Energy“-Wertes bei Temperatursteigerung wurde die Annahme getroffen, dass es sich bei u_{to} um einen temperaturunabhängigen Wert handelt. Somit lässt sich $G_f(\Theta)$ nach Gl. (7.2) mit dem Faktor $k_{c,t}(\Theta)$ aus Gl. (3.2) errechnen.

$$G_f(\Theta) = G_f(20°C) \cdot k_{c,f}(\Theta) \tag{7.2}$$

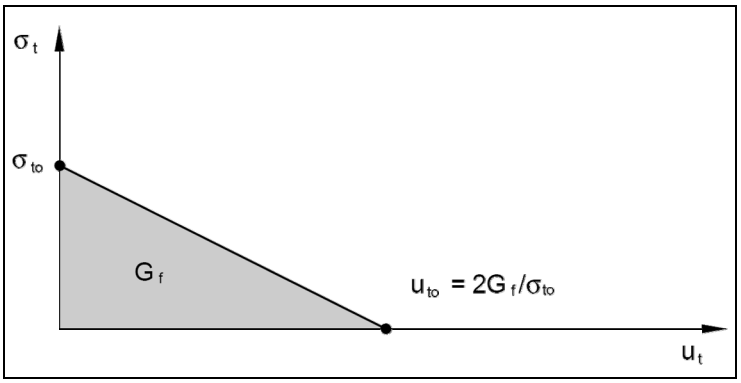


Abb. 7-18: Definition des G_f-Wertes zur Simulation von Tension-Stiffening [14]

Durch Abbruch der Berechnung bei Erreichen einer Zugspannung von $f_{ck,t}(\Theta)$, konnte das Materialmodell unter Annahme eines G_f-Wertes von 120 N/m bei 20 °C nicht validiert

werden. Selbst das Zuführen einer künstlichen Dämpfung zur Stabilisation der dissipierten Bruchenergie mit Werten von F_{DE} = 2*10^{-4} bzw. 2*10^{-5} konnte den Abbruch der Berechnung nicht verhindern (vgl. Kapitel 8.1.2).
Erst bei Anwendung eines höheren Wertes für die Bruchenergie wurde das Modell vollständig berechnet. Für diese zweite Vergleichsrechnung wurde der Wert G_f(20°C) bei 4000 N/m festgelegt. Dies hat zur Folge, dass selbst bei großen Rissweiten immer noch Zugspannungen aufgenommen werden können, und stellt somit ein unrealistisches Materialverhalten dar. Dennoch wurde bei den ABAQUS-Analysen in Kapitel 8.1 mit unterschiedlichen erhöhten G_f-Werten gerechnet, um ein besseres Konvergenzverhalten zu erreichen. Der dadurch entstehende Fehler sollte allerdings relativ gering ausfallen.

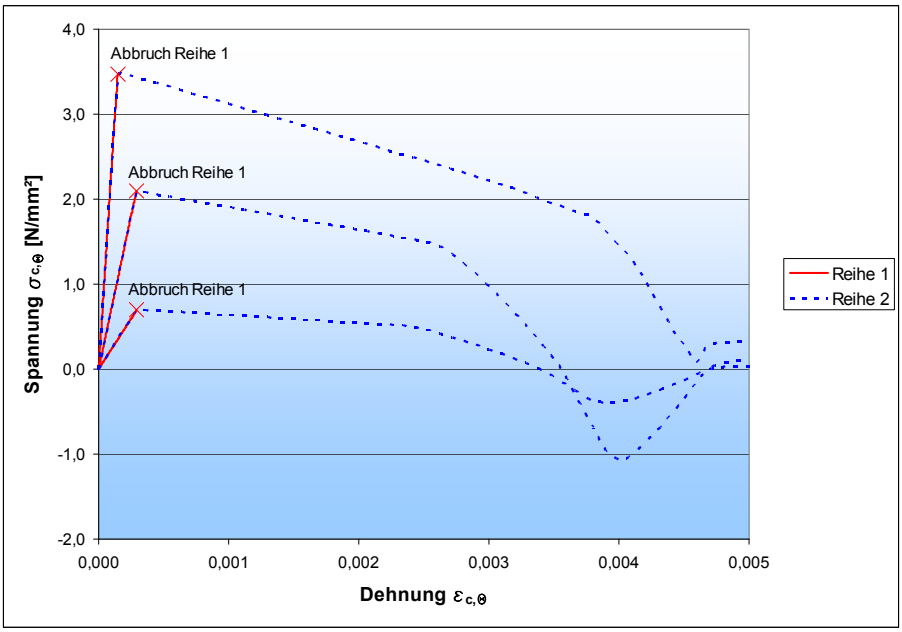


Abb. 7-19: temperaturabhängige Arbeitslinie des Betons C40/50 bei unterschiedlichen G_f-Werten

Abb. 7-19 zeigt die Arbeitslinien des Probekörpers bei Zugbeanspruchung bei einer Elementtemperatur von jeweils 20 °C, 300 °C und 500 °C. Der Wert G_f(20 °C) wurde für Reihe 1 bei 120 N/m, bei Reihe 2 bei 4000 N/m angesetzt. Während es bei Reihe 1, wie oben beschrieben, zum Abbrechen der Berechnung kommt, kommt es bei Reihe 2 mit zunehmender Dehnung auch zu Druckspannungen. Dieses Verhalten konnte leider nicht geklärt werden, sollte sich jedoch auf weitere Berechnungen nicht negativ auswirken, da diese Bereiche erst bei großen Dehnungen zustande kommen.

8 Berechnungen an einem Tunnelquerschnitt

Im Folgenden wurde ein einfacher Tunnelquerschnitt mit Hilfe der in Kapitel 6 genannten Programme nachgerechnet. Um einen Vergleich der Ergebnisse anstellen zu können, wurde versucht, das System in Hinblick auf die Eingangsparameter, die Randbedingungen als auch die Lasten gleich zu definieren.
Es ist darauf hinzuweisen, dass es nicht Zweck der Berechnungen ist, das gewählte System zu optimieren, sondern die Eigenheiten und Merkmale der jeweiligen Berechnungsmethode und die Unterschiede aufzuzeigen.

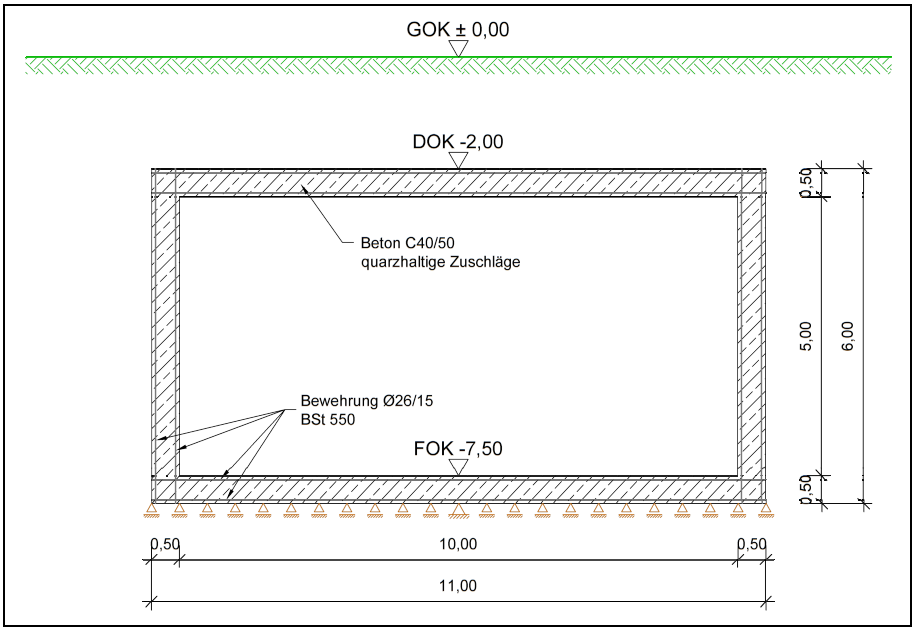


Abb. 8-1: untersuchtes Rahmensystem

Als zu untersuchendes System wurde ein rechteckiger geschlossener Rahmenquerschnitt betrachtet (Abb. 8-1). Für den Riegel, die Stiele und die Sohlplatte wurde eine konstante Bauteildicke von 0,50 m gewählt. Die Systemlinie von Riegel und Sohlplatte weist eine Länge von 10,50 m, die der Stiele 5,50 m auf. Somit ergibt sich ein rechteckiges Lichtraumprofil von 5,00 m * 10,00 m.
Die verwendeten Baustoffe sind ein Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen der Güte C40/50 und Betonstahl der Güte BSt 550. Die Bewehrung wurde symmetrisch mit je Ø26/15 und einem Randachsabstand von 7,0 cm angenommen.
Das gesamte Bauwerk wird durch eine sehr steife Flächenlagerung an der Sohlplatte gegen Verschiebung in vertikaler Richtung gehalten. Gegen Verschiebungen in horizontaler Richtung wird der Tunnelquerschnitt in der Symmetrieebene an der Sohlplatte gehalten. Somit stellen sich zufolge des symmetrischen Lastbildes symmetrische Verformungen ein.

Auf das Bauwerk wirken folgende gewählte Lasten:

- Eigengewicht (ständig): γ_c = 25,0 kN/m³
- Überschüttung (ständig): γ = 19,0 kN/m³, Überschüttungshöhe 2,0 m
- Erddruck (ständig): ermittelt mit einem Erddruckbeiwert K = 0,3
- Brand im Tunnelinneren zufolge der Temperaturzeitkurve HC_{inc} (Kapitel 4.2.2) wirkt auf den gesamten Rahmen (Riegel, Stiele, Sohlplatte)

Im vorliegenden Fall wurde eine Ergebnisanalyse aber keine Bauteilbemessung durchgeführt, und die Lastfälle ohne Berücksichtigung von Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten kombiniert. Auch die Baustoffe wurden mit ihren charakteristischen Materialparametern in Rechnung gestellt.
Die Ergebnisauswertung erfolgt jeweils für die Zeitpunkte vor Brandbeginn (Eigengewicht Überschüttung und Erddruck) und nach einer Branddauer von 60 und 180 Minuten.

8.1 Berechnung des Tunnelprofils mittels ABAQUS/Standard

8.1.1 Allgemeines

Um Rechenzeit zu sparen wurde, unter Berücksichtigung der symmetrischen Systemgeometrie und Lasten, nur eine Rahmenhälfte modelliert und berechnet. Unter Annahme einer von der Längsrichtung unabhängigen Querschnittsform und Belastung, wurde die Berechnung an einem zweidimensionalen Modell des Tunnelquerschnittes durchgeführt. Es wird ein ebener Verzerrungszustand angenommen.

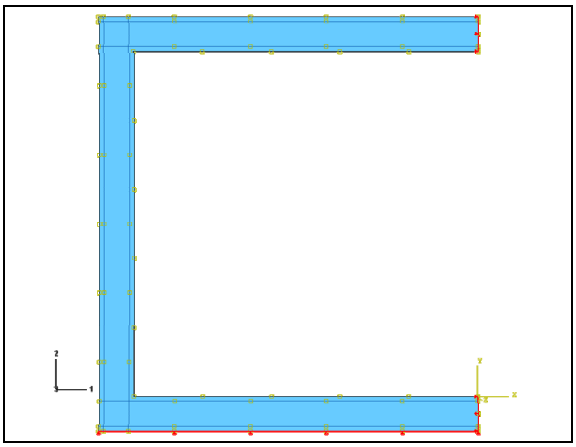


Abb. 8-2: Modellierung des Rahmensystems in ABAQUS (Knoten in denen Lagerungsbedingungen definiert wurden sind rot markiert)

Wie in Abb. 8-2 ersichtlich ist, sind sämtliche Knoten der Symmetrieebene vertikal frei verschieblich und in horizontaler Richtung gegen Verschiebung gehalten. Somit sind sowohl Durchbiegungen in Riegelmitte als auch Aufnahme von Biegemomenten gewährleistet.
Die Baustoffe wurden, wie in Kapitel 7 beschrieben, nichtlinear und temperaturabhängig definiert.

Die Lastaufbringung erfolgt, wie bereits in Kapitel 6.1.2 erläutert, in mehreren Schritten.

- Step 1: General Static – Lastfall Eigengewicht
  maximale Anzahl an Inkrementen: 1000
- Step 2: General Static – Lastfall Überschüttung und Erddruck
  maximale Anzahl an Inkrementen: 1000
- Step 3: Coupled Temperature-Displacement – Temperaturbelastung über 360 min
  maximale Anzahl an Inkrementen: 10000

Das gesamte System wurde mit einer Netzweite von 2 cm und viereckigen Elementen zweiter Ordnung diskretisiert.
Die Ausgangstemperatur aller Elemente liegt bei einer Temperatur von 20 °C.

8.1.2 Konvergenzprobleme und getroffene Maßnahmen

Wie sich sowohl bei den Berechnungen am Tunnelquerschnitt als auch bei zuvor geführten Berechnungen an aus mehreren Elementen bestehenden Körpern gezeigt hat, führen die Temperaturanalysen beim Lösen der Feldgleichungen immer wieder zu Konvergenz- und Iterationsproblemen. Grund dafür dürfte in erster Linie das nichtlineare Materialverhalten und der sehr hohe Temperaturgradient in einem an sich kleinen Bereich nahe der beflammten Oberfläche sein. Dieser ruft große Verzerrungen und demzufolge große Druck- und Zugspannungen hervor. Da hierbei immer wieder die maximal zulässigen Spannungen überschritten werden, sind weitere Iterationsschritte von Nöten, um ein Kräftegleichgewicht zu finden. Ausschlaggebend für den Abbruch der Berechnung dürften hierbei das Erreichen der maximalen Zugfestigkeit und die damit verbundene Rissbildung sein. Dadurch kommt es zu Spannungsumlagerungen und Energieumwandlungen, die negative Eigenwerte in der Steifigkeitsmatrix hervorrufen können.

Ein weiterer Grund für Berechnungsabbrüche ist oft auch das Unterschreiten der vorgegebenen minimalen Inkrementgröße für einen Rechenschritt. Innerhalb eines als zulässig definierten Bereichs wird dieser von ABAQUS automatisch gewählt. Treten beim Lösen der Feldgleichungen innerhalb eines Inkrements Probleme auf, so wird die Inkrementgröße vom Programm automatisch reduziert bis Konvergenz eintritt. Zum Abbruch der Berechnung kommt es, sobald bei dieser Vorgangsweise die minimal zulässige Inkrementgröße erreicht wird. In diesen Fällen, ist es schwer, die genaue Ursache für den Abbruch festzustellen, da vom Programm lediglich mangelndes Konvergenzverhalten angegeben wird.

ABAQUS beherrscht mehrere Möglichkeiten, um das Konvergenzverhaltens zu verbessern [14]. In allen Fällen kommt eine künstliche zugeführte Dämpfung zur Anwendung:

- Automatic stabilization using the dissipated energy fraction (Systemebene)
- Automatic stabilization using the damping factor (Systemebene)
- Viscoplastic regularization (Materialebene)
- Material damping (Materialebene)

Trotz zahlreicher Berechnungsversuche an kleinen (Teil-)Systemen konnten keine einheitlichen Einstellungen gefunden werden, die einen durchwegs kompletten Durchlauf der FE-Berechnung garantiert hätten. Es hat sich jedoch gezeigt, dass die Verwendung der Funktion zur automatischen Stabilisierung der dissipierten Bruchenergie in Hinblick auf die Konvergenz die besten Resultate liefert.
Bei Anwendung dieser Dämpfung wird empfohlen, nach Abschluss der Berechnung die viskose Dämpfungsenergie (viscous damping energy – ALLSD) mit der gesamten Formänderungsenergie (total strain energy – ALLSE) zu vergleichen [14]. Das Verhältnis von ALLSD zu ALLSE sollte den Wert des Faktors zur Dämpfung nicht überschreiten. Je niedriger der Anteil der viskosen Kräfte am gesamten System ist, desto genauer sind die ermittelten Ergebnisse.

Demnach wurde das Beispiel des Rechteckrahmens unter Variationen diverser Parameter gerechnet, um die bestmöglichen Einstellungen für das vorliegende Problem zu evaluieren. Unter der Annahme, dass das Nachbruchverhalten des Betons einen wesentlichen Grund für die unvollständigen Berechnungen darstellt, wurden ebenfalls Varianten mit höherem G_f-Wert (Fracture energy cracking, vgl. Kapitel 7.3.2) berechnet.

Die folgende Parameterstudie lässt sich in folgende Berechnungen gliedern:

- Berechnungen unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit
- Berechnungen unter Berücksichtigung einer temperaturunabhängigen Betonzugfestigkeit
- Berechnungen unter Berücksichtigung einer temperaturabhängigen Betonzugfestigkeit

Jede der folgenden 19 Berechnungsreihen wurde mit vier unterschiedlichen Werten des Faktors zur Dämpfung der dissipierten Bruchenergie (F_{DE}) berechnet:

- Dämpfungsfaktor: $F_{DE} = 0{,}02$
- Dämpfungsfaktor: $F_{DE} = 0{,}002$
- Dämpfungsfaktor: $F_{DE} = 0{,}0002$
- Keine Berücksichtigung der Dämpfung der dissipierten Energie

8.1.3 Berechnungen unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit

Da die im Materialmodell „Elastic“ vorhandene Einstellung zur Vernachlässigung der Zugfestigkeit (no tension) in Kombination mit dem Modell „Concrete Damaged Plasticity“ zum sofortigen Abbruch führte, wurde die Zugfestigkeit stattdessen mit 1,0 N/m² (Pa) festgelegt.

- Reihe 1: G_f-Wert = $1{,}6*10^3$
- Reihe 2: Gf-Wert = $1{,}6*10^6$
- Reihe 3: Gf-Wert = $1{,}6*10^7$
- Reihe 4: Gf-Wert = $1{,}6*10^8$
- Reihe 5: Gf-Wert = $1{,}6*10^9$

	F_{DE}	Vollständige Berechnung	Zeitpunkt des Abbruchs
Reihe 1/2	0,002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 1/3	0,0002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 1/4	-	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 2/1	0,02	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 2/2	0,002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 2/3	0,0002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 2/4	-	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 3/1	0,02	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 3/2	0,002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 3/3	0,0002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 3/4	-	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 4/1	0,02	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 4/2	0,002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 4/3	0,0002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 4/4	-	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 5/1	0,02	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 5/2	0,002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 5/3	0,0002	×	Step 1 - LStF 0,0
Reihe 5/4	-	×	Step 1 - LStF 0,0

Tab. 8-1: Übersicht über die Vollständigkeit der ABAQUS-Berechnungen (LStF = Laststeigerungsfaktor)

Wie in Tab. 8-1 vermerkt, kommt es bei allen 19 Berechnungen schon zu Beginn des ersten Steps (Lastfall Eigengewicht) zu einem vorzeitigen Abbruch. Ein Vergleich mit den geführten Versuchsrechnungen aus Kapitel 8.1.4 zeigt, dass die Ursache hierfür vermutlich eine zu gering gewählte Zugfestigkeit sein dürfte.
Reihe 1 bis 5 lassen keine Analysen und Vergleiche mit anderen Berechnungen zu, und werden somit nicht näher betrachtet.

8.1.4 Berechnungen unter Berücksichtigung einer temperaturunabhängigen Betonzugfestigkeit

Für die folgenden Berechnungen wurde dem Betonmodell die Zugfestigkeit bei 400 °C zugewiesen. Diese liegt bei 1,4 N/mm².

- Reihe 6: G_f-Wert = $1{,}6*10^{3}$
- Reihe 7: Gf-Wert = $1{,}6*10^{6}$
- Reihe 8: Gf-Wert = $1{,}6*10^{7}$
- Reihe 9: Gf-Wert = $1{,}6*10^{8}$
- Reihe 10: Gf-Wert = $1{,}6*10^{9}$
- Reihe 11: Gf-Wert = $1{,}6*10^{6}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0*10^{-1}$
- Reihe 12: Gf-Wert = $1{,}6*10^{6}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0$
- Reihe 13: Gf-Wert = $1{,}6*10^{6}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0*10^{3}$
- Reihe 14: Gf-Wert = $1{,}6*10^{9}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0*10^{-1}$
- Reihe 15: Gf-Wert = $1{,}6*10^{9}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0$
- Reihe 16: Gf-Wert = $1{,}6*10^{9}$, Material Damping $\beta_R = 1{,}0*10^{3}$

Die nachfolgende Tabelle zeigt, dass sämtliche Reihen, bei Dämpfung der dissipierten Bruchenergie in einer Größenordnung von F_{DE} = 0,02 bzw. 0,002, die vollen sechs Stunden Brand simulieren konnten. Hingegen brachen alle Reihen mit niedrigerem F_{DE} bzw. ohne Berücksichtigung dieser Stabilisation im zweiten Step ab. Ursache dafür ist eine zu gering angesetzte Anzahl an maximal zulässigen Inkrementen, die für den 2. Step mit 1000 Inkrementen gewählt wurde.

Reihe 6/3a – eine modifizierte Version der Reihe 6/3 mit erhöhter Anzahl zulässiger Rechenschritte in Step 2 und 3 – konnte ebenfalls zur Gänze berechnet werden.

	F_{DE}	Vollständige Berechnung	Zeitpunkt des Abbruchs
Reihe 6/1	0,02	✓	-
Reihe 6/2	0,002	✓	-
Reihe 6/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,4115
Reihe 6/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2281
Reihe 6/3a	0,0002	✓	-
Reihe 7/1	0,02	✓	-
Reihe 7/2	0,002	✓	-
Reihe 7/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3801
Reihe 7/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2448
Reihe 8/1	0,02	✓	-
Reihe 8/2	0,002	✓	-
Reihe 8/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3765
Reihe 8/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2398
Reihe 9/1	0,02	✓	-
Reihe 9/2	0,002	✓	-
Reihe 9/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3931
Reihe 9/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2557
Reihe 10/1	0,02	✓	-
Reihe 10/2	0,002	✓	-
Reihe 10/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3998
Reihe 10/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2517

	F_{DE}	Vollständige Berechnung	Zeitpunkt des Abbruchs
Reihe 11/1	0,02	✓	-
Reihe 11/2	0,002	✓	-
Reihe 11/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3801
Reihe 11/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2448
Reihe 12/1	0,02	✓	-
Reihe 12/2	0,002	✓	-
Reihe 12/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3801
Reihe 12/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2448
Reihe 13/1	0,02	✓	-
Reihe 13/2	0,002	✓	-
Reihe 13/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3801
Reihe 13/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2448
Reihe 14/1	0,02	✓	-
Reihe 14/2	0,002	✓	-
Reihe 14/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3998
Reihe 14/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2517
Reihe 15/1	0,02	✓	-
Reihe 15/2	0,002	✓	-
Reihe 15/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3998
Reihe 15/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2517
Reihe 16/1	0,02	✓	-
Reihe 16/2	0,002	✓	-
Reihe 16/3	0,0002	×	Step 2 - LStF 0,3998
Reihe 16/4	-	×	Step 2 - LStF 0,2517

Tab. 8-2: Übersicht über die Vollständigkeit der ABAQUS-Berechnungen (LStF = Laststeigerungsfaktor)

Die Reihen 11 bis 16, die sich nur um die zusätzlich eingeführte Dämpfung auf Materialebene von Reihe 7 und 10 unterscheiden, zeigen, dass im vorliegenden Fall die Variation von β_R (bzw. die Verwendung der Dämpfung) keine Veränderung im Konvergenzverhalten zur Folge hat. Nicht nur der Abbruchzeitpunkt, sondern auch die Anzahl benötigter Inkremente zur Beendigung der jeweiligen Steps stimmen in den oben genannten Berechnungsreihen überein.
Weiters kann Anhand der Abbruchzeitpunkte in Tab. 8-2 gefolgert werden, dass selbst ein unrealistisch hoher G_f-Wert keinen positiven Einfluss auf das Konvergenzverhalten hat. In den vorliegenden Berechnungen hat die Erhöhung dieses Parameters sogar dazu geführt, dass ein geringerer Fortschritt innerhalb der 1000 Inkremente im zweiten Step erzielt wurde.

