



Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl für Massivbau

## Zur Traglastberechnung kreisförmiger, unterirdischer Strukturen im Hochtemperaturbereich

Stefan Burghard

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora
3. Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

Die Dissertation wurde am 17.05.2016 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 04.07.2017 angenommen.

**Kontakt:**

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Massivbau  
80290 München

Tel.: +49.89.289.23039

Fax: +49.89.289.23030

E-Mail: [stefan.burghard@tum.de](mailto:stefan.burghard@tum.de)



## Kurzfassung

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt die Ableitung einer energiebasierten Brandlast für Tunnel mittels CFD. Eine energiebasierte Brandlast ermöglicht es in der Planung und Nachrechnung von technisch geregelten Temperatur-Zeit-Kurven abzuweichen und damit den Ansatz realer Brandlasten. Diese tunnelindividuellen Brandlasten werden über eine transiente thermisch-mechanisch gekoppelte Mehrphasen-FEM-Simulation auf unbewehrte Tunnelschalen aus Beton unter Berücksichtigung der dauerhaften thermischen Materialschädigung nach einer Temperaturbeanspruchung angesetzt.

Stichwörter: Tunnel, Brand, Beton, CFD, FEM, Materialmodell, Temperatur, numerische Simulation, Planung, Nachrechnung

## Abstract

The investigation is focused on the development of an energy-based fire load for tunnel structures using CFD. An energy-based thermal load allows considering realistic time-temperature-curves for design and re-analysis of tunnels yielding to tunnel specific thermal loading schemes. These thermal loading schemes are used for a coupled transient thermal-mechanical multifield FEM analysis for unreinforced tunnel linings made of concrete. In addition to that, a thermal material-damage-model is developed to assess the thermal damage of concrete after thermal loading.

Keywords: tunnel, fire, concrete, CFD, FEM, material model, temperature, numerical analysis, design, re-analysis





## Vorwort

Die hier vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Den zahlreichen Menschen, die mich in dieser Zeit in vielfältiger Art und Weise unterstützten, sowie den Weggefährten und Freunden, die mich während der Promotionszeit begleitet und mir Rückhalt gegeben haben, möchte ich an dieser Stelle ganz herzlich danken.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer für sein entgegengebrachtes Vertrauen zur Erstellung dieser Arbeit und seine fachlich und persönlich großartige Unterstützung sowie für die Freiheit zur selbständigen und kreativen wissenschaftlichen Gestaltung dieser Arbeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser danke ich sehr für ihr Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme der Koreferate sowie Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter für den Vorsitz der Prüfungskommission.

Für die fachlich wertvolle und auch zwischenmenschlich sehr angenehme Zusammenarbeit im Rahmen dieser Forschungsphase möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bei meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl bedanken, die mir in schier unendlichen Diskussionen mit ihrem fachlichen Wissen, Ideen und Anregungen als auch ihrer menschlichen und humorvollen Weise so über Jahre hinweg zur Seite standen. Sie haben so mit ihren wertvollen Anregungen meinen Blickwinkel auf das Thema wie auch meine Ansichten immer wieder herausforderten und damit maßgebend zum Erfolg dieser Arbeit beigetragen haben. Hier gilt mein Dank insbesondere Frau Dr.-Ing. Julia Sauer, Herrn Dipl.-Ing. Thomas Lechner, Herrn Dipl.-Ing. (FH) Sebastian Schmidt M. Sc. und Herrn Dipl.-Ing. (FH) Matthias Wild M. Sc. MBA für die gemeinsame Zeit am Lehrstuhl.

Darüber hinaus gilt mein Dank auch allen Kolleginnen und Kollegen des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der Technischen Universität München für die stets freundschaftliche Zusammenarbeit und das hervorragende Arbeitsklima.

Ein ganz besonderer Dank gilt Frau Dipl.-Ing. Verena Schwabe und Herrn Dipl.-Ing. Stefan Hentschinski für die geduldige Übernahme des Lektorats.

Mein abschließender Dank gilt meiner Familie und meinen Freunden, die meine Abwesenheit während dieser enthaltsamen Zeit sowohl geduldet als auch unterstützt und so zum Gelingen dieser Arbeit einen wesentlichen Beitrag geliefert haben.

München, 04.07.2017

*Stefan Burghard*





Wie jeder Mensch, der ein Ziel verfolgt, braucht der Konstrukteur nicht nur Ideenreichtum, Intelligenz und wissenschaftliche Kenntnisse, sondern auch moralische Qualitäten: Redlichkeit, Aufrichtigkeit sich und anderen gegenüber, Zähigkeit, Mut, Glauben an sich und seine Aufgaben, Liebe und Stolz zu seiner Arbeit.

*(Eugène Freyssinet)*

*gewidmet meinen Großeltern*





---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Diskussion der Problemstellung und Ableitung der Ziele dieser Arbeit</b>	<b>5</b>
2.1	Problemstellung . . . . .	5
2.2	Zielstellung . . . . .	7
2.3	Methodisches Vorgehen . . . . .	11
<b>3</b>	<b>Technische Regelwerke und Anwendungsempfehlungen zur Konstruktion unterirdischer Verkehrsbauwerke</b>	<b>13</b>
3.1	Allgemeine Einführung . . . . .	13
3.2	Konstruktion und Lastannahmen im Tunnelbau mit besonderen Hinweisen zum konstruktiven Brandschutz . . . . .	14
3.2.1	Allgemeines zu bautechnischen Grundlagen . . . . .	14
3.2.2	Lastannahmen und Traglastversuche . . . . .	15
3.2.3	Konstruktive Brandschutzanforderungen . . . . .	22
3.2.4	Experimentelle Untersuchungen . . . . .	24
3.3	Temperaturabhängige Materialtechnologie des Betons . . . . .	25
3.3.1	Allgemeine Einführung . . . . .	25
3.3.2	Technische Regelwerke . . . . .	27
3.3.3	Die Chemie des hochtemperierten Betons . . . . .	28
3.3.4	Einflussfaktoren auf das Hochtemperaturverhalten von Beton . . . . .	30
3.3.5	Thermodynamische Eigenschaften von Beton . . . . .	30
3.3.6	Kombinierte thermisch-mechanische Materialcharakteristiken . . . . .	36
3.3.7	Das Phänomen der Betonabplatzungen . . . . .	70
3.3.8	Vergleich des EC 2 Materialmodells mit Versuchsergebnissen . . . . .	75
3.3.9	Zusammenfassung wichtiger Erkenntnisse in Bezug auf den Tunnelbau . . . . .	79
3.4	Hochtemperatureinwirkung . . . . .	81
3.4.1	Einführung . . . . .	81
3.4.2	Regelwerke . . . . .	81
3.4.3	Brandforschung in Tunneln . . . . .	83
3.4.4	Brandkurven . . . . .	89
<b>4</b>	<b>Deklaration des Untersuchungsspektrums</b>	<b>101</b>
4.1	Anwendungsgrenzen der technischen Regelwerke und Diskussionsgrundlage zur weiteren Betrachtung . . . . .	101
4.2	Festlegung geometrischer Größen . . . . .	105



<b>5</b>	<b>Diskussion eines realitätsnahen Temperaturfeldes</b>	<b>109</b>
5.1	Allgemeine Einführung . . . . .	109
5.2	Grundlagen zur numerischen Strömungssimulation . . . . .	109
5.3	Die Dynamik des Feuers . . . . .	113
5.4	Kalibrierung einer realitätsnahen Brandlast und Ableitung einer Bemessungsbrandlast	115
5.5	Simulation realitätsnaher Temperaturfelder . . . . .	120
5.6	Diskussion der Simulationsergebnisse . . . . .	126
5.6.1	Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung . . . . .	126
5.6.2	Temperaturentwicklung im Tunnelprofil . . . . .	139
5.6.3	Instationäre Temperaturentwicklung . . . . .	149
5.6.4	Überlagerung der Simulationsergebnisse . . . . .	154
5.7	Diskussion der Anwendung realitätsnaher Temperaturfelder in strukturmechanischen Untersuchungen . . . . .	155
5.8	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse aus der Strömungssimulation . . . . .	158
<b>6</b>	<b>Detaillierte Festlegung des Untersuchungsspektrums für eine strukturmechanische Berechnung</b>	<b>161</b>
<b>7</b>	<b>Gekoppelte thermisch-strukturmechanische Berechnung</b>	<b>163</b>
7.1	Allgemeine Einführung . . . . .	163
7.2	Materialkonfiguration . . . . .	164
7.2.1	Verwendbarkeit der Materialparameter des EC 2 . . . . .	168
7.2.2	Mehraxiale Tragfähigkeit . . . . .	171
7.2.3	Materialschädigung . . . . .	172
7.3	Thermo-mechanisches Mehrphasen-FEM-Modell . . . . .	173
7.3.1	Numerische Implementierung einer temperaturabhängigen Materialschädigung	173
7.3.2	Thermisches Materialverhalten . . . . .	174
7.3.3	Abplatzungen . . . . .	176
7.4	Das thermo-mechanische Tragverhalten . . . . .	176
7.5	Modellbildung . . . . .	177
7.5.1	Hochtemperatureinwirkung . . . . .	178
7.5.2	Geometrische Nichtlinearität . . . . .	178
7.5.3	Baugrund . . . . .	179
7.5.4	Erstellung des FEM-Modells . . . . .	180
7.6	Diskussion der Simulationsergebnisse . . . . .	182
7.6.1	Temperaturentwicklung im Querschnitt . . . . .	183
7.6.2	Einfluss der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase . . . . .	184
7.6.3	Vollbrandphase . . . . .	197
7.6.4	Abkühlungsphase und nach dem Brand . . . . .	226
7.7	Zusammenfassende Bewertung der Brandphase inklusive der Abkühlungsphase . . . . .	233
7.8	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse aus der thermisch-strukturmechanischen Simulation . . . . .	236
<b>8</b>	<b>Diskussion der Forschungsergebnisse</b>	<b>239</b>
8.1	Zusammenfassung der wichtigsten Problemstellungen . . . . .	239
8.2	Technische Regelwerke mechanischer Materialkenngrößen . . . . .	240
8.3	Brandlast . . . . .	241
8.4	Tunnelnachrechnung . . . . .	243
8.5	Anlagentechnik . . . . .	243
8.6	Materialtechnologie . . . . .	245
8.7	Numerische Systemvorhersage . . . . .	247
8.8	Experimentelle Forschung . . . . .	248
8.9	Vorschlag einer Methode zur Bestimmung des Systemtragverhaltens unterirdischer Strukturen . . . . .	249
<b>9</b>	<b>Abschließende Bewertung</b>	<b>257</b>



<b>Literatur</b>	<b>259</b>
<b>Verzeichnis der verwendeten Symbole</b>	<b>299</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>301</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>311</b>
<b>A Unfallübersicht 1842-2015</b>	<b>315</b>
<b>B Internationale Regelwerke zur Brandbemessung von Tunneln</b>	<b>331</b>
<b>C International durchgeführte Brandversuche in Tunneln</b>	<b>337</b>
<b>D Auswertung der Strömungssimulationen</b>	<b>343</b>
D.1 Tunnelndurchmesser $D_i = 6,00$ m, Brandlast mittig . . . . .	344
D.1.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche . . . . .	344
D.1.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche . . . . .	347
D.1.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung . . . . .	355
D.2 Tunnelndurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast mittig . . . . .	359
D.2.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche . . . . .	359
D.2.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche . . . . .	363
D.2.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung . . . . .	371
D.3 Tunnelndurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast seitlich . . . . .	375
D.3.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche . . . . .	375
D.3.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche . . . . .	379
D.3.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung . . . . .	387
D.4 Tunnelndurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast mittig . . . . .	391
D.4.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche . . . . .	391
D.4.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche . . . . .	395
D.4.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung . . . . .	403
D.5 Tunnelndurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast seitlich . . . . .	407
D.5.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche . . . . .	407
D.5.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche . . . . .	411
D.5.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung . . . . .	419
<b>E Variationen der strukturmechanischen Berechnungen</b>	<b>423</b>
<b>F Auswertung der strukturmechanischen Berechnungen</b>	<b>429</b>
F.1 Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase . . . . .	431
F.2 Spannungsentwicklung am Ende der Vollbrandphase . . . . .	447
F.2.1 Einfluss der Brandentstehungsphase $t_{start}$ . . . . .	447
F.2.2 Einfluss der Dauer der Vollbrandphase $t_{voll}$ . . . . .	475
F.3 Abkühlungsphase und nach dem Brand . . . . .	491
<b>G Methodisches Vorgehen zur Systembewertung von Tunnelstrukturen im Hochtemperaturbereich</b>	<b>555</b>



1

---

# Einleitung



„Es gibt kaum ein anderes Bauwerk, bei dem das Problem der Sicherheit so komplex ist wie im Tunnelbau.“ *Duddeck*[168]

Dieses Zitat unterstreicht bereits die Komplexität in der Planung, Konstruktion und Ausführung von Tunnelkonstruktionen aus rein statisch, mechanischer Sichtweise. Darüber hinaus unterstreicht *Haack*[245] die Notwendigkeit und steigende Bedeutung unterirdischer Strukturen in modernen Zivilisationen, die mittlerweile auch als eigenständiges Themengebiet in der wissenschaftlichen Ingenieurausbildung Einzug gefunden haben, z. B. *Fischer*[189] und *Fischer*[191]. Die komplexe Interaktion zwischen Tunnel, Baugrund und Einwirkung führt auch heute nach wie vor zu komplexen Zuständen in der Tragstruktur eines Tunnels, deren ingenieurmäßige Bestimmung und Bewertung mit Herausforderungen verbunden ist, insbesondere in der Überlagerung strukturmechanischer und thermodynamischer Phänomene, wie z. B. dem Tunnelbrand. Vor allem die schweren Brandunfälle in den 1970er und 1980er Jahren führten schließlich zu einer Sensibilisierung hinsichtlich der thermischen Einwirkung auf Tunnelstrukturen.

Durch Analyse verschiedener Brandszenarien fällt auf, dass im Falle realer Brandereignisse verschiedenste Brandszenarien entstehen können, die sich hinsichtlich Größe der maximalen Temperaturen, Dauer des Brandereignisses sowie Temperaturanstieg und -abfall zum Teil deutlich unterscheiden. Die Rekonstruktion solcher Ereignisse im Rahmen von experimentellen Untersuchungen in Versuchsstollen in den 1980er und 1990er Jahren führte zur Schlussfolgerung, dass der Ansatz eines LKW-Brandes in Form einer normativ geregelten Temperatur-Zeit-Einwirkung einen akzeptablen Kompromiss für die Bemessung darstellt, z. B. ZTV-ING [702]. Dabei werden durch Lachenbrände, z. B. eines Tankzuges, die höchsten Temperaturen erwartet. Neuere Untersuchungen zeigen jedoch, dass auch durch schweren Güterverkehr - beispielsweise ein LKW beladen mit Holzpaletten - Temperatu-

ren von bis zu 1350 °C erreicht werden können, die bisher nur von Flüssigkeitsbränden bekannt waren [324].

Die Streubreiten hinsichtlich erreichter Brandtemperaturen und Branddauern in realen Brandereignissen und der Auswertung experimentell durchgeführter Brandversuche führt zur Schlussfolgerung, dass eine Branddefinition in technischen Regelwerken, basierend alleine auf globalen Zeit- und Temperaturangaben, keine ausreichende Basis zur Charakterisierung von Brandszenarien für die Tunnelauslegung darstellt. Dies ist in gewissem Maße auch konträr zur aktuellen Normenphilosophie, in der nutzungsabhängige charakteristische Einwirkungen zur Bemessung definiert sind. Darüber hinaus haben die geologischen, meteorologischen, anlagentechnischen und vor allem geometrischen Randbedingungen eines Tunnels einen entscheidenden Einfluss sowohl auf die Brandentstehung als auch auf die Brandentwicklung.

Daraus lässt sich eine grundsätzliche Fragestellung ableiten. Welchen Einfluss hat eine thermische Hochtemperatureinwirkung auf das Tragverhalten einer Tunnelschale, wenn bekannt ist, dass ein Tunnel, der vor der Einführung von Bemessungsbrandkurven errichtet wurde, Brandereignissen standhält, die hinsichtlich der Temperaturentwicklung und Branddauer zum Teil deutlich größer sind als aktuelle Bemessungsbrandkurven, jedoch sich gleichzeitig die Nachweisbarkeit solcher älterer Tunnel im Rahmen der Nachrechnung als schwierig gestalten kann?

Das Ziel dieser Arbeit ist es, das Potential des Ansatzes einer tunnelspezifischen Brandeinwirkung zu erörtern, die dem Umfeld des Tunnels angepasst ist, um dabei eine möglichst realitätsnahe Auslegung bzw. Nachrechnung einer Tunnelstruktur zu ermöglichen. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt daher die Diskussion verschiedener thermischer Einwirkungsszenarien auf die Tragwirkung am Beispiel einer kreisförmigen, tiefliegenden Tunnelstruktur in nicht kohäsivem Lockergestein.





---

# Diskussion der Problemstellung und Ableitung der Ziele dieser Arbeit

## 2.1 Problemstellung

Unterirdische Strukturen werden von der Menschheit schon seit mindestens 3000 Jahren verwendet, zu anfangs jedoch primär als Durchlässe zur Drainage bzw. zur Wasserversorgung [134]. Die ältesten Berichte in Deutschland bzgl. der wissenschaftlichen Untersuchung des Verhaltens von Baukonstruktionen allgemein gehen bis ins Jahr 1888 zurück. Um 1900 erschienen schließlich erste Untersuchungen, die speziell auch das Verhalten von Bauteilen unter thermischer Beanspruchung beinhalten [557].

Sonderlastfälle, die zu schweren Unglücken mit Personenverlusten führen, befinden sich in ständiger Diskussion und fortwährender Anpassung an neue Gegebenheiten. So sind z. B. im Zuge des Einsturzes des World Trade Centers erweiterte Untersuchungen zum Brandverhalten von Tragstrukturen erfolgt [13]. In Bezug auf Tunnelstrukturen sind alleine in Deutschland in den Jahren 1972 bis 2012 ca. 45 Unfälle bzw. technische Defekte mit größeren Brandfolgen dokumentiert

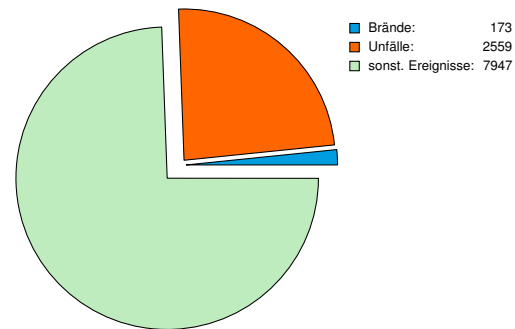
(kleinere Lokalbrände, die durch den Fahrzeugführer gelöscht werden können, bevor ein Alarm ausgelöst wird, ausgenommen) [635]. Insgesamt ist beispielsweise in den Jahren 1990 bis 1999 pro Monat durchschnittlich ein Brandereignis auf der Autobahn A7 bei Hamburg detektiert worden, wobei der Elbtunnel einer der meist befahrenen Straßentunnel in Deutschland ist. Eine Beteiligung von 25 % LKW an den Brandereignissen, bei ca. 15 % LKW-Anteil im Verkehrsaufkommen, zeigt die überproportionale Beteiligung schwerer Güterfahrzeuge an Brandereignissen und damit die Wichtigkeit der Auslegung einer Tunnelstruktur auf ein entsprechendes Ereignis. [241]

Statistisch treten 4 bis 5 Brände pro  $100 \cdot 10^6$  KFZ-km in Deutschland auf, die häufigsten Ursachen sind hierbei elektrische und mechanische Defekte (im Vergleich dazu sind es 0,30 Brände pro  $100 \cdot 10^6$  KFZ-km in Frankreich [450]). Weniger als 1,00 % werden jedoch als „ernste Brände“ bezeichnet, d. h. Ereignisse mit Verletzten, Toten oder großem materiellen Schaden. Statistisch erfasste Unfälle auf Fernstraßen in Deutschland zeigen, dass von 17 000 dokumentierten Ereignissen ca. 11 000 in Tunneln auftre-



ten bei einer Brandquote von ca. 1,50 % [371], vgl. Abb. 2.1. Diese Feuer sind häufig die Folge eines vorausgegangenen Unfalls [285]. Eine Unfallstatistik über die letzten 150 Jahre ist in Abb. 2.3 illustriert, die im Wesentlichen Unfälle mit schwerer Brandfolge beinhalten, deren Dokumentation öffentlich zugänglich ist. Es kann eine überproportionale Zunahme von Bränden in Tunneln mit Beginn der 1970er Jahre festgestellt werden. Das Unfallvorkommen ist hier im Wesentlichen im Bereich hoch industrialisierter Nationen, wie die Länder Europas bzw. Nordamerikas, anzusiedeln. Wohingegen die Unfallhäufigkeit in Nordamerika mit Beginn der 1990er Jahre rückläufig ist, stieg die Unfallhäufigkeit in Europa an. Dabei sind in den letzten 50 Jahren die Hauptursachen der Brandbildung - technische Defekte und menschliches Versagen (Unfälle) - nahezu vergleichbar geblieben. Mit dem Anstieg der Brandhäufigkeit ist auch ein Anstieg der Brände mit Todesfolgen zu verzeichnen. Eine Ausnahme bildet dabei ein Anschlag auf einen Konvoi von Soldaten in den 1980er Jahren in Afghanistan als 3000 Menschen ihr Leben verloren. Daher liegt die Schlussfolgerung nahe, dass alleine durch die Vermeidung extremer Ereignisse, z. B. Unfälle und Defekte und der damit verbundenen thermischen Einwirkung auf Tunnelstrukturen, auch die Gefahr für die Tunnelstruktur reduziert werden könnte. Da es jedoch keine Garantien für das Eintreten bzw. Nichteintreten von Ereignissen geben kann, vor allem nicht für Anschläge, sondern nur Wahrscheinlichkeiten ausgesprochen werden können, ist eine Auslegung von Tunnelstrukturen auf definierte thermische Einwirkungen letztendlich zum Schutz von Menschenleben unumgänglich.

Hinzu kommen gesellschaftliche Randbedingungen in Bezug auf den fortführenden Ausbau der Infrastruktur und der damit verbundenen Beanspruchung oberirdischer Teile der Erdoberfläche, so dass eine zunehmende Verlagerung infrastrukturtechnischer Bauwerke in unterirdische Bereiche, vor allem in der Nähe von Siedlungen

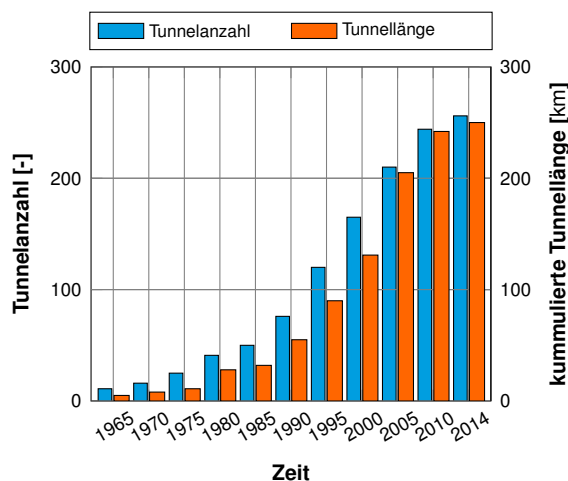


**Abbildung 2.1: Ereignisse in Tunneln der Bundesfernstraßen in Baulast des Bundes [371]**

unumgänglich sein wird [608]. In Abb. 2.2 wird verdeutlicht, dass in den letzten 20 Jahren eine rasante Zunahme sowohl der Tunnelanzahl als auch der Tunnellänge stattgefunden hat. In den letzten 5 Jahren kann jedoch eine Stagnation in der Tunnelentwicklung in Deutschland festgehalten werden. Deutschland besitzt mit ca. 250 km im Vergleich zu Europa (ca. 15 000 km) eine vergleichsweise geringe Anzahl von Tunnelanlagen. Nichts desto trotz ist mit einer steigenden Entwicklung der Infrastruktur in Deutschland zu rechnen, um der gesellschaftlichen und wirtschaftlichen Entwicklung eines Industrielandes nachkommen zu können, in der insbesondere auch die Betrachtung des Bauwerksbestandes zunehmende Bedeutung gewinnt.