8.1.5 Berechnungen unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Betonzugfestigkeiten

Bei diesen Berechnungen kommt eine temperaturabhängige Definition der Betonzugfestigkeit zum Einsatz.

- Reihe 17: G_f-Wert = $1{,}6*10^3$
- Reihe 18: G_f-Wert = $1{,}6*10^7$
- Reihe 19: G_f-Wert = $1{,}6*10^8$
- Reihe 20: G_f-Wert = $1{,}6*10^9$

Im Gegensatz zu den Versuchen zur Validierung des Materialmodells (Kapitel 7.2) konnten hier mit der Definition temperaturabhängiger Betonzugfestigkeit gute Ergebnisse erzielt werden (siehe Tab. 8-3).

	F_{DE}	Vollständige Berechnung	Zeitpunkt des Abbruchs
Reihe 17/2	0,002	×	Step 3 - 4864 sek
Reihe 17/3	0,0002	×	Step 3 - 1404 sek
Reihe 17/4	-	×	Step 3 - 262 sek
Reihe 18/1	0,02	×	Step 3 - 8316 sek
Reihe 18/2	0,002	×	Step 3 - 4885 sek
Reihe 18/3	0,0002	×	Step 3 - 1398 sek
Reihe 18/4	-	×	Step 3 - 262 sek
Reihe 19/1	0,02	×	Step 3 - 8288 sek
Reihe 19/2	0,002	×	Step 3 - 4883 sek
Reihe 19/3	0,0002	×	Step 3 - 1397 sek
Reihe 19/4	-	×	Step 3 - 262 sek
Reihe 20/1	0,02	×	Step 3 - 8330 sek
Reihe 20/2	0,002	×	Step 3 - 4889 sek
Reihe 20/3	0,0002	×	Step 3 - 1398 sek
Reihe 20/4	-	×	Step 3 - 262 sek

Tab. 8-3: Übersicht über die Vollständigkeit der ABAQUS-Berechnungen

Ähnlich den vorhergehenden Berechnungsversuchen (Reihe 6 bis 16) erfolgt auch hier in den meisten Fällen der Abbruch durch Erreichen der maximalen Anzahl an Inkrementen des dritten Steps. Einzig bei den Analysen, bei denen keine Stabilisation der dissipierten Bruchenergie angewendet wird, kommt es bereits nach kurzer Zeit zum Abbruch durch divergierendes Verhalten beim Lösen der Feldgleichungen.
Trotz der Berechnungsabbrüche können sämtlichen Berechnungen mit einem Wert $F_{DE} \geq 0{,}002$ für Vergleiche vor Brandbeginn und nach 60 min Brand herangezogen werden.

8.1.6 Lineare FE-Berechnung

Das nichtlineare, temperaturabhängige Materialmodell wurde für diese Vergleichsrechnung (Reihe 21) durch ein lineares Modell ersetzt. Der E-Modul für den Beton der Güte C40/50 wurde lt. Eurocode [13] mit 35000 N/mm² festgesetzt. Um eine korrekte Temperaturanalyse beizubehalten, wurden die thermischen Eigenschaften ($\varepsilon_c(\Theta)$, $c_p(\Theta)$, λ_c) des Betons unverändert und temperaturabhängig übernommen.

Da hier sämtliche Faktoren eliminiert wurden, die zu Konvergenzproblemen führen könnten, wird auf die Verwendung einer künstlich zugeführten Dämpfung verzichtet.

8.1.7 Auswertung der ABAQUS-Analysen

Zum Vergleich werden Schnittgrößen und die Verformungen herangezogen. Die Schnittgrößen sind aus den Spannungen für den jeweiligen Zeitpunkt rückgerechnet.

Die Auswertung erfolgt für vier Querschnitte des Rahmens (Abb. 8-3):

- Im Bereich des Riegels: in Feldmitte
- Im Bereich des Riegels: am Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am oberen Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am unteren Rahmeneck

Die Umrechnung der Spannungen in Schnittgrößen wird mittels ideeller Querschnittswerte durchgeführt, da man nicht von einem konstanten E-Modul ausgehen kann. Obwohl der E-Modul durch Anwendung eines nichtlinearen Materialmodells auch von der Belastung abhängt, wurden die ideellen QS-Werte vereinfacht ermittelt anhand des aus der Temperatureindringung resultierenden E-Moduli (vgl. Abb. 7-14). Es ist darauf hinzuweisen, dass durch diese getroffene Vereinfachung Ungenauigkeiten bei der Rückrechnung der Schnittgrößen auftreten können. Eine lamellenweise Ermittlung des last- und temperaturabhängigen E-Moduls ist wegen der Betrachtung mehrerer Rahmenquerschnitte und Zeitpunkte nicht zu bewerkstelligen.
Die Ermittlung der QS-Werte basiert auf Grundlage des n-Ziffer-Verfahrens unter Annahme eines aus 25 Lamellen von je 2 cm Dicke bestehenden Querschnittes und beider Bewehrungslagen. Die Wahl 2 cm dicker Lamellen bietet sich durch die gewählte Netzweite des FE-Modells von 2 cm an. Als Bezugs-E-Modul wurde der Sekantenmodul bei 20 °C gewählt. Die Temperatureindringung und die dazugehörigen E-Moduli sind aus Tab. 8-4 ersichtlich.
Da die Temperaturen und Spannungen nur an Lamellenrändern (entsprechend den Knoten des FE-Modells) vorliegen, werden diese für die jeweilige Lamelle arithmetisch gemittelt.

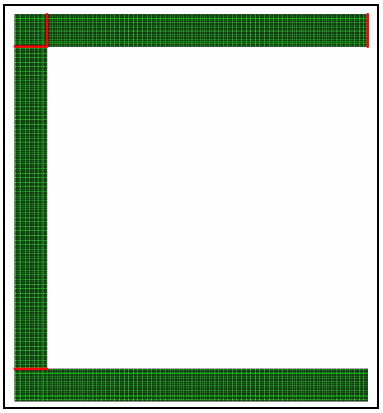


Abb. 8-3: Querschnitte zur Auswertung der Spannungen am Rahmensystem (rote Pfade)

	60 min Branddauer		180 min Branddauer	
	T	E	T	E
Lamelle	[°C]	[N/mm²]	[°C]	[N/mm²]
1	1027,37	75,56	1132,57	16,03
2	589,81	1152,90	829,22	307,91
3	334,68	6025,26	596,55	1097,00
4	193,36	10489,39	431,80	3600,50
5	112,88	14079,45	315,22	6652,05
6	67,12	17561,93	231,46	9139,43
7	42,12	20385,37	170,60	11330,65
8	29,46	22193,92	126,16	13350,79
9	23,62	23140,26	93,69	15308,07
10	21,21	23553,75	70,14	17272,84
11	20,35	23706,46	53,35	19012,06
12	20,08	23753,78	41,65	20448,12
13	20,01	23765,65	33,68	21556,11
14	20,00	23767,84	28,41	22358,29
15	20,00	23767,98	25,01	22906,44
16	20,00	23767,98	22,90	23261,99
17	20,00	23767,98	21,62	23481,94
18	20,00	23767,98	20,88	23612,19
19	20,00	23767,98	20,46	23686,20
20	20,00	23767,98	20,23	23726,60
21	20,00	23767,98	20,11	23747,81
22	20,00	23767,98	20,05	23758,52
23	20,00	23767,98	20,02	23763,68
24	20,00	23767,98	20,01	23766,02
25	20,00	23767,98	20,01	23766,91

Tab. 8-4: temperaturabhängige E-Moduli zur Ermittlung der ideellen Querschnittswerte

Daraus ergeben sich folgende ideelle Querschnittswerte ($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand):

vor Brandbeginn:

E_{Sek} = 23768,0 N/mm²
A_i = 5000,0 cm²
$I_{i,y}$ = 1041666,7 cm^4
$z_{S,i}$ = 25,00 cm

Branddauer 60 min:

E_{Sek} = 23768,0 N/mm²
A_i = 4166,1 cm²
$I_{i,y}$ = 635973,3 cm^4
$z_{S,i}$ = 28,97 cm

Branddauer 180 min:

E_{Sek} = 23768,0 N/mm²
A_i = 3542,0 cm²
$I_{i,y}$ = 454886,1 cm^4
$z_{S,i}$ = 31,54 cm

Anhand dieser Querschnittswerte zeigt sich einerseits, dass die Tragfähigkeit des Querschnittes im Laufe der Temperaturerhöhung abnimmt. Andererseits ist festzustellen, dass sich der Schwerpunkt zur nicht beflammten Seite bewegt. Somit wäre es inkorrekt, sich zur Rückrechnung des Biegemomentes auf den ursprünglichen Schwerpunkt zu beziehen.

8.1.7.1 Festgestellte Mängel der ABAQUS-Berechnung

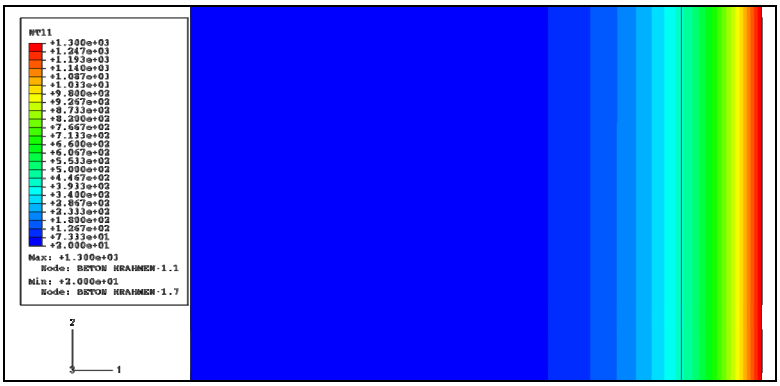


Abb. 8-4: Temperaturverteilung im QS nach 180 Minuten Brand zufolge der HC_{inc}-Zeitkurve

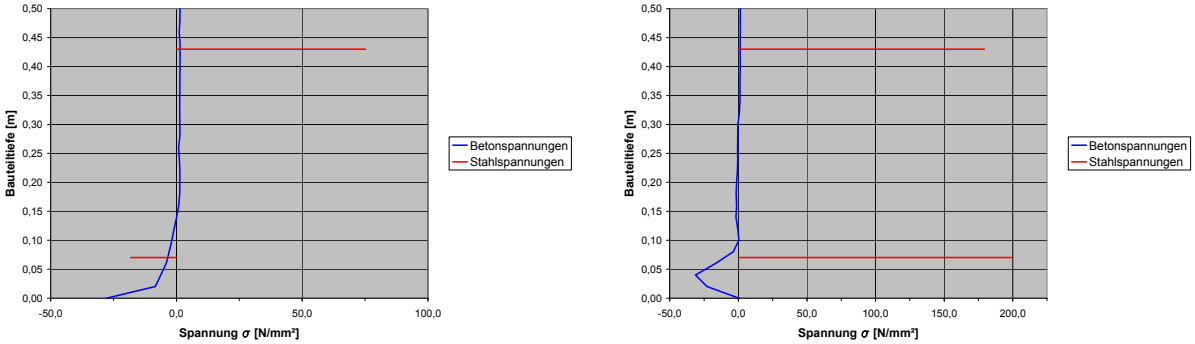


Abb. 8-5: Spannungsverteilung am Rahmeneck (Riegel) bei Reihe 6/3a
links: vor Brandbeginn
rechts: nach 60 min Brand

Wie in Abb. 8-4 zu sehen ist, erfährt die Bewehrung, vor allem aber die Bewehrungslage auf der beflammten Seite (dargestellt durch eine dunkelblaue Linie nahe dem Rand), keinen Temperaturanstieg entsprechend der angrenzenden Betontemperatur. Die Temperatur der Bewehrung verbleibt bei den ursprünglichen 20°C und wird dadurch mit ihrer vollen Druck- und Zugfestigkeit als auch ihrem vollen E-Modul in Rechnung gestellt.
Dieser Umstand wird deutlich durch die Spannungsverläufe in Abb. 8-5 untermauert. Vor dem Brand wird die untere Bewehrungslage zufolge dem negativen Moment am oberen Rahmeneck auf Druck beansprucht. Während des Brandes erhöht sich in der Berechnung nur die Betontemperatur nahe der beflammten Seite. Der Betonstahl unterliegt somit keiner thermischen Dehnung und wirkt der thermischen Verlängerung des Betons entgegen. Er unterliegt somit einer Zwangsdehnung, der zufolge er Zugspannungen aufnehmen muss. Da die thermische Verlängerung des Betonstahls größer als jene des Betons ist, hätte sich bei korrekter Berechnung eher ein gegensätzliches Verhalten zeigen müssen.

Um nun dennoch einen programmübergreifenden Vergleich der Ergebnisse anstellen zu können, wurde der Betonstahl in den Stab2D-NL-Berechnungen ebenfalls mit seinen Materialeigenschaften bei 20 °C in Rechnung gestellt.

Als Alternative für weitere ABAQUS-Berechnungen wird somit empfohlen, an eigens durchgeführten Heat-Transfer-Analysen den zeitlichen Verlauf der Bauteiltemperatur in Bauteiltiefe der Bewehrung zu ermitteln, um diese der Bewehrung manuell zuzuweisen.

8.1.7.2 Verhältnis von ALLSD zu ALLSE

Sämtliche Reihen zeigen vor allem in den beiden ersten Rechenschritten ein sehr hohes Verhältnis von viskoser Dämpfungsenergie zur Formänderungsenergie. Die Ergebnisse sind daher in Frage zu stellen. Reihe6/3a (F_{DE} = 0,0002) zeigt von allen Reihen erwartungsgemäß die besten Verhältnisse, liegt aber auch bei den ersten beiden Steps weit über den Empfehlungen [14].
Tab. 8-5 zeigt die Verhältnisse sämtlicher Berechnungen, in denen zumindest eine Branddauer von 60 min simuliert werden konnte.

	ALLSD / ALLSE				ALLSD / ALLSE		
	Step 1	Step 2	Step 3		Step 1	Step 2	Step 3
Reihe 6/1	423,19%	348,39%	3,56%	**Reihe 13/1**	423,19%	348,40%	3,54%
Reihe 6/2	321,90%	159,13%	2,05%	**Reihe 13/2**	321,90%	159,13%	2,06%
Reihe 6/3a	41,13%	28,08%	1,92%	**Reihe 14/1**	423,19%	348,40%	3,54%
Reihe 7/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 14/2**	321,90%	159,13%	2,04%
Reihe 7/2	321,90%	159,13%	2,06%	**Reihe 15/1**	423,19%	348,40%	3,54%
Reihe 8/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 15/2**	321,90%	159,13%	2,04%
Reihe 8/2	321,90%	159,13%	2,06%	**Reihe 16/1**	423,19%	348,40%	3,54%
Reihe 9/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 16/2**	321,90%	159,13%	2,04%
Reihe 9/2	321,90%	159,13%	2,04%	**Reihe 17/2**	321,90%	149,59%	0,97%
Reihe 10/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 18/1**	423,19%	344,05%	1,85%
Reihe 10/2	321,90%	159,13%	2,04%	**Reihe 18/2**	321,90%	149,59%	0,97%
Reihe 11/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 19/1**	423,19%	344,05%	1,85%
Reihe 11/2	321,90%	159,13%	2,06%	**Reihe 19/2**	321,90%	149,59%	0,97%
Reihe 12/1	423,19%	348,40%	3,54%	**Reihe 20/1**	423,19%	344,05%	1,85%
Reihe 12/2	321,90%	159,13%	2,06%	**Reihe 20/2**	321,90%	149,59%	0,97%

Tab. 8-5: gemittelte ALLSD/ALLSE-Verhältnisse

Diese Werte zeigen, dass das resultierende Energieverhältnis nur durch die Definition der Zugfestigkeit beeinflusst wurde. Weder die Variation des G_f-Wertes noch die Materialdämpfung hatten Einfluss auf dieses Verhältnis. Abb. 8-6 bis Abb. 8-8 zeigen Diagramme der Verläufe von ALLSD und ALLSE bei unterschiedlichen Faktoren zur Dämpfung der dissipierten Bruchenergie.

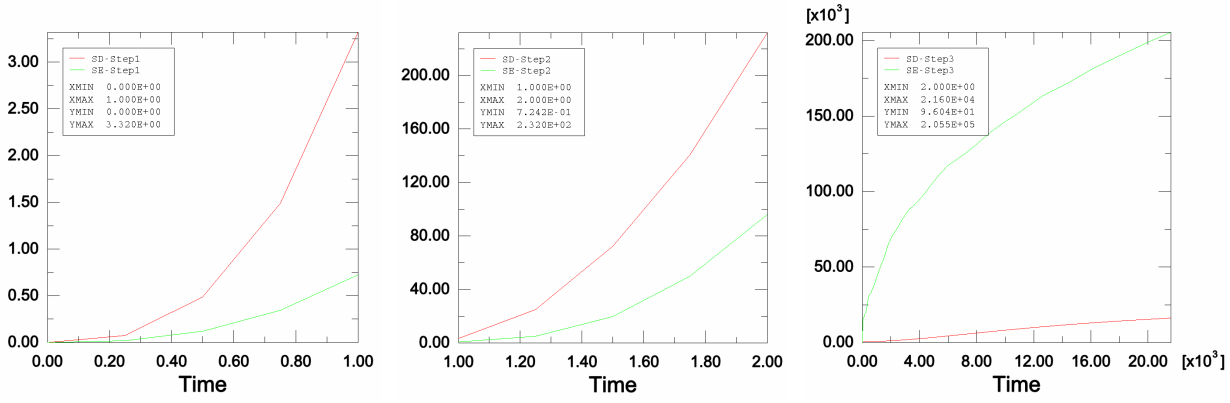


Abb. 8-6: Verlauf von ALLSD und ALLSE (Reihe 6/1; F_{DE} = 0,02; Step 1 bis 3)

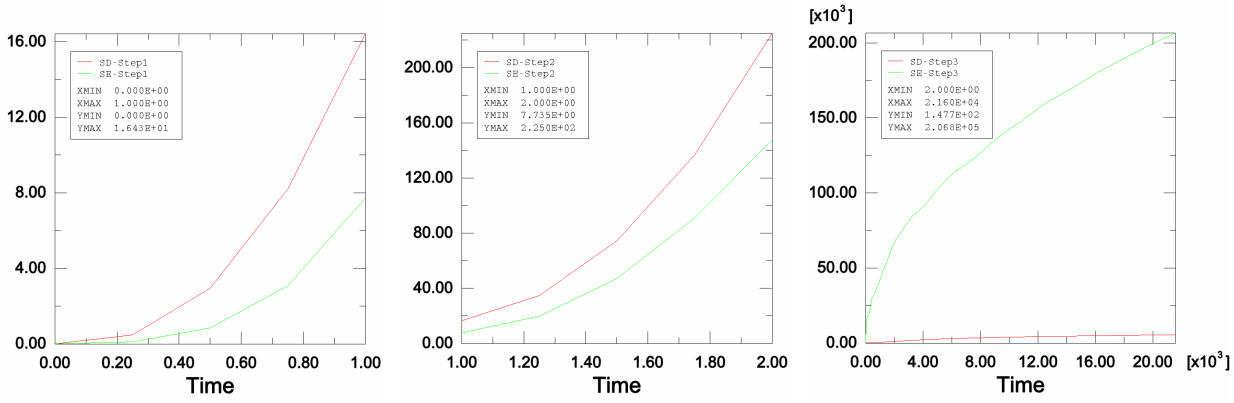


Abb. 8-7: Verlauf von ALLSD und ALLSE (Reihe 6/2; F_{DE} = 0,002; Step 1 bis 3)

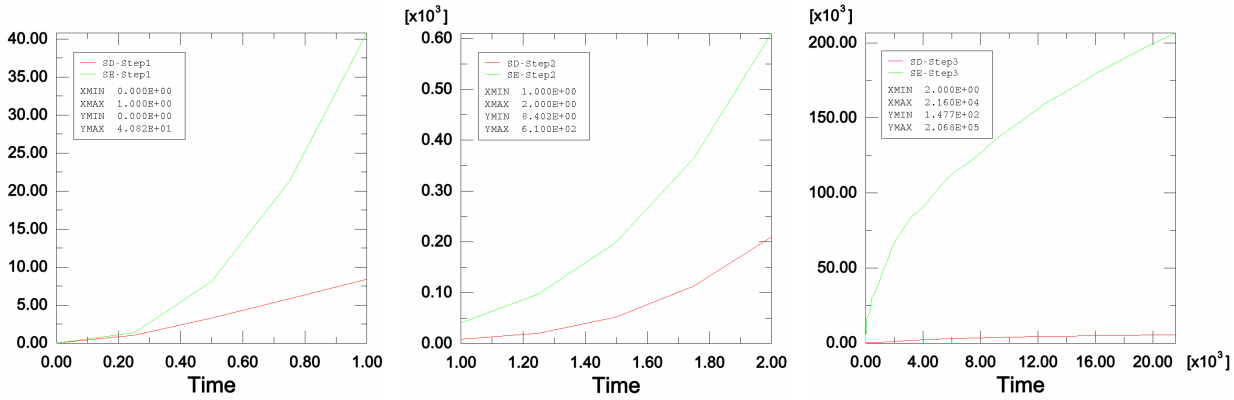


Abb. 8-8: Verlauf von ALLSD und ALLSE (Reihe 6/3a; F_{DE} = 0,0002; Step 1 bis 3)

8.1.7.3 Schnittgrößen

Tab. 8-6 & Tab. 8-7 haben die rückgerechneten Biegemomente und Normalkräfte aller Berechnungen zum Inhalt, die zumindest eine Branddauer von 60 min simulieren konnten.

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe 6/1	99,42	-389,14	-504,38	-132,58	-335,16	-416,36	-142,09	-343,29	-428,48	-15,50	-488,03	-677,02
Reihe 6/2	128,89	-324,03	-351,43	-157,83	-331,90	-388,83	-170,03	-341,74	-395,83	-1,51	-416,16	-496,38
Reihe 6/3a	249,79	-199,26	-142,89	-260,77	-348,08	-436,23	-281,99	-357,08	-455,62	68,49	-359,27	-410,93
Reihe 7/1	99,34	-389,35	-504,30	-132,52	-345,93	-425,59	-142,03	-350,60	-435,58	-15,50	-487,96	-676,08
Reihe 7/2	128,91	-324,69	-351,95	-157,88	-325,55	-409,67	-170,07	-325,45	-395,63	-1,49	-416,54	-499,84
Reihe 8/1	99,34	-389,23	-504,87	-132,52	-342,00	-441,85	-142,03	-348,68	-451,07	-15,50	-488,01	-676,97
Reihe 8/2	128,91	-323,55	-351,00	-157,88	-327,80	-391,97	-170,07	-331,70	-387,44	-1,49	-415,90	-499,71
Reihe 9/1	99,34	-389,30	-504,37	-132,52	-339,59	-431,68	-142,03	-346,88	-443,53	-15,50	-487,99	-676,68
Reihe 9/2	128,91	-324,62	-351,50	-157,88	-340,91	-401,17	-170,07	-349,33	-401,16	-1,49	-416,64	-495,58
Reihe 10/1	99,34	-389,31	-504,40	-132,52	-339,62	-433,84	-142,03	-346,92	-446,66	-15,50	-488,01	-676,30
Reihe 10/2	128,91	-324,63	-351,46	-157,88	-340,59	-400,97	-170,07	-346,62	-409,65	-1,49	-415,88	-495,78
Reihe 11/1	99,34	-389,35	-504,30	-132,52	-345,93	-425,59	-142,03	-350,60	-435,58	-15,50	-487,96	-676,08
Reihe 11/2	128,91	-324,69	-351,95	-157,88	-325,55	-409,67	-170,07	-325,45	-395,63	-1,49	-416,54	-499,84
Reihe 12/1	99,34	-389,35	-504,30	-132,52	-345,93	-425,59	-142,03	-350,60	-435,58	-15,50	-487,96	-676,08
Reihe 12/2	128,91	-324,69	-351,95	-157,88	-325,55	-409,67	-170,07	-325,45	-395,63	-1,49	-416,54	-499,84
Reihe 13/1	99,34	-389,35	-504,30	-132,52	-345,93	-425,59	-142,03	-350,60	-435,58	-15,50	-487,96	-676,08
Reihe 13/2	128,91	-324,69	-351,95	-157,88	-325,55	-409,67	-170,07	-325,45	-395,63	-1,49	-416,54	-499,84
Reihe 14/1	99,34	-389,31	-504,40	-132,52	-339,62	-433,84	-142,03	-346,92	-446,66	-15,50	-488,01	-676,30
Reihe 14/2	128,91	-324,63	-351,46	-157,88	-340,59	-400,97	-170,07	-346,62	-409,65	-1,49	-415,88	-495,78
Reihe 15/1	99,34	-389,31	-504,40	-132,52	-339,62	-433,84	-142,03	-346,92	-446,66	-15,50	-488,01	-676,30
Reihe 15/2	128,91	-324,63	-351,46	-157,88	-340,59	-400,97	-170,07	-346,62	-409,65	-1,49	-415,88	-495,78
Reihe 16/1	99,34	-389,31	-504,40	-132,52	-339,62	-433,84	-142,03	-346,92	-446,66	-15,50	-488,01	-676,30
Reihe 16/2	128,91	-324,63	-351,46	-157,88	-340,59	-400,97	-170,07	-346,62	-409,65	-1,49	-415,88	-495,78
Reihe 17/2	143,58	-343,77		-173,65	-496,19		-186,62	-502,71		2,70	-466,96	
Reihe 18/1	102,40	-381,52		-138,60	-525,73		-148,36	-419,01		-14,29	-536,86	
Reihe 18/2	143,58	-343,70		-173,65	-496,39		-186,62	-503,08		2,70	-467,02	
Reihe 19/1	102,40	-381,53		-138,60	-525,73		-148,36	-533,94		-14,29	-536,86	
Reihe 19/2	143,58	-343,70		-173,65	-496,39		-186,62	-503,08		2,70	-467,02	
Reihe 20/1	102,40	-381,52		-138,60	-525,73		-148,36	-533,93		-14,29	-536,86	
Reihe 20/2	143,58	-343,70		-173,65	-496,39		-186,62	-503,08		2,70	-467,02	
Reihe 21	306,25	-5,6E+03	-8,9E+03	-314,40	-5,4E+03	-9,1E+03	-340,18	-5,5E+03	-9,1E+08	74,92	-4,8E+03	-8,4E+03

Tab. 8-6: Biegemomente am Rahmensystem lt. ABAQUS-Berechnung [kNm]

Wie erwartet stellt sich in allen Berechnungen mit fortschreitender Branddauer ein immer größer werdendes negatives Zwangsmoment zufolge der Temperatureindringung ein. Ein Vergleich der Schnittgrößen bestätigt allerdings die in Kapitel 8.1.7.2 angestellten Vermutungen, dass die Richtigkeit der errechneten Schnittgrößen mit kleiner werdendem F_{DE}-Wert zunimmt.

An einem linear gerechneten Rahmen würde sich zufolge der allseitigen konstanten Temperaturlast ein am gesamten System negatives konstantes Zwangsmoment ergeben (vgl. Abb. 8-12). Demzufolge verschiebt sich bei linearer Berechnung der parabolische Momentenverlauf des Riegels nur um dieses Zwangsmoment.

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe 6/1	-96,19	-1268,26	-1518,27	-82,80	-376,16	-475,90	-141,92	-439,22	-529,83	-215,27	-1309,76	-1602,80
Reihe 6/2	-105,09	-422,97	-304,58	-88,95	-126,88	-149,27	-155,30	-177,94	-182,81	-234,81	-474,17	-333,07
Reihe 6/3a	-142,49	-157,29	-158,24	-119,41	-78,65	-169,05	-197,55	-151,24	-229,30	-313,27	-215,48	-201,75
Reihe 7/1	-96,26	-1268,26	-1520,70	-82,83	-379,85	-461,73	-141,91	-428,48	-525,37	-215,27	-1309,62	-1622,65
Reihe 7/2	-105,11	-428,44	-307,34	-88,88	-133,64	-207,98	-155,29	-143,71	-142,33	-234,83	-472,26	-346,37
Reihe 8/1	-96,26	-1267,39	-1524,55	-82,83	-368,29	-481,66	-141,91	-426,38	-551,95	-215,27	-1310,07	-1621,92
Reihe 8/2	-105,12	-424,07	-312,98	-88,88	-126,78	-172,84	-155,29	-173,74	-153,83	-234,83	-476,97	-342,64
Reihe 9/1	-96,26	-1267,51	-1516,40	-132,52	-363,59	-464,12	-141,91	-427,39	-550,43	-215,27	-1310,29	-1621,90
Reihe 9/2	-105,11	-434,73	-317,38	-88,89	-143,90	-173,24	-155,29	-180,20	-189,61	-234,83	-485,54	-317,20
Reihe 10/1	-96,26	-1267,53	-1516,73	-82,83	-363,52	-465,22	-141,91	-427,38	-560,10	-215,27	-1310,05	-1613,50
Reihe 10/2	-105,11	-434,16	-321,63	-88,89	-148,45	-157,02	-155,29	-167,78	-222,08	-234,83	-487,66	-317,74
Reihe 11/1	-96,26	-1268,26	-1520,70	-82,83	-379,85	-461,73	-141,91	-428,48	-525,37	-215,27	-1309,62	-1622,65
Reihe 11/2	-105,11	-428,44	-307,34	-88,88	-133,64	-207,98	-155,29	-143,71	-142,33	-234,83	-472,26	-346,37
Reihe 12/1	-96,26	-1268,26	-1520,70	-82,83	-379,85	-461,73	-141,91	-428,48	-525,37	-215,27	-1309,62	-1622,65
Reihe 12/2	-105,11	-428,44	-307,34	-88,88	-133,64	-207,98	-155,29	-143,71	-142,33	-234,83	-472,26	-346,37
Reihe 13/1	-96,26	-1268,26	-1520,70	-82,83	-379,85	-461,73	-141,91	-428,48	-525,37	-215,27	-1309,62	-1622,65
Reihe 13/2	-105,11	-428,44	-307,34	-88,88	-133,64	-207,98	-155,29	-143,71	-142,33	-234,83	-472,26	-346,37
Reihe 14/1	-96,26	-1267,53	-1516,73	-82,83	-363,52	-465,22	-141,91	-427,38	-560,10	-215,27	-1310,05	-1613,50
Reihe 14/2	-105,11	-434,16	-321,63	-88,89	-148,45	-157,02	-155,29	-167,78	-222,08	-234,83	-487,66	-317,74
Reihe 15/1	-96,26	-1267,53	-1516,73	-82,83	-363,52	-465,22	-141,91	-427,38	-560,10	-215,27	-1310,05	-1613,50
Reihe 15/2	-105,11	-434,16	-321,63	-88,89	-148,45	-157,02	-155,29	-167,78	-222,08	-234,83	-487,66	-317,74
Reihe 16/1	-96,26	-1267,53	-1516,73	-82,83	-363,52	-465,22	-141,91	-427,38	-560,10	-215,27	-1310,05	-1613,50
Reihe 16/2	-105,11	-434,16	-321,63	-88,89	-148,45	-157,02	-155,29	-167,78	-222,08	-234,83	-487,66	-317,74
Reihe 17/2	-107,96	-287,16		-92,04	-113,39		-164,03	-152,58		-243,27	-313,14	
Reihe 18/1	-96,94	-1075,49		-84,46	-376,09		-143,54	-533,93		-217,69	-1098,81	
Reihe 18/2	-107,96	-287,18		-92,04	-112,22		-164,03	-152,32		-243,27	-312,95	
Reihe 19/1	-84,46	-1075,60		-96,94	-376,09		-143,54	-419,03		-217,69	-1098,86	
Reihe 19/2	-107,96	-287,18		-92,04	-112,22		-164,03	-152,32		-243,27	-312,95	
Reihe 20/1	-96,94	-1075,50		-84,46	-376,08		-143,54	-418,99		-217,69	-1098,82	
Reihe 20/2	-107,96	-287,18		-92,04	-112,22		-164,03	-152,32		-243,27	-312,95	
Reihe 21	-150,51	-489,24	-138,02	-121,46	2,9E+03	1,6E+03	-244,58	2,8E+03	1,6E+08	-341,71	2734,47	1462,89

Tab. 8-7: Normalkräfte am Rahmensystem lt. ABAQUS-Berechnung [kN]

In allen Berechnungen der Reihen 6 bis 16 mit einem F_{DE}-Wert von 0,02 (Reihe x/1) wurde mit fortschreitender Branddauer in Riegelmitte ein betragsmäßig größeres negatives Moment als am Rahmeneck errechnet. Eine Plausibilitätskontrolle der Differenz dieser beiden Momente vor Brandbeginn mit dem Wert $(q*l^2)/8 = (38{,}0+12{,}5)*10^2/8 = 631{,}25$ kNm zeigt unzureichende Übereinstimmung.
Ein Vergleich derselben Reihen bei Dämpfung der dissipierten Bruchenergie mit dem Faktor 0,002 (Reihe x/2) zeigen in Riegelmitte keine betragsmäßige Überschreitung der Momente im Rahmeneck. Die Differenz der beiden Momente fällt jedoch zu gering aus. Demnach würde sich im Riegel ein annähernd konstanter Momentverlauf ergeben. Eine vor Brandbeginn geführte Plausibilitätskontrolle der Differenz der Momente in Riegelmitte und am Rahmeneck mit dem Wert $(q*l^2)/8 = 631{,}25$ kNm zeigt auch hier schlechte Übereinstimmung.
Bei Reihe6/3a (F_{DE}-Wert = 0,0002) wurde zu allen Zeitpunkten in Rieglmitte ein deutlich größeres Moment als am Rahmeneck errechnet. Der Vergleich der Differenz der beiden Momente vor Brandbeginn (510,56 kNm zeigt eine wesentlich bessere Übereinstimmung als bei Berechnungen mit höherem F_{DE}-Wert. Die verringerte Momentendifferenz lässt sich auf die Minderung der Querschnittssteifigkeit auf Grund des temperaturabhängigen, nichtlinearen Materialmodells zurückführen. Die Richtigkeit dieser Ergebnisse ist dennoch zu hinterfragen.

Die Auswertung der Reihen 17 bis 20 zeigt ein den Reihen 6 bis 16 ähnliches Verhalten. Die Momentenverläufe im Riegel machen bei allen F_{DE}-Werten einen qualitativ plausiblen

Eindruck. Aber auch hier ergibt die Differenz aus Riegel- und Rahmenmoment zu geringe Werte. Somit ist die Richtigkeit der Berechnungsergebnisse auf Grund fehlender Analysen mit geringern Stabilisationsfaktoren in Frage zu stellen.

Die lineare Berechnung der Reihe 21 mit temperaturunabhängigem, konstantem E-Modul zeigt vor Brandbeginn überzeugende Ergebnisse. Vor Brandbeginn liegt hier die Differenz der rückgerechneten Momente am Riegel bei 620,65 kNm und unterschreitet somit das Vergleichsmoment $(q*l^2)/8$ = 631,25 kNm um nur 1,7%. Dieser Fehler kann durchaus aus der Mittelung der Lamellenspannungen und –temperaturen herrühren und wird somit vernachlässigt. Die Schnittgrößen bei 60 min und 180 min Brand fallen viel zu hoch aus. Ursache sind extrem hohe Spannungen in den randnahen Bereichen der beflammten Seite. Diese resultieren aus der großen thermischen Dehnung und dem konstanten E-Modul bei 35000 N/mm², der in dieser Berechnungsreihe nicht durch die hohen Temperaturen beeinflusst wurde (vgl. Tab. 8-4). Reihe 21 eignet sich somit nur für Vergleiche mit Berechnungen, die die Systemanalyse vor Brandbeginn zum Inhalt haben.

8.1.7.4 Verformungen

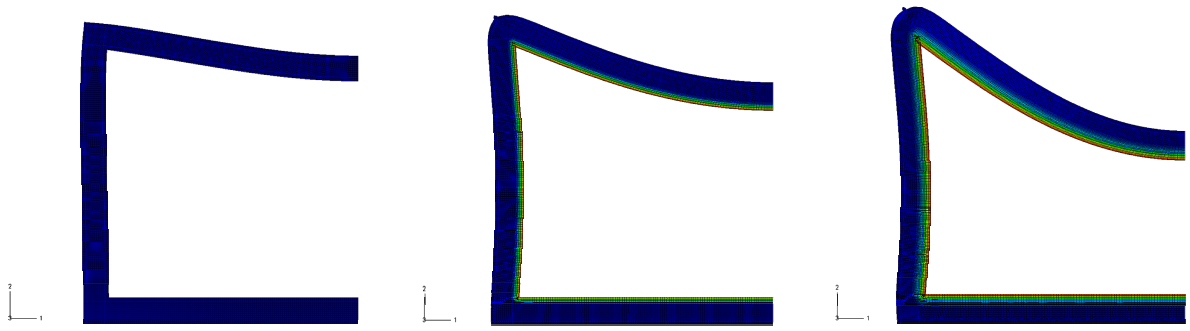


Abb. 8-9: Verformungen (Reihe 6/3a; FDE = 0,0002; Step 1 bis 3; Skalierungsfaktor 50)

Abb. 8-9 veranschaulicht nicht nur die Verformungen der Reihe 6/3a, die sich zu den Auswertungszeitpunkten einstellen, sondern sie stimmen mit den Verformungen aller anderen Berechnungen qualitativ überein. Das Umschlagen der Verformungen am Stiel vor Brandbeginn und während des Brandes lassen auf Rotation im Rahmeneck und die Entstehung eines plastischen Gelenkes schließen.

	Riegel: Mitte			Stiel (Maximalwerte)			Stiel (Minimumwerte)		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe 6/1	3,19	3,22	3,36	0,05	0,03	0,31	-0,22	-1,18	-3,67
Reihe 6/2	4,42	5,60	8,71	0,04	0,26	-0,31	-0,36	-2,75	-6,06
Reihe 6/3a	12,90	23,15	42,94	0,04	-1,05	-3,92	-1,26	-4,20	-7,94
Reihe 7/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,60
Reihe 7/2	4,43	5,60	8,76	0,04	0,29	-0,35	-0,36	-2,80	-6,03
Reihe 8/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,57
Reihe 8/2	4,43	5,59	8,71	0,04	0,29	-0,28	-0,36	-2,80	-6,10
Reihe 9/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,59
Reihe 9/2	4,43	5,61	8,71	0,04	0,26	-0,39	-0,36	-2,73	-6,03
Reihe 10/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,59
Reihe 10/2	4,43	5,61	8,73	0,04	0,26	-0,39	-0,36	-2,74	-6,04
Reihe 11/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,60
Reihe 11/2	4,43	5,60	8,76	0,04	0,29	-0,35	-0,36	-2,80	-6,03
Reihe 12/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,60
Reihe 12/2	4,43	5,60	8,76	0,04	0,29	-0,35	-0,36	-2,80	-6,03
Reihe 13/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,60
Reihe 13/2	4,43	5,60	8,76	0,04	0,29	-0,35	-0,36	-2,80	-6,03
Reihe 14/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,59
Reihe 14/2	4,43	5,61	8,73	0,04	0,26	-0,39	-0,36	-2,74	-6,04
Reihe 15/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,59
Reihe 15/2	4,43	5,61	8,73	0,04	0,26	-0,39	-0,36	-2,74	-6,04
Reihe 16/1	3,19	3,22	3,35	0,05	0,02	0,29	-0,22	-1,15	-3,59
Reihe 16/2	4,43	5,61	8,73	0,04	0,26	-0,39	-0,36	-2,74	-6,04
Reihe 17/2	4,34	5,30		0,06	-0,40		-0,37	-1,29	
Reihe 18/1	3,18	3,21		0,05	-0,02		-0,22	-0,77	
Reihe 18/2	4,34	5,30		0,06	-0,40		-0,37	-1,29	
Reihe 19/1	3,18	3,21		0,05	-0,02		-0,22	-0,77	
Reihe 19/2	4,34	5,30		0,06	-0,40		-0,37	-1,29	
Reihe 20/1	3,18	3,21		0,05	-0,02		-0,22	-0,77	
Reihe 20/2	4,34	5,30		0,06	-0,40		-0,37	-1,29	
Reihe 21	12,90	23,15	42,94	0,05	-2,17	-5,11	-0,82	-8,12	-13,91

Tab. 8-8: Verformung des Rahmensystems lt. ABAQUS-Berechnung [mm]

Tab. 8-8 hat die auf die ursprüngliche Lage bezogenen Verformungsanteile normal zur geometrischen Schwerlinie von Riegel und Stiel zum Inhalt. Positive Werte stellen hierbei stets eine Verformung zur Tunnelinnenseite, negative Werte zur Tunnelaußenseite dar.
Zusammenfassend lässt sich über die Verformungen sagen, dass Berechnungen bei gleichem Faktor zur Stabilisation der dissipierten Bruchenergie ähnliche bis nahezu gleiche Ergebnisse zur Folge haben. Während die Reduktion des F_{DE}-Wertes von 0,02 auf 0,002 nach 180 min Brand am Riegel „nur“ eine Vergrößerung der Durchbiegung um maximal 259% bewirkt, verursacht eine weitere Reduktion auf 0,0002 einen weiteren Anstieg der Verformung um maximal 493%.

8.2 Berechnung des Tunnelprofils mittels RSTAB 3D

Die Brandberechnung mit RSTAB erfolgt mit Hilfe der in Kapitel 6.2 beschriebenen Methode.

8.2.1 Allgemeines

Die mit ABAQUS modellierte Flächenlagerung (Abb. 8-2) wurde in RSTAB3D mit mehreren gleichmäßig über die gesamte Länge der Sohlplatte verteilten, horizontal verschieblichen Gleitlagern in Kombination mit einer über die gesamte Länge angesetzten, elastischen Bettung realisiert (Abb. 8-10).

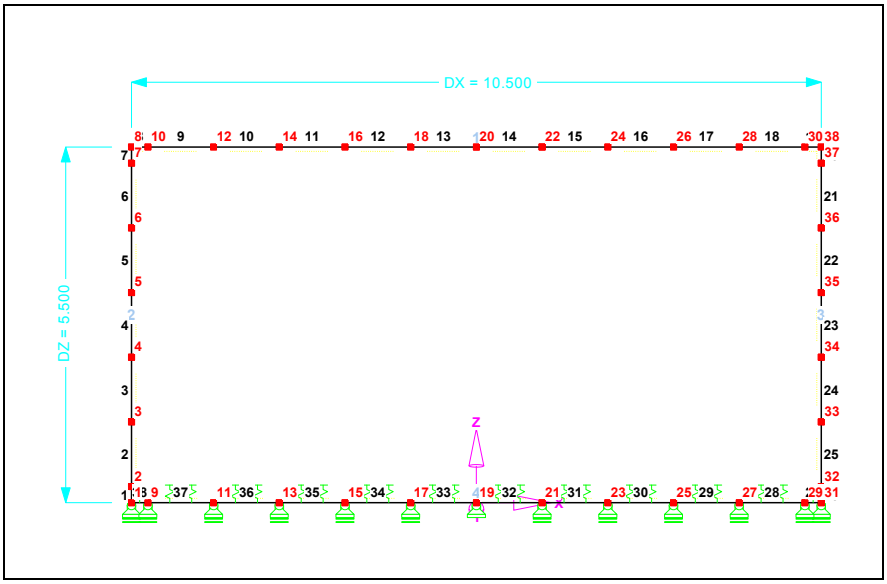


Abb. 8-10: Modellierung des Rahmensystems in RSTAB3D

Die Lasten wurden in drei Lastfällen auf das System aufgebracht:

- Lastfall 1: Eigengewicht
- Lastfall 2: Überschüttung und Erddruck
- Lastfall 3: äquivalente Temperaturbelastung, ermittelt nach Kapitel 6.2.2

- Lastfallkombination 1: LF 1 + LF 2 (für Berechnungen vor Brandbeginn)
- Lastfallkombination 2: LF 1 + LF 2 + LF 3 (für Berechnungen während des Brandes)

Die Berechnungsergebnisse werden für die Zeitpunkte vor Brandbeginn, einer Branddauer von 60 min und 180 min ausgewertet. Der Rahmenquerschnitt weist zu jedem der drei Zeitpunkte eine andere Steifigkeit auf. Daher werden die Ergebnisse für jeden Zeitpunkt mit einer eigenen Berechnung ermittelt.

Da die Vorgangsweise zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung, wie sie im Heft Straßenforschung 544 [2] beschrieben ist, einigen Interpretationsspielraum offen lässt, werden mehrere Vergleichsrechnungen durchgeführt (Tab. 8-9). Für die Berechnungen wurden die folgenden Parameter variiert:

- Querschnittswerte:
  Variante 1: Bruttoquerschnittswerte
  Variante 2: ideelle Querschnittswerte

- Wärmeausdehnungskoeffizient α_c:
  Variante 1: α_c = konstant = $1{,}0*10^{-5}$
  Variante 2: $\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$ $\varepsilon_c(\Theta)$ nach Gl. (3.3)

- Temperatureindringung:
  Variante 1: Temperatureindringung nach der standardisierten Temperatureindringkurve (Abb. 4-6)
  Variante 2: Temperatureindringung nach der ABAQUS Temperaturanalyse (Tab. 8-4)

- E-Modul:
  Variante 1: linearer Abminderung des E-Moduls nach Abb. 3-4
  Variante 2: aus den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Eurocodes [1] errechneter Sekantenmodul (Abb. 7-14)

	Branddauer	E-Modul	QS-Werte	α_c	Temperatur
Reihe A	0 min	Variante 1	Variante 1	---	---
Reihe B	60 min / 180 min	Variante 1	Variante 1	Variante 1	Variante 1
Reihe C	60 min / 180 min	Variante 1	Variante 2	Variante 1	Variante 1
Reihe D	60 min / 180 min	Variante 1	Variante 2	Variante 2	Variante 1
Reihe E	60 min / 180 min	Variante 1	Variante 2	Variante 2	Variante 2
Reihe F	0 min	Variante 2	Variante 1	---	---
Reihe G	60 min / 180 min	Variante 2	Variante 1	Variante 1	Variante 1
Reihe H	60 min / 180 min	Variante 2	Variante 2	Variante 1	Variante 1
Reihe I	60 min / 180 min	Variante 2	Variante 2	Variante 2	Variante 1
Reihe J	60 min / 180 min	Variante 2	Variante 2	Variante 2	Variante 2

Tab. 8-9: Übersicht über die RSTAB3D-Berechnung

Die Ermittlung der ideellen Querschnittswerte basiert auf dem n-Ziffer-Verfahren unter Vernachlässigung der Bewehrung. Als Bezugs-E-Modul wurde der Elastizitätsmodul bei 20 °C gewählt.