Im Vergleich zu Ingenieurbauwerken sind beispielsweise in der Zeit von 1996 bis 1999 alleine in Finnland nahezu 10 000 Brände in Strukturen des Hochbaus registriert worden, eine große Anzahl - knapp 4500 - in Wohngebäuden, also in Gebäuden mit einer im Vergleich zu öffentlichen Gebäuden relativ niedrigen Anforderung an brandschutztechnische Kriterien. Darüber hinaus besitzen die Nutzer von Wohngebäuden in der Regel nicht die entsprechende Ausbildung und Sensibilisierung, um auf Ereignisse zur Brandentstehung bzw. -bekämpfung entsprechend reagieren zu können. [298]

Die Untersuchung der Sensitivität der bautechnologischen Randbedingungen in der thermischen Bemessung im Hochbau wird beispielsweise durch *Breinlinger*[88] diskutiert. Dabei zeigt



**Abbildung 2.2: Tunnel im Bundesfernstraßennetz Deutschlands in Baulast des Bundes (BMVI) [371]**

sich, dass bereits geringe Variationen der Parameter zu erheblichen Ergebnisveränderungen in Bezug auf die erforderliche Bewehrung führen kann. Beispielsweise führt eine um 1 cm abweichende Bewehrungslage im ungünstigsten Fall bereits zu einer Verdopplung der erforderlichen Bewehrungsmenge. Die Sensitivität dieser Lageabweichung ist leicht nachvollziehbar, da auf Grund des hohen Temperaturgradienten im Bauteil im Brandfall die Bewehrungslage leicht in die heiße Zone fallen und daher schnell nahezu gänzlich ihre Tragfähigkeit verlieren kann. Daher stellt sich neben der reinen Sicherheitsfrage auch die Fragestellung, ob in der Betrachtung des Gesamtsystems die Grenzen der sinnvollen Simulation überschritten werden. *Breinlinger* [88] fasst die Probleme, die sich dadurch für die Planung eines Bauwerkes unter einer thermischen Beanspruchung ergeben, wie folgt zusammen:

- hochgradig nichtlineare Problemstellungen, die einer komplexen Numerik zur Lösung dieser unterliegen
- hohe Sensitivität des Systems auf Randbedingungsänderungen
- Annahme einer exakten Herstellung der Bewehrung, die so in der Bauausführung nicht gegeben ist

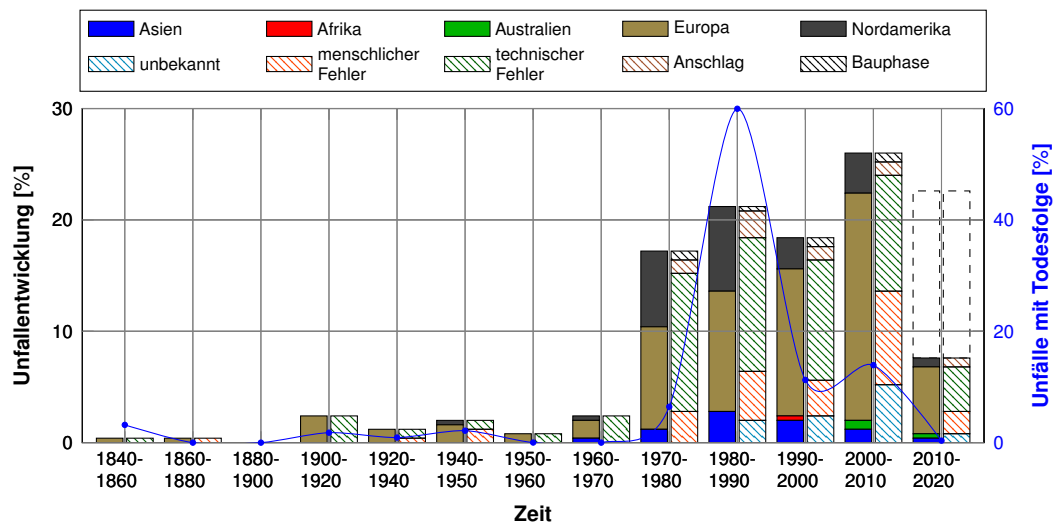
- die in der Bauausführung angenommene gleichmäßige Erwärmung in Stützenlängsrichtung sowie in Bezug auf den Umfang getroffene Vereinfachungen, die notwendig sind, um die Berechnung überhaupt handhabbar zu machen

Das politisch sensible Projekt Stuttgart S21 zeigt darüber hinaus die steigende Bedeutung und auch die Sensibilisierung der Menschen hinsichtlich der Sicherheit in unterirdischen Bauwerken im Brandfall [277].

Besonders in Österreich erfährt die Beachtung brandschutztechnischer Maßnahmen für unterirdische Strukturen durch die ÖVBB entscheidende Bedeutung. Beispielsweise wird mit der Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Betonen für unterirdische Verkehrsbauwerke“ ein „historischer Grundstein“ gelegt, um den brandschutztechnischen Widerstand von Betonkonstruktionen zu erhöhen. [659]

## 2.2 Zielstellung

Die im Rahmen der allgemein durchgeführten Überlegungen beim Neubau und der Instandhaltung von Infrastrukturprojekten, im Speziellen auch der im Rahmen der modernen Infrastruktur wichtigen Tunnelkonstruktionen, unterliegen einem steten Wandel, der durch die Erfahrungen der vergangenen Jahre und sogar Jahrhunderte maßgebend geprägt wird. Während vor einigen Jahrzehnten klassische Zielkonfliktnetze (vgl. Abb. 2.4) noch ausgewogener waren, erfahren die Ziele im Rahmen einer Baumaßnahme heute zum Teil eine andere Wichtung. Vergleicht man nun die Zielkonflikte früherer Jahre (—) mit aktuellen Planungsprozessen (—), so fällt auf, dass z. B. in den Bereichen Planung, Erhaltung und Ertüchtigung, Ökologie und Zeit eine zunehmende Wichtigkeit interpretiert werden kann. Geographische Randbedingungen unterliegen im prototypischen Bauwesen immer einem sehr individuellen Charakter, der vom jeweiligen



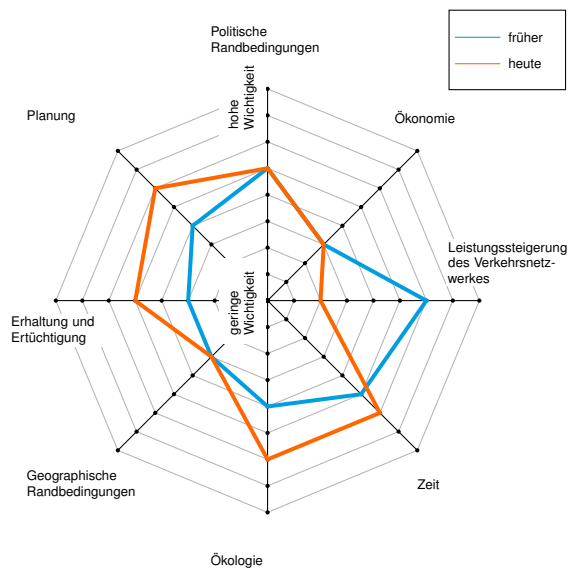
**Abbildung 2.3: Unfallhäufigkeit in Tunneln mit Brandfolge bezogen auf die hier erfasste Gesamtunfallanzahl im Zeitraum 1842-2015, vgl. Tabelle A.1**

Standort eines spezifischen Bauwerkes geprägt wird. Ferner können sowohl die Ökonomie als auch die politischen Einflüsse als gleichbedeutend eingestuft werden, da die Wirtschaftlichkeit im Sinne einer unternehmerischen, produktiven Wertschöpfung immer gegeben sein muss, unterliegen vor allem infrastrukturtechnische Maßnahmen im Sinne der öffentlichen Nutzung auch immer einem gewissen politischen Einfluss.

Neue Bauverfahren und der steigende Wunsch einer schnellen Baumsetzung bedingen jedoch eine stärkere Bedeutung des Faktors Zeit als noch in vergangenen Jahren, vgl. Abb. 2.4. Darüber hinaus finden auch Aspekte wie die Ökologie im Zeitalter der erneuerbaren Energien steigende Bedeutung, da eine ressourcenschonende und nachhaltige Bauweise zunehmend zur gesetzlichen Pflicht wird. Die Leistungssteigerung des Verkehrsnetzwerkes geht dabei einher mit einer immer dichteren Bebauung und Optimierung des Verkehrsflusses, um in Zeiten hoher Mobilität eine möglichst staufreie Verkehrsführung zu gewährleisten. In Deutschland ist das Verkehrsnetz bereits sehr dicht ausgebaut. Daher besteht hier ein Wandel vom reinen Ausbau des Streckennetzes hin zum Erhalt und der Ertüchtigung des bestehenden Verkehrsnetzes, d. h. das Bauen im Bestand gewinnt an Bedeutung. Neben

der Planung von neuen Bauwerken gewinnt damit auch die Nachrechnung und ingenieurtechnische Beurteilung bestehender Bauwerke in Bezug auf neue normative Nachweismethoden und deren Bewertung hinsichtlich der Leistungsfähigkeit moderner Verkehrssysteme zunehmend an Bedeutung. Gleichzeitig steigen mit immer komplexeren Bauprojekten und der Entwicklung von der gewerkweisen Vergabe von Baumaßnahmen hin zu Generalvergaben auch die Anforderungen in der Planung wesentlich. So sollen beispielsweise durch höhere Aufwendungen in der Planung Mehrkosten in der Ausführung eingespart werden, um so das Ziel der Errichtung eines wirtschaftlicheren Bauwerkes zu erfüllen [441].

In diesem Zusammenhang - von der ressourcenschonenden Bauweise bis hin zur Inkorporation der Erfahrungen alter Baumeister, z. B. in Zusammenhang mit den schweren Tunnelbränden in den 1970er und 1980er Jahren, durch die steigenden Anforderungen in der Brandbemessung und -gefährdung von Tunnelstrukturen - kristallisiert sich ein ganz besonderer Zielkonflikt. Zum einen ist dem Trend der Zeit zufolge eine sparsame, ressourcenschonende Bauweise auferlegt, die die Stärken der verwendeten Materialien, Beton im Falle des Tunnelbaus, optimal nutzt und



**Abbildung 2.4: Zielkonfliktnetz für Infrastrukturbaumaßnahmen**

dadurch schlankere - mitunter auch ästhetische - Strukturen ermöglicht. Dem gegenüber stehen die katastrophalen Szenarien von Tunnelgroßbränden, die eine Verstärkung und weitere Sicherung der Tunnelbauwerke suggerieren. Besonders die Unfallgeschichte in Tunnelstrukturen hat so die Sensibilität und die Notwendigkeit in der Einbeziehung von thermischen Einwirkungen auf die Tunnelstruktur verstärkt. Durch den Ansatz nichtlinearer Verfahren, z. B. nichtlineare temperaturabhängige Materialmodelle, steht heute insbesondere auch durch die Verfügbarkeit ausreichender Rechenkapazitäten ein effizientes Werkzeug zur Verfügung, um Systemreserven zu nutzen und Planungsaufgaben so sinnvoll ökonomisch lösen zu können [652].

Diese Arbeit stützt sich daher auf das Spezialgebiet des Brandwesens im besonderen Falle der thermodynamisch-strukturmechanischen Analyse von kreisförmigen Tunnelquerschnitten in tief liegendem Lockergestein. Das Brandingenieurwesen ist heute ein zentraler Punkt in der Entwicklung und Planung von Tunnelstrukturen und findet sich so in mehreren Stationen des Planungsprozesses wieder, vgl. Abb. 2.5. So finden sich Aspekte der brandtechnischen Planungs-

schritte beispielsweise bereits in der Festlegung von technischen Regelwerken, die für eine spezielle Baumaßnahme zur Anwendung kommen sollen. Wobei auch hier neue Erkenntnisse aus der Forschung genutzt werden, um die Anwendungsgrenzen der Normung, Richtlinien oder weiterer anerkannter, technischer Regelwerke gezielt zu erweitern. Darüber hinaus wird im Sinne der Brandbemessung die rein strukturmechanische Betrachtung einer Konstruktion um die Felder der Thermodynamik und Humidität erweitert, um so das komplexe Material Beton möglichst exakt hinsichtlich seines thermischen Verhaltens zu berücksichtigen.

Das Ziel dieser Abhandlung ist es nun, aktuelle Ansätze in der brandtechnischen Bemessung von Tunnelstrukturen von der Einwirkungsseite bis hin zur Lastabtragung zu hinterfragen und zu diskutieren. Aus einschlägigen Brandunglücken (vgl. Tabelle A.1) in Betontunneln ist bekannt, dass trotz deutlich größerer thermischer Einwirkungen, vor allem hinsichtlich der Branddauer, bis auf wenige Ausnahmen, z. B. der Einsturz einer nichttragenden Zwischendecke am Gotthard Tunnel 2001 [241], kein Versagen tragender Bauteile dokumentiert ist. Die genaue Erarbeitung der Herangehensweise und die Diskussion erfolgt in den folgenden Abschnitten dieser Arbeit. Dabei wird speziell die Einwirkungsseite hinterfragt und versucht abweichend von der normativen Vorgabe einer auf Zeit und Temperatur bezogenen Brandkurve eine Brandlast abzuleiten, deren Einfluss auf die Brandraumtemperatur anhand verschiedener Tunnelgeometrien zur späteren Übertragung auf eine strukturmechanische Analyse diskutiert wird. Hierbei liegt der Fokus auch auf der im Vergleich zu rein normativen Berechnung realitätsnäheren Einschätzung der Resttragfähigkeit von Bestandsbauwerken. Anschließend wird eruiert, wie der Weg zur Anwendbarkeit und Übertragung dieser Erkenntnisse in die Ingenieurpraxis sein kann.

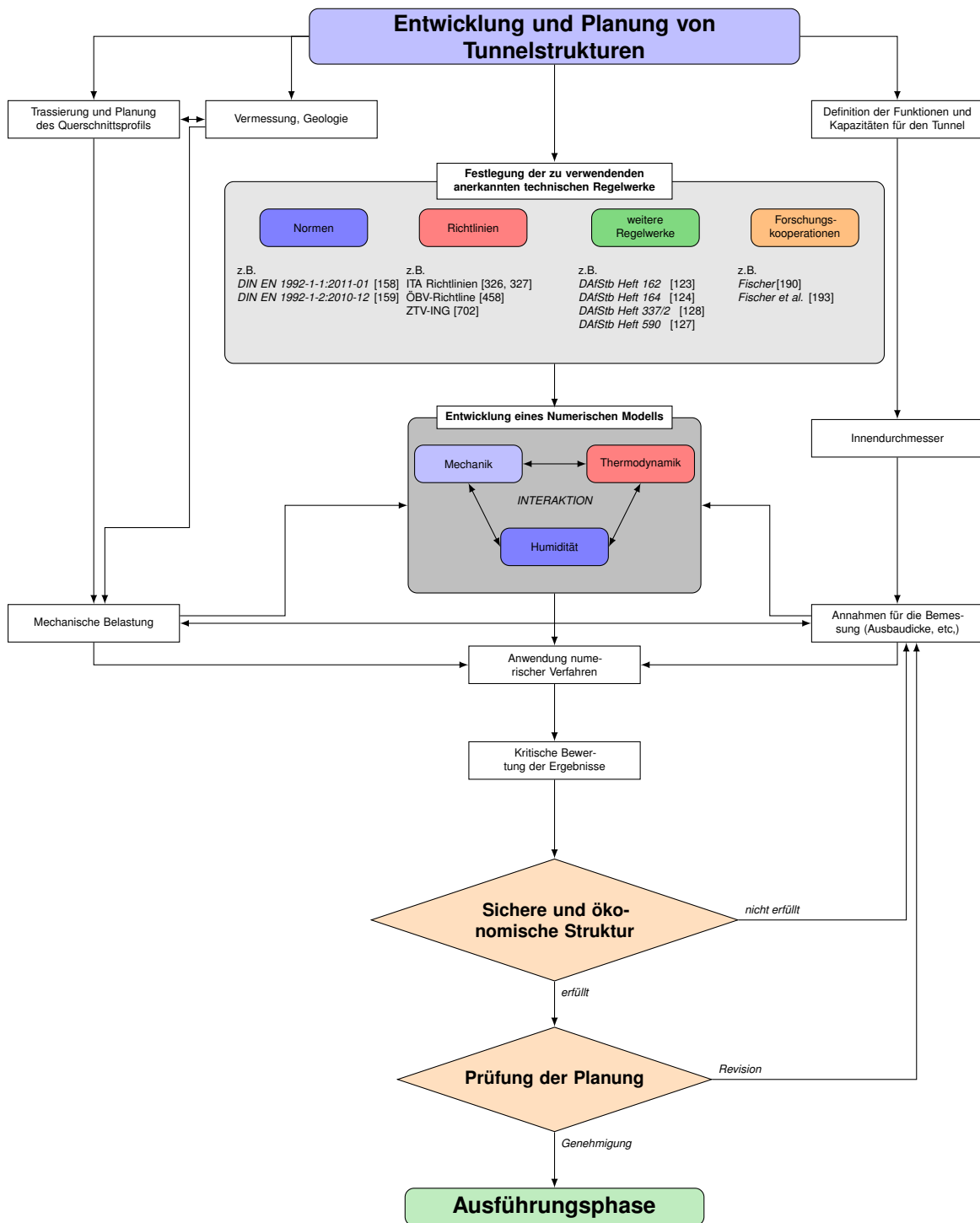


Abbildung 2.5: Methode zur Entwicklung und Planung von Tunnelstrukturen (in Anlehnung an [327])

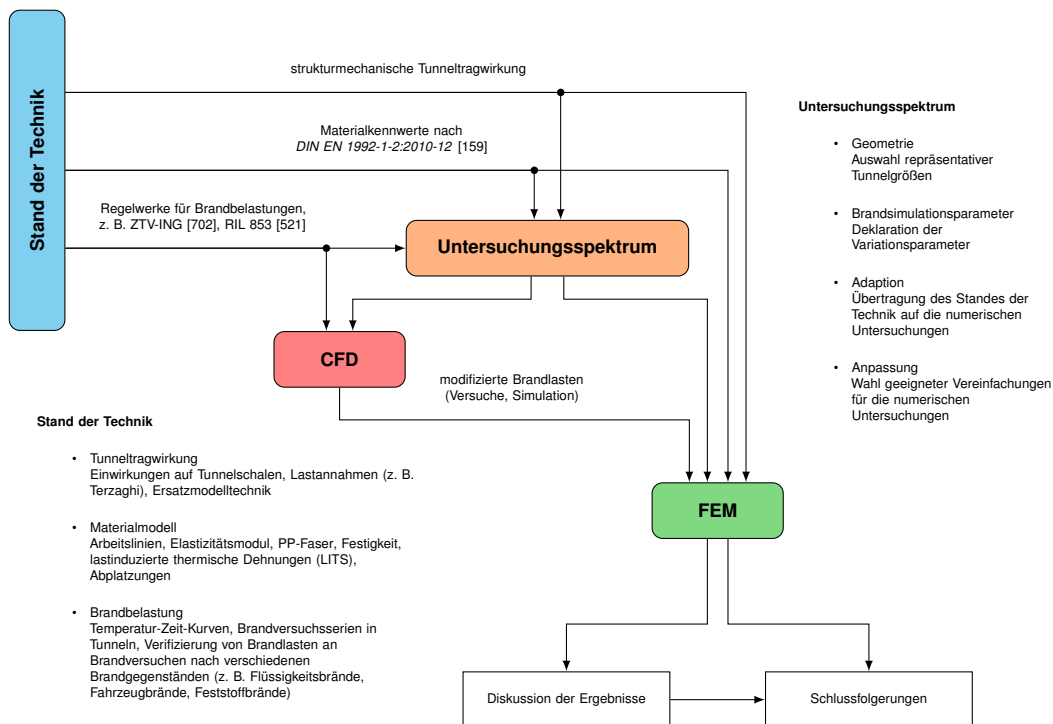


Abbildung 2.6: Vorgehen in der Diskussion der Tragwirkung von unterirdischen Strukturen im Hochtemperaturbereich

## 2.3 Methodisches Vorgehen

Das methodische Vorgehen zur Bewertung der Hochtemperatur-Tragwirkung von unterirdischen Strukturen in dieser Arbeit ist in Abb. 2.6 illustriert. Als Wissensbasis werden zunächst die relevanten Daten aus anerkannten Regeln der Technik sowie in weiterführenden Forschungsarbeiten dokumentierter Ergebnisse als gemeinsame Diskussionsbasis aufbereitet. Diese Diskussionsbasis wird im Themenkomplex „Stand der Technik“ anschaulich zusammengefasst. Der Fokus liegt hierbei neben den generellen Randbedingungen der statischen Belastung von Tunnelstrukturen vor allem auf der Materialtechnologie, da insbesondere die Konsequenz verschiedener Brandlastmodelle auf die strukturmechanische Tragwirkung der Tunnelschale aus Beton diskutiert werden soll. Darüber hinaus wird insbesondere der Ansatz verschiedener Brandszenarien erörtert, deren Vergleichsbasis technisch geregelte Brandlasten bilden, z. B. die Brandkurve der ZTV-ING [702].

Anschließend folgt die Überleitung zur Interpretation des Stands des Wissens in den numerischen Berechnungen der Strömungsmechanik sowie der Strukturmechanik. Hierbei dienen modifizierte Brandlasten aus den numerischen Strömungssimulationen (CFD) als Basis zur Ableitung tunnelindividueller Temperatur-Zeit-Kurven. Deren Auswirkungen auf die Tunnelstruktur werden im Rahmen von Finite Elemente Simulationen (FEM) diskutiert und im Anschluss gegenübergestellt. Ferner wird ein spezielles Verfahren entwickelt, das, abweichend von den technischen Regelwerken, die Berücksichtigung einer dauerhaften Schädigung des Betons nach einem Brandereignis ermöglicht.

Zum Abschluss der Arbeit erfolgt die Erarbeitung von Voraussetzungen für zukünftige Herangehensweisen in der Hochtemperaturberechnung von Tunnelschalen. Ein besonderer Ausblick soll dabei auf den Bedarf zukünftiger wissenschaftlicher Arbeiten zur Erweiterung des Verständnisses der Tragwirkung unterirdischer Strukturen im Hochtemperaturbereich darstellen.





---

## Technische Regelwerke und Anwendungsempfehlungen zur Konstruktion unterirdischer Verkehrsbaugeräte

### 3.1 Allgemeine Einführung

Bevor in die Diskussion thermischer Einwirkungen auf Tunnelschalen eingegangen werden kann, gilt es zunächst, die entsprechenden Randbedingungen abzugrenzen. Massivbaukonstruktionen werden bereits seit Jahrhunderten literarisch erfasst und konstruktiv diskutiert, beispielsweise durch Ryff (1582) [532]. Frühe Hinweise, unter anderem zur Planung und Bauausführung von Tunneln, wurden durch *Rankine* [507] zusammengetragen (1880). Die im Laufe der Zeit daraus entstandenen Regelwerke sowie deren Anwendungsgrenzen werden daher in den folgenden Unterkapiteln dargelegt und aufgezeigt. Einleitend sei erwähnt, dass der Terminus im Rahmen dieser Arbeit soweit als möglich an den im Bauwesen üblichen Fachwortschatz angelehnt ist, s. *DIN 1080-1:1976-06* [148], *DIN 1080-2:1980-03* [149] und *DIN 1080-3:1980-03* [150] bzw. *Williams* [302] für unterirdische Baugeräte.

„Traditionally, risks have been managed indirectly through the engineering decisions taken during the project development“ (*Parker* [473]). Gerade beim Bau von Tunneln gilt es, durch die Sammlung von Erfahrungswerten in Form von technischen Regelwerken Risiken zu minimieren und durch deren Anwendung ein einheitliches Sicherheitsniveau zu gewährleisten. Auch im Tunnelbau haben sich daher im Laufe der Jahre weltweit einige Regelwerke gebildet und werden fortlaufend zur Anpassung technischer sowie sicherheits-philosophischer Entwicklungen aktualisiert. Diese Regelwerke unterliegen jedoch immer speziellen Anwendungsgrenzen, die eine pauschalisierte Anwendung dieser Regelwerke verhindern. In diesem Abschnitt werden daher die für diese Arbeit relevanten Regelwerke und deren entsprechende Inhalte kurz vorgestellt, um im Anschluss daran deren Anwendung auf die spezielle Fragestellung des Brandes in unterirdischen, zwanggefährdeten Strukturen zu diskutieren.



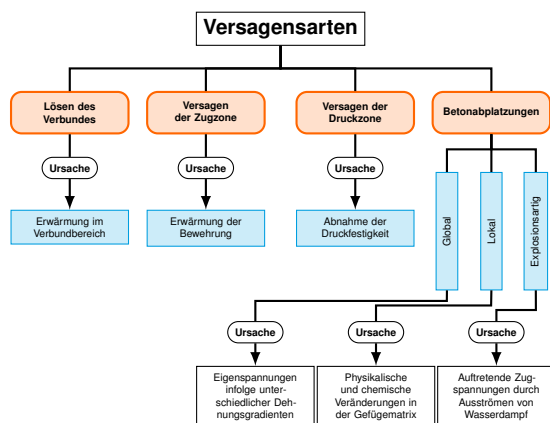
## 3.2 Konstruktion und Lastannahmen im Tunnelbau mit besonderen Hinweisen zum konstruktiven Brandschutz

### 3.2.1 Allgemeines zu bautechnischen Grundlagen

Tunnelbautechnische Grundlagen können beispielsweise folgenden Werken entnommen werden: *Williams*[302], *Wittke*[679] oder *Beer*[52]. Während die ersten maschinell hergestellten Tunnel oft noch aus Stahlübbingen hergestellt werden, stellt sich jedoch schnell heraus, dass der Einsatz von Beton zu effizienteren Systemen führt [368], sowohl für konventionell als auch für maschinell hergestellte Tunnelschalen. In der Herstellung eines Tunnels stellen Material, Baustelleneinrichtung und Transport für konventionell und maschinell hergestellte Tunnel mit ca. 65 % der Herstellungskosten (zu Grunde liegt ein Beispiel U-Bahn Tunnel in bindigem Baugrund) die führenden Ausgabengrößen in der Konstruktion von Tunnelanlagen dar [650]. Mit der Weiterentwicklung des Kenntnisstandes zur Tragwirkung von Tunneln bzw. der gleichzeitig fortschreitenden Entwicklung und Verbesserung numerischer Hilfsmittel zur Berechnung von Tunneln und die damit einhergehende Steigerung der Prognosegenauigkeit komplexer Systeme in Kombination mit der Weiterentwicklung in den technischen Geräten zur Herstellung von Tunneln, beispielsweise in der Fabrikation von Tübbingen, gewinnt vor allem auch die Maßhaltigkeit an Bedeutung. Dies gilt sowohl in der Herstellung der Tunnelschale als auch in der Einhaltung von Trassierungslagen beim Auffahren eines Tunnels. Dies bedeutet, dass damit auch in der Berechnung realistischere Systemvorhersagen möglich sind, da die Maßhaltigkeit und damit verbunden auch

die Steifigkeit des Bauwerks bzw. Bodens besser im Einklang zu idealisierten Annahmen einer numerischen Berechnung sind. Damit haben sich mittlerweile auch Toleranzvorgaben in der Herstellung der Tunnelschale in der Praxis weitestgehend bewährt. Darüber hinaus sind strenge Toleranzvorgaben ein Garant für eine qualitativ hochwertige Ausführung. Ferner unterliegen die Toleranzangaben einer steten Entwicklung, z. B. durch die Anpassung an den Trend des Baus immer größerer Tunneldurchmesser. [258] Nichts desto trotz liegen in der Annahme von Bodenparametern naturgemäß immer noch große Streubreiten, deren Quantifizierung und Bewertung entsprechende Erfahrung im Bau von Tunneln voraussetzen. Ein Spezialgebiet neben der reinen strukturmechanischen Betrachtung eines Tunnels bilden beispielsweise thermische Sonderlastfälle (Brand). Einige wesentliche Erkenntnisse zur Thematik „Brand im Tunnel“ sind beispielsweise unter anderem in der Richtlinie NCHRP Synthesis 415 - Design Fires in Road Tunnels [450], vgl. Tabelle B.1 zusammengefasst und werden im Folgenden exemplarisch für die im Zuge dieser Arbeit wichtigen Wissensbausteine zusammengetragen. „Dabei könne die Nachweisführung im Bereich des Tunnelwesens nicht die gleiche Realitätsnähe erreichen wie die Nachweise des Hoch- und Ingenieurbaus“ (*Duddeck* [169]). *Duddeck*[169] empfiehlt daher die normativen Berechnungsvorschriften bei Bedarf als nicht bindend für den Tunnelbau anzunehmen, wenn damit physikalische Bemessungsszenarien nicht mehr vertretbar auf Tunnelstrukturen extrapolierbar sind. Dieser Grundgedanke spiegelt sich auch im Ansatz dieser Arbeit wider, speziell die technische Regelung des Sonderlastfalles Brand zu hinterfragen und zu diskutieren.