Die Auswertung der Schnittgrößen erfolgt an vier Rahmenquerschnitten:

- Im Bereich des Riegels: in Feldmitte
- Im Bereich des Riegels: am Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am oberen Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am unteren Rahmeneck

Um einen direkten Vergleich mit den ermittelten Schnittgrößen aus den ABAQUS-Berechnungen anstellen zu können, werden die Schnittgrößen nicht direkt am Rahmeneck sondern 25,0 cm vom Knoten entfernt ausgewertet.

Die zur Berechnung in RSTAB3D benötigten temperaturabhängigen Materialparameter für den Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen der Güte C40/50 sind in Tab. 8-10 und Tab. 8-11 ersichtlich.

	Branddauer 60 Minuten				Branddauer 180 Minuten			
Lamelle	T	$\alpha_c(\Theta)$ Variante 2	E-Modul Variante 1	E-Modul Variante 2	T	$\alpha_c(\Theta)$ Variante 2	E-Modul Variante 1	E-Modul Variante 2
	[°C]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°C]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
1	910,20	1,538E-05	0,0	180,4	1081,90	1,294E-05	0,0	36,7
2	510,50	1,464E-05	12.975,0	2.163,0	849,90	1,647E-05	0,0	273,5
3	319,20	1,078E-05	22.540,0	6.516,1	636,70	1,804E-05	6.665,0	938,7
4	201,10	9,035E-06	28.445,0	10.220,9	479,10	1,390E-05	14.545,0	2.688,3
5	140,20	8,168E-06	31.490,0	12.649,5	349,20	1,129E-05	21.040,0	5.613,9
6	111,02	7,662E-06	32.949,0	14.186,9	263,94	9,920E-06	25.303,0	8.151,2
7	90,66	7,204E-06	33.967,0	15.535,1	212,22	9,188E-06	27.889,0	9.804,7
8	70,30	6,553E-06	34.985,0	17.257,6	160,50	8,471E-06	30.475,0	11.741,7
9	50,18	5,471E-06	35.000,0	19.381,1	144,38	8,233E-06	31.281,0	12.452,9
10	30,06	3,033E-06	35.000,0	22.100,5	128,26	7,975E-06	32.087,0	13.241,8
11	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	113,44	7,709E-06	32.828,0	14.047,2
12	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	99,92	7,428E-06	33.504,0	14.860,6
13	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	86,40	7,088E-06	34.180,0	15.866,5
14	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	73,32	6,669E-06	34.834,0	16.978,3
15	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	60,24	6,095E-06	35.000,0	18.257,8
16	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	46,96	5,218E-06	35.000,0	19.770,4
17	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	33,48	3,649E-06	35.000,0	21.585,7
18	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
19	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
20	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
21	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
22	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
23	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
24	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0
25	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0

Tab. 8-10: temperaturabhängige Materialparameter zur RSTAB3D-Berechnung nach standardisierter Temperatureindringkurve

Lamelle	Branddauer 60 Minuten				Branddauer 180 Minuten			
	T	$\alpha_c(\Theta)$	E-Modul		T	$\alpha_c(\Theta)$	E-Modul	
		Variante 2	Variante 1	Variante 2		Variante 2	Variante 1	Variante 2
	[°C]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°C]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
1	1027,37	1,363E-05	0,0	75,6	1132,57	1,236E-05	0,0	16,0
2	589,81	1,670E-05	9.009,6	1.152,9	829,22	1,688E-05	0,0	307,9
3	334,68	1,104E-05	21.765,8	6.025,3	596,55	1,688E-05	8.672,5	1.097,0
4	193,36	8,929E-06	28.832,2	10.489,4	431,80	1,287E-05	16.909,8	3.600,5
5	112,88	7,698E-06	32.856,1	14.079,5	315,22	1,071E-05	22.738,8	6.652,1
6	67,12	6,422E-06	35.000,0	17.561,9	231,46	9,455E-06	26.927,0	9.139,4
7	42,12	4,768E-06	35.000,0	20.385,4	170,60	8,614E-06	29.969,8	11.330,6
8	29,46	2,909E-06	35.000,0	22.193,9	126,16	7,939E-06	32.191,8	13.350,8
9	23,62	1,391E-06	35.000,0	23.140,3	93,69	7,281E-06	33.815,7	15.308,1
10	21,21	5,249E-07	35.000,0	23.553,7	70,14	6,547E-06	34.993,1	17.272,8
11	20,35	1,626E-07	35.000,0	23.706,5	53,35	5,692E-06	35.000,0	19.012,1
12	20,08	4,501E-08	35.000,0	23.753,8	41,65	4,718E-06	35.000,0	20.448,1
13	20,01	1,510E-08	35.000,0	23.765,6	33,68	3,682E-06	35.000,0	21.556,1
14	20,00	9,566E-09	35.000,0	23.767,8	28,41	2,682E-06	35.000,0	22.358,3
15	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	25,01	1,819E-06	35.000,0	22.906,4
16	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	22,90	1,152E-06	35.000,0	23.262,0
17	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	21,62	6,867E-07	35.000,0	23.481,9
18	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,88	3,892E-07	35.000,0	23.612,2
19	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,46	2,121E-07	35.000,0	23.686,2
20	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,23	1,129E-07	35.000,0	23.726,6
21	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,11	5,997E-08	35.000,0	23.747,8
22	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,05	3,309E-08	35.000,0	23.758,5
23	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,02	2,007E-08	35.000,0	23.763,7
24	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,01	1,415E-08	35.000,0	23.766,0
25	20,00	9,200E-09	35.000,0	23.768,0	20,01	1,190E-08	35.000,0	23.766,9

Tab. 8-11: temperaturabhängige Materialparameter zur RSTAB3D-Berechnung nach ABAQUS Temperaturanalyse

8.2.2 Berechnung: Reihe A

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	vor Brandbeginn
Querschnitt:	Bruttoquerschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 35000 N/mm² (Variante 1)

Querschnittswerte:

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
z_S = 25,0 cm
(z_S gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A = 5000,0 cm²
I = 1041666,7 cm^4

Ergebnisse:

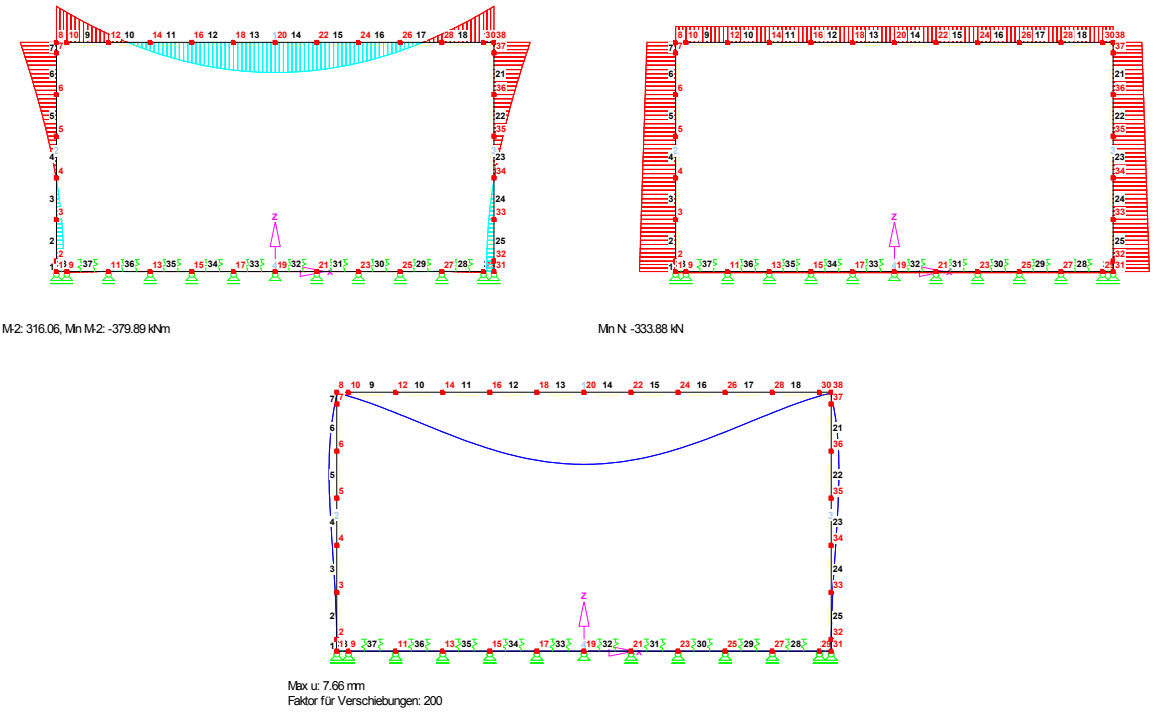


Abb. 8-11: qualitativer Verlauf der Ergebnisse von LK 1 der RSTAB-Berechnung an Reihe A
oben links: Momentenverlauf
oben rechts: Normalkraftverlauf
unten Durchbiegung

Tab. 8-13 bis Tab. 8-15 (ab S.82) beinhalten die numerischen Berechnungsergebnisse der Reihe A.

8.2.3 Berechnung: Reihe B

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	Bruttoquerschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
gemittelter E-Modul (60 min Brand):	E_m = 31694,04 N/mm² (Variante 1)
gemittelter E-Modul (180 min Brand):	E_m = 28385,24 N/mm² (Variante 1)

Der E-Modul wurde über den Berechnungsquerschnitt gemittelt.

Querschnittswerte (60 min & 180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
z_S = 25,0 cm
(z_S gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A = 5000,0 cm²
I = 1041666,7 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 4.361,63 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 27,523 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,752E-01 ‰
M(T)	= -691,42 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -104,714 °C	κ	= -2,094E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 7.708,60 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 54,314 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 5,431E-01 ‰
M(T)	= -625,07 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -105,701 °C	κ	= -2,114E+00 ‰/m

Lamelle$_j$	$z_{S,j}$ [m]	T [°C]	h_j [m]	$\alpha_{c,j}$ [1/K]	$f_{ck,j}(\Theta)/f_{ck}(20°C)$ [%]	$f_{ck,j}(\Theta)$ [kN/m²]	$E_j(\Theta)/E(20°C)$ [%]	$E_j(\Theta)$ [kN/m²]	$\varepsilon_{c,j}(\Theta)$ [-]	σ_j [kN/m²]	ΔM_j [kNm]
1	0,010	910,2	0,020	1,000E-05	7,59%	3036,8	0,00%	0	0,00890	0	0,00
2	0,030	510,5	0,020	1,000E-05	58,43%	23370,0	37,07%	12.975.000	0,00491	-23370	-102,83
3	0,050	319,2	0,020	1,000E-05	83,08%	33232,0	64,40%	22.540.000	0,00299	-33232	-132,93
4	0,070	201,1	0,020	1,000E-05	94,89%	37956,0	81,27%	28.445.000	0,00181	-37956	-136,64
5	0,090	140,2	0,020	1,000E-05	97,99%	39196,0	89,97%	31.490.000	0,00120	-37851	-121,12
6	0,110	111,0	0,020	1,000E-05	99,45%	39779,6	94,14%	32.949.000	0,00091	-29990	-83,97
7	0,130	90,7	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	97,05%	33.967.000	0,00071	-24001	-57,60
8	0,150	70,3	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	99,96%	34.985.000	0,00050	-17597	-35,19
9	0,170	50,2	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00030	-10563	-16,90
10	0,190	30,1	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00010	-3521	-4,23
11	0,210	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
12	0,230	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
13	0,250	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
14	0,270	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
15	0,290	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
16	0,310	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
17	0,330	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
18	0,350	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
19	0,370	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
20	0,390	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
21	0,410	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
22	0,430	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
23	0,450	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
24	0,470	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00
25	0,490	20,0	0,020	1,000E-05	100,00%	40000,0	100,00%	35.000.000	0,00000	0	0,00

Tab. 8-12: tabellarischer Berechnung der äquivalenten Temperaturbelastung am Beispiel von Reihe B nach einer Branddauer von 60 min

$$N(T) = -\sum_{j=1}^{25} \sigma_j \cdot h_j \cdot 1{,}0 \qquad \textbf{(8.1)}$$

$$M(T) = \sum_{j=1}^{25} \left(\sigma_j \cdot h_j \cdot 1{,}0\right) \cdot \left(z_S - z_{S,j}\right) = \sum_{j=1}^{25} \Delta M_j \qquad \textbf{(8.2)}$$

Die Vorzeichendefinitionen von N(T) und M(T) in Gl. (8.1) und (8.2) sind Abb. 6-1 zu entnehmen. Die Umrechnung in für RSTAB3D verwertbare Werte geschieht nach Gl. (6.1) bis (6.5).

Ergebnisse:

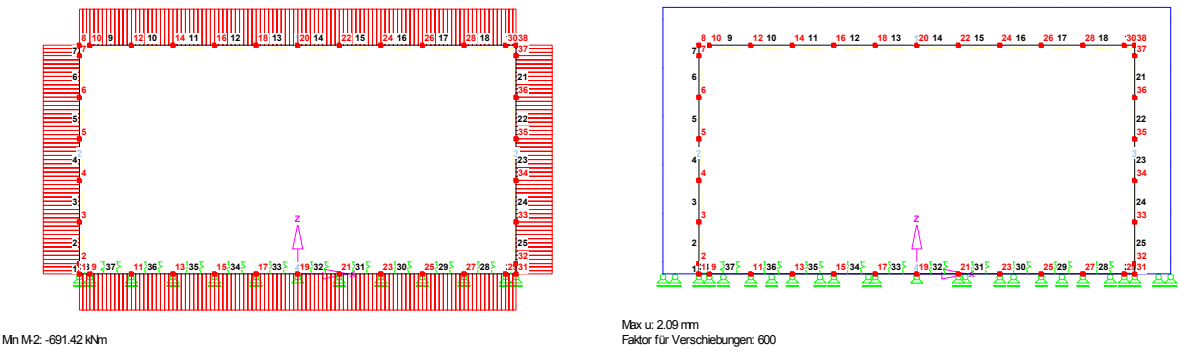


Abb. 8-12: qualitativer Verlauf der Ergebnisse vom LF 3 der RSTAB-Berechnung an Reihe B
links: Momentenverlauf
rechts: Durchbiegung

Wie Abb. 8-12 veranschaulicht, baut sich durch die am gesamten Rahmen konstante Biegesteifigkeit und die allseits wirkende Temperaturbelastung ein rundumlaufendes konstantes negatives Zwangsmoment ein. Dieses entspricht dem berechneten Wert M(T). Da sich der Rahmen ungehindert ausdehnen kann, stellt sich jedoch keine Normalkraftbeanspruchung ein. Somit ergibt sich Lastfallkombination 2 durch eine reine Parallelverschiebung des Momentenverlaufs aus Lastfallkombination 1 um M(T).

Tab. 8-13 bis Tab. 8-15 (ab S.82) beinhalten die numerischen Berechnungsergebnisse der Reihe B.

8.2.4 Berechnung: Reihe C

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 35000 N/mm² (Variante 1)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 27,26 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4527,7 cm²
I_i = 793402,3 cm^4

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 25,0 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4055,0 cm²
I_i = 607756,3 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 4.361,63 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 27,523 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,752E-01 ‰
M(T)	= -789,90 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -142,227 °C	κ	= -2,845E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 7.708,60 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 54,314 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 5,431E-01 ‰
M(T)	= -961,08 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -225,908 °C	κ	= -4,518E+00 ‰/m

8.2.5 Berechnung: Reihe D

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	$\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 35000 N/mm² (Variante 1)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 27,26 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4527,7 cm²
I_i = 793402,3 cm^4

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 29,36 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4055,0 cm²
I_i = 607756,3 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 3.682,45 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 23,237 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,324E-01 ‰
M(T)	= -693,91 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -124,943 °C	κ	= -2,499E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 6.585,67 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 46,402 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 4,640E-01 ‰
M(T)	= -896,36 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -210,695 °C	κ	= -4,214E+00 ‰/m

8.2.6 Berechnung: Reihe E

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	$\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach ABAQUS Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 35000 N/mm² (Variante 1)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 27,30 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4528,4 cm²
I_i = 785690,4 cm^4

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 28,92 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4178,4 cm²
I_i = 638227,5 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 2.565,90 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 16,189 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 1,619E-01 ‰
M(T)	= -524,53 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -95,372 °C	κ	= -1,907E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 4.500,87 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 30,776 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 3,078E-01 ‰
M(T)	= -755,93 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -169,202 °C	κ	= -3,384E+00 ‰/m

8.2.7 Berechnung: Reihe F

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	vor Brandbeginn
Querschnitt:	Bruttoquerschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 23767,98 N/mm² (Variante 2)

Querschnittswerte:

h = 50,0 cm	A = 5000,0 cm²
b = 100,0 cm	I = 1041666,7 cm^4
z_S = 25,0 cm	

(z_S gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

8.2.8 Berechnung: Reihe G

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	Bruttoquerschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
gemittelter E-Modul (60 min Brand):	E_m = 19068,43 N/mm² (Variante 2)
gemittelter E-Modul (180 min Brand):	E_m = 15058,15 N/mm² (Variante 2)

Der E-Modul wurde über den Berechnungsquerschnitt gemittelt.

Querschnittswerte (60 min & 180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
z_S = 25,0 cm
(z_S gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A = 5000,0 cm²
I = 1041666,7 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 2.121,40 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 22,250 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,225E-01 ‰
M(T)	= -339,56 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -85,475 °C	κ	= -1,710E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 3.690,01 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 49,010 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 4,901E-01 ‰
M(T)	= -309,17 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -98,552 °C	κ	= -1,971E+00 ‰/m

8.2.9 Berechnung: Reihe H

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	α_c = konst. = 1,0*10^{-5}
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 23767,98 N/mm² (Variante 2)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 27,26 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4011,4 cm²
I_i = 604249,6 cm^4

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 25,0 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 3167,7 cm²
I_i = 407986,1 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 2.121,40 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 22,250 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,225E-01 ‰
M(T)	= -435,29 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -151,545 °C	κ	= -3,031E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 3.690,01 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 49,010 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 4,901E-01 ‰
M(T)	= -588,79 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -303,594 °C	κ	= -6,072E+00 ‰/m

8.2.10 Berechnung: Reihe I

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	$\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach standardisierter Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 23767,98 N/mm² (Variante 2)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 29,51 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 4011,4 cm²
I_i = 604249,6 cm^4

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm
b = 100,0 cm
$z_{S,i}$ = 32,58 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

A_i = 3167,7 cm²
I_i = 407986,1 cm^4

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 1.910,57 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 20,039 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,004E-01 ‰
M(T)	= -414,43 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -144,282 °C	κ	= -2,886E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 3.373,55 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 44,807 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 4,481E-01 ‰
M(T)	= -604,28 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -311,578 °C	κ	= -6,232E+00 ‰/m

8.2.11 Berechnung: Reihe J

Grundlagen der Berechnung:

Berechnungszeitpunkt:	nach 60 min & 180 min Brand
Querschnitt:	ideelle Querschnittswerte
Wärmeausdehnungskoeffizient:	$\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$
Temperaturverteilung im Querschnitt:	nach ABAQUS Temperatureindringkurve
E-Modul:	E = 23767,98 N/mm² (Variante 1)

Querschnittswerte (60 min Brand):

h = 50,0 cm A_i = 4166,1 cm²
b = 100,0 cm I_i = 635973,3 cm^4
$z_{S,i}$ = 28,97 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

Querschnittswerte (180 min Brand):

h = 50,0 cm A_i = 3542,0 cm²
b = 100,0 cm I_i = 454886,1 cm^4
$z_{S,i}$ = 31,54 cm
($z_{S,i}$ gemessen vom tunnelinnenseitigen, beflammten Querschnittsrand)

Äquivalente Temperaturbelastung (60 min Brand)

N(T)	= 1.348,91 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 13,623 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 1,362E-01 ‰
M(T)	= -302,62 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -100,100 °C	κ	= -2,002E+00 ‰/m

Äquivalente Temperaturbelastung (180 min Brand)

N(T)	= 2.419,00 kN	$\Delta T_{glm.}$	= 28,734 °C	$\varepsilon_{glm.}$	= 2,873E-01 ‰
M(T)	= -488,53 kNm	$\Delta T_{unglm.}$	= -225,928°C	κ	= -4,519E+00 ‰/m

8.2.12 Auswertung der RSTAB3D-Berechnungen

8.2.12.1 Schnittgrößen

Wie in Kapitel 8.2.1 erwähnt wurde, wurden die Schnittgrößen der Rahmenecken nicht direkt am Knoten, sondern 25,0 cm vom Knoten entfernt ausgewertet. Dies ermöglicht einen einfacheren Vergleich mit den Ergebnissen der ABAQUS-Analysen.