Die Basis technischer Regelwerke wird unter anderem durch experimentelle Absicherung gebildet. Daher werden beispielsweise Versuche zur Ableitung strukturmechanischer Berechnungsansätze aus dem Gebirge durchgeführt, z. B. Versuche am Tunnelring und Versuche an einzelnen



**Abbildung 3.1: Versagensarten von Tunnelstrukturen und ihre Ursachen, Bergmeister [57]**

Tunnelementen, z. B. Tübbinge. Diese Versuche werden beispielsweise in Deutschland aber auch im internationalen Umfeld, unter anderem auch in China, durchgeführt, um die Vorhersagegenauigkeit numerischer Verfahren, z. B. der Finite Elemente Methode (FEM), zu verifizieren und zu kalibrieren. Eine Auswahl von Untersuchungsergebnissen ist beispielsweise in folgenden öffentlichen Diskussionen wiedergegeben: *Schreyer und Winselmann* [585], *Schreyer und Winselmann* [586], *Schreyer* [583], *Blom* [72], *Lu et al.* [399], *Luttikholt* [401] und *Schreyer und Kessler* [584].

Allgemeine Ausführungen zu Betonkonstruktionen im Tiefbau sind beispielsweise in *Baldauf und Timm* [31] bzw. *Beer* [52] enthalten. Allgemeine Grundlagen zur statischen Berechnung im Tunnelbau werden ferner beispielsweise durch *Wittke* [679] zusammengefasst. Die Schalendicke ist dabei für die meisten Tunnel durch konstruktive Kriterien bestimmt, nicht durch statisch erforderliche. Statische Kriterien werden meist nur bei tiefen Tunneln angesetzt bzw. bei hohen ungleichmäßigen Lasten oder anderen Störungen [302].

Der Fokus in dieser Arbeit liegt dabei im Speziellen in der Diskussion des Tragverhaltens im Druckbereich unbewehrter kreisförmiger Tunnelchalen (z. B. klassische Tunnel im Eisenbahnbau), vgl. Abb. 3.1, der in der weiteren Aus-

führung in Kombination mit dem Sonderlastfall Brand betrachtet wird.

## 3.2.2 Lastannahmen und Traglastversuche

### 3.2.2.1 Lastannahmen im Tunnelbau

Wesentliche statische Einwirkung auf einen Tunnel bildet die Belastung des tunnelumschließenden Baugrundes. Schon im 18. Jahrhundert wird durch *Bélideur* [55] versucht, sowohl Ausführungs- und Bemessungshinweise als auch Berechnungsansätze zur Berechnung komplexer Spannungszustände im Baugrund zu formulieren. Weitere Erddruckansätze werden beispielsweise später beim Bau der ersten U-Bahn 1863 in London entwickelt (*Vogt* [646]).

Heim beschreibt dabei bereits 1878 [270–272] den isotropen hydrostatischen Spannungszustand in großen Tiefen als Folge des plastischen Verhaltens des Felsens, das alleine mit elastischen Parametern nicht abgebildet werden kann. Durch einen vereinfachten (linearen) Ansatz können also die Spannungen und Verformungen in der Kaltbemessung zwar im Tunnelring berechnet werden, jedoch nicht die komplexen Spannungszustände des Baugrundes [10, 11].

Daher bildet die messtechnische Begleitung von Tunnelprojekten (Beobachtungsmethode) bereits seit dem Bau der ersten Tunnel einen festen Bestandteil, um die Bemessungs- und Berechnungsannahmen der Planungsphase auch in der Bauphase zu überprüfen. Mit der Entwicklung elektronischer Systeme kann die Beobachtung des Tunnelverhaltens automatisiert auch über längere Zeiträume in festen Messintervallen erfasst werden, um dem Planer ausreichend Datenmaterial zur Verifizierung der in der Berechnung angenommenen Tunnelbelastung zur Verfügung zu stellen (vgl. *Desponds* [141]). Ferner kommen auch vereinzelt, vornehmlich in Laboren, opti-

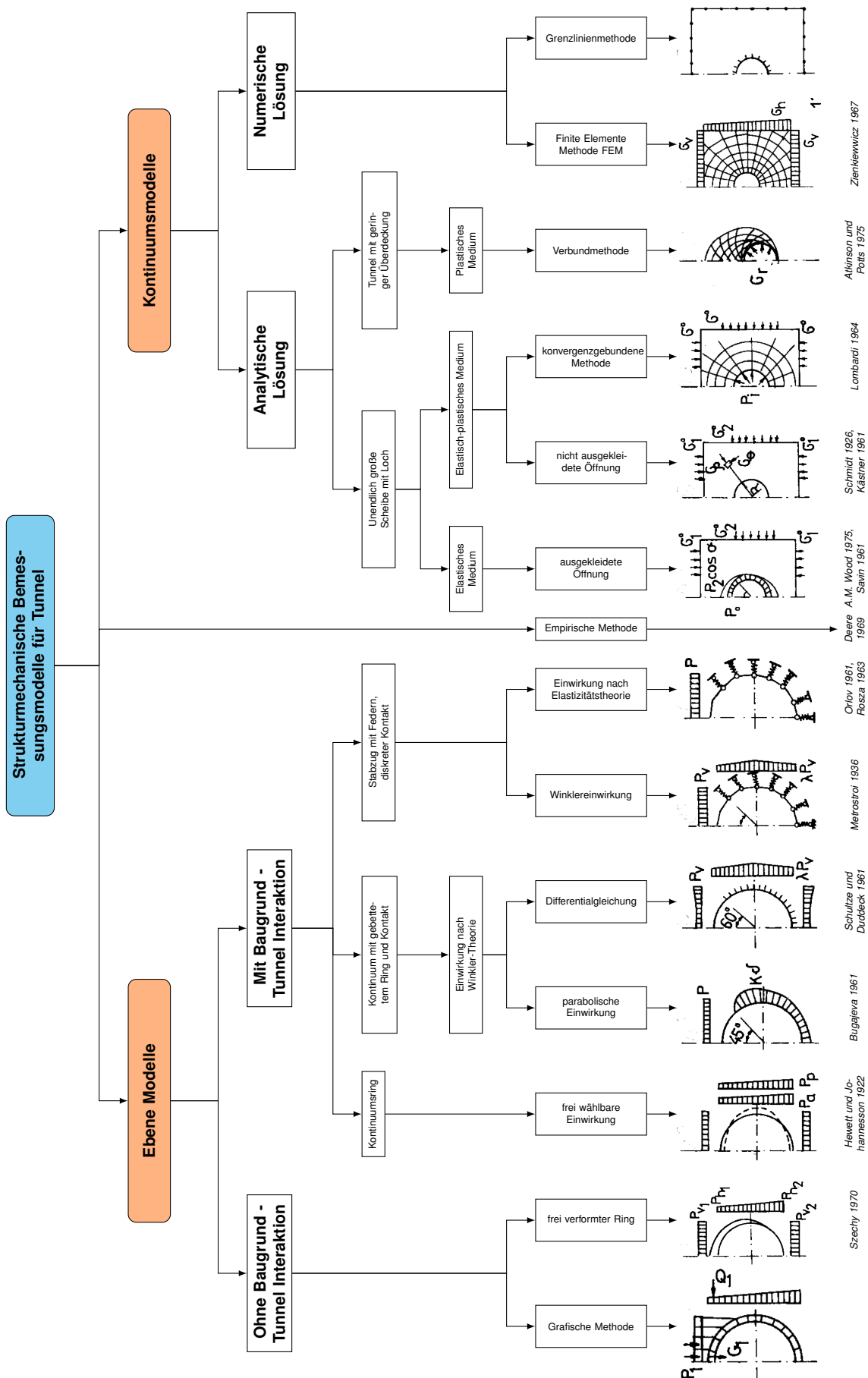


Abbildung 3.2: Strukturmechanische Berechnungsmethoden für Tunnel (in Anlehnung an [314])

sche Verfahren zur Bestimmung von Schnittgrößen zum Einsatz [469].

Zur Bestimmung der mechanischen Tunnelbelastung wurden eine ganze Reihe von Ansätzen abgeleitet, vgl. Abb. 3.2. Beispielhaft für das Vorgehen zur Planung und zum Bau eines Tunnels sei hier der Donnerbühl-Tunnel erwähnt. Im Rahmen von Vorstudien werden beispielsweise für den Donnerbühl-Tunnel in Bern experimentelle Untersuchungen an Hand von Modellversuchen durchgeführt, um auf das Systemverhalten (Tunnel-Baugrund) zu schließen [77]. Der Donnerbühl-Tunnel durchquert die Stirnmoräne des eiszeitlichen Aaregletschers, der Baugrund setzt sich also hauptsächlich aus der Grundmoräne zusammen, die an den kiesigen Streifen in sandigem Lehm leicht erkennbar ist. Auf Höhe des Tunnelscheitels befindet sich hauptsächlich Sand. [141] Als Untersuchungsbestandteil zur Quantifizierung von Bodenparametern und Erddruckansätzen sollen dabei die Berechnungsvorschläge nach Terzaghi, Caquot und Kommerell-Culmann näher diskutiert und mit experimentellen Ergebnissen an Miniaturmodellen verglichen werden. Als Ergebnis der Untersuchungen können folgende Erkenntnisse festgehalten werden. Während die Ansatzfunktion zur Berechnung des Erddrucks nach Kommerell-Culmann keine zufriedenstellenden Ergebnisse liefert, kann der Ansatz nach Terzaghi mit guter Näherung zur Ermittlung des Erddrucks für eine Tunnelstruktur herangezogen werden. *Terzaghi*[618] setzt dabei die Silotheorie von *Janssen*[329] am Beispiel von Getreidesilos auf Tunnel um. *Kipfer und Wanzenried*[359] unterstreichen in deren Untersuchungen die Verwendung des Ansatzes nach Terzaghi in mehreren Punkten. Einerseits berücksichtigt Terzaghi die Gewölbewirkung der Überdeckung, der vor allem in dieser Arbeit beabsichtigten Untersuchung tiefliegender Tunnel, besser. Bedingung hierfür ist, dass für den Ausbruch große Deformationen vorausgesetzt werden, so dass die inneren Reibungskräfte des Baugrundes voll aktiviert werden können. Aller-

dings bestätigen *Kipfer und Wanzenried*[359] durch die Dokumentation von photoelastischen Kontrollversuchen, dass die horizontalen Erddrücke am realen Bauwerk ca. 1,65 größer zu erwarten sind, als der nach Terzaghi prognostizierte aktive Erddruck, etwa in der Größenordnung des Erdrhedruckes. Auf der sicheren Seite wird daher im Rahmen dieser Arbeit der Ansatz nach Terzaghi weiter verfolgt, da sich auf Grund der damit verbundenen größeren Deformation der Tunnelstruktur auch maßgebendere Spannungsszenarien in den Randschichten der Tunnelstruktur einstellen. Die Lastannahmen nach Kommerell und Caquot können in der Extrapolation auf andere Belastungszustände, als die für die sie entwickelt werden, nicht überzeugen. Der Erddruckansatz nach Kommerell, dessen Berechnung auf klassische Vortriebsmethoden beruhen, die zu großen Firstesenkungen führen können, beruhen auf Ansätzen, deren Ursprung auf Erfahrungswerten zu basieren scheint, und weisen daher große Streuungen in der Vorhersage der Lastabtragung im Baugrund auf. Caquot entwickelt einen Ansatz zur Erddruckberechnung für Radialspannungen kreisförmiger Stollen in kohäsionslosem Baugrund. Die Kräftegleichgewichte werden jedoch durch dessen Ansatz nicht erfüllt, was vor allem in der numerischen Berechnung zu Problemen führt, wenn damit das Systemgleichgewicht auf Grund der Wahl des physikalischen Ansatzes nicht erreicht werden kann. Ein wesentlicher Teil der Krafteinleitung in die Tunnelstruktur beruht dabei auf Reibung, die nur zu kleinen Momenten im Kreisring führen. Aus Versuchen ist jedoch bekannt, dass vor allem im unteren Bereich des Tunnels die berechnete Druckverteilung stark von gemessenen Szenarien abweicht. [359]. Der Erddruck wird maßgeblich vom Winkel der inneren Reibung, der Kohäsion und dem Raumgewicht des Bodens beeinflusst [77]. Untersuchungen zeigen, dass mit dem Erddruckansatz nach Terzaghi die berechneten Spannungen auf einen Modelltunnel zufriedenstellend wiedergegeben werden können. Dessen Ansatz berechnet die vertikalen Scheitel-



drücke mit guter Übereinstimmung, weist aber in der Ermittlung der Horizontalspannungen leichte Abweichungen zum Experiment auf, da Terzaghi annimmt, dass die innere Reibung im Baugrund vollständig zur Wirkung kommt, wie es beispielsweise bei der Berechnung von Stützmauern üblich ist. [77] Deshalb wird von Houska [300] eine Verbesserung vorgeschlagen, da der Scherwiderstand des Baugrundes erst vollständig wirkt, wenn die Ausbildung des plastischen Grenzzustandes im Boden (Vollbruch) abgeschlossen ist. Fehlen hierfür die notwendigen Verformungen, treten nur örtliche Störungen auf (Gleitbewegungen). Damit wird der Widerstand gegenüber Belastungen erhöht und es können größere Erddrücke aufgebaut werden. Hierfür begrenzt Houska [300] die Scherfestigkeit des Bodens auf  $\varphi = \frac{2}{3}$  und passt die senkrechten Gleitflächen im Erddruckansatz nach Terzaghi durch zusätzliche Belastung der Gleitkeile an. Beobachtungen zeigen, dass die Abweichungen zwischen den Erddruckansätzen nach Houska und Terzaghi 64 bis 200 % betragen und daher der Wirklichkeit besser entsprechen. Dennoch scheinen die Erddruckansätze nach Terzaghi oder Protodjaconov weiter verbreitet zu sein [314].

In der Diskussion, welcher Erddruckansatz der bessere ist und mit wessen Verwendung die Wirklichkeit am besten wiedergegeben werden kann, weist Duddeck [168] darauf hin, dass für die Vorhersage der Bodensteifigkeit mit einer Abweichung von 20 % gerechnet werden muss, daher sei die Genauigkeit der Berechnungsmethode von untergeordneter Bedeutung, da damit die Streuung der Eingangsparameter maßgeblich überwiegt. Duddeck und Städing formulieren weitere Ansätze zur Berechnung des Erddruckes, beispielsweise speziell für die Berechnung des Erddruckes auf überschütteten Tunneln [170]. Deren Empfehlungen zur Berechnung von Tunnelstrukturen sind dabei auf beliebige Querschnitte übertragbar [168].

Zur Berechnung gering überdeckter Tunnel empfiehlt Duddeck [169] den Firstbereich ohne La-

gerung zu modellieren. Ferner empfiehlt er, soweit nicht anders bekannt bzw. durch geotechnische Untersuchungen abgesichert, mit dem Primärspannungszustand zu arbeiten. Anstatt eines Kontinuumsmodells kann speziell für tief liegende Tunnel auch ein allseitig gebettetes Modell gewählt werden, bei dem die radialen und tangentialen Erddruckeinwirkungen anhand Gleichung (3.1) abgeschätzt werden können. Dieses vereinfachte Ersatzmodell liefert die gleichen Ergebnisse wie ein komplexeres Kontinuumsmodell, wenn im Kontinuumsmodell das tangentiale Gleiten aktiviert und die Querdehnungszahl des Baugrundes mit  $\mu = \frac{1}{3}$  angesetzt wird. Dabei ist zu beachten, dass die Vergleichsrechnungen nur auf Basis 2-dimensionaler, ebener Untersuchungen ohne thermische Einwirkungen abgeleitet und kalibriert sind.

$$\begin{aligned} p_r &= \frac{1}{2} \cdot (p_v + p_h) + \frac{5}{6} \cdot (p_v - p_h) \cdot \cos(2 \cdot \varphi) \\ p_t &= 0 \\ k_r &= \frac{1}{2} \cdot \frac{E_s}{r} \\ k_t &= 0 \end{aligned} \quad (3.1)$$

mit $p_r$	radiale Erddruckspannung
$p_t$	tangentiale Erddruckspannung
$k_r$	radiale Steifigkeit des Baugrundes
$k_t$	tangentiale Steifigkeit des Baugrundes
$p_v$	vertikaler Erddruck
$p_h$	horizontaler Erddruck
$\varphi$	Scherwinkel
$E_s$	Bettungsmodul
$R$	Tunnelradius

Da im Rahmen dieser Untersuchungen der Primärfokus auf die Interaktion der Brandeinwirkung mit der Tunneltragstruktur liegt, wird hier der Erddruckansatz nach Terzaghi [618] gewählt und für die Qualität der Berechnungen in dieser Arbeit als hinreichend genau angenommen [615, 616], da nach Janßen [330] die Wahl des Erddruckansatzes nur geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Untermauert wird diese

Einschätzung beispielsweise auch durch *Ahrens et al.* [10], die vereinfachte Ansätze zur Bestimmung des Erddruckes mit genaueren vergleichen und auf diesen Untersuchungen basierend den Einfluss des Erddruckansatzes auf die Ergebnisse einer strukturmechanischen Berechnung als gering einstufen. In Bezug auf *Terzaghi* [618] sei kritisch angemerkt, dass dessen Theorien lediglich an Sandüberdeckungen über Öffnungen mit einer rechteckförmigen Geometrie überprüft wurden. Die Übertragbarkeit auf beliebige Bodenparameter und Tunnelgeometrien ist daher je nach konkreter Anwendung speziell zu hinterfragen. In Anlehnung an die Richtlinie „Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining“ [327] ist die Ermittlung des vertikalen Erddruckes nach Terzaghi grundsätzlich mit hinreichender Genauigkeit möglich, für die Ermittlung des horizontalen Erddruckes werden jedoch keine allgemeinen Empfehlungen genannt.

Weitere Lastansätze für weiterführende Studien sind beispielsweise in der Richtlinie „Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining“ [327] oder in Abb. 3.2 zusammengefasst.

$$b' = R \cdot \left( \tan(\alpha) + \frac{1}{\cos(\alpha)} \right) \quad (3.2)$$

mit  $b'$  halbe Ersatzgrabenbreite (vgl. Abb. 3.3)  
 $R$  Tunnelradius  
 $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$  (vgl. Abb. 3.3)

$$z_1 = R \cdot \sin(\alpha) \quad (3.3)$$

mit  $z_1$  geometrische Größe (vgl. Abb. 3.3)

$$p_z = \frac{\gamma \cdot b' - c}{K_{Silo} \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left( 1 - e^{-K_{Silo} \cdot \tan(\varphi) \cdot \frac{z}{b'}} \right) + q \cdot e^{-K_{Silo} \cdot \tan(\varphi) \cdot \frac{z}{b'}} \quad (3.4)$$

mit  $p_z$  abgeminderter vertikaler Erddruck  
 $\gamma$  Bodenwichte  
 $c$  Kohäsion  
 $H$  Tunneltiefe  
 $K_{Silo}$  Seitendruckbeiwert

$$p_h = (p_{z(z=h)} + \gamma \cdot z') \cdot \tan^2(\alpha) - 2 \cdot c \cdot \tan(\alpha) \quad (3.5)$$

mit  $p_h$  horizontaler Erddruck  
 $z'_{gr}$  Höhenkoordinate im Baugrund bezogen auf die Tunnelfirste (vgl. Abb. 3.3)

**Tabelle 3.1: Mechanische Lasten zur Bemessung eines Tunnels [327]**

Einfluss	Parameter
1	2
immer zu berücksichtigen	Erddruck, Wasserdruck, Tote Lasten, Auflast, Bettung: Lasten unabhängig von der Verformung des Baugrundes, Lasten abhängig von der Verformung des Baugrundes
wenn notwendig	Lasten von Innen, Lasten während der Bauphase: Druckkräfte aus Schildvortrieb, Last aus Transport und Handhabung von Tübbingen, Druck aus Verfüllung, Last aus Nutzung des Errektors, andere Lasten, Erdbeben
spezielle Lasten	Effekte aus benachbarten Tunneln, Setzungen, andere Lasten

Entgegen gängiger Empfehlungen [10, 11] wird im Rahmen dieser Arbeit nicht der Primärspannungszustand, sondern ein Sekundärspannungszustand nach Terzaghi [614–619, 646] angesetzt (vgl. Abb. 3.3, Gleichungen (3.2) bis (3.5)). Dies wird darin begründet, da sich der Untersuchungszeitpunkt thermischer Einwirkungen auf eine Tunnelschale in der Regel lange nach der Erstellung eines Tunnels befindet, nach dem sich das Gebirge bereits entspannt hat und ggf. Umlagerun-

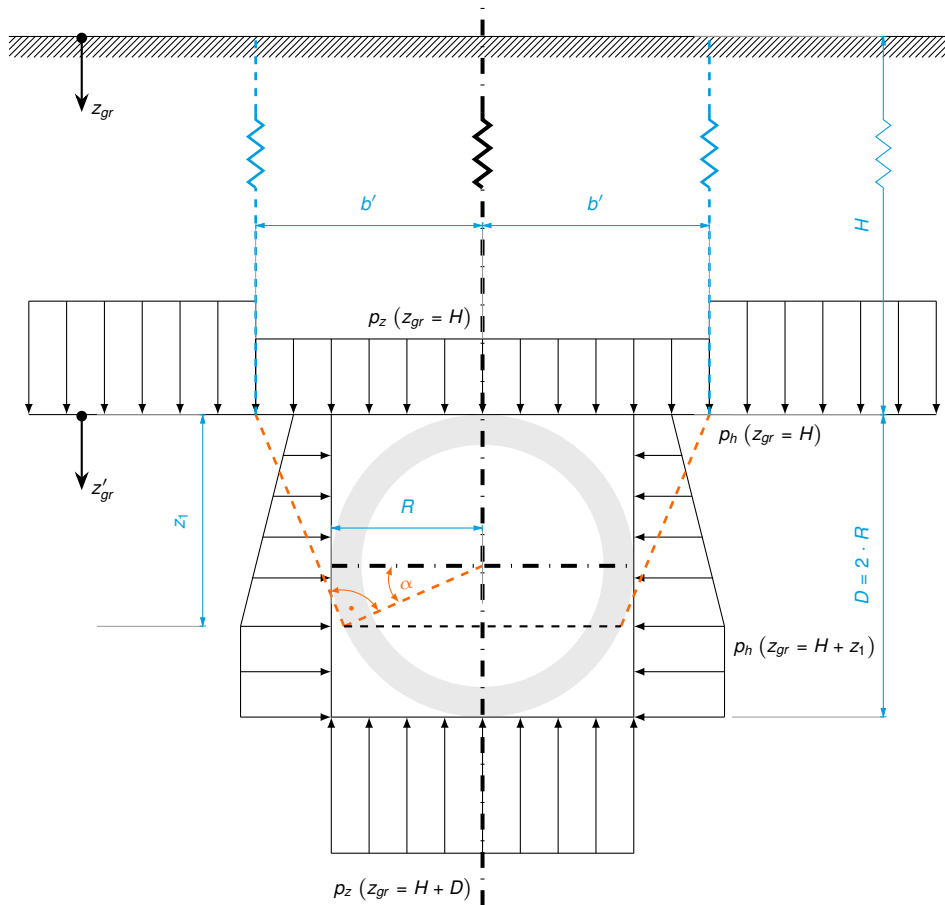


Abbildung 3.3: Erddruckbelastung nach Terzaghi [614, 618, 645]

Tabelle 3.2: Kritische Bereiche, für die eine Bemessung durchzuführen ist [327]

Einfluss	Parameter
1	2
kritische Bereiche	größte Überdeckung, geringste Überdeckung, höchstem Grundwasserstand, niedrigstem Grundwasserstand, große Auflast, Einzellasten, einseitige Belastung, unebener Oberfläche, bereits existierende oder geplante Nachbar-tunnel

gen im Gebirge auf Grund der Einbringung der Störzone „Tunnel“ stattgefunden haben können. Der Herleitung der Bettungsmoduli nach Terzaghi liegt ein dehnstarrer Tunnelausbau zu Grunde, der in Vergleichsrechnungen nur geringe Unterschiede zu einem dehnweichen Tunnelausbau aus üblichen Baumaterialien aufweist. Die Rechenannahmen gelten für einen Konsolidierungsgrad von  $\mu = \frac{1}{3}$  und einen Seitendruckbeiwert von  $k_0 = \frac{1}{2}$ . [10, 11]

Über diese Ansätze hinaus gibt es noch weitere Lastannahmen, z. B. zusammengefasst durch *Iftimie* [314] (vgl. Abb. 3.2), die je nach Baugrund, Tunnelgeometrie etc. eine entsprechende Rechtfertigung erfahren können. Für weitergehende Studien, die im Rahmen der Heißbemessung auch die Interaktion zwischen Baugrund und Tunnel beinhalten können, ist nach heutigem Stand der Technik jedoch im wissenschaftlichen Sinn,



der sich nicht nur mit der Fragestellung nach der Tragfähigkeit einer Struktur durch einfache Überschreitung eines Zielbemessungswertes zufrieden gibt, sondern insbesondere die Vorgänge im Gesamtsystem beschreiben will, eine nichtlineare dreidimensionale Kontinuumsberechnung zu empfehlen, die es erlaubt auf vereinfachte Ansätze zu verzichten, um damit die Physik des Systems genauer, respektive realitätsnäher, wiedergeben zu können.