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe A	316,06			-315,19			-343,69			74,79		
Reihe B	316,06	-375,36	-309,01	-315,19	-1006,61	-940,26	-343,69	-1035,11	-968,76	74,79	-616,63	-550,28
Reihe C	316,06	-473,94	-645,19	-315,19	-1105,19	-1276,44	-343,69	-1133,67	-1304,91	74,79	-714,86	-885,84
Reihe D	316,06	-377,94	-580,47	-315,19	-1009,19	-1211,72	-343,69	-1037,68	-1240,19	74,79	-618,87	-821,12
Reihe E	316,06	-208,57	-440,02	-315,19	-839,82	-1072,17	-343,69	-868,31	-1099,75	74,79	-449,48	-680,71
Reihe F	316,06			-315,19			-343,69			74,79		
Reihe G	316,06	-23,20	6,89	-315,19	-654,74	-624,36	-343,69	-683,24	-652,86	74,79	-264,76	-234,38
Reihe H	316,06	-119,40	-272,96	-315,19	-750,65	-904,21	-343,69	-779,12	-932,67	74,79	-360,06	-513,39
Reihe I	316,06	-98,51	-288,44	-315,19	-729,79	-919,69	-343,69	-758,26	-948,16	74,79	-339,20	-528,88
Reihe J	316,06	13,28	-172,70	-315,19	-617,97	-803,95	-343,69	-646,44	-832,42	74,79	-227,40	-413,13

Tab. 8-13: Biegemomente am Rahmensystem lt. RSTAB3D-Berechnung [kNm]

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe A	-146,46			-146,46			-268,25			-330,75		
Reihe B - E	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-268,25	-268,25	-268,25	-330,75	-330,75	-330,75
Reihe F	-146,46			-146,46			-268,25			-330,75		
Reihe G - J	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-146,46	-268,25	-268,25	-268,25	-330,75	-330,75	-330,75

Tab. 8-14: Normalkräfte am Rahmensystem lt. RSTAB3D-Berechnung [kN]

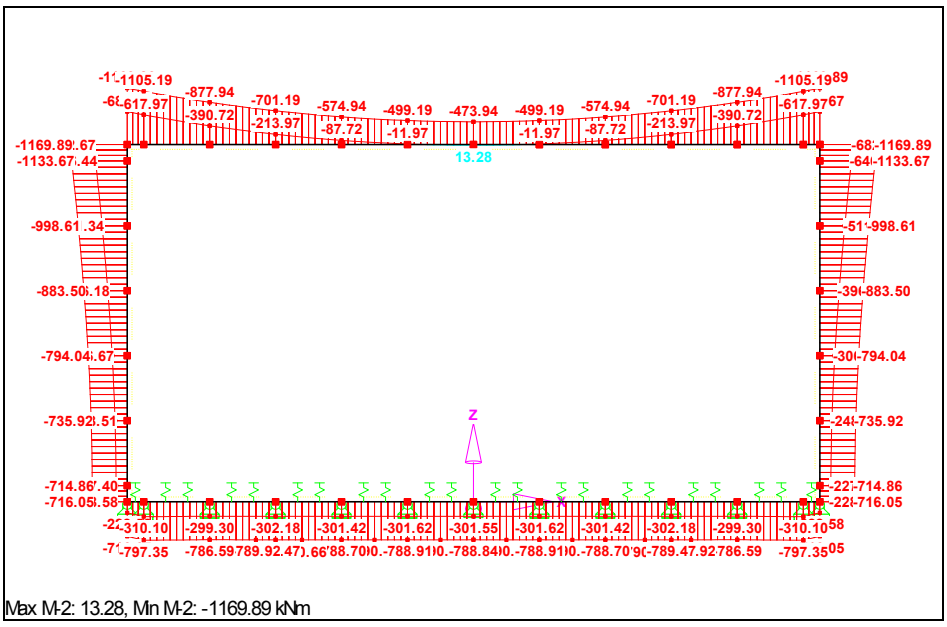


Abb. 8-13: Einhüllende der Biegemomente aller Reihen zufolge der Lastfallkombination 2 nach einer Branddauer von 60 Minuten

Wie Tab. 8-13 zeigt, weisen die berechneten Biegemomente aller Reihen eine enorme Streuung auf. Da sich die Reihen D, E, I und J sowohl auf ideelle Querschnittswerte und einen temperaturabhängigen Wärmeausdehnungskoeffizienten beziehen, stellen sie somit eine genauere Berechnung dar. Aber auch unter den vier genannten Berechnungsreihen ergeben sich sehr unterschiedliche Ergebnisse.
Interessant ist die Tatsache, dass sich bei einem Vergleich von Reihe D mit Reihe E, alleine durch die Wahl der an sich gut korrelierenden Temperatureindringkurven, wesentliche Unterschiede bei den errechneten Biegemomenten ergeben. So weichen die Biegemomente der beiden Reihen nach 60 min Brand im Mittel um 26,3% voneinander ab. Nach einer Branddauer von 180 Minuten fällt der Unterschied zwar geringer aus, liegt aber immer noch bei 16,0%. Die Reihen I und J weisen sogar noch höhere Abweichungen untereinander auf.

8.2.12.2 Verformungen

	Riegel: Mitte			Stiel		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe A	7,66			-0,82		
Reihe B	7,66	6,94	6,45	-0,82	-2,35	-3,87
Reihe C	7,66	8,51	10,08	-0,82	-2,53	-4,28
Reihe D	7,66	8,75	10,51	-0,82	-2,31	-3,86
Reihe E	7,66	9,23	10,75	-0,82	-1,95	-2,97
Reihe F	11,27			-1,21		
Reihe G	11,27	12,83	15,10	-1,21	-2,68	-4,49
Reihe H	11,27	18,13	25,92	-1,21	-3,28	-5,71
Reihe I	11,27	18,25	26,16	-1,21	-3,16	-5,49
Reihe J	11,27	17,64	24,09	-1,21	-2,72	-4,32

Tab. 8-15: maximale Verformungsanteile normal zur Stabachse von Riegel und Stiel des Rahmensystems lt. RSTAB3D-Berechnung [mm]

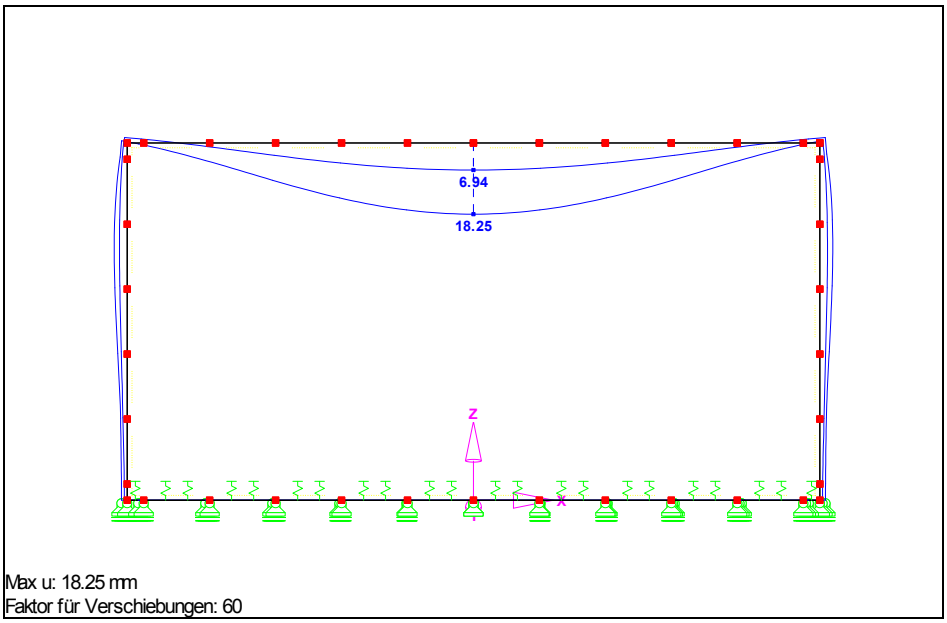


Abb. 8-14: Einhüllende der Verformungen aller Reihen zufolge der Lastfallkombination 2 nach einer Branddauer von 60 Minuten

Tab. 8-15 hat die auf die ursprüngliche Lage bezogenen maximalen Verformungsanteile normal zur Stabachse von Riegel und Stiel zum Inhalt. Positive Werte stellen hierbei stets eine Verformung zur Tunnelinnenseite, negative Werte zur Tunnelaußenseite dar.
Die Unterschiede der berechneten Durchbiegungen resultieren in erster Linie durch die unterschiedlichen Biegesteifigkeiten der Systeme und zeigen annähernd einheitliche Ergebnisse. Der große Unterschied zwischen den Reihen B bis E und G bis J sind auf die Ermittlung des E-Moduls zurückzuführen.

8.3 Berechnung des Tunnelprofils mittels Stab2D-NL

8.3.1 Allgemeines

Die mit ABAQUS modellierte Flächenlagerung (Abb. 8-2) wurde in Stab2D-NL mit mehreren über die gesamte Länge der Sohlplatte verteilten, horizontal verschieblichen Gleitlagern in Kombination mit einer über die gesamte Länge angesetzten elastischen Bettung realisiert (Abb. 8-10).

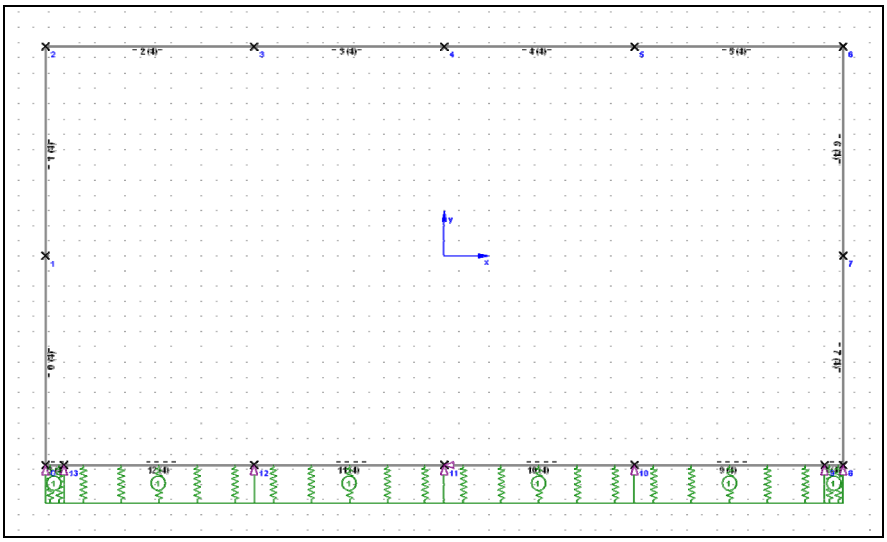


Abb. 8-15: Modellierung des Rahmensystems in Stab2D-NL

Die Lasten wurden in drei Lastfällen auf das System aufgebracht:

- Lastfall 1: Eigengewicht
- Lastfall 2: Überschüttung und Erddruck
- Lastfall 3: äquivalente Temperaturbelastung, ermittelt nach Kapitel 6.2.2

- Lastfallkombination 1: LF 1 + LF 2 (für Berechnungen vor Brandbeginn)
- Lastfallkombination 2: LF 1 + LF 2 + LF 3 (für Berechnungen während des Brandes)

Die Berechnungsergebnisse werden für die Zeitpunkte vor Brandbeginn, einer Branddauer von 60 min und 180 min ausgewertet. Der Rahmenquerschnitt weist zu jedem der drei Zeitpunkte eine andere Steifigkeit auf. Daher werden die Ergebnisse eines jeden Zeitpunktes mit einer eigenen Berechnung ermittelt.

Das System wurde mit Stab2D-NL in folgenden Varianten gerechnet:

- Temperatureindringung nach der standardisierten Temperatureindringkurve (Abb. 4-6) → Reihe I-NL
- Temperatureindringung lt. der mit ABAQUS ermittelten Temperaturverteilung → Reihe J-NL

Der verwendete Querschnitt wurde mitsamt der Bewehrung mit INCA2 modelliert und im Anschluss in die Stab2D-NL Berechnung übernommen. Für die Berechnung wurde der Querschnitt, entsprechend der in ABAQUS verwendeten Netzweite von 2 cm, ebenfalls in 2 cm hohe Lamellen unterteilt. Entsprechend der vorherrschenden Lamellentemperatur lt. verwendeter Temperatureindringkurve, wurden jeder Lamelle die zugehörigen Materialparameter zugewiesen. Es ist somit jeder Lamelle ein eigener „Baustoff" zuzuordnen. Obwohl Stab2D-NL die Möglichkeiten zur Definition nichtlinearer Arbeitslinien anhand integriertem Formelwerk bietet, wurden die Arbeitslinien in, zum Materialmodell in ABAQUS ähnlicher Weise, tabellarisch eingegeben.

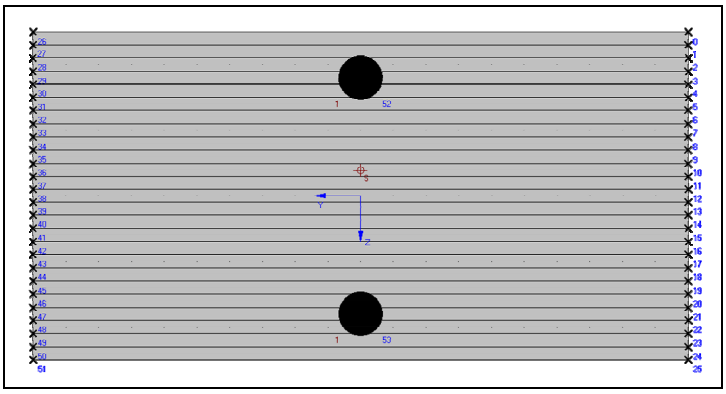


Abb. 8-16: zur Berechnung des Rahmens mit Stab2D-NL verwendeter INCA2 Querschnitt

Für die Berechnungen, wurden die folgenden Materialparameter gewählt:

- Wärmeausdehnungskoeffizient α_c zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung → $\alpha_c(\Theta) = \varepsilon_c(\Theta)/\Theta$ $\varepsilon_c(\Theta)$ nach Gl. (3.3)

- Sekanten-E-Modul aus den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Eurocodes [1] (Abb. 7-14)

Die mit Stab2D-NL durchgeführten Berechnungen stellen somit eine nichtlineare Variante der beiden mit RSTAB3D berechneten Reihen I und J dar, und werden somit durch die Endung "NL" gekennzeichnet. Da die für die Brandberechnung der Vergleichsrechnungen Reihe I-NL und Reihe J-NL benötigten äquivalenten Temperaturbelastungen ebenfalls denen von Reihe I und Reihe J entsprechen, wird für die Werte $\Delta T_{glm.}$ und $\Delta T_{unglm.}$ sowie $\varepsilon_{glm.}$ und κ auf die Kapitel 8.2.10 und 8.2.11 verwiesen.
Die Schnittgrößen vor Brandbeginn wurden in einer eigenen Berechnung mit Materialparametern zufolge der Ausgangstemperatur von 20 °C ermittelt.

Die zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung benötigten temperaturabhängigen Materialparameter für den Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen der Güte C40/50 sind in Tab. 8-10 und Tab. 8-11 (E-Modul: Variante 2) ersichtlich.
Da bei den ABAQUS-Berechnungen stets mit einer Betonstahltemperatur von 20 °C gerechnet wurde (vgl. Kapitel 8.1.7.1), werden der Bewehrung auch in den Stab2D-NL-Berechnungen die Materialeigenschaften bei 20 °C zugewiesen. Dies garantiert im Anschluss eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander.

Die Auswertung der Schnittgrößen erfolgt wieder an den vier Rahmenquerschnitten:

- Im Bereich des Riegels: in Feldmitte
- Im Bereich des Riegels: am Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am oberen Rahmeneck
- Im Bereich des Stiels: am unteren Rahmeneck

8.3.2 Auswertung der Stab2D-NL-Berechnungen

8.3.2.1 Schnittgrößen

Um einen direkten Vergleich mit den ermittelten Schnittgrößen aus den ABAQUS-Berechnungen anstellen zu können, werden die Schnittgrößen nicht direkt am Rahmeneck sondern 25,0 cm vom Knoten entfernt ausgewertet.

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe I-NL	307,80	143,09	-16,12	-327,95	-493,83	-655,04	-354,64	-524,61	-685,84	108,94	-138,62	-295,04
Reihe J-NL	307,80	198,02	65,77	-327,95	-438,55	-572,24	-354,64	-470,11	-602,47	108,94	-100,30	-203,21

Tab. 8-16: Biegemomente am Rahmensystem lt. Stab2D-NL-Berechnung [kNm]

	Riegel: Mitte			Riegel: Rahmeneck			Stiel: oberes Rahmeneck			Stiel: unteres Rahmeneck		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe I-NL	-155,34	-139,84	-140,79	-154,00	-137,83	-138,00	-268,74	-268,96	-269,09	-330,75	-330,75	-330,75
Reihe J-NL	-155,34	-136,60	-142,49	-154,00	-134,68	-140,16	-268,74	-268,91	-269,10	-330,75	-330,75	-330,75

Tab. 8-17: Normalkräfte am Rahmensystem lt. Stab2D-NL-Berechnung [kN]

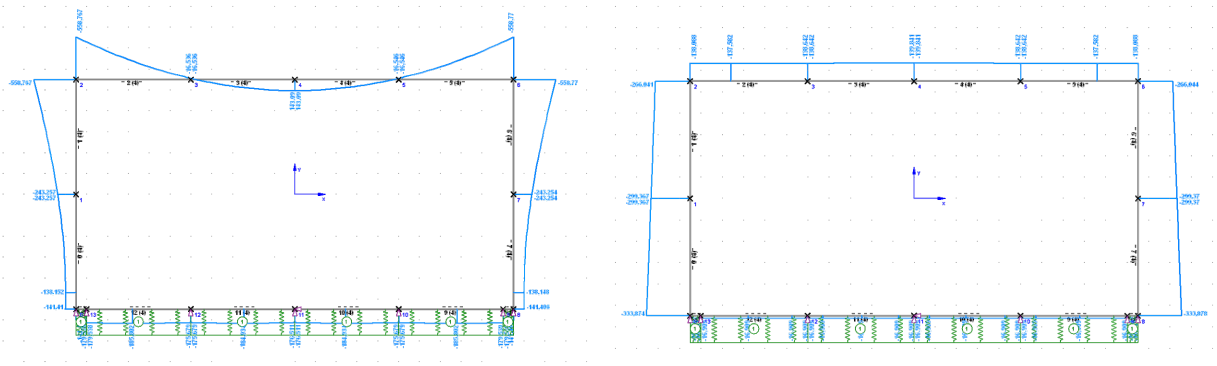


Abb. 8-17: Schnittgrößenverlauf der Reihe I-NL zufolge der Lastfallkombination 2 nach einer Branddauer von 60 Minuten
links: Momentenverlauf
rechts: Normalkraftverlauf

Tab. 8-16 und Tab. 8-17 beinhalten die ermittelten Schnittgrößen der Reihen I-NL und J-NL. Ähnlich den ermittelten Werten der RSTAB3D-Berechnungen zeigt sich auch hier, dass sich alleine durch die Wahl der an sich gut korrelierenden Temperatureindringkurven, wesentliche Unterschiede bei den errechneten Biegemomenten ergeben. So weichen die Biegemomente der beiden Reihen I-NL und J-NL nach 60 min Brand im Mittel um 21,90% voneinander ab.

Bei einem genauen Vergleich der Schnittgrößen während des Brandes mit jenen vor Brandbeginn fällt auf, dass das entstehende Zwangsmoment nicht an jedem der vier betrachteten Querschnitte gleich groß ist. Durch die Rissbildung und die damit verbundenen Querschnittsminderungen und die geringere Querschnittssteifigkeit entzieht sich das System den Zwangsmomenten aus der Temperaturbelastung. Nach 180 min Brand hat sich zum Beispiel bei Reihe I-NL das Temperaturmoment an den unteren Rahmenecken um 33,15% und an den übrigen Querschnitten im Schnitt um 59,7% abgebaut.

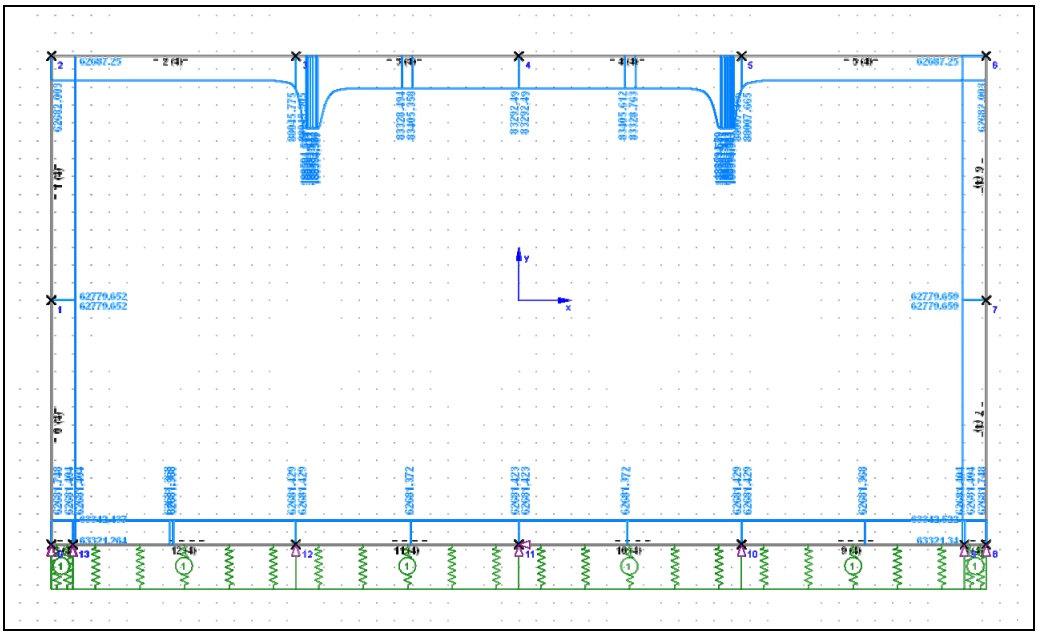


Abb. 8-18: Verlauf der Biegesteifigkeit BII nach Belastung (Reihe I-NL, 60 min Brand, LK2)

8.3.2.2 Verformungen

	Riegel: Mitte			Stiel		
Branddauer	**0 min**	**60 min**	**180 min**	**0 min**	**60 min**	**180 min**
Reihe I-NL	28,57	37,96	50,04	-3,72	-6,50	-8,79
Reihe J-NL	28,57	36,19	44,37	-3,72	-6,11	-7,66

Tab. 8-18: maximale Verformungsanteile normal zur Stabachse von Riegel und Stiel des Rahmensystems lt. RSTAB3D-Berechnung [mm]

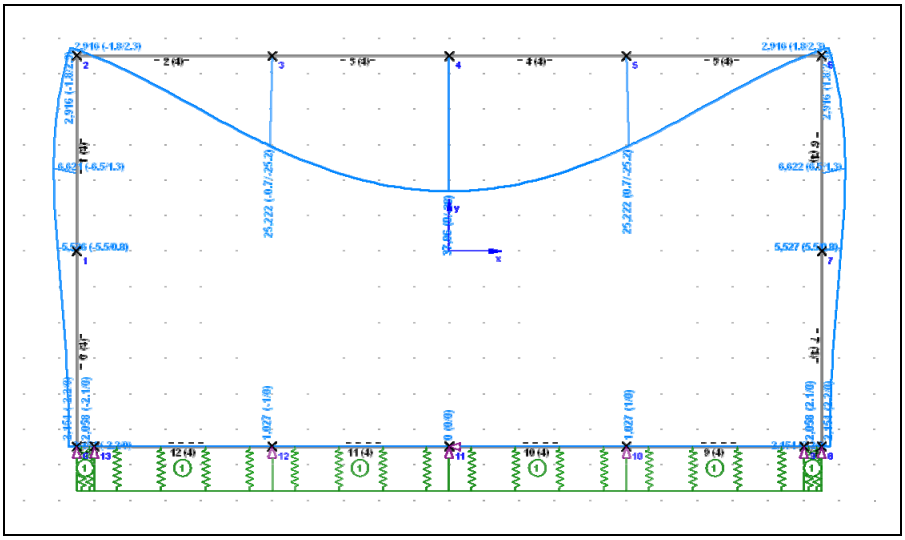


Abb. 8-19: Verformungen der Reihe I-NL zufolge der Lastfallkombination 2 nach einer Branddauer von 60 Minuten

Tab. 8-18 hat die auf die ursprüngliche Lage bezogenen maximalen Verformungsanteile normal zur Stabachse von Riegel und Stiel zum Inhalt. Positive Werte stellen hierbei stets eine Verformung zur Tunnelinnenseite, negative Werte zur Tunnelaußenseite dar.

9 Programmübergreifender Vergleich der Berechnungsergebnisse

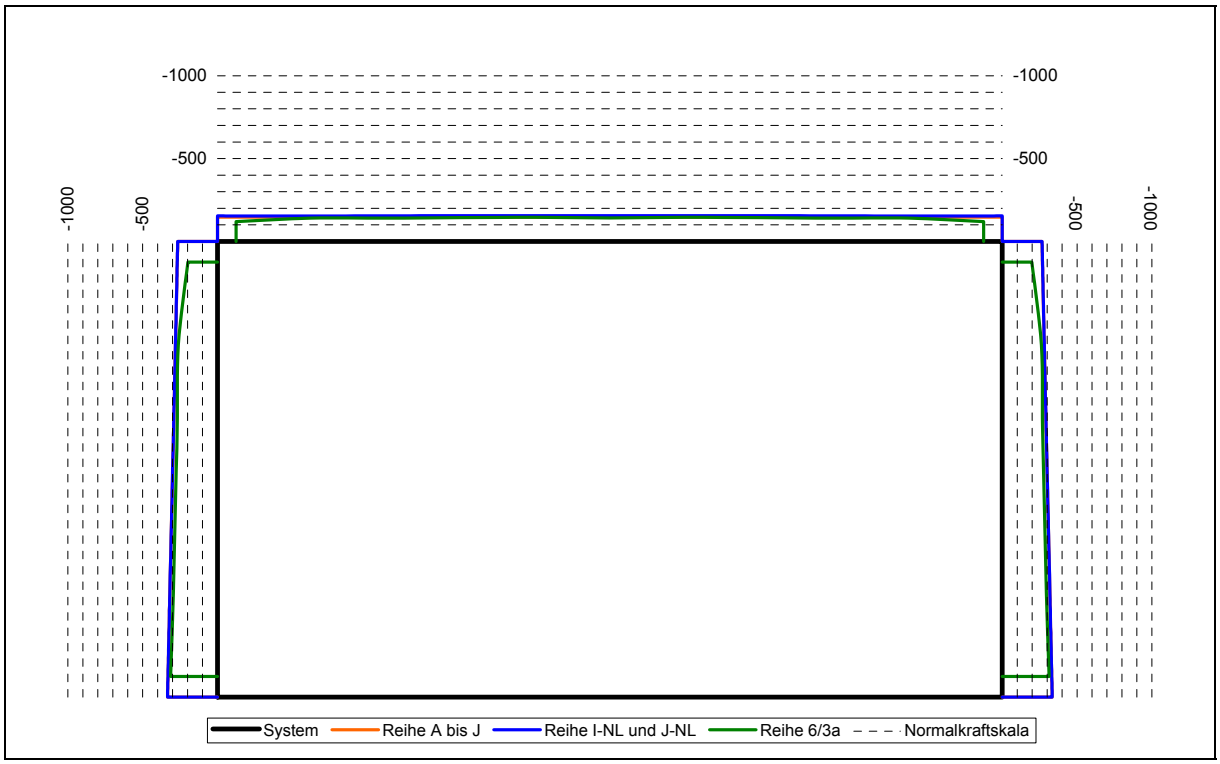


Abb. 9-1: Vergleich der Normalkraftverläufe [kN] am Rahmen vor Brandbeginn Schrittweite der Normalkraftskala = 100 kN

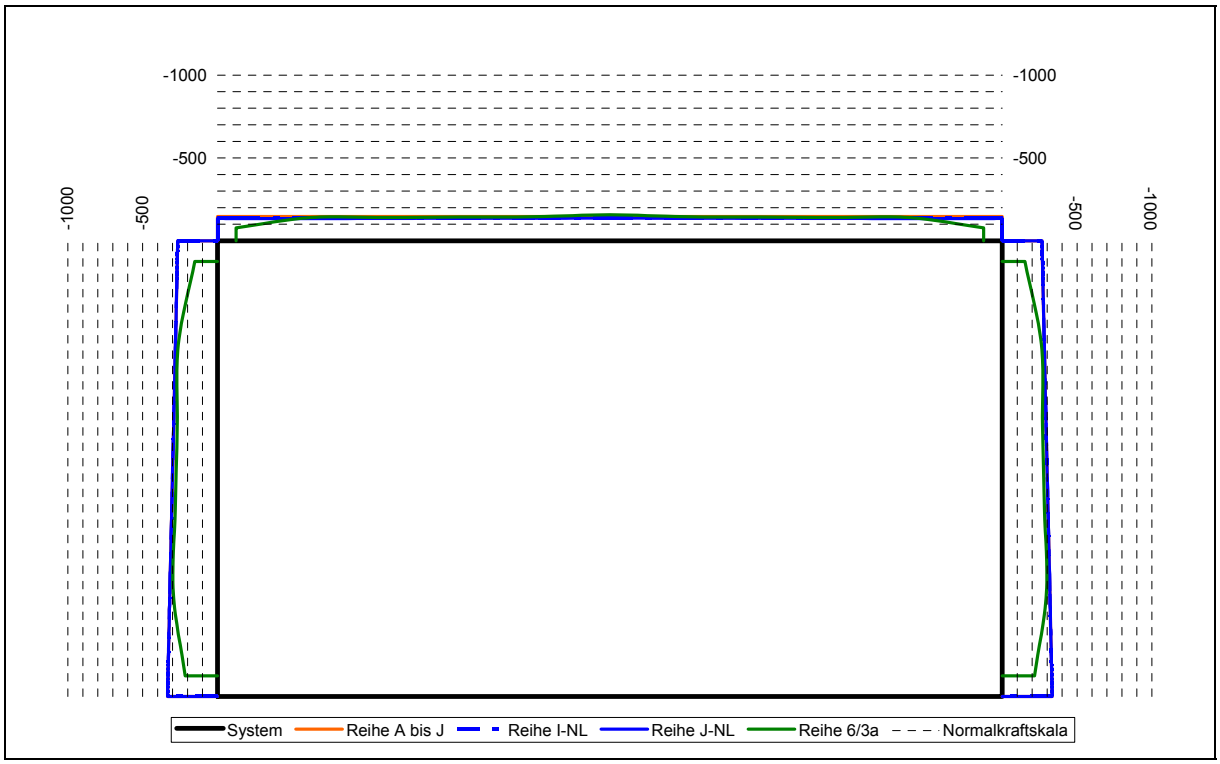


Abb. 9-2: Vergleich der Normalkraftverläufe [kN] am Rahmen nach einer Branddauer von 60 min Schrittweite der Normalkraftskala = 100 kN

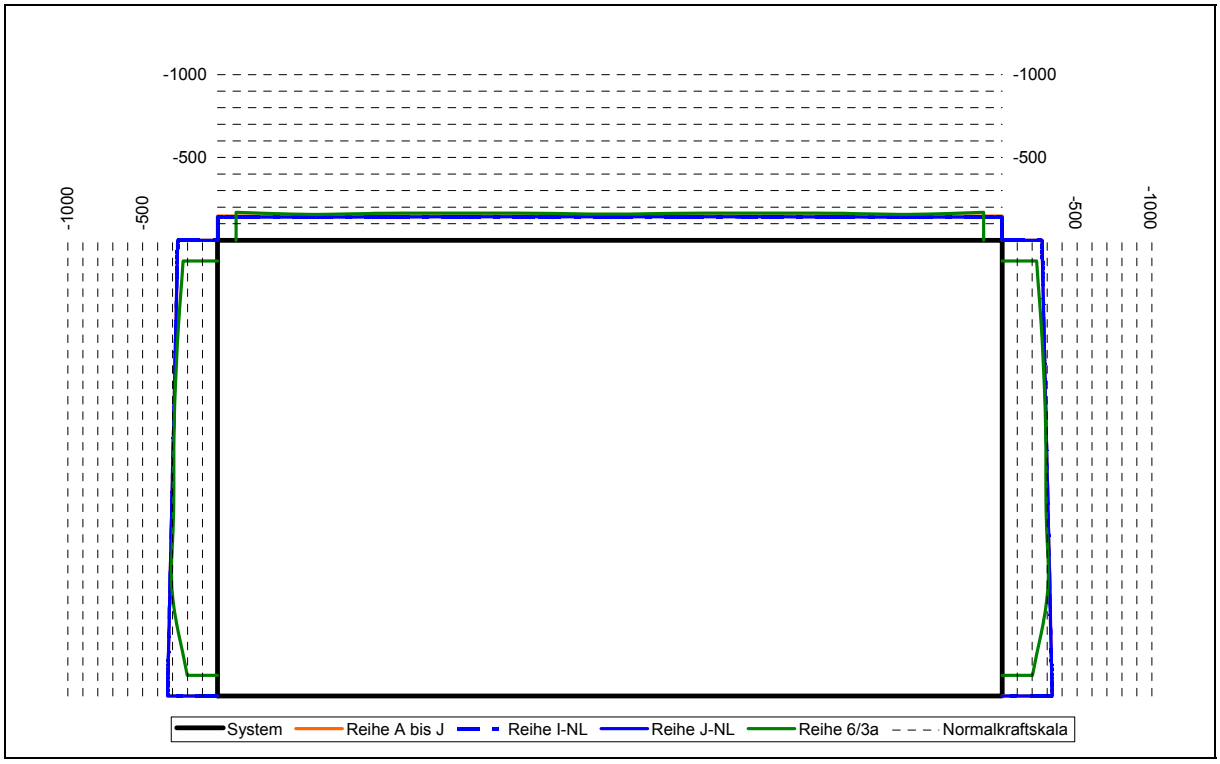


Abb. 9-3: Vergleich der Normalkraftverläufe [kN] am Rahmen nach einer Branddauer von 180 min Schrittweite der Normalkraftskala = 100 kN

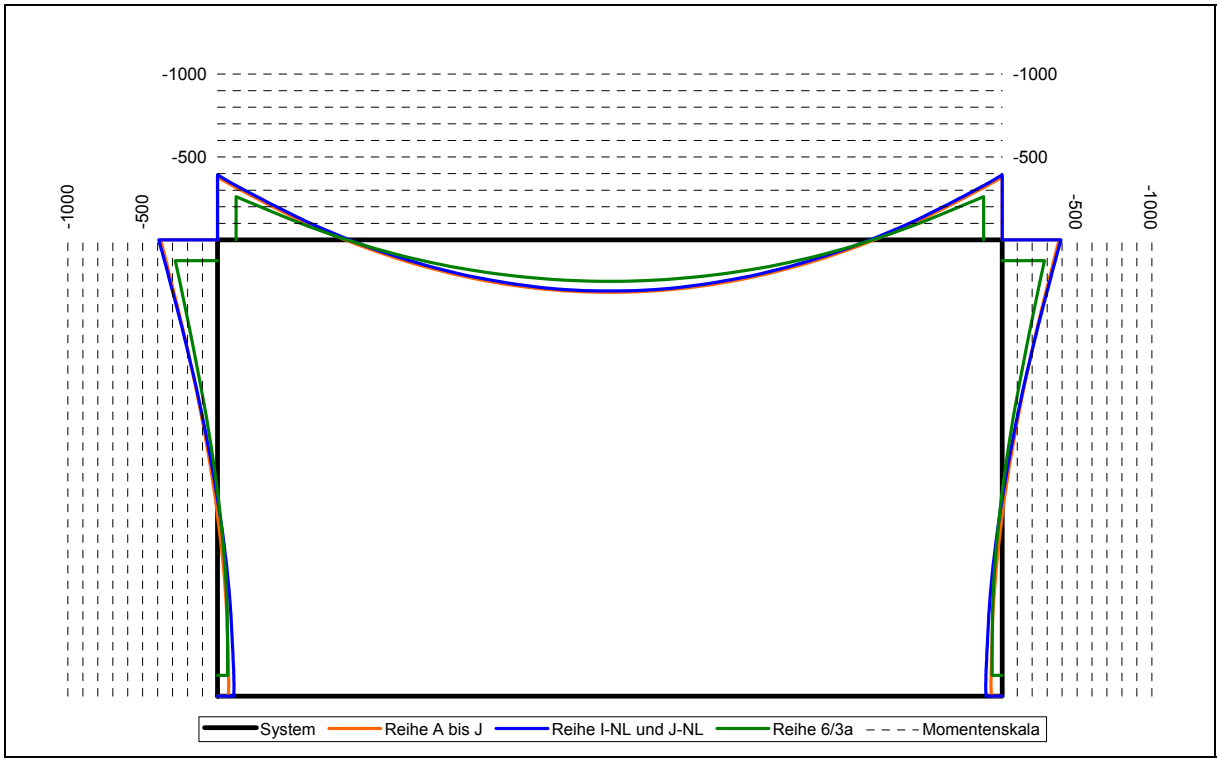


Abb. 9-4: Vergleich der Momentenverläufe [kNm] am Rahmen vor Brandbeginn Schrittweite der Momentenskala = 100 kNm

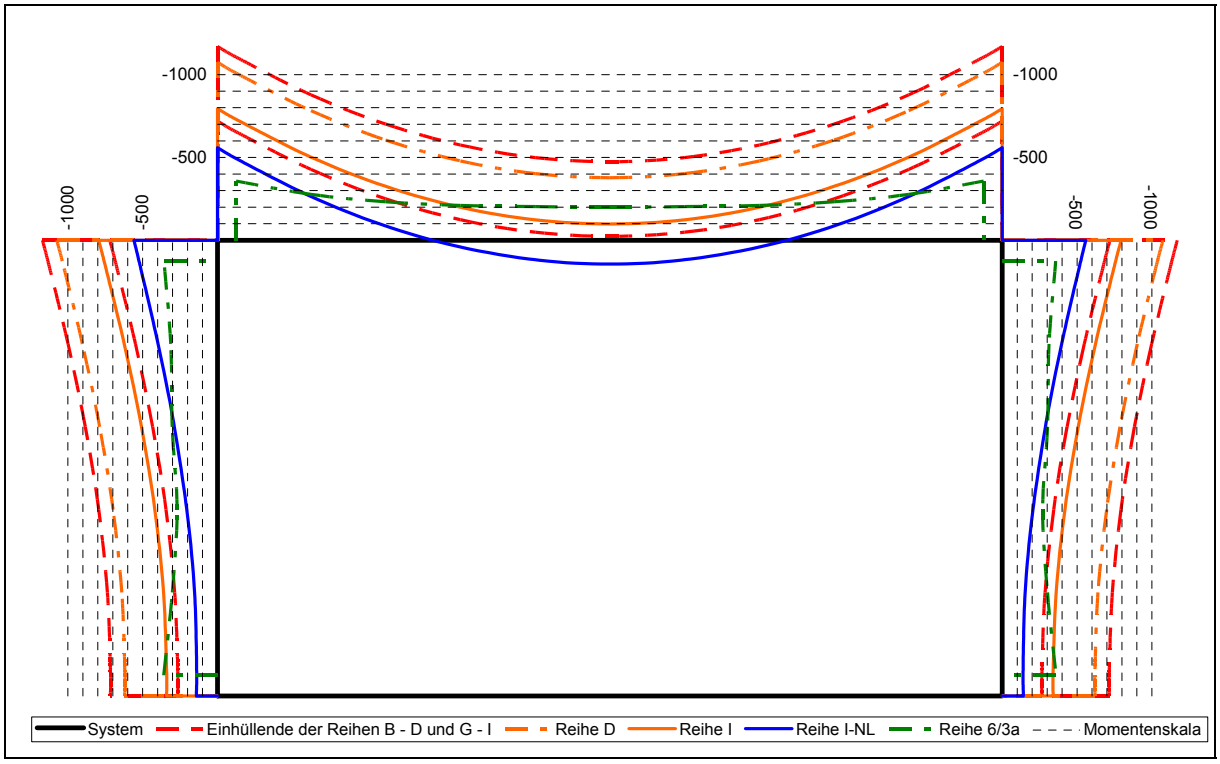


Abb. 9-5: Vergleich der Momentenverläufe [kNm] am Rahmen nach einer Branddauer von 60 min Temperatureindringung lt. standardisierter Temperatureindringkurve Schrittweite der Momentenskala = 100 kNm

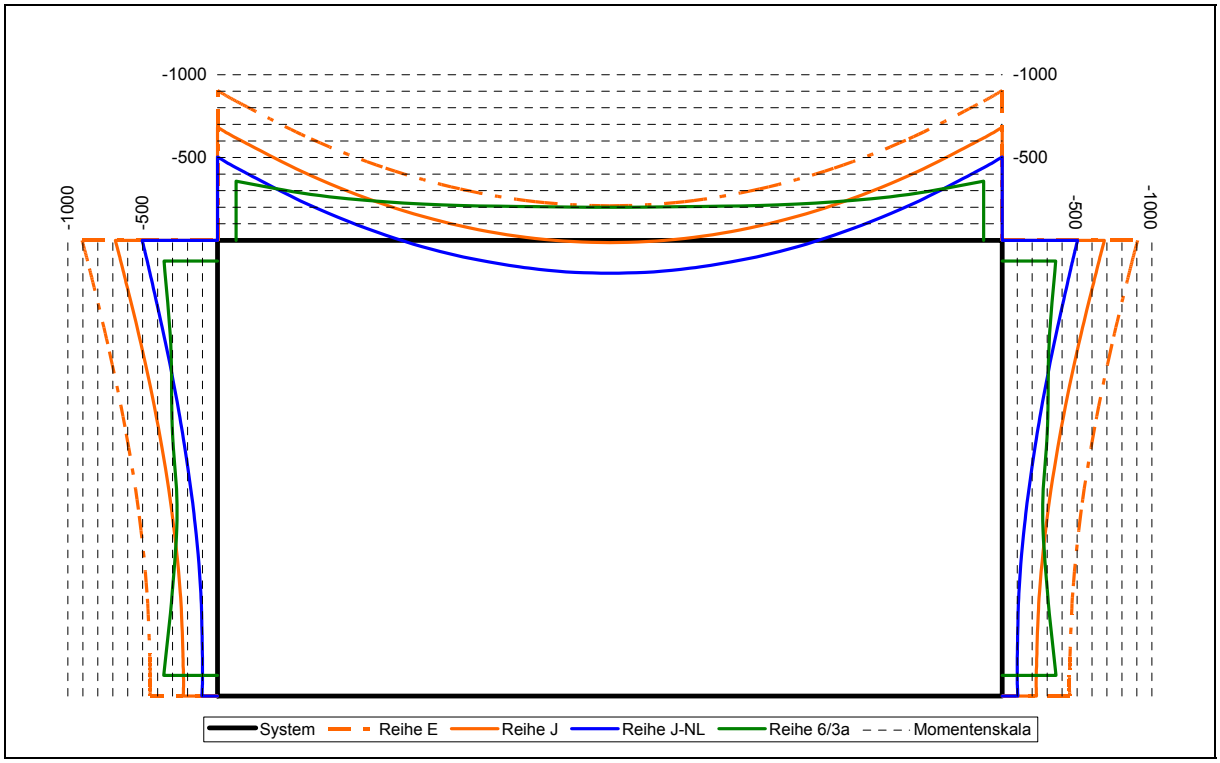


Abb. 9-6: Vergleich der Momentenverläufe [kNm] am Rahmen nach einer Branddauer von 60 min Temperatureindringung lt. der mit ABAQUS ermittelten Temperatureindringkurve Schrittweite der Momentenskala = 100 kNm

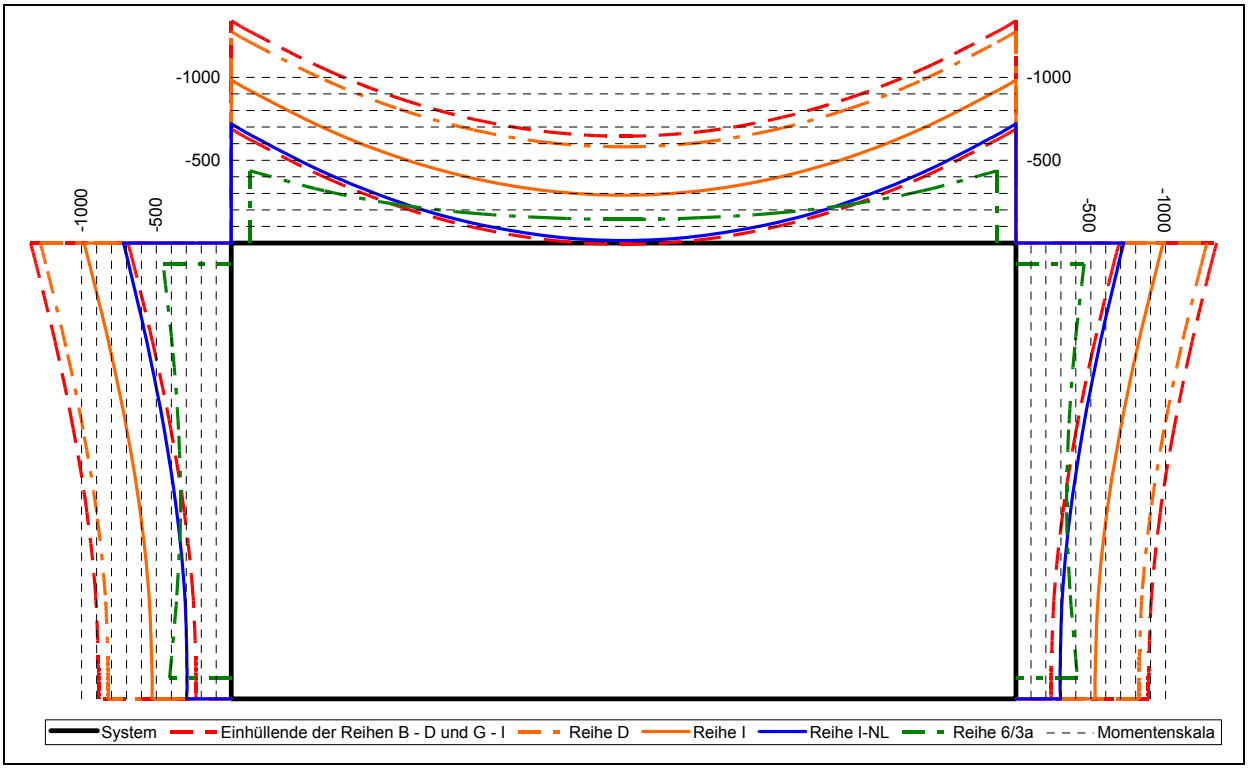


Abb. 9-7: Vergleich der Momentenverläufe [kNm] am Rahmen nach einer Branddauer von 180 min Temperatureindringung lt. standardisierter Temperatureindringkurve Schrittweite der Momentenskala = 100 kNm

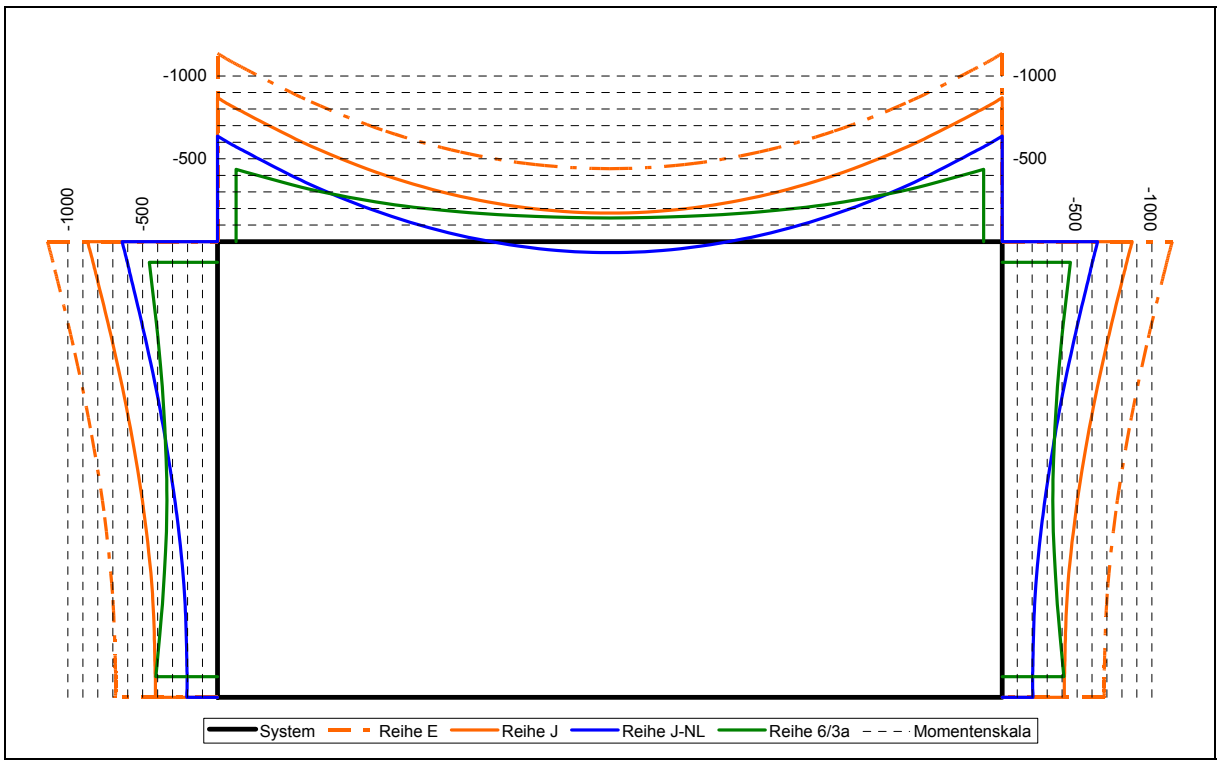


Abb. 9-8: Vergleich der Momentenverläufe [kNm] am Rahmen nach einer Branddauer von 180 min Temperatureindringung lt. der mit ABAQUS ermittelten Temperatureindringkurve Schrittweite der Momentenskala = 100 kNm

Abb. 9-1 bis Abb. 9-8 zeigen die Verläufe der errechneten Schnittgrößen zu den drei betrachteten Zeitpunkten (vor Brandbeginn, nach einer Branddauer von 60 min und 180 min).
Es wurden gezielt nur jene RSTAB3D Berechnungen explizit dargestellt, bei denen die äquivalente Temperaturbelastung mit einem Wärmeausdehnungskoeffizient α_c lt. Eurocodes [1] berechnet wurde. Die mit einem konstanten Wert für α_c ermittelten Reihen wurden nur für die Ermittlung der Einhüllenden in Abb. 9-5 und Abb. 9-7 einbezogen.
Von sämtlichen ABAQUS-Berechnungen wurde Reihe 6/3a für die hier angestellten Vergleiche gewählt, da sie von allen ABAQUS-Analysen die realistischsten Ergebnisse lieferte. Zusätzlich zu den in Kapitel 8.1.7.3 ausgewerteten Schnittgrößen an den vier Rahmenquerschnitten nach Abb. 8-3, wurden für die Darstellung der Schnittgrößenverläufe dieser Reihe weitere Schnittgrößen an Riegel und Stiel in Abständen von je 1,0 m aus den Spannungen rückgerechnet.