Die Parameter der Kunst des Tunnelbaus (Baugrundbeschreibungen, Materialkennwerte, geometrische Kennwerte, etc.) unterliegen schon lange einer steten Diskussion über deren Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse bereits *Schulze und Duddeck*[589] diskutieren. Während die Methode der Finiten Elemente (FEM) in deren Anfangsphase noch einer sehr kritischen Bewertung unterliegt, z. B. durch *Fleck et al.* [197], der die Ergebnisse einer FEM-Berechnung auf der unsicheren Seite einordnet, ist dieses Instrument heute ein gängiges Werkzeug moderner Ingenieurmethoden zur Quantifizierung und Visualisierung komplexester Bauwerks- und Baugrundzustände sowie der Interaktion aus beidem [193]. Dennoch unterliegt die Kritik der FEM nach *Fleck et al.* [197] bereits 1980 primär dem Argument, dass der Aufwand, den Ingenieure in die numerische Modellierung einer physikalischen Problemstellung investieren, oft unzureichend ist. Der Umkehrschluss dieser Grundlage ist im Wesentlichen auch noch heute gültig. Das Verständnis der zu modellierenden Problemstellung, gepaart mit einem entsprechenden Feingefühl in der Abstraktion einer physikalischen Problemstellung, bildet nach wie vor eine notwendige Kernaufgabe der Ingenieurmethode zur Umsetzung und Berechnung komplexer numerischer Systeme.

Zur Systematisierung der Tunnelbemessung gibt es darüber hinaus auch allgemeine Kennlinien, beispielsweise für kreisförmige Tunnelquerschnitte mit nicht gebettetem Firstebereich, abgeleitet durch *Windels*[673] für die Kaltbemessung. Des Weiteren gibt es für spezielle Bauverfah-

ren Diskussionen zur Ableitung allgemeiner Bemessungsverfahren, z. B. für Spannungszustände beim Bau von schildvorgetriebenen Tunneln durch *Schulze und Duddeck*[589]. Diese Verfahren beruhen jedoch oft auf linear-elastischen Methoden. Diese vereinfachten Annahmen genügen der Komplexität des thermo-mechanischen Verhaltens des Betons oft nicht, da insbesondere nichtlineare, temperaturabhängige Materialeigenschaften des Betons, wie die Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherfähigkeit, über die Potentialdifferenz und die Dauer der Temperatureinwirkung einen entscheidenden Einfluss auf die instationäre Spannungsentwicklung in der Tunnelschale haben.

Der Einfluss und die Wichtigkeit verschiedener Berechnungsparameter und Tunnelrandbedingungen sind in Tabellen 3.1 bis 3.3 zusammengefasst und gegenübergestellt. Darin ist erkennbar, dass in der Zeit vor den großen Tunnelunglücken in den 1980er und 1990er Jahren in Europa eine Sensibilisierung hinsichtlich Hochtemperaturbeanspruchungen noch nicht entwickelt ist und die Herausforderung im Bau von Tunnelbauwerken daher auf die klassischen Planungsparameter, wie Erddruck oder Wahl des statischen Systems, fokussiert ist. Wobei in der tatsächlichen praktischen Tunnelplanung der möglichst genauen Quantifizierung geologischer Parameter eine entscheidende Rolle zukommt, die das Gesamtprojekt entscheidend beeinflussen können [472].

Im Rahmen der numerischen Modellbildung (vgl. Kapitel 7) wird der Erddruck durch Gleichgewichtsansätze am Knoten gebildet, unter Vernachlässigung tangentialer Effekte. Des Weiteren sei darauf hingewiesen, dass die angesprochenen Gleichungen zur Ermittlung des Erddruckes auf Grundlage einer 2-dimensionalen Betrachtung durchgeführt wurden und räumliche Effekte daher in den abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten nicht enthalten sind. Ein zutreffendes Beanspruchungsbild wird vor allem im Tunnelbau jedoch nicht durch ein verfeinertes statisches Rechenmodell erreicht, sondern durch eine ver-



**Tabelle 3.3: Einfluss von Eingangsparametern auf die Tunnelbeanspruchung [169]**

Einfluss 1	Parameter 2
entscheidend	Erddruck, Wasserdruck, Wahl des statischen Systems, Größe der angesetzten Kennwerte
erheblich	Zwangsspannungen aus Montage, Kurvenfahrt, Vorbeifahrt einer Nachbarröhre, spätere Einwirkungen (Verkehrerschütterungen, zeitabhängige Eigenschaften des Baugrundes), Temperaturänderung in Tunnellängsrichtung, Pressendruck beim Schildvortrieb, Verpressdruck
gering	Eigengewicht der Tunnelauskleidung, Einbau- und Verkehrslasten im Tunnel, Luftüberdruck, Temperaturunterschiede zwischen Innen- und Außenseite der Tunnelwandung

gleichende Betrachtung mit verschiedenen Ansätzen der Eingangsparameter [169].

Darüber hinaus gibt es beispielsweise für Stahlrohre verschiedene Ansätze zur Bestimmung des kritischen Beuldrucks der Innenschale in Abhängigkeit der umgebenden Baugrundsteifigkeit auf Basis vereinfachter Formeln. Aus Gründen der Vollständigkeit sei hier aber nur auf die entsprechende zusammenfassende Quelle dieser Ansätze verwiesen, *Williams* [302]. Diese Ansätze sind zu pauschalisiert und bieten keine Option hinsichtlich der thermischen Bewertung, jedoch lohnt die Studie dieser Ansätze für einen Vergleich neuer Berechnungsmethoden. Gegebenenfalls ist eine Rekalibrierung bzw. Erweiterung dieser Ansätze für aktuelle Problemstellungen möglich, wie z. B. der thermischen Beanspruchung unterirdischer Strukturen, aber auch der Vergleich mit neuen Materialien wie Ultra-Hochfestem-Beton (UHPC), der im Druckbereich ähnliche Festigkeiten aufweist wie Baustahl.

### 3.2.3 Konstruktive Brandschutzanforderungen

Neben der Bewertung und Bemessung der komplexen Vorgänge in und am Tunnel während der

Bauphase [470], hat vor allem die Diskussion von Sonderereignissen, z. B. von Brandszenarien, in den letzten Jahren entscheidend an Bedeutung im Tunnelbau gewonnen. In Bezug auf den Tunnelbau stellen die ZTV-ING [702] für den Straßenverkehr und die RIL 853 [521] für den Schienenverkehr in Deutschland die zentralen Regelwerke zur Charakterisierung von brandtechnischen Anforderungen dar. Neben der Formulierung einer Bemessungsbrandlast (vgl. Abschnitt 3.4) sind hier bereits einige zusätzliche konstruktive Regelungen zur vorbeugenden Brandschutzoptimierung enthalten. Hierbei existieren sowohl Regelungen, die Einbauteile, wie die Bewehrung, betreffen, als auch konstruktive Regelungen für den Gesamtquerschnitt. Da die Festigkeit des Stahls bei Temperaturen über 500 °C überproportional abnimmt, muss die maximale Temperatur im Rahmen der Tunnelbemessung in der tragenden Bewehrung mit einem gewissen Sicherheitsabstand auf 300 °C begrenzt werden. Diese konstruktive Anforderung korreliert ebenfalls mit der temperaturabhängigen Verbundtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, vgl. Abschnitt 3.3.6.12. Die Einhaltung dieses Grenzwertes kann in der Regel über die Wahl einer geeigneten Betondeckung gesteuert werden, bietet jedoch zugleich Potential zur Optimierung, da die Temperaturen im Betonquerschnitt auf Basis der thermischen Materialparameter des EC 2 in der Regel überschätzt werden (vgl. Abschnitt 3.3.5.1). Darüber hinaus werden weitere konstruktive Kriterien zur Optimierung des Betonverhaltens während einer Hochtemperaturbeanspruchung genannt. Beispielsweise sind zur Vermeidung von Abplatzungen zusätzlich verzinkte Mattenbewehrungen mit mind. 2 cm Betondeckung gefordert, Mindestschalendicken (z. B. 35 cm für Gewölbequerschnitte), Nennmaße für Betondeckungen (z. B. 6 cm) oder freiliegende Firstebereiche sind mit Brandschutzsystemen zu versehen (bzw. Schutzsysteme wie PP-Fasern). Die RIL 853 ist dabei ein Regelwerk, das erstmals einen technisch geregelten Ansatz zur konservativen Bestimmung und Bewertung des Abplatzens von

Beton während einer Hochtemperaturbeanspruchung liefert. Aus neueren Untersuchungen ist bekannt, dass die Verwendung von Mattenbewehrungen keinen umfassenden Schutz gegenüber dem Abplatzungsmechanismus und insbesondere dem Schutz der tragenden Bewehrung darstellen, da durch Versuche bereits dokumentiert ist, dass Abplatztiefen bis in den Bereich der tragenden Bewehrung erreicht werden können [138]. Interessant ist hierbei die Forderung, dass beispielsweise bei Abweichungen der Anwendungsgrenzen der ZTV-ING [702] ein genauere rechnerischer Nachweis unter Berücksichtigung der realen Querschnittserwärmung und Steifigkeitsveränderung während des Brandes zu führen ist. Die hierfür erforderlichen Materialparameter, z. B. des mehraxialen temperaturabhängigen Verhaltens von Beton, sind in keinem anerkannten technischen Regelwerk enthalten. Die im Rahmen dieser Studien zur Verfügung stehenden publizierten Forschungsergebnisse in Bezug auf das Materialverhalten in der Abkühlungsphase und nach dem Brand enthalten dabei nicht das Spektrum an versuchstechnischer Absicherung der temperaturabhängigen Materialparameter, um beispielsweise alle im EC 2 definierten Betonklassen abdecken zu können. Das zu temperaturabhängigen Parametern des Betons publizierte Wissen ist jedoch grundsätzlich geeignet, um das temperaturabhängige Verhalten des Betons über alle Brandphasen hinweg zumindest abschätzen zu können. Bei einer genaueren Quantifizierung temperaturabhängiger Materialparameter, z. B. der mehraxialen temperaturabhängigen Festigkeit oder das Verhalten des Betons nach der Ersterwärmung, kann im Rahmen weiterer Untersuchungen eine Kalibrierung des im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Simulationsverfahrens zur Quantifizierung von Simulationsergebnissen vorgenommen werden, auf dessen Basis eine konkrete Interpretation für die Ingenieurpraxis möglich wird, z. B. die Bewertung der Resttragfähigkeit nach einem Brandereignis. Die ZTV-ING [702] ist jedoch auch derart gestaltet, dass bei Nichteinhaltung der kon-

struktiven Maßnahmen die Funktionsfähigkeit geeigneter Ersatzmaßnahmen durch Rechnung sichergestellt werden muss. Dieser Ansatz wird im Rahmen dieser Arbeit aufgegriffen und die Auswirkung der in Strömungssimulationen evaluierten Parameterspektren (vgl. Kapitel 5) auf die Strukturmechanik (vgl. Kapitel 7) diskutiert.

Neben den Anforderungen zur Brandsicherheit in nationalen Tunneln gibt es auch international diverse Anforderungen unter besonderer Berücksichtigung einer Hochtemperaturbeanspruchung. So müssen beispielsweise sowohl im europäischen Raum, wie der Schweiz, Frankreich, Italien, Schweden als auch im außereuropäischen Raum, wie den USA, allgemeine Regeln zur Bemessung von Tunnelschalen eingehalten werden, die verhindern sollen, dass ein Brandunglück nicht zu einem katastrophalen Schaden des Gesamttragwerkes führt [547]. Diese Forderung wird teilweise noch ergänzt, indem Vorschläge zur Brandsicherheit, zu Prüfverfahren, zu Empfehlungen von Rechenmethoden oder zu Materialkennwerten formuliert werden [547]. Wohingegen in Ländern wie Polen beispielsweise zwar eine Sensibilisierung zur Entlüftung von Tunneln vorhanden ist, jedoch keine weiteren konkreten Punkte hinsichtlich des statischen Tragverhaltens benannt werden [547]. Generell ist zu beachten, dass ein Mischungsverbot zwischen Normen mit unterschiedlichem Sicherheitskonzept nicht zulässig ist. Bemessungsregeln müssen zur konsistenten Anwendung derselben Normenfamilie entstammen [289]. Die Normenreihe des EC 2 [159, 160] erlaubt für den Brandschutz eine „akzeptable“ Umverteilung des Lastpfades ohne Tragfähigkeitsverlust. Der vereinfachte Nachweis des EC 2 liefert für einfache Bauteile Tragfähigkeitsbewertungen. Der vereinfachte Nachweis jedoch liefert keine Aussagen über die Verformungen im Bauteil, respektive im System [289]. Jedoch stellt genau die Quantifizierung der Verformungen gerade für zwanggefährdete Bauteile eine entscheidende Größe dar, um die instationäre Spannungsentwicklung im Bauteil quantifi-



zieren und damit auch bewerten zu können. Das allgemeine Verfahren des EC 2 ermöglicht im Rahmen der normenspezifischen Anwendungsgrenzen die brandschutztechnische Nachweisführung von Einzelbauteilen, Teil- und Gesamttragwerken mit beliebiger Querschnittsart und -form bei voller oder lokaler Temperaturbeanspruchung [289]. Dieser Ansatz ist im Sinne der Anforderungen aus dem Tunnelbau kritisch zu hinterfragen, da die Anwendungsgrenzen des EC 2 sowohl hinsichtlich der mechanischen als auch der thermischen Parameter Grenzen unterliegen, die eine direkte Anwendung für zwangbehaftete Ingenieurbauwerke erschweren. Wobei grundsätzlich eine entkoppelte Betrachtung der thermischen und mechanischen Berechnung denkbar ist, falls keine Änderungen am Bauteil bzw. System während einer Temperaturbeanspruchung auftreten, z. B. unter der Voraussetzung, dass keine Abplatzungen auftreten, da die im EC 2 dokumentierten Materialgesetze auch keine einwirkungsabhängigen Einflüsse auf die Temperaturverteilung berücksichtigen. Deren Einfluss auf die Temperaturverteilung kann allgemein als gering angenommen werden. Eine genauere Diskussion und ein Vergleich der Hintergründe der Entwicklung zum EC 2 werden für die verschiedenen Materialparameter in Abschnitt 3.3 in den entsprechenden Unterkapiteln behandelt. Temperaturbasis für die Heißbemessung von Bauteilen bilden hinsichtlich der thermischen Einwirkungsgrößen die Heißgastemperaturen im Brandraum. [289]

es auch Untersuchungen von Detailbereichen, wie Fugenkonstruktionen, die die Temperaturverteilung über den Querschnitt abbilden, beispielsweise wird so für Dichtkonstruktionen nachgewiesen, dass diese durch den Ansatz normativer Brandkurven keine Temperaturen von 50 bis 80 °C erreichen. [162, 369]

### 3.2.4 Experimentelle Untersuchungen

In der experimentellen Forschung sind bereits einige Effekte zum kombinierten thermisch-mechanischen Tragverhalten von Tunnelschalen untersucht. Auf Grund der hierfür erforderlichen Größe der Versuchstechnik im Realmaßstab sind die Versuchsreihen oft nur an einzelnen Tübbingen durchgeführt worden. Darüber hinaus gibt

## 3.3 Temperaturabhängige Materialtechnologie des Betons

### 3.3.1 Allgemeine Einführung

Die Formulierung von Materialvorschriften zur Berechnung und Bemessung von Bauteilen unterliegen einem steten Wandel durch Neu- und Weiterentwicklungen und werden regelmäßig durch entsprechende Fachstellen kommentiert, erläutert oder Anwendungsempfehlungen ausgesprochen [143, 267]. Die ingenieurtechnische Beschreibung zur Formulierung von Rechengesetzen zur Berechnung von Spannungs- und Deformationszuständen bildet dabei einen zentralen Baustein [140]. Systematische Untersuchungen des Hochtemperaturverhaltens von Beton werden daher beispielsweise bereits durch *Fischer* [195] vorgenommen.

Die Weiterentwicklung mechanischer Modelle zur Verarbeitung in modernen Rechenmaschinen stellt dabei die konsequente Fortführung der Ingenieurmethode dar. Insbesondere zur Berechnung thermisch beaufschlagter Betonsysteme entstehen bereits 1974 erste numerische Ansätze zur Beschreibung des Betonverhaltens bei erhöhten Temperaturen. Dabei stellen die Untersuchungen von *Weigler und Fischer* [658] oder *Thelandersson* [622] erste Grundlagenforschungen zur Untersuchung und Beschreibung des thermischen Verhaltens von Beton dar, in der bereits erste Versuche unternommen wurden, das Phänomen der sogenannten „transienten Dehnungen“ (vgl. Abschnitt 3.3.6.5) von Beton bei erhöhten Temperaturen unter einer definierten Last zu beschreiben. Die Erforschung des temperaturabhängigen Verhaltens von Beton ist gerade in den 1970er Jahren durch die Entwicklung neuer Kraftwerkstechnologien vorangetrieben worden [562]. Im Sonderforschungsbereich 148 werden daher bereits einige Erkenntnisse zum thermischen Verhalten von Beton erforscht

und an Hand von Versuchen kalibriert, insbesondere unter der Berücksichtigung des transienten Kriechens [530]. Die Forschungsschwerpunkte liegen dabei jedoch primär auf Bauteilen aus dem Hochbau, z. B. Stützen oder Balken. Neuere Untersuchungen dienen der weiteren Verifizierung neuer Materialmodelle (EC 2), beispielsweise durch *Cylok und Achenbach* [122]. Das Bemessungsverfahren des EC 2 wird dabei für die Brandbemessung von einfachen Einzelbauteilen, z. B. von Stahlbetonstützen, als ausreichend sicher eingestuft.

Im Zeitalter der Digital- und Informationstechnik sei an dieser Stelle auf eine allgemeine Datenbank zu temperaturabhängigen Materialkennwerten von Beton hingewiesen, z. B. „Concrete Fire Research“ [360, 366]. Weitere detaillierte Erläuterungen zum Hochtemperaturverhalten und -schädigung von Beton können beispielsweise auch *Hinrichsmeyer* [280] oder *Hinrichsmeyer* [279] entnommen werden. Nachfolgend werden entsprechend nur die zum Verständnis dieser Arbeit relevanten Informationen und physikalischen Effekte näher diskutiert.

Zwei Aussagen von grundlegender Bedeutung können über alle Versuche und Betonrezepturen hinweg getroffen werden, die auch heute noch Gültigkeit besitzen [557]:

- Die Ursachen des Festigkeitsabfalls bei thermischer Beanspruchung des Betons sind im Wesentlichen physikalisch-chemische Prozesse und die damit verknüpften Transportvorgänge, z. B. des Wassers im Beton.
- Der Festigkeitsabfall erfolgt in Stufen, die vielfach nur „verschmiert“ in Erscheinung treten. Bei niedrigeren Temperaturen ist der Abfall gering, steigt dann aber sehr schnell an und fällt anschließend wieder.

Eine Begründung dieser zweiten Aussage ist in den entsprechenden Forschungsstudien, z. B. durch *Schneider et al.* [557] im Jahre 1974 nicht enthalten und ist auch heute noch schwierig zu quantifizieren, obwohl dieses Verhalten gera-



de im Hochtemperaturbereich eine wichtige und charakteristische Gesetzmäßigkeit des Betons widerspiegelt. Zur richtigen Beschreibung des temperaturabhängigen Verhaltens von Beton ist die Zuhilfenahme der Reaktionskinetik notwendig, die im Gegensatz zur klassischen Thermodynamik auch die zeitliche Veränderung von Systemen voraussetzt und berücksichtigt daher auch die Geschwindigkeiten, mit denen sich die verschiedenen Größen dem Gleichgewicht nähern [557]. Weitere Versuche ähnlicher Art sind beispielsweise auch durch *Waubke und Schneider* [654] im gleichen Schwerpunktprogramm durchgeführt worden.

Die Charakteristiken des Hochtemperaturverhaltens von Beton sind beispielsweise durch *Schneider* [555] zusammengefasst worden. Ferner finden thermische Eigenschaften des Betons bereits früh Einzug in anerkannte technische Regelwerke, z. B. in *DAfStb Heft 162* [123] oder *DAfStb Heft 164* [124].

Durch die Einführung des EC 2 ist in jüngerer Zeit eine Normenfamilie ins Leben gerufen worden, die eine der umfangreichsten technisch geregelten Basis von Materialkennwerten für Beton unter erhöhten Temperaturen darstellt. Der vereinfachte Nachweis des EC 2 Teil 1-2 ist zur Ermittlung der Biege- und Schubtragfähigkeit von schlaff bewehrten oder vorgespannten Balken, Platten und Wänden, sowie der Tragfähigkeit von Stützen gedacht. Das exakte Nachweisverfahren umfasst Einzelbauteile, Tragwerksausschnitte und Gesamtsysteme mit beliebig gestalteten Querschnitten. Die thermischen Materialparameter berücksichtigen jedoch nicht die Feuchtigkeitsbewegung bzw. den Feuchtigkeitsgehalt für alle Materialkennwerte, den Einfluss der Bewehrung auf die Temperatursausbreitung und eine nicht gleichförmige thermische Beanspruchung. Die Gültigkeit der exakten Nachweisverfahren bzw. -modelle soll durch Vergleich mit Ergebnissen von Brandprüfungen sichergestellt werden. Die im EC 2 abgebildeten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien von Beton sind

aus einem Kompromiss zwischen verschiedenen europäischen Forschungsergebnissen entstanden. Für die Angabe der zum Spannungsmaximum gehörenden Dehnung werden Werte unter Angabe eines Streubereiches empfohlen. Für den abfallenden Ast der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehung wird entweder eine lineare Abnahme oder die Fortsetzung der im EC 2 vorgeschlagenen Ansatzfunktion verwendet. [290]

Für das allgemeine mechanische Verhalten des Betons unter Normaltemperatur werden im Rahmen dieser Arbeit allgemeine Erkenntnisse vorausgesetzt, z. B. *Schießl* [543] bzw. detaillierte Informationen zum Bruchmechanismus nach *Mier* [433].

Als Unfallbedingungen zählen nach *Schneider et al.* [570] Kurzzeitbelastungen im Temperaturbereich von 20 bis 750 °C oder darüber, inklusive transientser Feuchteverhältnisse, während dieser beispielsweise der Beton in der Aufheizphase trocknen kann. Streng genommen gelten die Trocknungsbedingungen unter der Voraussetzung, dass Bauteile kleiner als 400 mm Dicke sind bzw. kein Punkt mehr als 200 mm von der Oberfläche entfernt ist. Risse verursacht durch thermische Gradienten können dabei zum Verlust der strukturellen Integrität, der monolithischen Wirkung oder der Verkürzung der Lebenszeit von Strukturen führen [499].

Auch *Quast und Richter* [502] zeigen, dass durch die Anwendung zeitgemäßer Rechenhilfen Vereinfachungen, wie z. B. in den Anhängen des EC 2-1-2 dokumentiert, zur Berechnung der Feuerwiderstandsdauer nicht mehr notwendig sind und durch die Anwendung zeitgemäßer numerischer Methoden ersetzt werden können. Vor allem auch deswegen, da vereinfachte Berechnungen an komplexen Strukturen oft die Realität nicht in ausreichendem Maße widerspiegeln und daher auch oft nicht sichergestellt ist, dass die Berechnungsergebnisse auf der sicheren Seite ermittelt werden.

### 3.3.2 Technische Regelwerke

Im Rahmen des Tunnelbaus finden in Deutschland vor allem die normenähnlichen Regelwerke ZTV-ING (Straßentunnel) und RIL 853 (Eisenbahntunnel) Anwendung. Details zu diesen Regelwerken werden im Laufe der Arbeit noch weiter diskutiert. Einziges rein normatives Regelwerk zur Brandbemessung von Stahlbetonquerschnitten im Tunnelbau in Deutschland ist der EC 2 [159, 160]. Die Bemessung erfolgt mit dem allgemeinen Bemessungsverfahren für beliebige Brandraumtemperatur-Zeitkurven und einer wirklichkeitsnahen Berechnung unter Berücksichtigung des physikalischen Verhaltens als Basis für die Unterteilung in eine thermische als auch eine mechanische (verändertes temperaturabhängiges Materialverhalten) Analyse. Dem gegenüber stehen Untersuchungen nach *Hosser und Richter* [294], die für Berechnungen auf Basis des EC 2 andere Brandszenarien außer „Standard-Feuer“ (wie die Einheitstemperaturkurve ETK) ausschließt, da die Kalibrierung der Materialkennwerte im EC 2 keine beliebigen Brandszenarien abdeckt. [159, 160] Weitere Informationen zur Festlegung der Materialkennwerte im Eurocode können beispielsweise den Hintergrunddokumenten zu EN-1992-1-2 entnommen werden [49].

Durch das allgemeine Rechenverfahren im EC 2 nicht abgedeckte Versagensarten, z. B. unzureichende Rotationskapazität, Abplatzungen, lokales Ausknicken der Druckbewehrung, Schub- und Verbundversagen oder Verankerungsbruch, müssen durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen werden. Zur Anwendung des allgemeinen Verfahrens müssen die Materialeigenschaften für den maßgebenden Temperaturbereich und die Rate der Temperaturerhöhung bekannt sein. Das allgemeine Verfahren ist für jeden Querschnitt anwendbar. Als Alternative zur Bemessung mit Rechenverfahren kann die Bemessung für den Brandfall auf der Grundlage von Versuchsergebnissen oder der Kombination mit

Berechnungen durchgeführt werden. Die Materialeigenschaften sind aus stationären und instationären Versuchen bzw. aus einer Kombination beider Verfahren ermittelt. Da der Kriecheinfluss in den Materialkennwerten des EC 2 nicht berücksichtigt ist, sind die Materialmodelle nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 bis 50 K/min anwendbar. Für Erwärmungsgeschwindigkeiten außerhalb dieses Bereiches ist die Gültigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften nachzuweisen. Bei thermischen Einwirkungen nach *DIN EN 1991-1-2:2003-09* [156] (Simulation eines natürlichen Feuers), ist das Modell für die Spannungs-Dehnungsbeziehung zu modifizieren, insbesondere für den Bereich abfallender Temperaturen. Eine mögliche Festigkeitszunahme in der Abkühlungsphase sollte jedoch nicht berücksichtigt werden. [159, 160]

Explosive Abplatzungen müssen vermieden werden bzw. sind in Kombination mit den Leistungsanforderungen zu berücksichtigen (Kriterien R und EI). Explosive Abplatzungen werden als unwahrscheinlich betrachtet, falls der Feuchtigkeitsgehalt des Bauteils weniger als 4 Gew % beträgt. Bei Trägern, Platten und zugbeanspruchten Bauteilen ist die Abschätzung der Tragfähigkeit bei mehr als 4 Gew % möglich, in dem man lokal den Verlust an Betondeckung ansetzt und anschließend die reduzierte Tragfähigkeit des Abschnittes überprüft. Dazu darf die Temperatur der Bewehrungsstäbe aus nicht abgeplatzten Bereichen angenommen werden. Wenn die Anzahl der Stäbe groß genug ist, kann angenommen werden, dass eine akzeptable Umverteilung der Belastung ohne Tragfähigkeitsverlust (R) möglich ist, z. B. bei einer Platte mit gleichmäßig verteilten Stäben, Träger, die breiter als 400 mm sind und die mehr als 8 Stäbe im Zugbereich enthalten. Ein Abfallen von Betonschichten im letzten Stadium der Brandbeanspruchung muss vermieden oder hinsichtlich der Leistungsanforderungen (R bzw. EI) berücksichtigt werden. Falls der Bewehrungsabstand größer 70 mm ist und keine Versuche vorliegen, sollte eine Oberflächen-



bewehrung mit maximal 100 mm Maschengröße und einem minimalen Stabdurchmesser von 4 mm verwendet werden. [159, 160]

Der Nachweis über die Genauigkeit des Berechnungsmodells muss auf der Basis von Versuchsergebnissen erfolgen, daher sind Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung nur durch Unterstützung mit Brandversuchen möglich. Explosive Abplatzungen hingegen brauchen nicht rechnerisch überprüft werden, wenn durch Versuche das Verhalten hinsichtlich explosiver Abplatzungen überprüft worden ist bzw. ein zusätzlicher Schutz angebracht und durch entsprechende Versuche verifiziert wird. [159, 160]

Nach *Hosser und Richter*[293] sind zeitabhängige und lastabhängige Einflüsse auf das Tragverhalten, die schon vor Auftreten des Brandereignisses wirksam sind, nicht zu berücksichtigen, sowie die Abkühlungsphase des Brandes und indirekte Einwirkungen, wenn sie das Tragverhalten nur geringfügig beeinflussen, z. B. Kräfte und Momente durch thermische Ausdehnungen, Verformungen und Verkrümmungen. Vereinfachungen für die Fouriersche Differentialgleichung können wie folgt festgelegt werden:

- die Temperatursausbreitung in Bauteillängsrichtung wird vernachlässigt
- Wasserdampfbewegungen werden nicht erfasst
- für den Beton wird der Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser und sonstige energieverzehrende Vorgänge vereinfacht über die Wahl des Rechenwertes für die spezifische Wärmekapazität erfasst
- der Beton wird bzgl. seiner Materialeigenschaften als homogener Baustoff betrachtet (heterogenes Gefüge, Kapillarporen, Risse werden pauschal in den thermischen Materialgesetzen erfasst)

Die sicherheitstechnische Überprüfung der Naturbrandmodelle erfolgt durch *Hosser und Rich-*

*ter*[293] 2008 für das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt).

In Bezug auf die elastische Steifigkeit ist zu beachten, dass die Tangentenneigung im Ursprung von Hochtemperatur Spannungs-Dehnungslinien nicht einem temperaturabhängigen E-Modul entsprechen, da im Falle des EC 2 auch die instationären Hochtemperatur-Kriechanteile in die Arbeitslinien integriert sind. [293]

Außerhalb des Eurocode-Raumes ist die Integration temperaturabhängiger Materialkennwerte größtenteils noch nicht soweit normativ erfasst, wie im EC 2. In der Schweiz wird beispielsweise in der SIA 262 Betonbau (2003) „Projektierung von Stahlbeton, Spannbeton und unbewehrtem Beton“ die thermisch-mechanische Berechnung von Beton beschrieben. Für die Bestimmung der Verformungseigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl wird jedoch auf weiterführende Fachliteratur verwiesen. Die Ermittlung der thermischen Einwirkungen, der Temperaturverteilung im Bauteil und des Tragverhaltens des Bauteils darf mit getrennten Berechnungsverfahren erfolgen. Hinsichtlich des konstruktiven Brandschutzes wird dabei auf den positiven Effekt von PP-Fasern verwiesen. [547]

### 3.3.3 Die Chemie des hochtemperierten Betons

Die komplexen chemischen Vorgänge im Werkstoff Beton werden hier vereinfacht anhand chemischer Gleichungen beschrieben, vgl. Tabelle 3.4. Die maßgeblich festigkeitsbildenden Calciumsilikathydrate (CSH) bilden zum größten Teil den Zementstein. Darüber hinaus besteht der Zementstein aus Calciumhydroxid (CH), Calciumaluminathydrat (CAH) und unhydratisiertem Zementklinker. Einen geringeren Anteil bilden Etringit und Monosulfat. Diese Bestandteile bilden als Verbindungen das Zementgel, das mit Gelporen durchsetzt ist. Die temperaturabhängige Veränderung des Betons geschieht in verschiedenen Stufen bzw. Phasen. Die Veränderung



**Tabelle 3.4: Chemische Reaktionen von quarzitischem und kalkhaltigem Beton [127, 377]**

Temperatur [°C]	Reaktion
1	2
30 – 120	Entweichen des physikalisch gebundenen Wassers
> 120 ≈ 200	Dehydratation 1. Stufe Zersetzung Ettringit zu Calciumanhydrat
200 – 500	Wasserabspaltung der CSH Phasen mit anschließendem Festigkeitsverlust
450 – 550	Portlandzersetzung
600 – 700	<b>Gelabbau</b> $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ Zersetzung der CSH Phasen; Bildung von $\beta - \text{C}_2\text{S}$
573	$\alpha - \beta$ - Quarzumwandlung (Gesteinskörnung) mit Volumenzunahme
600 – 900	Dekarbonatisierung des Kalksteins $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
1100 – 1200	Schmelzen des Betons

des Zementsteins beruht dabei im Wesentlichen auf Entwässerungsreaktionen sowohl des physikalisch als auch des chemisch gebundenen Wassers, die jenseits von 700 °C abgeschlossen sind. Zunächst entweicht jedoch das freie und physikalisch gebundene Wasser bis zu einer Temperatur von ca. 120 °C. Einzig das in sehr kleinen Gelporen gebundene Wasser kann auf Grund der dort vorherrschenden physikalischen Randbedingungen erst bei noch höheren Temperaturen entweichen. Ab ca. 120 °C beginnt der Abbau des Zementgels. Die exakte Temperatur, bei der dieser Vorgang beginnt, wird von unterschiedlichen Autoren auf verschiedene Art und Weise wiedergegeben. Bis 700 °C wird das Zementgel kontinuierlich abgebaut. Ab 700 °C treten bis zum Schmelzen bei ca. 1100 °C keine wesentlichen Veränderungen im Zementstein auf. Durch diese Umwandlungsvorgänge schwindet der Zementstein und es entstehen Risse. Additional wird die Rissbildung durch die thermische Ausdehnung des Zuschlags begünstigt. Weiterhin wird die Rissbildung durch lokale Temperaturunterschiede gefördert, die zu Eigenspannungen führen. Eine weitere Ursache für die Rissbildung kann nach *Waubke und Schneider*[654] der lokale Porenwasserdruck sein, der als Konsequenz

der Phasenumwandlung und dem damit verbundenen Feuchtetransport entsteht. [127]

Im Rahmen der betontechnischen Weiterentwicklung, z. B. durch *Mörth und Mayer*[438], werden auch Zuschläge weiter in Richtung Brandbeständigkeit optimiert. Zum einen sollen dabei Verbesserungen hinsichtlich des Personenschutzes erreicht werden, z. B. durch die Vermeidung der Freisetzung von Kohlendioxid CO<sub>2</sub> bzw. Kohlenmonoxid CO oder durch Vermeidung der Laugenbildung beim Löschen oder Sanieren der Betonmatrix. Darüber hinaus bildet der Bauwerksschutz eine zentrale Bedeutung. So können auch Magnesium-Silikatzuschläge verwendet werden, die bis 1380 °C feuerfest sind und 3 h Temperatureinwirkung widerstehen und dabei nicht abschmelzen. Durch autogene Kühlung wird so durch die stark endothermen Effekte bei der Abspaltung des mineralisch gebundenen Wassers nicht nur der Beton gekühlt, sondern es entwickeln sich auch zusätzliche Mikroporen, die eine erhöhte Wärmedämmung und damit ein langsames Eindringen der Temperaturfront bewirken. Dadurch kann beispielsweise die für den Bewehrungsstahl kritische Temperatur von 300 °C (ZTV-ING) schon bei 7 cm Betondeckung erreicht werden und schafft damit gerade für den Tunnelbau einen interessanten Anwendungsbereich. Bei klassischen Betonen kann die kritische Temperaturfront von 300 °C auch noch in Tiefen von 10 cm erreicht werden. In keinem der Versuche für diese neue Zementsorte kommt es dabei zu Abplatzungen, weder im heißen noch im kalten Zustand. Ferner können durch das Fehlen von freiem Quarz und Karbonaten Modifikationsänderungen verhindert werden und damit der Beton vor einem möglichen Totalschaden bewahrt werden.



### 3.3.4 Einflussfaktoren auf das Hochtemperaturverhalten von Beton

Wichtige Einflussfaktoren auf das Hochtemperaturverhalten von Beton sind in Tabelle 3.5 übersichtlich zusammengefasst. Wesentliche Randbedingungen in der Interpretation dieser Parameter stellen die Versuchsrandbedingungen dar, unter denen die Versuche durchgeführt worden sind. Die Aufheizgeschwindigkeit ist dabei im Vergleich zu den Einwirkungskriterien im Tunnelbau sehr niedrig bei ca. 5 °C/min angesetzt. Allein die ZTV-ING-Brandkurve (vgl. Abschnitt 3.4.4) besitzt eine Temperatursteigerungsrate bis zur Höchsttemperatur von 250 °C/min. Im Vergleich dazu ist die Temperatursteigerungsrate der ETK nur im Anfangsbereich bei ca. 200 °C/min, einem Bereich, in dem die Temperaturänderung noch geringe Auswirkungen auf den Beton hat. Als entscheidende Einflussparameter können so neben der Höhe der Temperatur, vor allem auch die Aufheizrate, die Abkühlungsrate, die Last-Temperatur-Kombination, das Lastniveau und der Feuchtegehalt ausgemacht werden. Alle diese Parameter stellen auch im Tunnelbau entscheidende Bemessungskriterien dar, da neben den hohen Temperaturen im Brandraum zusätzlich hohe Ausnutzungsgrade der Tunnelstruktur, insbesondere bei tiefliegenden Tunneln in nicht alleine standfestem Gebirge, zu erwarten sind. In der folgenden Auswertung werden daher besonders diese Kriterien fokussiert.

### 3.3.5 Thermodynamische Eigenschaften von Beton

Beton wird bzgl. seiner thermischen Materialeigenschaften vereinfacht als homogener Baustoff betrachtet. Das heterogene Gefüge, Kapillarporen und Risse werden pauschal in den thermischen Materialgesetzen erfasst. [289]

Trotz der umfassenden Konfigurationsmöglichkeiten moderner Softwaresysteme werden häufig

einige, für das thermische Verhalten wesentliche Größen in der numerischen Modellbildung vernachlässigt, z. B. [217, 218]:

- konvektiver Wärmetransport, latente Wärme
- Dampfdiffusion
- thermo-chemische Rissbildung und Materialschädigung (Chemoplastizität) und damit verbunden auch die Änderung der Permeabilität
- thermisches Kriechen
- Einfluss des Druckes auf die Gasdurchlässigkeit (Klinkenberg's Effekt)

Hierbei stellt die einzig vernachlässigbare Größe, deren Änderungen die geringsten Einflüsse auf das thermo-mechanische Verhalten einer Betonstruktur in bauüblichem Maßstab hat, der konvektive Wärmeübergang dar [218].

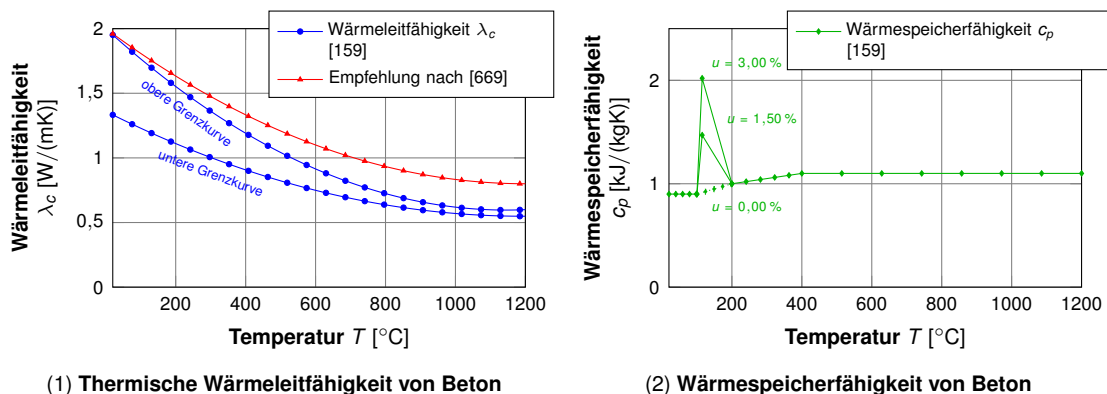
Hinsichtlich der Beschreibung der Wärmeentwicklung im Betonbauteil müssten eigentlich zwei Transportphänomina berücksichtigt werden, der Wärmetransport und der Feuchtetransport. Ferner führt eine Erhöhung der Porosität des Betons, z. B. durch Mikrorissbildung infolge Belastung, zu einer Art Kühlwirkung. Daher wird empfohlen für eine Abschätzung des Temperaturprofils in einem Querschnitt eine „feuchte“ und eine „trockene“ Bewertung durchzuführen. [377] Im Rahmen dieser Arbeit werden jedoch die thermischen Parameter des EC 2 als hinreichend genau angenommen und in der späteren numerischen Berechnung so angesetzt.

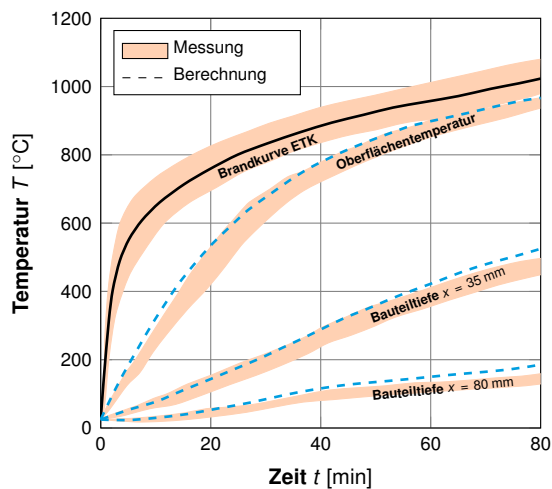
Abb. 3.5 zeigt einen Vergleich gemessener mit berechneten Temperaturwerten mit den Materialparametern des EC 2. Hierbei ist die große Streubreite zwischen Messung und Berechnung erkennbar. Darüber hinaus fällt auf, dass die Berechnung tendenziell auf der sicheren Seite liegt und die Temperaturen im Bauteil eher zu hoch eingeschätzt werden. Je länger die Temperatureinwirkung dauert, desto größer ist die Abweichung zwischen Messung und Berechnung.

**Tabelle 3.5: Einflussfaktoren auf das Verhalten von Beton über Normaltemperatur [446]**

	<b>Einflussfaktor</b>	<b>Einflussgrad<sup>1</sup></b>	<b>Bemerkung</b>
	1	2	3
1	Höhe der Temperatur	+++	Einfluss auf die chemisch-physikalische Struktur und die meisten Eigenschaften Veränderung einiger Betoneigenschaften (Druckfestigkeit, E-Modul) geringer, wenn diese unter 20 bis 30 % Last erhitzt werden (bis ca. 500 °C)
2		++	
3	Aufheizungsrate	++	<2 °C/ min: mittlerer Einfluss
4		+++	>5 °C/ min: explosive Abplatzungen
5	Abkühlungsrate	+	<2 °C/ min: vernachlässigbar
6		++	>2 °C/ min: Rissbildung möglich
7		+++	Löscharbeiten: sehr großer Einfluss
8	Thermische Zyklen	++	unversiegelt: Großer Einfluss während erster Aufheizung
9		++	versiegelt: Führt zu längerer Zeit, in der sich hygro-thermale Transformationen entwickeln können
10	Temperaturhaltephasen	++	unversiegelt: nur in der frühen Phase, während Deformationen abklingen
11		+++	versiegelt: über 100 °C kontinuierliche hygro-thermale Transformationen
12	Last-Temperatur Sequenzen	+++	noch nicht alle Phänomene erklärbar
13	Lastniveau	+++	<30%: Linearer Einfluss auf transientes Kriechen, mindestens im Einflussbereich von 30 % der Festigkeit bei Normaltemperatur
14		+++	>50%: Bruch bei Erhitzung bei hohen Temperaturen möglich
15	Feuchtegehalt	++	unversiegelt: Kleiner Einfluss auf thermische Dehnungen und transientes Kriechen besonders über 100 °C
16		+++	versiegelt: Bedeutender Einfluss auf die Struktur des Zementleims und den Betoneigenschaften über 100 °C

<sup>1</sup> +: geringer Einfluss; ++: mittlerer Einfluss; +++: großer Einfluss


**Abbildung 3.4: Thermische Kennwerte von Beton**



**Abbildung 3.5: Vergleich berechneter und gemessener Temperaturverteilung einer ETK Temperatureinwirkung auf eine Platte [413]**

Ferner werden sowohl für die Erwärmung als auch für die Abkühlung die gleichen thermischen Dehnungen angesetzt, da keine ausreichend abgesicherte Basis von Versuchsergebnissen vorliegt, um die Auswirkungen der thermischen Dehnung in diesen beiden Brandphasen zu quantifizieren [289].

### 3.3.5.1 Thermische Wärmeleitfähigkeit

Die thermische Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_c$  ist ebenfalls eine zentrale Größe in der Berechnung und Bewertung thermischer Einwirkungen auf Betonstrukturen. Die Kennzahl bildet die maßgebende Größe für die Verteilung der an der Betonoberfläche aufbrachten Wärmeenergie in die Struktur. Abb. 3.4 (1) zeigt die im Rahmen des EC 2 geregelte temperaturabhängige Wärmeleitfähigkeit mit einem unteren sowie einem oberen Grenzwert. Der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit auf die Temperatur im Bauteil in verschiedenen Schichttiefen ist für das Beispiel eines temperaturbeaufschlagten Rechteckquerschnittes in Abb. 3.6 dargestellt. Dem gegenübergestellt ist eine Empfehlung nach *Willam et al.* [669], der vor allem für höhere Temperaturen auch eine höhere Wärmeleitfähigkeit empfiehlt. Darin ist zu sehen, dass die Wärmeleitfähigkeit keine feste Materialkon-

stante ist, sondern von verschiedenen Autoren entsprechend auch mit anderen Ansatzfunktionen interpretiert und wiedergegeben wird, als die, die beispielsweise in die Normung Einzug finden, z. B. dem EC 2. Vor allem für zwanggefährdete Bauteile kann dies weitreichende Konsequenzen haben, da beispielsweise nach *Willam et al.* [669] das Temperatureindringvermögen bei hohen Temperaturen deutlich höher abgeschätzt wird, als dies nach EC 2 der Fall wäre, das wiederum auch zu höheren Zwangsspannungen im Bauteil führen kann. Hierbei ist zu bedenken, dass durch den Ansatz höherer Wärmeleitfähigkeiten der Temperaturgradient im Bauteil schneller abnimmt, da durch den Ansatz höherer Wärmeleitfähigkeiten eine schnellere Verteilung der Wärmeenergie im Bauteil gewährleistet wird. Dem gegenüber steht damit aber auch das Potential zu höheren Zwangskräften im Bauteil, wenn damit beispielsweise in einer Extremwertbetrachtung nicht nur ein Teil des Bauteils, sondern beispielsweise der gesamte Bauteilquerschnitt gleichzeitig höheren Temperaturen ausgesetzt ist. Die Wahl der entsprechenden Wärmeleitfähigkeit unterliegt dabei aber immer dem Zweck, für welchen die entsprechende Ansatzfunktion der Wärmeleitfähigkeit hergeleitet ist. Die EC 2 Kennwerte bzgl. der Wärmeleitfähigkeit sind beispielsweise primär für Temperaturbeanspruchung aus dem Hochbaubereich kalibriert, deren Einwirkungs-Temperatur-Zeit-Kurve durch die ETK widergespiegelt wird. In experimentellen Untersuchungen zur Bewertung der für den EC 2 vorgeschlagenen Materialkennwerte konnte festgehalten werden, dass die Materialkenngrößen für die Temperaturberechnung im Betonquerschnitt weitestgehend auf der sicheren Seite liegend zu höheren Temperaturen führen, als tatsächlich in realen Experimenten gemessenen wurden, vgl. Abb. 3.7.

Zusammenfassend kann also festgehalten werden, dass die Kalibrierung der im EC 2 dokumentierten Materialparameter der Wärmeleitfähigkeit für Anwendungen im Hochbau, respektive für die

Verwendung der ETK Temperatureinwirkung, kalibriert sind und für diesen Anwendungsbereich auf der sicheren Seite liegend zufriedenstellende Ergebnisse für die Bemessung liefern. Im Anwendungsfall für den Tunnelbau, einer Bauweise, in der es zu sehr schnellen Energiefreisetzen im Falle eines Brandes kommen kann und für die daher entsprechende Temperaturbelastungskurven, wie die ZTV-ING-Brandkurve, abgeleitet sind, ist die unveränderte Verwendung der Materialkenngröße „Wärmeleitfähigkeit“ aus streng physikalisch, wissenschaftlicher Sicht zu hinterfragen. Vor allem durch die hohen Temperaturgradienten im Bauteil, die eine ZTV-ING-Brandkurve hervorruft, könnten somit beispielsweise Temperaturen im Bauteil zu hoch berechnet werden, die zur Einhaltung der Höchsttemperatur in der Bewehrung in der Planungsphase zur Evaluation herangezogen werden. Eine Anwendungsstudie zur Verwendung tunnelspezifischer Temperatur-Zeit-Kurven mit der im EC 2 dargelegten Wärmeleitfähigkeit kann im Rahmen der Literaturstudie für diese Arbeit nicht quantifiziert werden. Daher müssen im Rahmen dieser Arbeit trotzdem die normativen Grundlagen des EC 2 für die späteren numerischen Berechnungen angesetzt werden.