Innerhalb einer Abbildung bieten Schnittgrößenverläufe mit durchgezogener Linie einen direkten Vergleich von Berechnungsreihen, die sowohl mit identischem E-Modul als auch der selben Temperaturverteilung entsprechend Tab. 8-10 und Tab. 8-11 berechnet wurden. Verläufe mit strichpunktierter Linie unterscheiden sich zumindest in einem der beiden Eingangsparameter.

Während die Normalkraftverläufe bis auf die Bereiche nahe den Rahmenecken sehr gute Übereinstimmung zeigen, unterscheiden sich die Momentenverläufe wesentlich voneinander.

Der in Abb. 9-1 bis Abb. 9-3 dargestellte Abfall der Normalkraft nahe den Rahmenecken konnte leider nicht geklärt werden.

Vor Brandbeginn zeigt der Vergleich der Momente Abb. 9-4 gute Übereinstimmung aller Programme. Die Unterschiede der Momentenverläufe zwischen den Programmen RSTAB3D und Stab2D-NL zu den beiden betrachteten Zeitpunkten während des Brandfalles (Abb. 9-5 bis Abb. 9-8) sind auf die durch Rissbildung verminderte Biegesteifigkeit BII in den Berechnungen mit Stab2D-NL zurückzuführen. Durch die verminderte Querschnittssteifigkeit entzieht sich das System der Aufnahme der vollen Zwangsmomente aus dem Temperaturlastfall. Ein ähnliches Ergebnis zeigen auch die Vergleiche der RSTAB3D Reihen I mit D bzw. der Reihen E mit J. Hier verursacht die Wahl des E-Moduls (Varianten des E-Moduls lt. Kapitel 8.2.1) Zwangsmomente unterschiedlicher Größenordnung.
Die mit ABAQUS berechneten Rahmenmomente aus Reihe 6/3a zeigen keine gute Übereinstimmung mit den Vergleichsberechnungen in RSTAB und Stab2D-NL. Ursache dafür ist aller Wahrscheinlichkeit nach der Einfluss des Faktors zur Dämpfung der dissipierten Bruchenergie (F_{DE}). Auf Grund der Ergebnisse in Tab. 8-6 kann vermutet werden, dass eine Berechnung auf Basis eines kleineren F_{DE}-Wertes als der, der in Reihe 6/3a zur Anwendung gekommene ist ($F_{DE,\ Reihe\ 6/3a}$ = 0,0002), besser übereinstimmende Momente liefern würde.

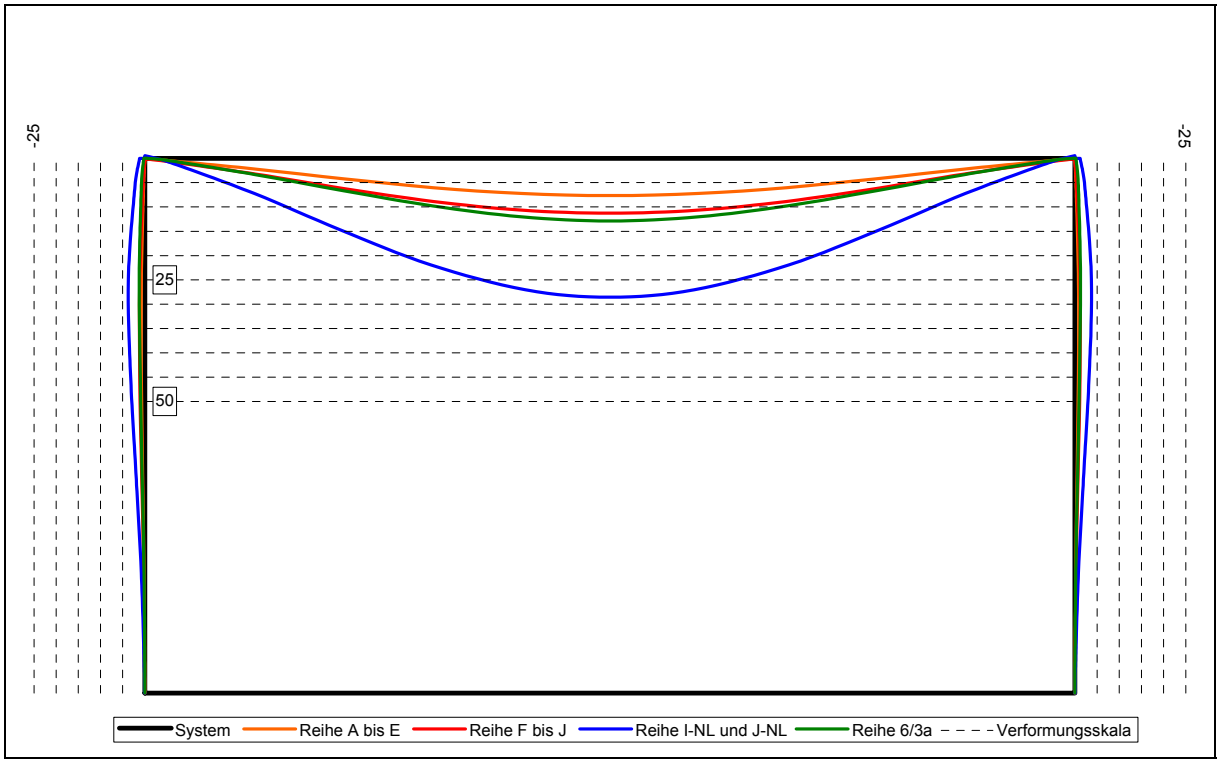


Abb. 9-9: Vergleich der Verformungskomponente normal zur Stabachse [mm] am Rahmen vor Brandbeginn, Schrittweite der Verformungsskala = 5 mm

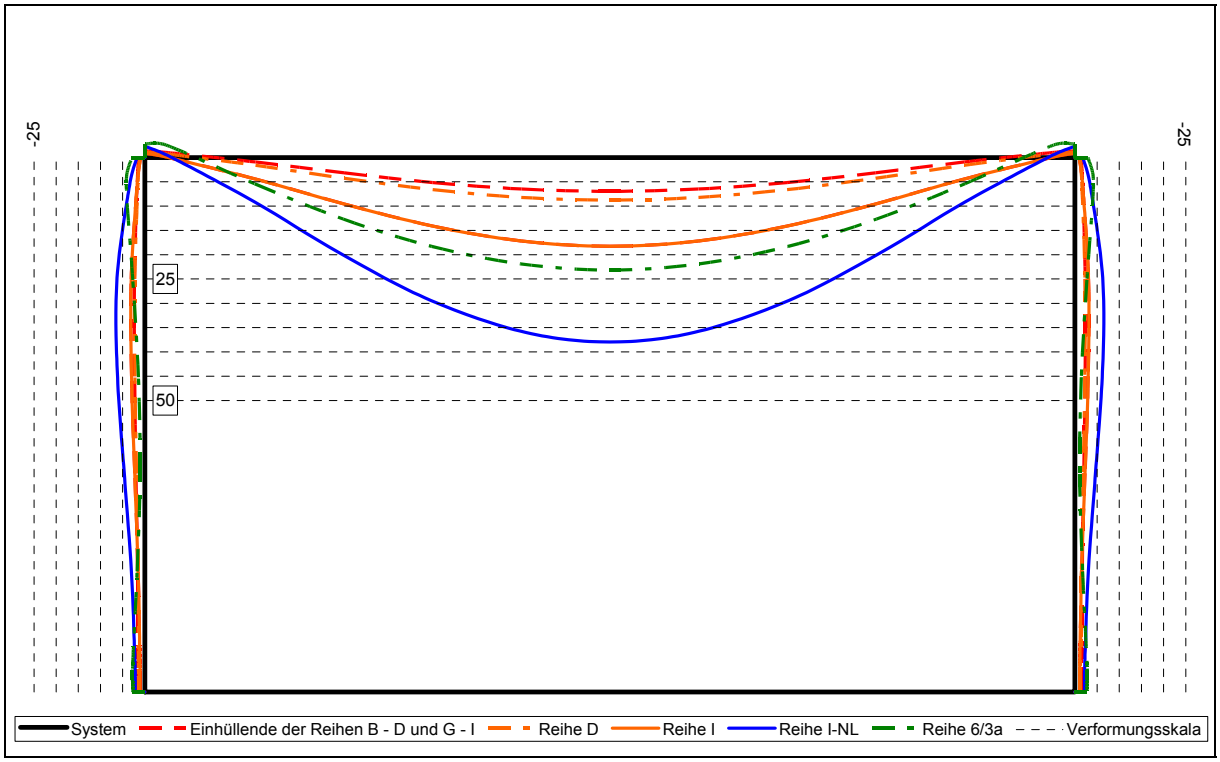


Abb. 9-10: Vergleich der Verformungskomponente normal zur Stabachse [mm] am Rahmen nach einer Branddauer von 60 min, Temperatureindringung lt. standardisierter TEK Schrittweite der Verformungsskala = 5 mm

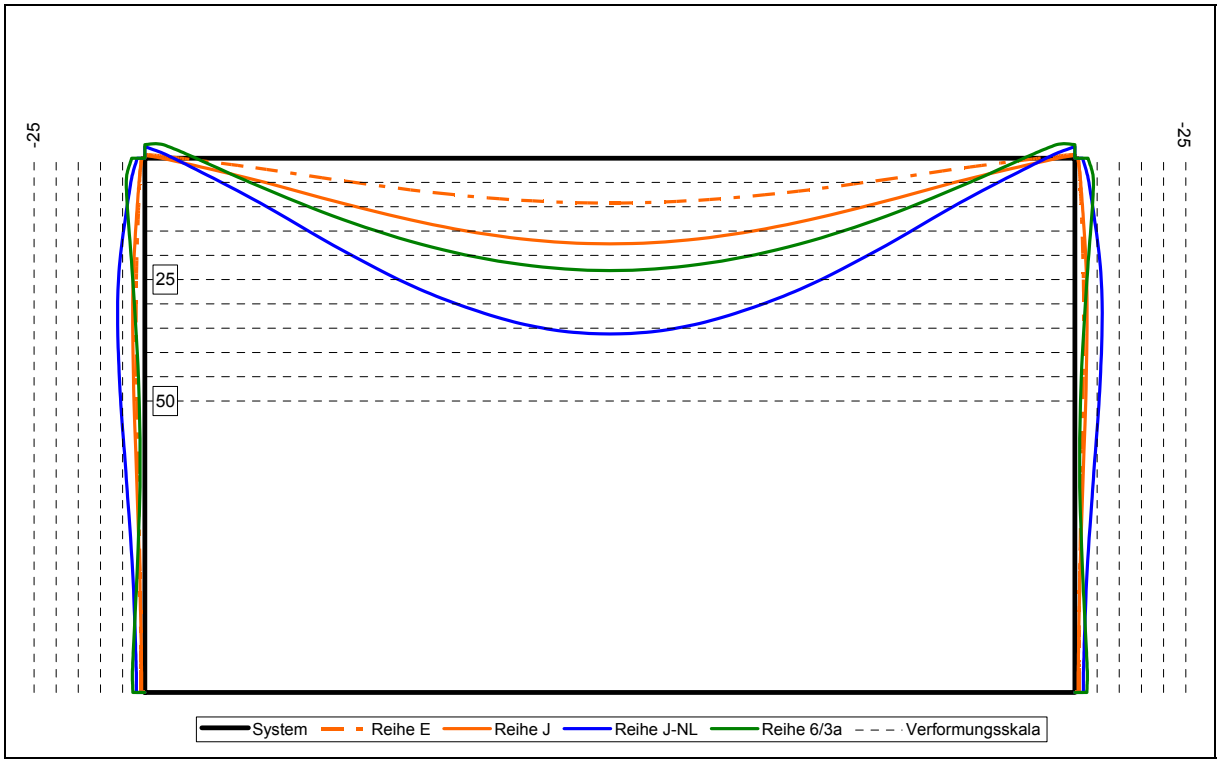


Abb. 9-11: Vergleich der Verformungskomponente normal zur Stabachse [mm] am Rahmen nach einer Branddauer von 60 min, Temperatureindringung lt. der mit ABAQUS ermittelten TEK Schrittweite der Verformungsskala = 5 mm

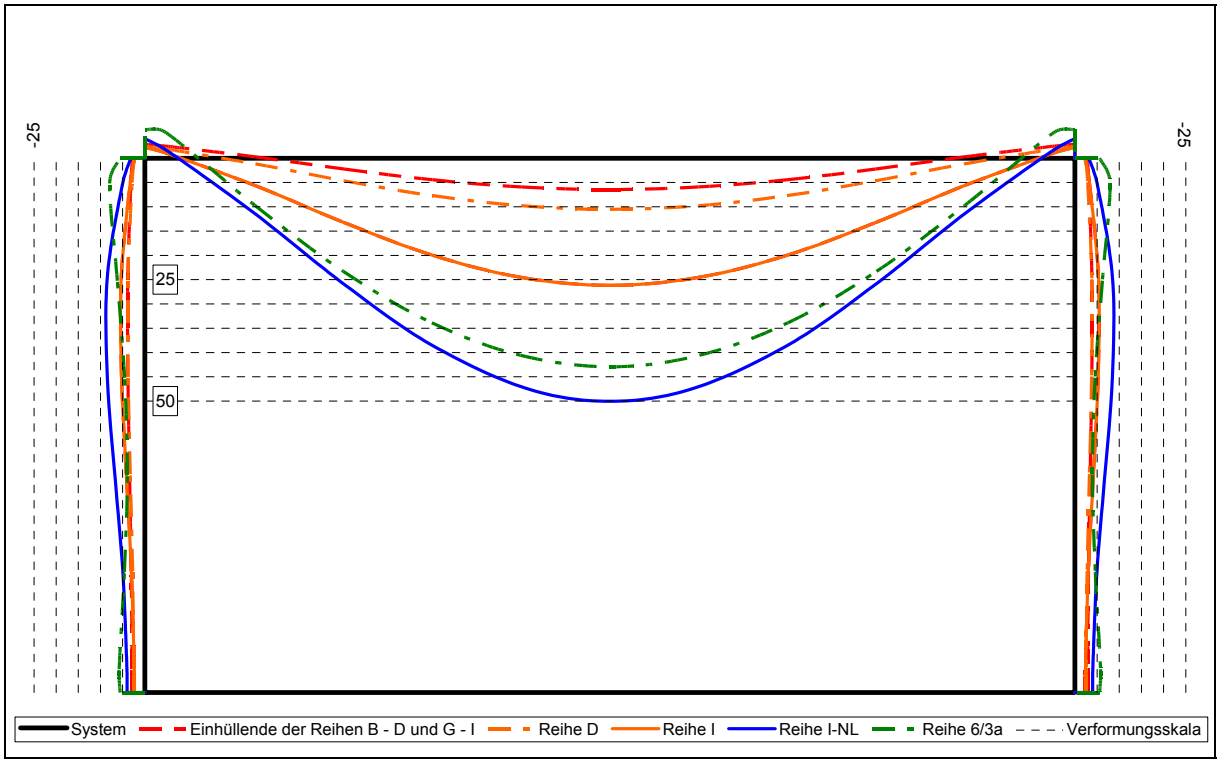


Abb. 9-12: Vergleich der Verformungskomponente normal zur Stabachse [mm] am Rahmen nach einer Branddauer von 180 min, Temperatureindringung lt. standardisierter TEK Schrittweite der Verformungsskala = 5 mm

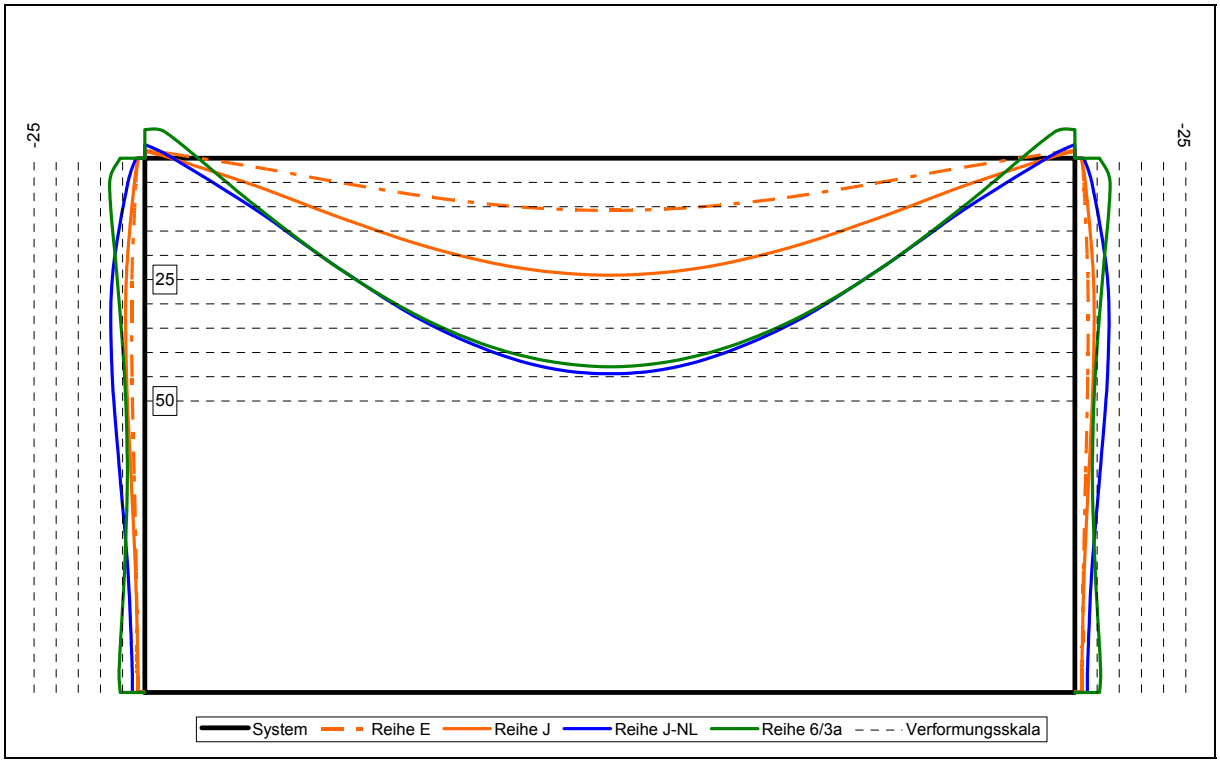


Abb. 9-13: Vergleich der Verformungskomponente normal zur Stabachse [mm] am Rahmen nach einer Branddauer von 180 min, Temperatureindringung lt. der mit ABAQUS ermittelten TEK Schrittweite der Verformungsskala = 5 mm

Die Abb. 9-9 bis Abb. 9-13 zeigen die Verformungskomponente normal zur Stabachse für die betrachteten Zeitpunkten (vor Brandbeginn, nach einer Branddauer von 60 min und 180 min).
Die Methodik der Darstellung und die Auswahl der dargestellten Reihen für den Vergleich der Momentenverläufe werden auch für den Vergleich der Verformung herangezogenen.

Die Abbildungen weisen zwar klare Abweichungen der berechneten Verformungen untereinander auf, jedoch wirken sie unter Berücksichtigung der jeweils verwendeten E-Moduli äußerst plausibel. Erwartungsgemäß fallen die Verformungen der RSTAB3D-Berechnungen auf Grund der höheren Steifigkeiten (lineare Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung) am geringsten aus.
Ein Vergleich der ABAQUS-Berechnung mit denen der anderen Programme zeigt, anders als bei den Momentenverläufen, sehr gut übereinstimmende Ergebnisse. Die gegensätzliche Krümmung des Stiels vor und nach Brandbeginn ist auf die Ausbildung eines plastischen Gelenks im Rahmeneck zurückzuführen.

10 Rückblick und Ausblick

Seit den Tunnelkatastrophen der letzten Jahrzehnte wird dem Thema Brandschutz und auch der Thematik der Brandbemessung ein immer größerer Stellenwert eingeräumt.

Eine realitätsnahe Berechnung des Lastfalls „Brand“ unter Berücksichtigung aller Einflüsse ist fast ausschließlich mit teuren und großem (Zeit-)Aufwand verbundenen FE-Berechnungen möglich. Daher ist es umso wichtiger zuverlässige Berechnungsmethoden zu entwickeln und zu untersuchen, ob trotz vereinfachender Annahmen unter Einarbeitung aller Eingangsparameter und Randbedingungen realitätsnahe Ergebnisse möglich sind.