Die Wärmeleitfähigkeit steigt in der Reihenfolge Granitbeton, Jurakalkbeton, Rheinkies sandbeton an. Mit steigender Temperatur fällt jedoch die Wärmeleitfähigkeit, bei 1000 °C bleibt eine Restwärmeleitfähigkeit von rund 48 % der Wärmeleitfähigkeit bei 20 °C für Rheinkies und Quarzzuschläge und für Muschelkalkzuschläge rund 26 % des Normalwertes. Die Wärmeleitfähigkeit wirkt sich im oberflächennahen Bereich relativ gering auf das Temperaturfeld im Bauteil aus (bis ca. 3 cm Tiefe). Die Wärmeleitfähigkeit beeinflusst jedoch die Temperaturverteilung im gesamten Querschnitt. [177]

Für Kiesbetone kann die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_c$  erheblich schwanken (1,00 bis 1,80 W/(mK)). Bei überwiegend quarzischen Zuschlägen können die Schwankungen vermutlich enger ein-

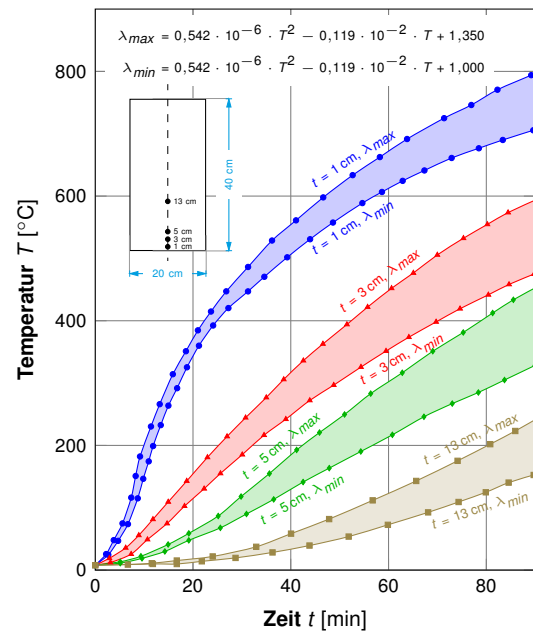


Abbildung 3.6: Einfluss der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_c$  auf die Temperaturverteilung im Rechteckquerschnitt [177]

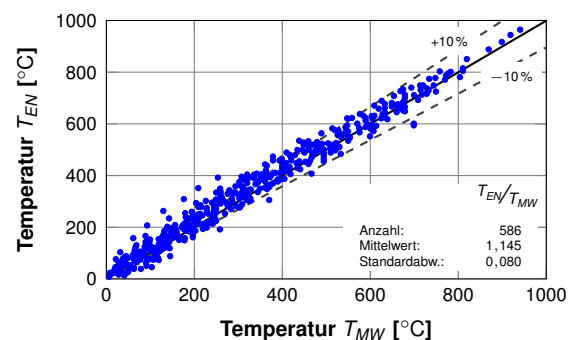


Abbildung 3.7: Vergleich gemessener und berechneter Temperaturen mit dem oberen Grenzwert der Wärmeleitfähigkeit nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 [159], Hosser und Richter [296]



gegrenzt werden. *Ehm*[177] empfiehlt die oberen Grenzen der Wärmeleitfähigkeit anzusetzen. Abweichungen zwischen numerischen Berechnungen im Vergleich zu experimentellen Werten liegen hier bei ca. 50 K nach 25 min (Messstelle 1 cm tief im Bauteil) und erreichen erst nach 90 min nahezu identische Werte. In 10 cm Tiefe hingegen liegt nach 90 min die Abweichung bei ca. 50 K. Im oberen Temperaturbereich, um 700 °C, ist mit einem Gesamtmessfehler von ca. 35 bis 40 K zu rechnen. Bei kleineren Temperaturen sind „geringfügig“ größere Fehler anzunehmen. Eine weitere Einflussgröße auf den Temperaturgradienten bildet die reale Feuchteverteilung im Querschnitt, der örtlich im Querschnitt schwanken kann. Im Allgemeinen werden die Abweichungen zwischen Versuch und numerischer Berechnung im Rahmen von Bemessungsaufgaben als tolerierbar beziffert, da die Auswertung von Messwerten zeigen, dass die realen, gemessenen Temperaturen für einfache, zwangsfreie Bauteile auf der sicheren Seite liegend kontinuierlich geringer sind als berechnete Temperaturen im Bauteil. [295]

Die Wärmeleitung im Bewehrungsstahl hat dabei kaum Auswirkungen auf die gesamte Temperaturverteilung für den Fall einer einlagigen Bewehrungsanordnung, vgl. Abb. 3.8. Je kleiner der Stabdurchmesser, desto mehr passt sich das Temperaturprofil des ungestörten Betons an. Aus Vergleichsbetrachtungen zwischen Berechnungen und Messergebnissen kann daher gefolgert werden, dass der Temperaturgradient im Bereich der Bewehrung selbst sehr flach sein muss, da der Temperatenausgleich zwischen Bereichen vor und nach dem Stahl auf Grund der wesentlich höheren Wärmeleitfähigkeit des Stahls im Vergleich zu Beton rasch erfolgt, vgl. Abb. 3.8. [177, 413]

Die Vernachlässigung der Bewehrung in rein thermischen Analyse hat keine gravierenden Auswirkungen auf die Temperaturverteilung im Querschnitt und kann so in der Regel vernachlässigt werden [293]. Da die Bewehrung im Rahmen

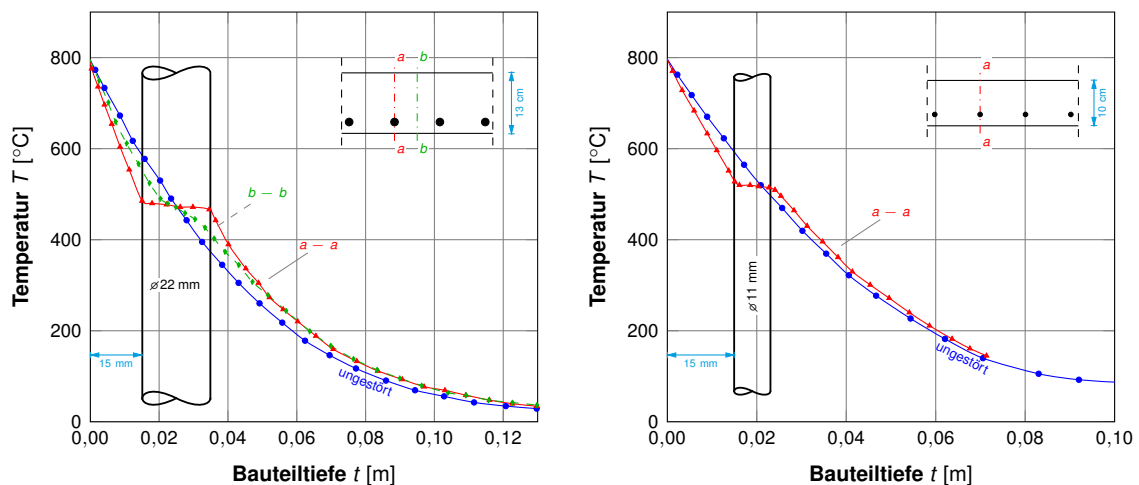
dieser Untersuchungen nicht in der Tragwirkung angesetzt werden muss, wird die Bewehrung im Betonquerschnitt hier auch im Rahmen der Bestimmung der Temperaturverteilung in der Tunnelschale nicht näher berücksichtigt.

### 3.3.5.2 Wärmespeicherfähigkeit

Für die Wärmespeicherfähigkeit  $c_p$  (vgl. Abb. 3.4 (2)) können ähnliche Schlussfolgerungen getroffen werden wie für die Wärmeleitfähigkeit. Zur Berücksichtigung der latenten Wirkung im Phasenwechsel des Wassers vom flüssigen in den gasförmigen Zustand wird im Rahmen dieser Arbeit ein Feuchtegehalt von  $u = 1,50\%$  angenommen. Dies soll die dämpfende Wirkung der Wärmespeicherfähigkeit hinsichtlich der Eindringung und Verteilung von Wärmeenergie in einen Körper minimieren, so dass möglichst hohe Temperatureindringungen erreicht werden können, die mit einer mechanischen Schädigung des Betons einhergehen und insbesondere für die anschließende Bewertung der Resttragfähigkeit des Betons entscheidende Bedeutung hat.

In reinen thermisch-mechanischen Materialkonfigurationen numerischer Berechnungen wird in der Regel die Wasserdampfbewegung im Bauteil nicht explizit erfasst. Bei Beton wird dieser Effekt indirekt durch den Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser sowie sonstiger energieverzehrender Vorgänge durch die geeignete Wahl des Rechenwertes für die spezifische Wärmekapazität im Temperaturbereich zwischen 100 bis 200 °C berücksichtigt. [289]

Die Veränderung der thermischen Materialgesetze ist für abnehmende Bauteiltemperaturen erforderlich, z. B. ist der Verdampfungsvorgang des Porenwassers irreversibel, d. h. die Definition der spezifischen Wärmekapazität ist so auf Basis des EC 2 nur für zunehmende Temperaturen gültig. [289] Auf Grund fehlender versuchstechnischer Absicherung im Rahmen dieser Arbeit wird keine Veränderung der Wärmespeicherfähigkeit


 (1)  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $c_v = 26 \text{ mm}$ , Brandeinwirkung  $t = 60 \text{ min}$     (2)  $d = 10 \text{ cm}$ ,  $c_v = 20,50 \text{ mm}$ , Brandeinwirkung  $t = 60 \text{ min}$ 
**Abbildung 3.8: Temperaturverteilung im Querschnitt einer Stahlbetonplatte [177]**

higkeit in der Abkühlungsphase angenommen und daher in der späteren numerischen Berechnung die Materialkennwerte entsprechend EC 2 verwendet.

### 3.3.5.3 Wärmeübergangskoeffizient

Eine weitere wesentliche Größe zur Beschreibung der Wärmemenge, die im Übergangsbereich von einem Fluid auf einen Feststoff übertragen wird, stellt der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_c$  dar. In Vergleichsrechnungen wird oft auf Basis der ETK ein Wärmeübergangskoeffizient von  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  angesetzt.

Für Normbrandbedingungen, z. B. einer ETK Brandkurve, kann ein Wärmeübergangskoeffizient von  $25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  (vgl. auch *Hosser et al.* [298] oder *Amouzandeh et al.* [16]) angenommen werden [159]. Typische Wärmeübergangsbedingungen fassen beispielsweise *Steinert und Hagen* [604] in Form von Bandbreiten zusammen, vgl. Tabelle 3.6, da der Wärmeübergangskoeffizient physikalisch keine konstante Größe ist, sondern von der Temperaturdifferenz zwischen Fluid und Bauteil abhängig ist. Die Interpretation nach *Steinert und Hagen* [604] würde sowohl für Normbrände als auch für natürliche

**Tabelle 3.6: Bandbreiten thermodynamischer Kenngrößen des Wärmeübergangs für Stahlbetonbauteile [604]**

	Brandart	Temperatur	Wärme-	Wärme-
		$T$ [°C]	strom-	übergangs-
			dichte	koeffizient
			$\dot{q}$ [kW/m <sup>2</sup> ]	$\alpha$ [W/(m <sup>2</sup> K)]
		1	2	3
1	Normalbrände	700 bis 900	20 bis 45	40 bis 200
2	nat. Brände	400 bis 1100	10 bis 50	40 bis 200

Brände einen noch größeren Wärmeübergangskoeffizienten empfehlen als nach EC 2.

Der Wärmeübergangskoeffizient ist grundsätzlich von den geometrischen Verhältnissen (NuBelt-Zahl) aber auch den örtlichen Strömungsverhältnissen an der Oberfläche abhängig [307–309]. Die Annahme eines konstanten Wärmeübergangskoeffizienten führt nach *Ehm* [177] zu unbrauchbaren Ergebnissen, was ein Vergleich zwischen Simulation und Messergebnissen beweist. Die Wärmeübergangszahl hat daher einen entscheidenden Einfluss auf die Temperaturfelder im Bauteil bei längerer Branddauer [177] und ist deshalb eine wesentliche Einflussgröße auf den Temperaturgradienten. Dieser Effekt wird in dieser Arbeit im Rahmen einer Parametervariation simulatorisch überprüft, um diese Aussage auch



für die Randbedingungen des Tunnelbaus zu verifizieren.

In einem weiteren Ansatz nach *Beyer et al.* [60] wird versucht den Wärmeübergangskoeffizienten für Rechteck- und Hufeisentunnelprofile in Abhängigkeit der Strömung am Tunneleinlass abzuleiten. Es werden hierfür speziell für die Anwendung im Tunnelbau in Abhängigkeit von der Einlassgeschwindigkeit Werte von 6,60 bis 9,40 W/(m<sup>2</sup>K) [59, 60] empfohlen.

*Tan und Nguyen* [610] und *Nguyen und Tan* [452] führen Versuche mit Druckgliedern durch und verwenden zur Beschreibung der Materialgesetze die materialtechnologischen Ansätze nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]. Diese bestätigen im Gegensatz zur sensiblen Interpretation der Auswirkungen der Wärmeübergangszahl auf das Temperaturprofil eines Bauteils nach *Ehm* [177] durch Versuche, dass die Annahme der Wärmeübergangsbedingungen von 9 bis 25 W/(m<sup>2</sup>K) unter Laborbedingungen bei Versuchen an Stützen als ausreichend genau angenommen werden kann. Im Gegensatz zu *Ehm* [177] wird auch in der Richtlinie „Guidelines for Structural Fire Resistance for Road Tunnels“ bestätigt, dass das Temperaturprofil in einem Bauteil in der speziellen Betrachtung von Tunneln unwesentlich von der Annahme des Wärmeübergangskoeffizienten abhängt. Es wird ein Wärmeübergangskoeffizient von  $\alpha_c = 50 \text{ W/(m}^2\text{K)}$  empfohlen [326].

#### 3.3.5.4 Emissionskoeffizient

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle noch der Emissionskoeffizient erwähnt, über den der Energieeintrag einer Strahlung in einen Körper beschrieben wird. *Hosser et al.* [298] empfiehlt für thermische Szenarien des Hochbaus, z. B. durch eine thermische Einwirkung nach ETK, einen Emissionskoeffizient von  $\varepsilon = 0,80$  bzw. ein materialabhängiger Emissionskoeffizient von  $\varepsilon = 0,70$  nach *Hosser und Richter* [295]. Vor allem die Emissivität spielt im Strahlungsaus-

tausch zwischen zwei Körpern eine entscheidende Rolle [90]. *Mannsfeld* [413] erkennt, dass der Ansatz unterschiedlicher Emissivitäten - im Rahmen üblicher physikalischer Streubreiten - jedoch nur zu geringen Unterschieden in der Temperaturverteilung im Bauteil führt.

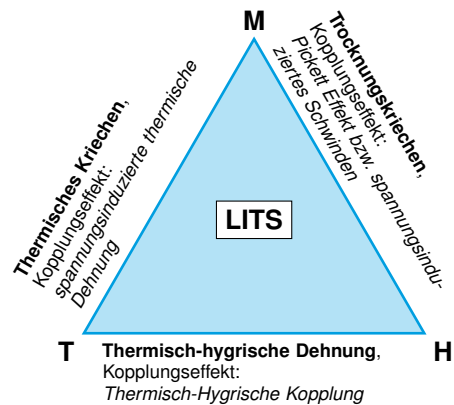
### 3.3.6 Kombinierte thermisch-mechanische Materialcharakteristiken

Einige grundlegende Erkenntnisse zur komplexen Interaktion zwischen den physikalischen Disziplinen Hygrik, Thermik und Mechanik in Bezug auf das Hochtemperaturverhalten werden beispielsweise schon durch *Schneider* [554] erkannt und erarbeitet. Diese finden schließlich auch Einzug in technische Regelwerke, z. B. dem EC2. Unter Brandbeanspruchung sind die Austrocknung des Betons und die Erhitzung durch die thermische Einwirkung gekoppelt, daher sollten die gekoppelten Effekte aus Belastung, Trocknung, Erhitzung (thermisch-hygrisch-mechanische Kopplung) auch gemeinsam betrachtet werden [669]. Abb. 3.9 zeigt anschaulich die gekoppelten Größen und deren Interaktionsmechanismus. In der mechanisch (M) - hygri-schen (H) Kopplung tritt das sogenannte Trocknungskriechen auf, in der die Deformation des Bauteils durch die Kombination aus beaufschlagter Last und Wassergehalt im Bauteil dominiert wird. Dieser Effekt ist durch *Pickett* entdeckt worden und wird daher auch oft als *Pickett-Effekt* bezeichnet. Die thermisch (T) - hygri-sche (H) Kopplung wird als thermisch-hygrische Dehnung bezeichnet. Dieser Effekt beschreibt die Vorgänge durch Phasenveränderung und Diffusion des freien und gebundenen Wassers im Beton. Für Betonrezepturen, die nicht auf hohe thermische Einwirkungen ausgelegt sind, kann dieser Effekt zu starken Schädigungen in der Betonmatrix, sogar zu Betonabplatzungen, führen, die als Sekundärkonsequenz auch



den Verlust der Betondeckung und damit des Verbundes zwischen der eingebauten Bewehrung und dem Beton führen kann. Nähere Erläuterungen zum Abplatzungsmechanismus selbst folgen in Abschnitt 3.3.7. Die Interaktion zwischen mechanischem (M) und thermischem (T) Feld wird als thermisches Kriechen bezeichnet. Der Kopplungseffekt dieser beiden physikalischen Vorgänge wird auch als sogenannte lastinduzierte-thermische Dehnung (load-induced-thermal strain: LITS, vgl. Abschnitt 3.3.6.6) bezeichnet. Dieser Effekt ist maßgeblich für den Festigkeitsverlust und der Dehnung im Bauteil unter Last verantwortlich (vgl. Abschnitt 3.3.6.5). Der Einfluss und das komplexe Zusammenspiel zwischen Feuchtigkeitsgehalt im Beton und Belastung sind beispielsweise durch *Wyrzykowski und Lura* [684] experimentell untersucht worden und bestätigen die überwiegend theoretischen Studien von *Powers*[497]. Damit ist die grundsätzliche Existenz des hygro-mechanisch gekoppelten Verhaltens des Betons bewiesen und es kann gefolgert werden, dass es entscheidend zur Erklärung der Verformung von Beton unter erhöhten Temperaturen beitragen kann. Damit können unter anderem Unterschiede zwischen dem statischen und dynamischen E-Modul erklärt werden und soll in weiteren Studien dazu führen, das volumetrische Schwinden und das Trocknungsschwinden von Beton besser zu verstehen.

Auf Grund der besonderen Wichtigkeit der Inkorporation lastinduzierter-thermischer Dehnungen (LITS) in die thermisch-mechanische Berechnung von Betonstrukturen, sei an dieser Stelle speziell auf dieses besondere Phänomen des Betons hingewiesen. LITS setzen sich aus mehreren Dehnungskomponenten zusammen. Einige wichtige Einflussparameter auf LITS sind in Tabelle 3.7 übersichtlich zusammengefasst und dabei gleichzeitig auf deren praktische Bedeutung verwiesen. Während *Schneider*[563] davon ausgeht, dass die Zementart einen geringen



**Abbildung 3.9: Hygro-Thermische-Mechanische Belastung von Beton [669]**

Einfluss auf das lastabhängige Verformungsverhalten von Beton unter hohen Temperaturen hat, kann durch neuere Untersuchungen belegt werden, dass LITS primär durch die Zementart beeinflusst wird und dabei weitestgehend unabhängig vom Zuschlag ist. Was *Schneider*[563] bereits richtig erkennt, ist der deutliche Einfluss des Lastniveaus auf die Ausprägung von LITS im Beton. Der Tunnelbau stellt dabei eine Bauweise dar, in der sehr hohe Ausnutzungsgrade der Betonstruktur erreicht werden können. Je höher der Ausnutzungsgrad ist, desto größer werden die Abweichungen numerischer Berechnungen, um Deformations- und Spannungszustände einer hochtemperaturbeanspruchten Struktur realitätsnah wiedergeben zu können, insbesondere wenn thermische Einwirkungen auftreten. Einhergehend mit dem Lastniveau stellt die Interaktion mit dem Feuchtegehalt (Verdunstung) eine ebenso entscheidende Größe dar, die Betrag und Ausprägung von LITS im Bauwerk maßgebend mitbeeinflusst. Tunnelstrukturen sind Bauwerke, die einerseits durch das Gebirge, aber auch andererseits durch die Nutzung, z. B. Spritzwasser unter nassen Fahrbedingungen in Portalnähe oder durch Sprühnebelverteilung in kurzen Tunneln, einem hohen Feuchtigkeitsgehalt ausgesetzt sein können.

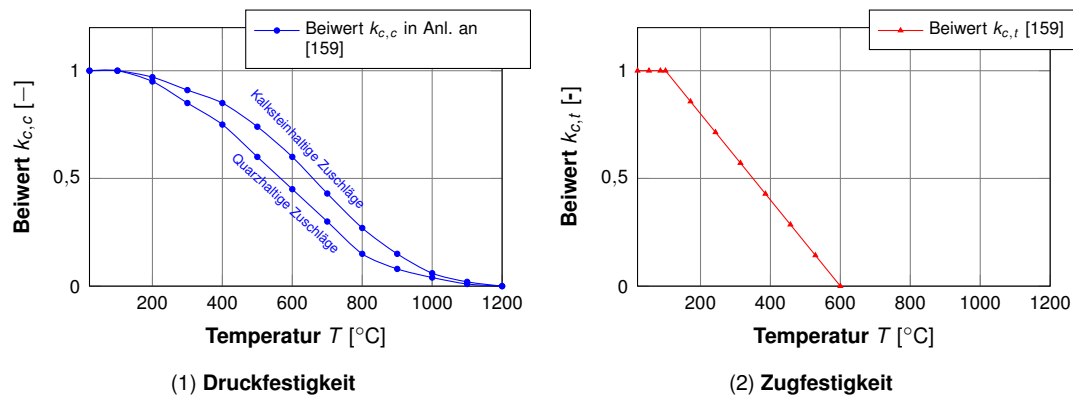


Abbildung 3.10: Beiwerte zur Beschreibung des Abfalls der Betonfestigkeit bei erhöhten Temperaturen

Tabelle 3.7: Einflussfaktoren auf LITS von Beton [346, 563, 573]

Einflussfaktor	Einflussgrad	Praktische Bedeutung <sup>1</sup>
1	2	3
1 Betonfestigkeit	+	+++
2 W/Z-Wert	+	+++
3 Zuschlagart	+	++
4 Zementart	+	++
5 Zuschlag/Zement Verhältnis	++	++
6 Zuschlagdurchmesser	+	+
7 Lastniveau	+++	<30%
8 Aufheizrate	+	$\dot{T} > 4 \text{ °C/min}$
9 Verdunstungsrate	+++	$\approx 120 \text{ °C}$
10 Betonalter	+	>28 d
11 Art der Nachbehandlung	++	++
12 Versiegelung	+++	<200 °C
13 Temperatur	+++	+++
14 Anfangsfeuchtigkeit	++	+

<sup>1</sup> +: geringer Einfluss; ++: mittlerer Einfluss; +++: großer Einfluss

### 3.3.6.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Betons ist eine temperaturabhängige Größe, die, anders als bei speziellen Stahlsorten, der nach einer Hochtemperatureinwirkung, wie dem Schweißen, im wieder abgekühltem Zustand annäherungsweise wieder die gleichen Festigkeitseigenschaften erfüllen müssen wie vor dem Schweißen [365], eine temperaturabhängige dauerhafte Schädigung der Betonstruktur erfährt, die für den Fall unbelasteter Proben nur teilweise wieder reversibel ist. Abb. 3.10 (1) zeigt die temperaturabhängige Schädigung des Betons nach EC 2 für verschiedene Zuschläge.

Tabelle 3.8 fasst die grundlegenden Einflussgrößen auf die temperaturabhängige Druckfestigkeit

von Beton übersichtlich zusammen. Vor allem die Art des Zuschlages und das Belastungsniveau während der Erstbelastung zeigen einen deutlichen Einfluss auf die temperaturabhängige Festigkeitsabnahme. In Bezug auf die Aufheizrate kann keine gravierende Einflussnahme auf die Festigkeitsentwicklung festgestellt werden, solange der Temperaturgradient in der Probe <math>< 10 \text{ K/cm}</math> ist. Auf Grund der hohen Aufheizraten im Tunnelbau, z. B. nach ZTV-ING oder RIL 853, sind im Bauteil jedoch sehr starke Gradienten von einigen 100 K zu erwarten. Die versuchs-technische Quantifizierung des Effektes der Aufheizung für hohe Temperaturgradienten konnte im Rahmen der Recherche zu dieser Arbeit nicht ermittelt werden.

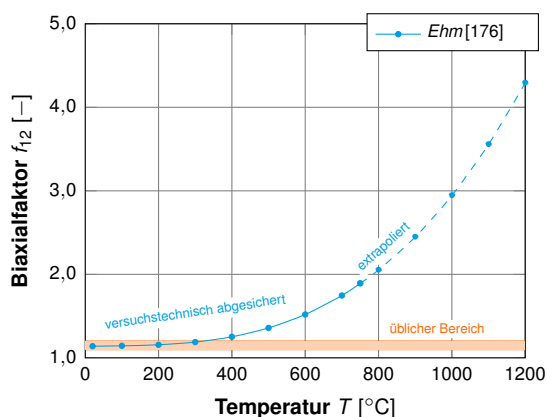
Als Beispiel zur Berechnung eines Tunnels unter Brand führen *Schneider et al.* [559] auf, je komplizierter die Belastung, desto mehr sind die Materialparameter des EC 2 ungeeignet zur Simulation eines temperaturabhängigen Bauteilverhaltens.

### 3.3.6.2 Mehraxiale Druckfestigkeit

Die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton ist bereits von *Kupfer und Hilsdorf* [376] ausgiebig für Normaltemperatur erforscht und durch *Kupfer* [375] umfassend ergänzt worden, wobei die Grundlagen *Hilsdorf* [125] ermittelte. Die Ergebnisse sind letztendlich in *DAfStb Heft 229* [126]

**Tabelle 3.8: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Druckfestigkeit**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Druckfestigkeit</b>		
Art des Betonzuschlags	deutlicher Einfluss auf die Festigkeits-Temperatur-Beziehung: Die Festigkeitsverluste von Betonen mit Kalkstein- und Leichtzuschlag treten verglichen mit Quarzitbeton bei höheren Temperaturen auf. Die Zuschlagsart ist offenbar ein wesentlicher Faktor im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften bei hohen Temperaturen. (insbesondere bei hochfesten Betonen gelten die temperaturabhängigen Materialkennwerte des EC 2 als „unkonservativ“ [486])	Insbesondere im Hinblick auf Abplatzungen ist die Zuschlagsart entscheidend.
konstante Belastung (Vorspannung)	deutlicher Einfluss auf die Festigkeits-Temperatur-Beziehung: Es zeigt sich, dass vorbelastete aufgeheizte Prüfkörper höhere Festigkeiten erreichen als unbelastete Proben. Die Beanspruchungshöhe $\alpha$ während der Aufheizung ist von geringem Einfluss, solange $\alpha \gg 0,20$	Gerade im Tunnelbau ist die Struktur zum Zeitpunkt des Auftretens der Temperatureinwirkung vor allem bei tief liegenden Tunneln mit hohen Lasten beaufschlagt und sollte daher in der Bauwerksbemessung berücksichtigt werden.
Aufheizrate	geringer Einfluss: Die Aufheizrate hat nur geringen Einfluss solange die Temperaturgradienten in den Proben $\ll 10 \text{ K/cm}$ sind.	Auf Grund der sehr schnellen Temperaturentwicklung herrschen in Tunnelstrukturen Gradienten von teilweise $200 \text{ K/cm}$ .


**Abbildung 3.11: Biaxialfaktor nach Ehm [176]**

zusammengefasst und weiter umfassend kontinuierlich diskutiert, beispielsweise durch *Speck* [596] und *Speck und Curbach* [597]. Mit einem speziellen Fokus auf den Lodewinkel formuliert beispielsweise *Basaran* [39] ein mehraxiales Versagenskriterium für Beton. Beispielsweise verwendet *Gödde* [227] einen Biaxialfaktor von  $f_{cc} = 1,16$  zur Simulation des Materialverhaltens von Stahlfaserbeton.

Darüber hinaus sind die Erkenntnisse von *Kupfer* [375] zur mehraxialen Druckfestigkeit von Beton unter Normaltemperatur durch *Ehm* [176] im Hochtemperaturbereich erweitert worden und

stellt bei zweiachsigen Versuchen unter Brand folgende Feststellungen auf:

- Die Druckfestigkeit von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung ist für alle Spannungsverhältnisse höher als die einaxiale Druckfestigkeit bei gleicher Temperatur
- die Festigkeitserhöhung ist bei höheren Temperaturen größer als bei Raumtemperatur

*Thelandersson* [623] erkennt nach eigener Einschätzung als erster, dass neben den einachsigen temperaturabhängigen Betoneigenschaften auch eine mehraxiale Untersuchung erforderlich ist. Die gesamte Volumenänderung in temperaturbelastetem Beton, i. A. als thermische Ausdehnung interpretiert, sollte als eine Kombination aus thermischer Dehnung und Schwinden gesehen werden. Da die Rissbildung auf Grund von differentiellem Schwinden in trocknendem Beton nicht zu vermeiden ist, sind die meisten Messungen abhängig von Versuchskörpergröße und Rate der Feuchtigkeitsänderung. Eine Übertragung der an Miniaturproben gewonnenen Erkenntnisse, ist daher nicht ohne weiteres auf größere Bauteile möglich, da die komplexen instationären Vorgänge von Versuchen an kleinformatigen Probekörpern nicht direkt auf Großfor-



mat übertragbar sind. Auf eine explizite Untersuchung komplexer Bauteile in der experimentellen Forschung ist daher nicht zu verzichten.

In Abb. 3.11 ist die mehraxiale Tragfähigkeit von Beton anhand von Untersuchungen nach *Ehm* [176] zusammengefasst. Ein Vergleich zur mehraxialen Tragfähigkeit bei Normaltemperatur zeigt, dass die Tragfähigkeit des erwärmten Betons mit der Temperatur zunimmt. Diese Ergebnisse sind versuchstechnisch bis 800 °C abgesichert. Im Rahmen dieser Arbeit wird durch den Ansatz einer quadratischen Regression der Versuchswerte auf höhere Temperaturen extrapoliert, um für die spätere numerische Formulierung eine geschlossene Ansatzfunktion zu gewährleisten.

*Thienel*[625] (s. auch *Thienel und Rostasy*[627]) befasste sich ebenfalls mit dem mehraxialen Materialverhalten von Beton unter hohen Temperaturen. Grundsätzlich weisen die Bruchlinien ähnliche Verläufe im Vergleich zu Untersuchungen bei Raumtemperatur auf. *Diederichs et al.* [144] beschreiben, dass das Nachrechnen der komplexen mehraxialen Vorgänge im Beton während einer Hochtemperaturphase auf Basis gewonnener experimenteller Ergebnisse möglich ist. *Thienel*[625] und *Thelandersson*[623] lösen sich dabei von der Biaxialebene und greifen die Formulierung des 5-Parameter-Festigkeitsmodells nach *Willam und Warnke*[668] auf und bauen deren mehraxiale Materialbeschreibung auf dem Fließflächenansatz nach *Podgórski*[492] auf, um das mehraxiale Verhalten von Beton unter Temperatur zu beschreiben. Dieses Vorgehen beruht auf der Arbeit von *Meyer*[430] (vgl. Gleichung (3.6)), der das Materialmodell nach *Podgórski*[492] in eine Variante auf der Basis von Invarianten und Invarianten der Deviatoren modifiziert.

$$F = I_0^* + c_1 \cdot P \cdot \sqrt{J_2^*} + c_2 \cdot J_2^* = 0 \quad (3.6)$$

mit $F$	Fließfläche
$c_i$	Parameter
$I_0^*$	Invariante des Spannungstensors
$P$	Funktion des Materials und der Form der Fließfläche
$J_2^*$	Invariante des Spannungsdeviators

*Thienel*[625] stellt dabei fest, dass die Form der Bruchflächen für verschiedene Temperaturen grundsätzlich der Form für Normaltemperatur entspricht, jedoch temperaturabhängig abgemindert zu betrachten sind. Daher verwendet *Thienel*[625] die Ansätze von *Podgórski*[492] und erweitert diese um temperaturabhängige Parameter.

Auch *Kiel* [356, 358] entwickelt ein Instrument zur Berechnung von Stahlbetonstrukturen unter Brandbeanspruchung und implementieren hierfür eine biaxiale Arbeitslinie von Beton. Eine Erweiterung dieses Modells führt *Theodorou*[624] durch.

In Bezug auf unterirdische Konstruktionen erforschen beispielsweise *Lilliu und Meda*[394] das Temperaturtragverhalten von Tübbingtunneln im zweidimensionalen Kontinuum. Die Autoren können dabei die Tragfähigkeit des Systems bis zu einer Branddauer von 120 min nachweisen. Insbesondere im Inneren treten keine erkennbaren Schäden in der Betonstruktur auf. Bis zu einer Tiefe von 150 mm treten keine höheren Temperaturen als 100 °C auf. Nach ca. 45 min ist die Rissbildung abgeschlossen. Dieser Ansatz ist besonders dahingehend zu hinterfragen, da aufgrund der dreidimensionalen Kontinuumswirkung vor allem während einer Hochtemperaturbeanspruchung, verstärkt aufgrund des dann auftretenden Zwangs in Längsrichtung, die zweiaxiale Tragwirkung des Betons zum Tragen kommt. Darüber hinaus ist die Betrachtung einer Branddauer von 120 min nicht ausreichend zur Beurteilung der Tragfähigkeit einer Tunnelstruktur, da die Temperatur durch die Wärmespeicherfähigkeit ge-

dämpft langsam durch das Bauwerk hindurchgeleitet wird und dabei auch in tiefen Schichten noch Temperaturen von über 300 °C erreicht werden können. Bei einem Betrachtungszeitpunkt von  $t = 285$  min ist die höchste Temperatur im Bauwerk nach einer ZTV-ING Beanspruchung immer noch bei ca. 200 °C.

Die Untersuchung mehraxialer Hochtemperaturversuche im Druck-Zug- und Zug-Zug-Bereich sind noch ausstehend [144].

### 3.3.6.3 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit hat im Hochtemperaturbereich für primär druckbelastete Bauteile weniger Bedeutung als im Normaltemperaturbereich. Der Anteil an der Tragwirkung nimmt temperaturabhängig schnell ab und besitzt auch nach der Temperaturbeanspruchung weniger Potential zur Regeneration als die Druckfestigkeit, vgl. Tabelle 3.9. In Bezug auf unterirdische Strukturen, deren Tragwirkung im Falle eines Kreisquerschnittes primär durch Drucktrajektorien stattfindet (Krümmungsbeziehungen sind hier in der Regel nur für die Verträglichkeit, jedoch weniger für die Lastabtragung von Bedeutung), liefert die Zugfestigkeit nur einen sehr geringen Beitrag zur Lastabtragung. Hinsichtlich der temperaturabhängigen Betonzugfestigkeit gibt es jedoch nach Auffassung einiger Autoren, z. B. *Youssef und Mofteh* [687], dennoch nicht ausreichend viele Untersuchungen für allgemeingültige Modelle.

Allgemein ist jedoch für die Zugfestigkeit unter Normaltemperaturbedingungen bekannt, dass kaum eine Abnahme des Zug-E-Moduls über einen Versuchszeitraum von 18 Jahren im Vergleich zwischen Unterwasser gelagerten und naturgelagerten Betonproben quantifizierbar ist [259].

Eine Untersuchung der Zugfestigkeit unter hohen Temperaturen führt beispielsweise *Thelandersson* [621] durch, dessen Ergebnisse unter-

streichen die in *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] dokumentierten und als anerkannte Regeln der Technik veröffentlichten Materialeigenschaften des Betons. Die empirische Untersuchung der temperaturabhängigen Zugfestigkeit untersucht *Thelandersson* [621] bis 800 °C. Bis ca. 100 °C ist dabei kaum ein Festigkeitsabfall zu beobachten, darüber nimmt die Zugfestigkeit nahezu linear ab, vgl. Abb. 3.10 (2).

### 3.3.6.4 Elastizitätsmodul

Zur Beschreibung des Materialverhaltens unter Last stellt neben den Festigkeiten vor allem auch der Elastizitätsmodul (E-Modul) eine sehr wichtige Größe dar. Im EC 2 sind unterschiedliche Ansatzfunktionen zum Verhalten von Beton für die Kalt- und Heißbemessung im Druckbereich gegeben. Insbesondere ist hierbei auf eine ausreichende Übereinstimmung numerischer Berechnungen zu achten, um für den Zeitpunkt  $t = 0$  eine zufriedenstellende Übereinstimmung und Konsistenz des Berechnungsansatzes für niedrige Temperaturen zu gewährleisten und die Heißbemessung durch die Kaltbemessung zum Zeitpunkt  $t = 0$  zu bestätigen [458]. Dies ist darin begründet, da die Verwendung unterschiedlicher Ansatzfunktionen im Druckbereich zwischen Kalt- und Heißbemessung nach EC 2 zu unterschiedlichen E-Moduli im elastischen Bereich führt. Da es für die Heißbemessung keine im Rahmen technischer Regelwerke in Deutschland dokumentierten, temperaturabhängigen E-Moduli gibt, werden im Rahmen dieser Arbeit E-Moduli analog zum Kaltfall aus den temperaturabhängigen Arbeitslinien des EC 2-1-2 mit der 40 %-Regel abgeleitet (vgl. *Glatz* [458] und *Stadler* [598]).

Einhergehend mit der Diskussion der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen (s. Abschnitt 3.3.6.1) besteht darüber hinaus auch ein direkter Zusammenhang der Arbeitslinien mit dem E-Modul. Eine genauere Klassifizierung der Einflussparameter ist in Tabelle 3.10 zusammengefasst. Analog zu Abschnitt 3.3.6.5



**Tabelle 3.9: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Zugfestigkeit**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Zugfestigkeit</b>		
Mischungsverhältnis	beeinflusst Hochtemperaturzugfestigkeit und Restfestigkeit. Geringer Zementgehalt zeigt vergleichsweise kleinere Festigkeitsminderungen	Primärtragwirkung in Tunnelstrukturen ist Druck.
Betonzuschlag	Großer Einfluss: Bei Kalksteinen ist der Festigkeitsverlust über 500 °C etwa doppelt so groß wie bei quarzhaltigen Zuschlägen	durch die Betonrezeptur beeinflussbar
Aufheizrate	geringer Einfluss	es wurden nur geringe Aufheizraten bis 1,50 K/ min untersucht
Restzugfestigkeit	ist geringer als die Zugfestigkeit bei erhöhten Temperaturen	Die Primärtragwirkung in kreisförmigen Tunnelprofilen ist Druck. Jedoch gilt es für die Bewertung der Struktur nach einem Brand zu beachten, dass die Restfestigkeit geringer ist, als die während der Brandphase erreicht wird.
relative Festigkeitsverluste	sind für Zugfestigkeiten größer als für Druckfestigkeiten	Die Primärtragwirkung in kreisförmigen Tunnelprofilen ist Druck.
Wiedergewinnung an Zugfestigkeit	Es existieren wenige belastbare Daten. Die Daten deuten daraufhin, dass die Festigkeit nach wenigen Tagen der Nachlagerung gegen Null geht.	In der Planung sind dauerhafte Festigkeitsverluste zu berücksichtigen.

besteht ein deutlicher Unterschied im elastischen Verhalten des Betons zwischen der Erwärmungsphase und dem Zeitbereich der Abkühlung bzw. einer wiederholten Temperaturbeanspruchung. Der Beton reagiert nach der Ersterwärmung deutlich steifer (sofern keine weiteren strukturellen Schädigungen eingetreten sind).

Der Vollständigkeit halber sei hier auf weitere Effekte in der experimentellen Bestimmung des temperaturabhängigen E-Moduls hingewiesen, vgl. Tabelle 3.11. Es fällt auf, dass entgegen dieser Versuchsreihen eine Destabilisierung der Betonmatrix eingetreten ist und der E-Modul nach der Abkühlungsphase kleiner ermittelt wird als vor einer Temperaturbelastung. Dies steht im Widerspruch zu den oben aufgeführten Ausführungen. Eine Begründung dieser Ergebnisse ist auf Grund nicht ausreichender Versuchsrandbedingungen schwierig, da die Größe des temperaturabhängigen E-Moduls vor allem auch stark von der Versuchsmethodik abhängig ist. [658]

Es ist bekannt, dass nicht alleine ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen Festigkeit und E-Modul besteht, da die Materialgröße E-Modul von einer Vielzahl von Parametern abhängig ist. Die Werte in der Normung, z. B. des EC 2, können daher nur als Richtwerte für die Bemessung nach einem speziellen kalibrierten Sicherheits-

konzept, jedoch streng genommen nicht als zuverlässige Kenngröße beispielsweise zur Nachrechnung von Versuchen verwendet werden. Aus ein und derselben Betonqualität können Mischungen hergestellt werden, die sich im E-Modul um mehr als 100 % unterscheiden. Der Wert des E-Moduls ist daher keine feste, reproduzierbare Größe, sondern hängt auch beispielsweise von der jeweiligen Druckbeanspruchung im Bauteil ab. [675]

In der Richtlinie CEB 208 [104] wird diesbezüglich zwischen sogenannten „transienten“ (eine auf Druck vorbelastete Probe wird erwärmt) und „steady-state“ (eine erwärmte Probe erfährt eine Druckbelastung) Versuchen unterschieden. Der Ansatz einer transienten Versuchsmethodik entspricht dabei auch der Situation eines realen Bauteils, das eine Brandbeanspruchung erfährt und findet daher in dieser Form auch Einzug in aktuelle Normenreihen, wie dem EC 2-1-2. Zur numerischen Beschreibung dieser Materialbeziehung wird daher eine für alle Temperaturstufen von 20 bis 1200 °C einheitliche kubische Ansatzfunktion abgeleitet. Dies führt jedoch dazu, dass die Ableitung des E-Moduls im Vergleich zur Kaltbemessung nach EC 2-1-1 (quadratische Ansatzfunktion) aus den jeweiligen Ansatzfunktionen, beispielsweise nach der 40 %-Regel des EC 2-1-

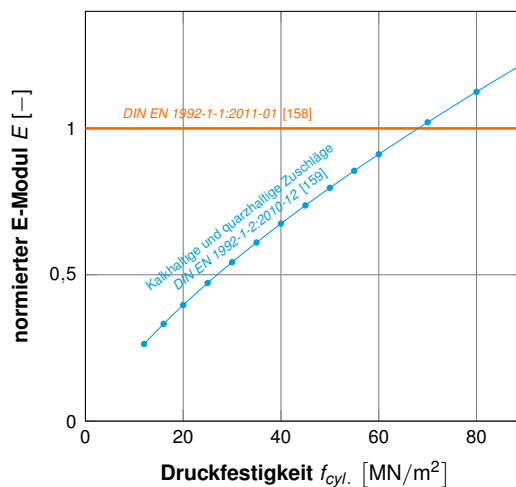
**Tabelle 3.10: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Elastizitätsmodul**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Elastizitätsmodul</b>		
Art des Betonzuschlags	hat in den meisten Fällen einen großen Einfluss: Betone mit Leichtzuschlägen ergeben durchweg die niedrigsten, Betone mit harten Quarzitzuschlägen ergeben die höchsten Temperaturabminderungen beim E-Modul. Die Ergebnisse der einzelnen Autoren variieren jedoch erheblich. Kalksteinbetone zeigen niedrigere Verluste als Leichtbetone. Die Festigkeitsverluste von Betonen mit Kalkstein- und Leichtzuschlag treten verglichen mit Quarzitbeton bei höheren Temperaturen auf. Die Zuschlagsart ist offenbar ein wesentlicher Faktor im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften bei hohen Temperaturen.	Insbesondere im Hinblick auf Abplatzungen ist die Zuschlagsart entscheidend
konstante Normalkraft-Belastung (Vorbelastung)	während der Aufheizung von großem Einfluss auf die E-Modul-Temperaturbeziehung: Vorbelastete Proben haben immer höhere E-Moduli als unbelastete Proben. Die Beanspruchungshöhe $\eta$ ist dagegen von geringerem Einfluss, solange $0,10 \ll \eta \ll 0,30$ ist.	Gerade im Tunnelbau ist die Struktur zum Zeitpunkt des Auftretens der Temperatureinwirkung vor allem bei tief liegenden kreisförmigen Tunneln im nicht standfesten Gebirge mit hohen Lasten beaufschlagt und sollte daher in der Bauwerksbemessung berücksichtigt werden. Ferner kann der Ausnutzungsgrad eines Tunnelquerschnittes oft deutlich größer sein, als der, z. B. bei Stützen im üblichen Hochbau. Die Annahme bzw. die Auswirkung einer hohen Vorbelastung wäre demnach noch genauer wissenschaftlich zu erörtern.
Dauer der Temperatureinwirkung	hat keinen nachweisbaren Einfluss	Die Dauer einer Hochtemperatureinwirkung hat zum einen Einfluss auf die Abplatzmenge, da Abplatzen vornehmlich in den ersten 20 min auftritt. Ferner führt eine längere Branddauer auch zu einer tieferen Temperatureindringung. Es ist jedoch rechnerisch zu prüfen, in wie weit dies im Rahmen üblicher Branddauern Auswirkungen auf das System hat, z. B. durch die Entwicklung von Zwang.
thermisch bedingte Festigkeitsminderungen	durchweg geringerer Einfluss auf die Festigkeit als auf den E-Modul, zumindest bis 400 °C.	Im Tunnelbrand treten zwar im Vergleich zu Normbränden des Hochbaus (z. B. ETK) höhere Temperaturen auf. Im Kernbereich des Querschnittes, öim Bereich der Lastübertragung (am Beispiel kreisrunder Tunnel), sind jedoch auf Grund der dämpfenden Wirkung der Wärmespeicherfähigkeit des Betons im Vergleich zu üblichen Brandansätzen (z. B. der ETK-Brandkurve) geringe Temperaturunterschiede zu erwarten.

**Tabelle 3.11: Entwicklung des E-Moduls im Brandverlauf [658]**

Belastung	Temp. [°C]	E-Modul		
		vor Versuch MN/m <sup>2</sup>	nach Standzeit MN/m <sup>2</sup>	nach Abkühlung MN/m <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
1	$P = 0$	600	-	1766
2	$P = \frac{1}{6} \text{ bis } \frac{1}{2} \cdot P_B$	450	21 575	16 181
3		600	16 671	8826

1, bei einer Auswertung bei 20 °C zum Teil deutlich um bis zu 50 % unterschätzt wird, vgl. hierzu auch *Stadler*[598], *Hoffmann*[282] und *Ring et al.* [522]. Ferner ist zu beachten, dass insbesondere der absteigende Ast der transienten Versuche nicht experimentell abgesichert ist. Durch *Kordina*[104] wird der absteigende Ast unter Ansatz der steady-state Versuche angepasst.


**Abbildung 3.12: Vergleich des E-Moduls bei 20 °C Normaltemperatur**



Die E-Moduli für die Kaltbemessung [158] und Heißbemessung [159] sind daher verschieden, wenn die in EC 2-1-2 angegebenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit dem 40 % Ansatz des EC 2-1-1 auf E-Moduli zurückgerechnet werden. Eine numerische Berechnung ist daher sinnvollerweise so zu optimieren und kalibrieren, dass sowohl das Verfahren für die Heißbemessung als auch das Verfahren für die Kaltbemessung bei einer Berechnung bei 20 °C die gleichen Ergebnisse liefern, wie z. B. auch in der Richtlinie zum „Erhöhten baulichen Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauteile“ [458] gefordert. Bereits *Ring et al.* [522] stellen fest, dass eine Anwendung unterschiedlicher E-Moduli auch zu unterschiedlichen Berechnungsergebnissen führt. Eine Rückrechnung der E-Moduli aus den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus der Heißbemessung ist in Abb. 3.12 illustriert. Darüber hinaus gibt es auch andere Ansätze zur Bestimmung des E-Moduls aus Materialarbeitslinien. Beispielsweise bestimmen *Thorenfeldt et al.* [630] den E-Modul bei 60 % der Druckfestigkeit. Diese schätzen damit jedoch den E-Modul für Berechnungen geringer ab als mit der 40 %-Regel des EC 2.

Ergänzend sei erwähnt, dass die Hintergründe zur Änderung des E-Moduls in der Umstellung der Norm vom Tangentenursprungsmoduls  $E_{ci}$  (DIN-1045-1:2008-08 [147]) auf den Sekantenmodul  $E_{cs}$  (EC 2-1-1:2011-01 [158]) beispielsweise im Tagungsband zum Eurocode 2 für Deutschland [219] erläutert sind. Daher werden im Rahmen dieser Arbeit nur die E-Moduli des EC 2-1-1 als vergleichende Basis für die Kaltbemessung herangezogen und keine weiteren früheren Versionen der E-Modul-Interpretation betrachtet. Eine Bemessung für die Normaltemperatur (20 °C) ist unter der Verwendung der Hochtemperaturarbeitslinie des EC 2 für 20 °C nicht zulässig, da diese von der idealisierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Parabel-Rechteck-Diagramm) der Kaltbemessung abweicht. Die Arbeitslinie für die Kaltbemessung beinhaltet den ungünstigsten

Fall der Dauerlast- und Kurzzeitbeanspruchung. [292]

Weiterführende Angaben zur Verwendung von E-Moduli unter Temperatureinwirkung werden z. B. von *Anderberg und Thelandersson* [19] und *Harmathy* [264] vorgestellt.

Abb. 3.13 zeigt die temperaturabhängigen E-Moduli für quarzhaltige und kalkhaltige Zuschläge, die von den temperaturabhängigen Arbeitslinien des EC 2 abgeleitet sind. Der E-Modul ist hierbei auf die Normaltemperatur von 20 °C normiert. Diese werden so in der weiteren Bearbeitung dieser Arbeit zur Konfiguration eines thermisch-mechanischen Simulationsmodells herangezogen.

Vergleichsrechnungen zeigen, dass im Rahmen einer Nachrechnung einer mit der ETK-Brandkurve beaufschlagten, druckbeanspruchten Stütze im Allgemeinen gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Simulation erreicht werden können, wenn die Auswertung alleinig den Traglastzustand einfacher statischer Systeme ohne Zwang umfasst. [127] Die Versuchskonfiguration solcher Studien entspricht dabei oft vornehmlich Belastungssituationen ähnlichem dem Hochbau. Die Berechnung der Verformungen (deren Größe auch wesentlich vom E-Modul beeinflusst wird) führt beispielsweise bei hochfestem Beton zu sehr deutlichen Unterschieden zwischen Experiment und Simulation [127]. Durch instationäre Kriechversuche kann *Huismann* [127] den E-Modul im Temperaturbereich 150 bis 600 °C bestimmen und kann so zeigen, dass der reale E-Modul in einem Temperaturbereich, der auch für eine Tunnelschale wesentlich ist, von der klassischen 40 %-Regel des EC 2 zum Teil deutlich abweicht, vgl. Abb. 3.14.