Auch wenn die in dieser Arbeit errechneten Ergebnisse keine Beurteilung der Berechungsmethode auf „Richtig“ oder „Falsch“ zulassen, so ist auf jeden Fall eine Grundlage für weitere und auf jeden Fall notwendige Untersuchungen auf diesem Gebiet geschaffen worden. Selbst wenn alle Probleme und Eigenheiten, die sich im Laufe der Berechungen mit dem FE-Programm ABAQUS gezeigt haben, gelöst und aufgezeigt sind, wären immer noch Vergleichsrechnungen mit anderen Tunnelgeometrien, anderen Beton- und Stahlgüten sowie anderen Temperaturzeitkurven nötig um Klarheit über die Richtigkeit der hier vorgestellten Berechnungsmethoden zu erlangen. Zusätzlich besteht die Notwendigkeit, die vorgestellten Methoden anhand von Großversuchen oder durch die Nachrechnung realer Tunnelbrände zu verifizieren.

Fakt ist jedoch, dass sich alle drei Methoden zur Berechnung des Brandlastfalles statisch, mechanischer sowie thermisch korrekter Annahmen bedienen. Sie unterscheiden sich, wie so oft im Bereich der Statik, nur anhand getroffener Vereinfachungen und Linearisierungen in der Berechnung.

Somit bleibt aus Sicht des Ingenieurs die Frage offen, welche dieser drei Berechnungsmethoden den besten Kompromiss aus „Realitätsnähe und Richtigkeit der Ergebnisse“ und „Wirtschaftlickeit der gewählten Methode“ darstellt. Die Untersuchungen haben auch gezeigt, dass in der Brandbemessung – die in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung gewinnt – noch einiges an Forschungsbedarf notwendig ist.

Literaturverzeichnis

[1] ÖNORM EN 1992-1-2: 2007-04-01 (ident mit: EN 1992-1-2: 2004-12)
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall (einschließlich ÖNORM B 1992-1-2 – Nationale Festlegungen)
Österreichisches Normungsinstitut

[2] Kusterle W. et al
Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton
Heft Straßenforschung 544, Wien 2004
Straßenforschung und Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG

[3] Comite Euro-International du Beton (CEB)
”Fire Design of Concrete Structures”
CEV, Bulletin d’Information No 208, Lausanne 1991

[4] Schneider U., Horvath J.
Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten
1. Auflage, Berlin 2006

[5] Kordina K. / Meyer-Ottens C.
Beton Brandschutz Handbuch
1. Auflage, Düsseldorf 1981

[6] Kordina K. / Meyer-Ottens C.
Beton Brandschutz Handbuch
2. Auflage, Düsseldorf 1999

[7] ÖVBB
Sachstandsbericht – Brandeinwirkungen: Strasse, Eisenbahn, U-Bahn
Ausgabe Juli 2005, Wien 2005

[8] Wageneder J.
Tragverhalten von Stahlbetontragwerken unter Hochtemperatureinfluss
Dissertation Technische Universität Graz, Graz 2005

[9] Horvath J.
Beiträge zum Brandverhalten von Hochleistungsbetonen
Dissertation Technische Universität Wien, Wien 2003

[10] Schneider U., Horvath J.
Behaviour of Ordinary Concrete at High Temperatures
Bauphysik und Brandschutz – Heft 9
Schriftenreihe Institut für Baustofflehre, Wien 2003

[11] Richter E. et al.
Baulicher und Technischer Brandschutz
VDI-Berichte 1909, Düsseldorf 2006

[12] Schneider U., Lebeda C.
Baulicher Brandschutz
Kohlhammer Verlag, Stuttgart 2006

[13] ÖNORM EN 1992-1-1: 2005-11-01 (ident mit: EN 1992-1-1: 2004)
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
(einschließlich ÖNORM B 1992-1-1 – Nationale Festlegungen)
Österreichisches Normungsinstitut

[14] ABAQUS
Analysis User's Manual, ABAQUS v6.6

Anhang

Abbildungsverzeichnis

ABB. 2-1: SCHEMATISCHE ÜBERSICHT DER VERSAGENSARTEN BEI STAHLBETONBAUTEILEN [6] 3
ABB. 3-1: MODELLIERUNG DER ARBEITSLINIE FÜR BETON LT. [1] 11
ABB. 3-2: SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNGEN FÜR BETONE MIT QUARZHALTIGEN ZUSCHLÄGEN 12
ABB. 3-3: SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNGEN FÜR BETONE MIT KALKSTEINHALTIGEN ZUSCHLÄGEN 12
ABB. 3-4: E-MODUL VERSCHIEDENER NORMALBETONE UNTER TEMPERATUREINFLUSS [2], [3] 13
ABB. 3-5: BEZOGENER HOCHTEMPERATUR-ELASTIZITÄTSMODUL VON NORMALBETON MIT QUARZHALTIGEM ZUSCHLAG BEI VERSCHIEDENEN VORLASTEN, VGL. [4] 13
ABB. 3-6: ABMINDERUNGSBEIWERT DER BETONZUGFESTIGKEIT, LT. [1] 14
ABB. 3-7: MODELLIERUNG DER ARBEITSLINIE FÜR BETONSTAHL LT. EN 1992-1-2 17
ABB. 4-1: PHASEN EINES FESTSTOFFBRANDES IN EINEM WOHNGEBÄUDE [2] 19
ABB. 4-2: EINHEITSTEMPERATURKURVE NACH EN 1363 20
ABB. 4-3: HC- & HCINC-KURVE 21
ABB. 4-4: RABT-/ZTV- UND EBA-TEMPERATUR-ZEITKURVE 23
ABB. 4-5: STANDARD-TEMPERATURKURVEN IM VERGLEICH 24
ABB. 4-6: EMPIRISCH ERMITTELTE STANDARDISIERTE TEMPERATUREINDRINGKURVEN FÜR DAS INSTATIONÄRE EINDRINGEN DER TEMPERATUREN ALS FUNKTION DER ZEIT IN DIE TUNNELSCHALE [2, 7] .. 25
ABB. 5-1: TEMPERATURLEITFÄHIGKEIT VON NORMALBETON MIT QUARZHALTIGEN ZUSCHLÄGEN BEI HOHEN TEMPERATUREN [12] 29
ABB. 6-1: ERMITTLUNG DER „ÄQUIVALENTEN TEMPERATURBELASTUNG“ [2] 33
ABB. 6-2: RESULTIERENDE „DRUCKSPANNUNGSGLOCKE“ AUFGRUND DER NICHTLINEAREN TEMPERATUR-EINDRINGKURVE [2] 34
ABB. 7-1: VERSUCHSKÖRPER DER THERMISCHEN ANALYSE IN ABAQUS (ABMESSUNGEN IN METER) 36
ABB. 7-2: DARSTELLUNG DER BEFLAMMTEN SEITE (ROT MARKIERTER RAND) 37
ABB. 7-3: VERGLEICH ZW. DER HC_{INC}-ZEITKURVE UND DEN VON ABAQUS ERMITTELTEN TEMPERATUREN EINES UNMITTELBAR BEFLAMMTEN KNOTENS 37
ABB. 7-4: DARSTELLUNG DES DISKRETISIERUNGSGRADES ZUR UNTERSUCHUNG DES EINFLUSSES VON DISKRETISIERUNGSGRAD UND ELEMENTTYP A) ELEMENTGRÖßE 1 CM X 1 CM B) ELEMENTGRÖßE 2 CM X 2 CM C) ELEMENTGRÖßE 5 CM X 5 CM D) ELEMENTGRÖßE 10 CM X 10 CM 38
ABB. 7-5: ERGEBNIS DER HEAT-TRANSFER-ANALYSE ZUFOLGE HC_{INC}, $\Lambda_{C,U}$ (QUADRATISCHE ELEMENTE) A) ELEMENTGRÖßE 1 CM X 1 CM B) ELEMENTGRÖßE 2 CM X 2 CM C) ELEMENTGRÖßE 5 CM X 5 CM D) ELEMENTGRÖßE 10 CM X 10 CM 39
ABB. 7-6: TEMPERATUREINDRINGKURVEN BEI UNTERSCHIEDLICHER ELEMENTGRÖßE (LINEARE ELEMENTE, DIREKTE BEFLAMMUNG ENTSPRECHEND DER HC_{INC}-ZEITKURVE) 39
ABB. 7-7: TEMPERATUREINDRINGKURVEN BEI UNTERSCHIEDLICHER ELEMENTGRÖßE (QUADRATISCHE ELEMENTE, DIREKTE BEFLAMMUNG ENTSPRECHEND DER HC_{INC}-ZEITKURVE) 40
ABB. 7-8: VERGLEICH ZW. DER STANDARDISIERTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE UND DEN ERGEBNISSEN DER ABAQUS-BERECHNUNG (HC-ZEITKURVE, QUADRATISCHE ELEMENTE (2X2), $\Lambda_{C,U}$) 42
ABB. 7-9: VERGLEICH ZW. DER STANDARDISIERTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE UND DEN ERGEBNISSEN DER ABAQUS-BERECHNUNG (HC-ZEITKURVE, QUADRATISCHE ELEMENTE (2X2), $\Lambda_{C,O}$) 42
ABB. 7-10: VERGLEICH ZW. DER STANDARDISIERTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE UND DEN ERGEBNISSEN DER ABAQUS-BERECHNUNG (HC_{INC}-ZEITKURVE, QUADRATISCHE ELEMENTE (2X2), $\Lambda_{C,U}$) 43
ABB. 7-11: VERGLEICH ZW. DER STANDARDISIERTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE UND DEN ERGEBNISSEN DER ABAQUS-BERECHNUNG (HC_{INC}-ZEITKURVE, QUADRATISCHE ELEMENTE (2X2), $\Lambda_{C,O}$) 43
ABB. 7-12: DARSTELLUNG DES VERSUCHSKÖRPERS ZUR VALIDIERUNG DER THERMISCHEN VERLÄNGERUNG (FLÄCHEN UND KNOTEN, IN DENEN AUFLAGERBEDINGUNGEN FORMULIERT WERDEN, SIND ROT GEKENNZEICHNET) 44
ABB. 7-13: DARSTELLUNG DES VERGLEICHS DER NORMWERTE DER THERMISCHEN DEHNUNG UND DEN ERGEBNISSEN DER ABAQUS-ANALYSE (BETON MIT QUARZHALTIGEN ZUSCHLÄGEN) 45
ABB. 7-14: BESTIMMUNG DES TEMPERATURABHÄNGIGEN E-MODULS FÜR NICHTLINEARE VERFAHREN (HIER DARGESTELLT: BETON C40/50, TEMPERATUR 20°C) 46

ABB. 7-15: NICHTLINEARE ARBEITSLINIE ANHAND DES KRAFTGESTEUERTEN DRUCKVERSUCHS (TEMPERATUREN: 20 °C, 500 °C, 1100 °C; BETON C40/50) 47
ABB. 7-16: NICHTLINEARE ARBEITSLINIE ANHAND DES WEGGESTEUERTEN DRUCKVERSUCHS (TEMPERATUREN: 20 °C, 500 °C, 1100 °C; BETON C40/50) 47
ABB. 7-17: NICHTLINEARE ARBEITSLINIE ANHAND DES WEGGESTEUERTEN DRUCKVERSUCHS (TEMPERATUREN: 1000 °C, 1100 °C; BETON C40/50) 48
ABB. 7-18: DEFINITION DES G_F-WERTES ZUR SIMULATION VON TENSION-STIFFENING [14] 49
ABB. 7-19: TEMPERATURABHÄNGIGE ARBEITSLINIE DES BETONS C40/50 BEI UNTERSCHIEDLICHEN G_F-WERTEN 50
ABB. 8-1: UNTERSUCHTES RAHMENSYSTEM 51
ABB. 8-2: MODELLIERUNG DES RAHMENSYSTEMS IN ABAQUS (KNOTEN IN DENEN LAGERUNGSBEDINGUNGEN DEFINIERT WURDEN SIND ROT MARKIERT) 52
ABB. 8-3: QUERSCHNITTE ZUR AUSWERTUNG DER SPANNUNGEN AM RAHMENSYSTEM (ROTE PFADE) 58
ABB. 8-4: TEMPERATURVERTEILUNG IM QS NACH 180 MINUTEN BRAND ZUFOLGE DER HC_{INC}-ZEITKURVE .. 60
ABB. 8-5: SPANNUNGSVERTEILUNG AM RAHMENECK (RIEGEL) BEI REIHE 6/3A LINKS: VOR BRANDBEGINN RECHTS: NACH 60 MIN BRAND 60
ABB. 8-6: VERLAUF VON ALLSD UND ALLSE (REIHE 6/1; F_{DE} = 0,02; STEP 1 BIS 3) 61
ABB. 8-7: VERLAUF VON ALLSD UND ALLSE (REIHE 6/2; F_{DE} = 0,002; STEP 1 BIS 3) 62
ABB. 8-8: VERLAUF VON ALLSD UND ALLSE (REIHE 6/3A; F_{DE} = 0,0002; STEP 1 BIS 3) 62
ABB. 8-9: VERFORMUNGEN (REIHE 6/3A; FDE = 0,0002; STEP 1 BIS 3; SKALIERUNGSFAKTOR 50) 65
ABB. 8-10: MODELLIERUNG DES RAHMENSYSTEMS IN RSTAB3D 67
ABB. 8-11: QUALITATIVER VERLAUF DER ERGEBNISSE VON LK 1 DER RSTAB-BERECHNUNG AN REIHE A OBEN LINKS: MOMENTENVERLAUF OBEN RECHTS: NORMALKRAFTVERLAUF UNTEN DURCHBIEGUNG 71
ABB. 8-12: QUALITATIVER VERLAUF DER ERGEBNISSE VOM LF 3 DER RSTAB-BERECHNUNG AN REIHE B LINKS: MOMENTENVERLAUF RECHTS: DURCHBIEGUNG 73
ABB. 8-13: EINHÜLLENDE DER BIEGEMOMENTE ALLER REIHEN ZUFOLGE DER LASTFALLKOMBINATION 2 NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MINUTEN 82
ABB. 8-14: EINHÜLLENDE DER VERFORMUNGEN ALLER REIHEN ZUFOLGE DER LASTFALLKOMBINATION 2 NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MINUTEN 83
ABB. 8-15: MODELLIERUNG DES RAHMENSYSTEMS IN STAB2D-NL 85
ABB. 8-16: ZUR BERECHNUNG DES RAHMENS MIT STAB2D-NL VERWENDETER INCA2 QUERSCHNITT 86
ABB. 8-17: SCHNITTGRÖßENVERLAUF DER REIHE I-NL ZUFOLGE DER LASTFALLKOMBINATION 2 NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MINUTEN LINKS: MOMENTENVERLAUF RECHTS: NORMALKRAFTVERLAUF 87
ABB. 8-18: VERLAUF DER BIEGESTEIFIGKEIT BII NACH BELASTUNG (REIHE I-NL, 60 MIN BRAND, LK2) 88
ABB. 8-19: VERFORMUNGEN DER REIHE I-NL ZUFOLGE DER LASTFALLKOMBINATION 2 NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MINUTEN 89
ABB. 9-1: VERGLEICH DER NORMALKRAFTVERLÄUFE [KN] AM RAHMEN VOR BRANDBEGINN SCHRITTWEITE DER NORMALKRAFTSKALA = 100 KN 90
ABB. 9-2: VERGLEICH DER NORMALKRAFTVERLÄUFE [KN] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN SCHRITTWEITE DER NORMALKRAFTSKALA = 100 KN 90
ABB. 9-3: VERGLEICH DER NORMALKRAFTVERLÄUFE [KN] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 180 MIN SCHRITTWEITE DER NORMALKRAFTSKALA = 100 KN 91
ABB. 9-4: VERGLEICH DER MOMENTENVERLÄUFE [KNM] AM RAHMEN VOR BRANDBEGINN SCHRITTWEITE DER MOMENTENSKALA = 100 KNM 91
ABB. 9-5: VERGLEICH DER MOMENTENVERLÄUFE [KNM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN TEMPERATUREINDRINGUNG LT. STANDARDISIERTER TEMPERATUREINDRINGKURVE SCHRITTWEITE DER MOMENTENSKALA = 100 KNM 92
ABB. 9-6: VERGLEICH DER MOMENTENVERLÄUFE [KNM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN TEMPERATUREINDRINGUNG LT. DER MIT ABAQUS ERMITTELTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE SCHRITTWEITE DER MOMENTENSKALA = 100 KNM 92
ABB. 9-7: VERGLEICH DER MOMENTENVERLÄUFE [KNM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 180 MIN TEMPERATUREINDRINGUNG LT. STANDARDISIERTER TEMPERATUREINDRINGKURVE SCHRITTWEITE DER MOMENTENSKALA = 100 KNM 93
ABB. 9-8: VERGLEICH DER MOMENTENVERLÄUFE [KNM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 180 MIN TEMPERATUREINDRINGUNG LT. DER MIT ABAQUS ERMITTELTEN TEMPERATUREINDRINGKURVE SCHRITTWEITE DER MOMENTENSKALA = 100 KNM 93
ABB. 9-9: VERGLEICH DER VERFORMUNGSKOMPONENTE NORMAL ZUR STABACHSE [MM] AM RAHMEN VOR BRANDBEGINN, SCHRITTWEITE DER VERFORMUNGSSKALA = 5 MM 95
ABB. 9-10: VERGLEICH DER VERFORMUNGSKOMPONENTE NORMAL ZUR STABACHSE [MM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN, TEMPERATUREINDRINGUNG LT. STANDARDISIERTER TEK SCHRITTWEITE DER VERFORMUNGSSKALA = 5 MM 95

ABB. 9-11: VERGLEICH DER VERFORMUNGSKOMPONENTE NORMAL ZUR STABACHSE [MM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN, TEMPERATUREINDRINGUNG LT. DER MIT ABAQUS ERMITTELTEN TEK SCHRITTWEITE DER VERFORMUNGSSKALA = 5 MM 96
ABB. 9-12: VERGLEICH DER VERFORMUNGSKOMPONENTE NORMAL ZUR STABACHSE [MM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 180 MIN, TEMPERATUREINDRINGUNG LT. STANDARDISIERTER TEK SCHRITTWEITE DER VERFORMUNGSSKALA = 5 MM..... 96
ABB. 9-13: VERGLEICH DER VERFORMUNGSKOMPONENTE NORMAL ZUR STABACHSE [MM] AM RAHMEN NACH EINER BRANDDAUER VON 180 MIN, TEMPERATUREINDRINGUNG LT. DER MIT ABAQUS ERMITTELTEN TEK SCHRITTWEITE DER VERFORMUNGSSKALA = 5 MM 97

Tabellenverzeichnis

TAB. 3-1: WERTE FÜR DIE HAUPTPARAMETER DER SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNG VON NORMALBETON MIT QUARZ- ODER KALKSTEINHALTIGEM ZUSCHLAG BEI ERHÖHTER TEMPERATUR, VGL. [1] 11
TAB. 3-2: WERTE FÜR DIE PARAMETER DER SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNG VON WARMGEWALZTEN UND KALTVERFORMTEN BETONSTAHL (KLASSE N) BEI ERHÖHTEN TEMPERATUREN, VGL. [1] 16
TAB. 4-1: TUNNELBRÄNDE UND DABEI AUFGETRETENE SCHÄDEN AN DER KONSTRUKTION [2] 18
TAB. 4-2: FREIGESETZTE ENERGIEMENGE BEI BRANDEREIGNISSEN [2] 19
TAB. 4-3: TEMPERATUR-ZEITFUNKTION DER RABT-/ZTV-KURVE [2] 22
TAB. 4-4: TEMPERATUR-ZEITFUNKTION DER EBA-KURVE [2] 23
TAB. 7-1: TABELLARISCHE WERTE DER SPEZIFISCHEN WÄRME c_p UND DER THERMISCHEN WÄRMELEITFÄHIGKEIT λ_c ZUR EINGABE IN ABAQUS 36
TAB. 7-2: PROZENTUELLE ABWEICHUNG ZUFOLGE DER UNTERSCHIEDLICHEN DISKRETISIERUNGSGRADE BEI DEN KNOTEN GLEICHEN STANDPUNKTS IM INNEREN DES VERSUCHSKÖRPER IM VERGLEICH ZUM FEINSTEN NETZ 40
TAB. 8-1: ÜBERSICHT ÜBER DIE VOLLSTÄNDIGKEIT DER ABAQUS-BERECHNUNGEN (LSTF = LASTSTEIGERUNGSFAKTOR) 55
TAB. 8-2: ÜBERSICHT ÜBER DIE VOLLSTÄNDIGKEIT DER ABAQUS-BERECHNUNGEN (LSTF = LASTSTEIGERUNGSFAKTOR) 56
TAB. 8-3: ÜBERSICHT ÜBER DIE VOLLSTÄNDIGKEIT DER ABAQUS-BERECHNUNGEN 57
TAB. 8-4: TEMPERATURABHÄNGIGE E-MODULI ZUR ERMITTLUNG DER IDEELLEN QUERSCHNITTSWERTE 59
TAB. 8-5: GEMITTELTE ALLSD/ALLSE-VERHÄLTNISSE 61
TAB. 8-6: BIEGEMOMENTE AM RAHMENSYSTEM LT. ABAQUS-BERECHNUNG [KNM] 63
TAB. 8-7: NORMALKRÄFTE AM RAHMENSYSTEM LT. ABAQUS-BERECHNUNG [KN] 64
TAB. 8-8: VERFORMUNG DES RAHMENSYSTEMS LT. ABAQUS-BERECHNUNG [MM] 66
TAB. 8-9: ÜBERSICHT ÜBER DIE RSTAB3D-BERECHNUNG 68
TAB. 8-10: TEMPERATURABHÄNGIGE MATERIALPARAMETER ZUR RSTAB3D-BERECHNUNG NACH STANDARDISIERTER TEMPERATUREINDRINGKURVE 69
TAB. 8-11: TEMPERATURABHÄNGIGE MATERIALPARAMETER ZUR RSTAB3D-BERECHNUNG NACH ABAQUS TEMPERATURANALYSE 70
TAB. 8-12: TABELLARISCHER BERECHNUNG DER ÄQUIVALENTEN TEMPERATURBELASTUNG AM BEISPIEL VON REIHE B NACH EINER BRANDDAUER VON 60 MIN 73
TAB. 8-13: BIEGEMOMENTE AM RAHMENSYSTEM LT. RSTAB3D-BERECHNUNG [KNM] 82
TAB. 8-14: NORMALKRÄFTE AM RAHMENSYSTEM LT. RSTAB3D-BERECHNUNG [KN] 82
TAB. 8-15: MAXIMALE VERFORMUNGSANTEILE NORMAL ZUR STABACHSE VON RIEGEL UND STIEL DES RAHMENSYSTEMS LT. RSTAB3D-BERECHNUNG [MM] 83
TAB. 8-16: BIEGEMOMENTE AM RAHMENSYSTEM LT. STAB2D-NL-BERECHNUNG [KNM] 87
TAB. 8-17: NORMALKRÄFTE AM RAHMENSYSTEM LT. STAB2D-NL-BERECHNUNG [KN] 87
TAB. 8-18: MAXIMALE VERFORMUNGSANTEILE NORMAL ZUR STABACHSE VON RIEGEL UND STIEL DES RAHMENSYSTEMS LT. RSTAB3D-BERECHNUNG [MM] 89