Durch die Analyse von Abb. 3.14 kann daher grundsätzlich das Potential gesehen werden, weitere experimentelle Untersuchungen auch für andere Betonklassen als der durch *Huismann* [127] untersuchten sowie für Sonderbetone, z. B. selbstverdichtende Betone, zur Bestimmung des



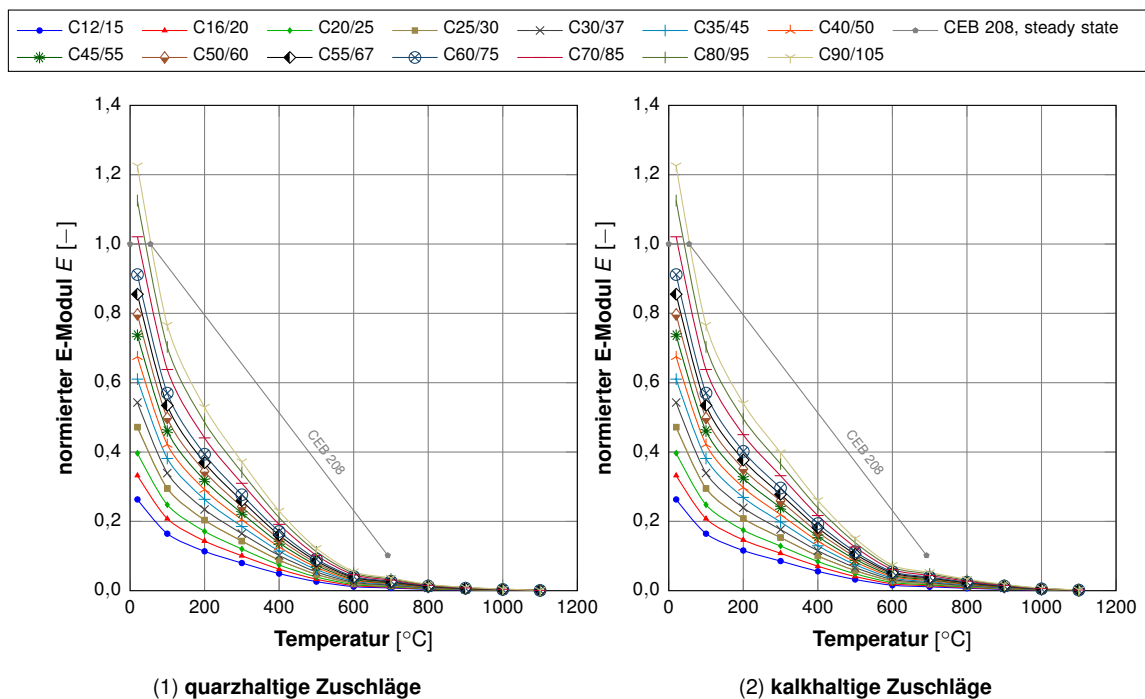


Abbildung 3.13: E-Modul bei erhöhten Temperaturen nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]

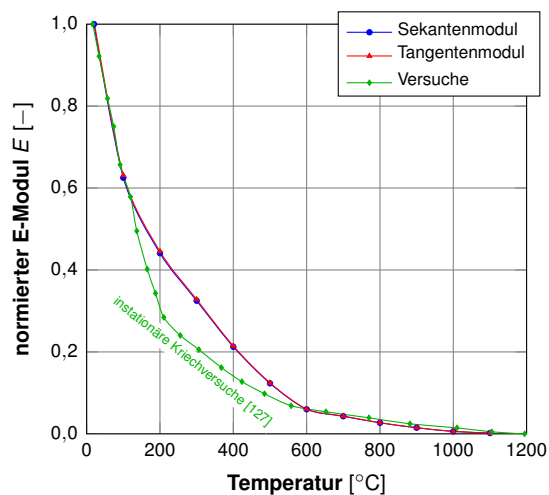


Abbildung 3.14: E-Modul bei erhöhten Temperaturen, Vergleich des Sekantenmoduls und Tangentenmoduls nach *DIN EN 1992-1-2: 2010-12* [159], quarzhaltige Zuschläge

temperaturabhängigen E-Moduls durchzuführen. Dies ist insbesondere wichtig, da E-Modul im Speziellen zur Konfiguration von Materialmodellen gängiger Softwarepakete eine entscheidende Eingangsgröße für die Simulation bildet. Ferner wird dieser in Softwarepaketen zur Berechnung von Verformungen herangezogen, deren korrekte Berechnung insbesondere in der Bewertung zwangbehafteter Bauteile einen entscheidenden Beitrag liefert.

### 3.3.6.5 Deformationsverhalten von Beton unter erhöhten Temperaturen

Das Deformationsverhalten von Bauteilen wird im Wesentlichen durch Arbeitslinien beschrieben. *Schneider*[553] stellt fest, dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von unbelasteten Prüfkörpern aus Beton stark von denen belasteter Prüfkörper abweichen. Ferner kann geschlossen werden, dass sehr große Dehnungen nur bei der Ersterwärmung des Prüfkörpers auftreten, die als sogenannte „lastinduzierte-thermischen Dehnungen“ (LITS) bezeichnet werden. Das Verhalten hochtemperaturbelasteter Betonbauteile



wurde bereits in vielen Untersuchungen ausführlich diskutiert, z. B. durch *Nause* [448]. Diese Untersuchungen unterliegen jedoch oft zwei wesentlichen Randbedingungen. Zum einen ist oft, im Rahmen von einfachen Bauteilen oder Konstruktionen, nur der Traglastzustand wichtige Bemessungsgrundlage, jedoch nicht die Gebrauchstauglichkeit, respektive das Deformationsverhalten des Untersuchungsobjektes. Zum anderen liegt in vielen Untersuchungen der Fokus lediglich auf der Erwärmungsphase. Daher werden das Abkühlungsverhalten und damit der Tragzustand des Bauteils nach einem Brandereignis ausgeblendet und in den Auswertungen nicht mehr näher beleuchtet. Während für Beton unter Normaltemperatur eine parabolische Ansatzfunktion zur Beschreibung des Tragverhaltens angemessen ist [158, 343], wird für die temperaturabhängige Beschreibung eine kubische Ansatzfunktion gewählt [159, 160]. Die thermo-mechanischen Materialgesetze des Eurocodes geben in vereinfachter Form, aber für einschlägige Brandschutznachweise, hinreichend genau das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Baustoffes Beton wieder [293].

Dabei gilt, ein Tragwerk, das rechnerisch nicht versagt, dessen Verformungen durch die thermische Belastung jedoch übermäßig angewachsen sind, wird in der Praxis nicht als brandschutztechnisch ausreichend bemessen eingestuft. [289]

Die in der aktuellen Fassung des Eurocodes dokumentierten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen beziehen sich auf die maximalen Werte, die nach ENV 1992-1-2 vorgeschlagen sind, da diese am besten den zur Bewertung herangezogenen Versuchsergebnissen entsprechen. Anwendungsbeispiele beziehen sich jedoch primär auf den Hochbau (Einfeld- und Durchlaufbalken, Platten, Stützen und tragende Wände). Da Kriechen nicht explizit in den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton ausgewiesen ist, gelten die tabellarischen Werte und Formfunktionen des EC 2-1-2 nur für Aufheizraten von 2 bis 50 K/min. Für Aufheizraten außerhalb die-

ses Bereiches muss die Zuverlässigkeit dieser Annahmen neu interpretiert werden. Die Temperaturprofile im Anhang A des EC 2 sind akzeptabel für silikatische Zuschläge und konservativ für andere Zuschläge, aber nicht zwangsweise für andere als „Standard-Feuer-Beanspruchungen“, wie der ETK-Brandkurve. [294] Bei höheren Temperaturen kann die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach EC 2-1-2 unsicher sein, falls hohe Axiallasten auftreten [391].

Wesentliche Effekte, die allgemein das Materialverhalten (Spannungs-Dehnungs-Beziehung) von Stahlbeton beeinflussen können wie folgt benannt werden [687]:

- Betonfestigkeit
- Anfangs-E-Modul
- Betondehnung bei maximaler Spannung
- Thermische Dehnung
- Transientes Kriechen
- Fließspannung der Bewehrung
- Verbund

Abb. 3.15 zeigt einen Vergleich experimenteller Studien, die deutlich das spezielle Verhalten des Betons unter kombinierter thermisch-mechanischer Belastung veranschaulichen. Dabei ist jedoch insbesondere die Art der Interaktion zwischen thermischen und mechanischen Einwirkungen zu unterscheiden. Ein Beton, der zuerst auf eine bestimmte Temperatur erwärmt wird, um anschließend dessen Bruchfestigkeit zu testen („steady state“), verhält sich grundlegend anders als ein Beton, der zuerst mechanisch belastet wird und anschließend bei konstanter Belastung erwärmt wird (transient). Im Falle der transienten Versuchsmethodik werden die sogenannten lastinduzierte-thermischen Dehnungen (LITS) sichtbar, die die Deformationsfähigkeit des Betons deutlich erhöhen. Dieses Phänomen ist in den Arbeitslinien des EC 2 implizit integriert. Allgemein sei darauf hingewiesen, dass aus Gründen der Vergleichbarkeit die hier gezeigten

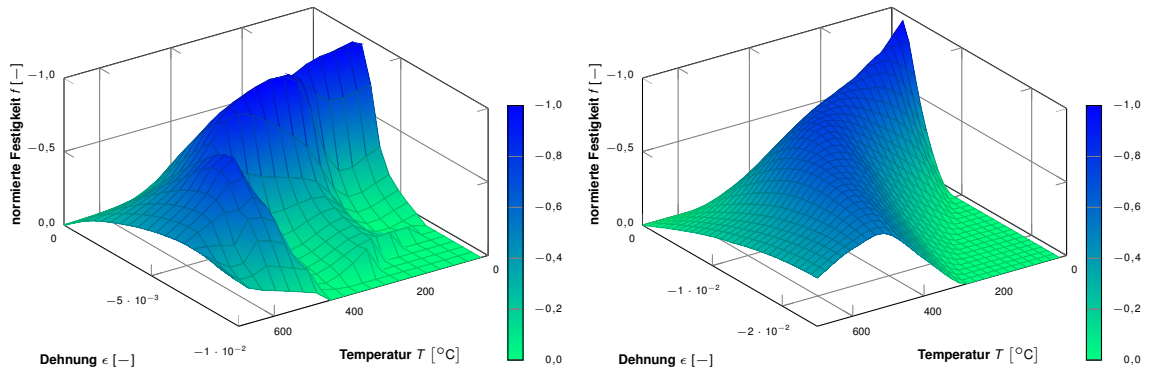
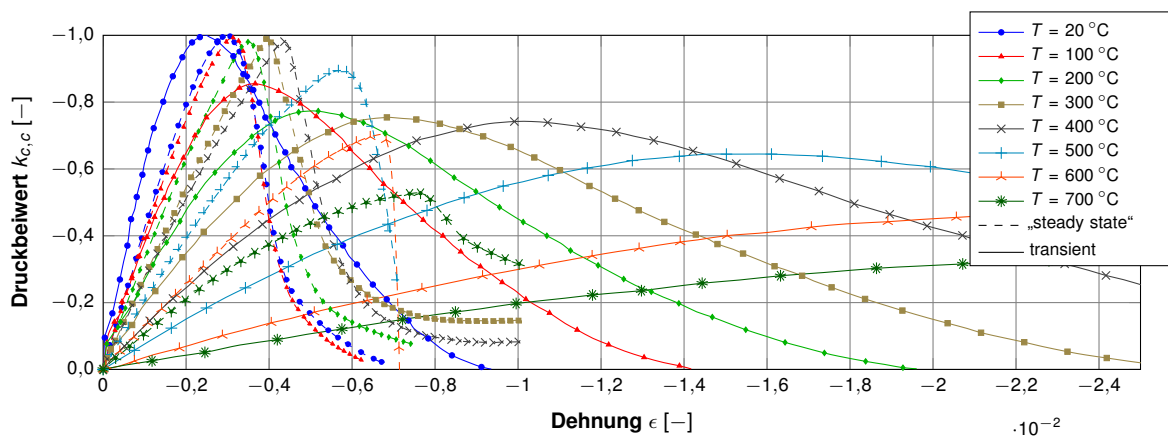


Abbildung 3.15: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen [104]

Abbildung 3.16: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach CEB 208 [104] (dargestellt am temperaturabhängigen Druckbeiwert  $k_{c,c}$  in Anlehnung an EC 2)



Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Richtlinie CEB 208 [104] mittels Bezier-Interpolation approximiert sind, um die „steady state“ und „transienten“ Versuchsergebnisse mit gleichen Temperaturniveaus vergleichen zu können. Die Approximation wird hierbei durch eine kubische ( $n = 3$ ) Bezier-Kurve interpoliert. Die allgemeine Schreibweise (Parameterdarstellung) einer Bezier-Kurve lautet wie folgt [61–68]:

$$\underline{x}(t) = \sum_{j=0}^n B_j^n(t) \cdot b_j$$

mit

$$B_j^n(t) = \binom{n}{j} \cdot (1-t)^{n-j} \cdot t^j \quad \text{mit } t \in [0,1] \quad (3.7)$$

$$\binom{n}{j} = \frac{n!}{j! \cdot (n-j)!}$$

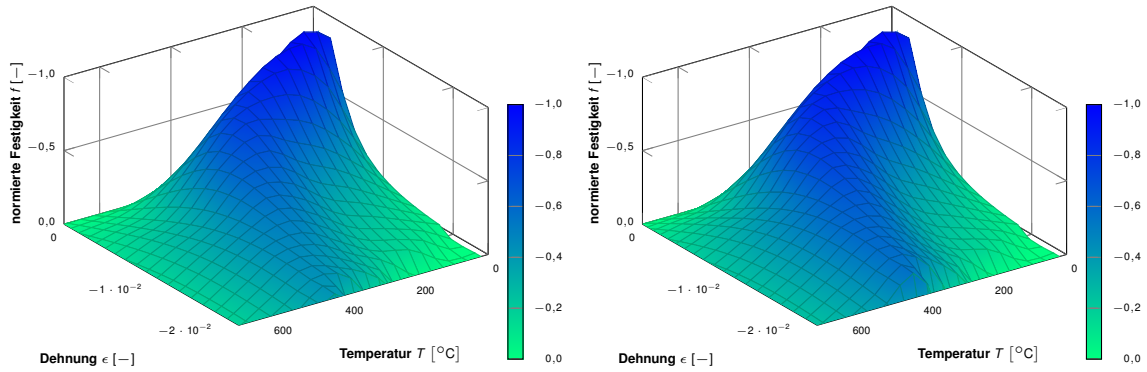
Ein anschaulicher Vergleich der beiden Versuchsmethodiken „steady state“ und „transient“ kann Abb. 3.16 entnommen werden. Hier wird besonders deutlich visualisiert, wie unterschiedlich das Verhalten des Betons auf eine Erwärmung zwischen einer belasteten bzw. unbelasteten Ausgangssituation ist. In Bezug auf den Tunnelbau steht der Beton zum Zeitpunkt einer möglichen Hochtemperaturbeanspruchung bereits längere Zeit unter Last durch das Eigengewicht der Tunnelschale sowie durch die Belastung des Baugrundes in Form des umgebenden Gebirges. Darüber hinaus können noch weitere Belastungssituationen auftreten, wie die hydrostatische Belastung durch Grundwasser oder Bebauungslasten an der Erdoberfläche. Daher wird für die Erwärmungsphase die Annahme einer „transienten“ Arbeitslinie, wie sie beispielsweise im EC 2 dokumentiert ist, als hinreichend genau angesehen und wird daher im Rahmen dieser Studien auch so für die Erwärmungsphase in der späteren numerischen Diskussion (vgl. Kapitel 7) übernommen.

Ein zuschlagsabhängiger Vergleich der Arbeitslinien nach EC 2 ist in Abb. 3.17 gegenübergestellt. In der qualitativen Betrachtung können hier keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden, das Verhalten ist grundsätzlich ähnlich. Da kalkhaltige Zuschläge tendenziell zu geringeren Abplatzungen (vgl. Abschnitt 3.3.7) neigen und im Rahmen dieser Studien der Abplatzungseffekt zur Diskussion numerischer Berechnungen noch nicht inkludiert werden kann, wird im Rahmen dieser Arbeit primär die Verwendung von kalkhaltigen Zuschlägen forciert. Bekräftigt wird diese Annahme ferner dadurch, dass die Streuung und Variation anderer Größen, wie die Temperatureinwirkung, größere Auswirkungen auf die Gesamtstruktur haben und daher die Unterschiede quarz- und kalkhaltiger Zuschläge im Rahmen dieser Untersuchungen als untergeordnet wichtig eingestuft werden.

Wesentliche Einflussgrößen auf die temperaturabhängigen Arbeitslinien des Betons sind in Tabelle 3.12 gegenübergestellt, die die temperaturabhängige Interaktion zwischen Spannung und Dehnung beeinflussen können. Alle Größen können grundsätzlich durch eine entsprechende Betonrezeptur angepasst und gesteuert werden.

Ein Vergleich versuchstechnisch ermittelter Spannungs-Dehnungs-Beziehungen („transient“ durchgeführter Versuche) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und EC 2 für Temperaturen bei 20 °C und >400 °C, vgl. Abb. 3.18. Im Temperaturbereich 20 bis 400 °C treten größere Abweichungen auf, die jedoch mit Unterschieden in den Annahmen der Betonrezeptur oder speziellen Versuchsrandbedingungen, etc. begründet werden können.

Dabei unterliegen die Untersuchungen der temperaturabhängigen Arbeitslinien von Beton einer steten Fortführung von gebräuchlichen Betonarten bis hin zu Sonderbetonen und werden so nach wie vor stetig in aktuellen Forschungsvorhaben weiter untersucht, z. B. für selbstverdich-



(1) Quarzhaltige Zuschläge

(2) Kalkhaltige Zuschläge

Abbildung 3.17: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]

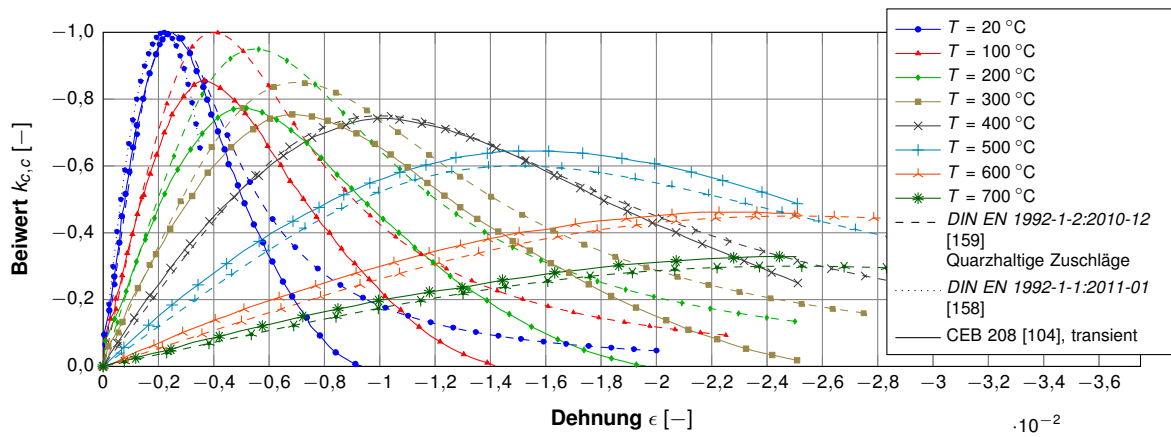
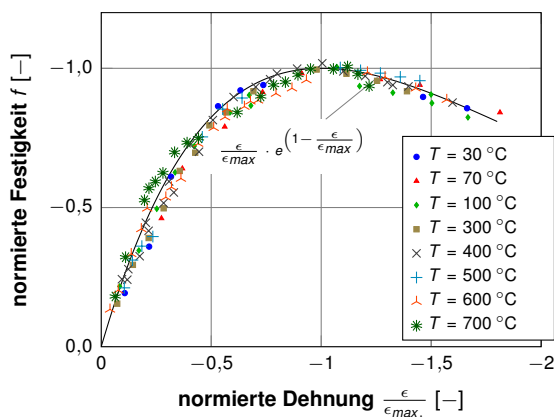


Abbildung 3.18: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach CEB 208 [104], *DIN EN 1992-1-1:2011-01* [158] und *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]



**Tabelle 3.12: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Spannungs-Dehnungs-Beziehung**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Spannungs-Dehnungs-Beziehung</b>		
Zuschlag-Zement-Verhältnis	hat Einfluss auf den E-Modul und somit auch auf die Anfangssteigung der $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung. Mörtel (hoher Zementanteil) zeigen geringere Anfangssteigungen als Beton. Die $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von Beton ist stärker gekrümmt als von Mörtel.	Der Einfluss des E-Moduls im Anfangsbereich hat besonders bei nichtlinearen Berechnungen einen Einfluss auf die Lastgeschichte.
Zuschlagsart	ein wesentlicher Faktor: Normalbetone mit harten Zuschlägen (Quarz, Basalt) zeigen einen stärkeren Abfall in der Anfangssteigung der $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurven bei steigender Temperatur als weiche Zuschläge. Schon bei kleinen Temperaturanstiegen ist eine deutliche Verringerung in den Anfangssteigungen der $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurven zu erkennen.	Die Zuschlagsart ist durch die Wahl des Betonrezepts beeinflussbar.
Bruchenergie	Das Spannungs-Dehnungs-Integral im dehnungsgesteuerten Versuch zeigt zwischen 300 und 600 °C ein Maximum.	

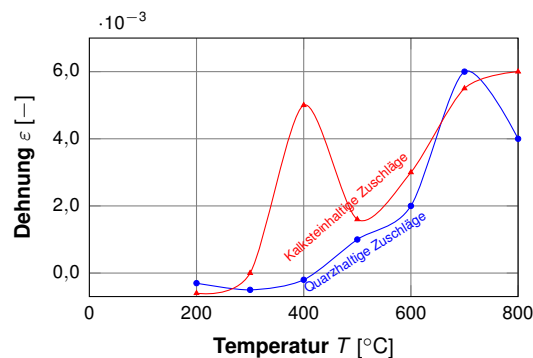


**Abbildung 3.19: Exponentieller Ansatz für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei erhöhter Temperatur [32]**

tenden Beton durch *Tao et al.* [611] oder *Annerel und Taerwe* [23].

Das Verhalten des Betons bei einer wiederholten Erwärmung ähnelt dabei in Bezug auf die Dehnung dem Verhalten einer unbelasteten Probe [658] bzw. einem Versuchskörper, der nach der „steady-state“ Methode geprüft wurde, vgl. Abb. 3.16.

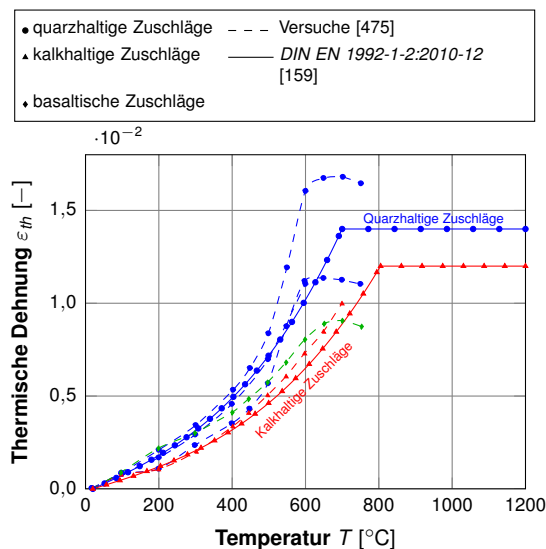
Darüber hinaus gibt es weitere Ansätze zur mathematischen Formulierung der Arbeitslinien von temperaturbelastetem Beton, z. B. ein exponentieller Ansatz nach *Baldwin und North* [32] Abb. 3.19. Dieser Ansatz sei nur der Vollständigkeit wegen erwähnt, evtl. erfordern zukünftige Arbeiten eine vom EC 2 abweichende Formulierung



**Abbildung 3.20: Verbleibende Dehnung im Beton nach dem Abkühlen einer Temperaturbeaufschlagung [563]**

der Arbeitslinie für eine numerische Umsetzung.

Die thermische Ausdehnung des Betons unterliegt chemischen und physikalischen Grenzen, die jenseits von 700 °C bzw. 800 °C (in Abhängigkeit des verwendeten Zuschlages) durch die chemischen und physikalischen Reaktionen im Zuschlag im Beton keine weitere Dehnung mehr ermöglicht. Dieses Verhalten wird auch durch die Vorgabe der thermischen Ausdehnung des Betons im EC 2 inkludiert. In Bezug auf die Strukturbewertung nach einer Temperaturbeanspruchung, also zu einem Zeitpunkt *t* nach einem Abkühlungsprozess, ist zu beachten, dass sich die Dehnung eines Bauteils sowohl durch eine bleibende Kontraktion (im Falle einer Druckbeanspruchung) als auch durch eine thermische Ex-



**Abbildung 3.21: Thermische Dehnung von Beton bei erhöhten Temperaturen [159, 475]**

pansion des Probekörpers zusammensetzt. Die Richtung der bleibenden Verformung hängt dabei in einem Temperaturbereich von 200 bis 400 °C schwerpunktmäßig von der Art des verwendeten Zuschlages ab, vgl. Abb. 3.20. Jenseits von 400 °C ist die thermische Restdehnung im Probekörper tendenziell expansiv. Der temperaturabhängige Verlauf der thermischen Dehnung nach dem Abkühlen ist dabei von den chemischen und physikalischen Reaktionen im Zuschlag geprägt. [563]

Abb. 3.21 zeigt die normative, thermische Dehnung des Betons am Beispiel des EC 2 sowie versuchstechnische Vergleiche in Abhängigkeit verschiedener Zuschläge. Für kalkhaltige Zuschläge kann hier eine gute Annäherung zwischen Versuch und normativ geregelten Werten festgestellt werden. Quarzhaltige Zuschläge hingegen unterliegen ab Temperaturen >400 °C einer ansteigenden Streuung. Die Versuchsergebnisse weisen dann eine größere thermische Dehnung aus, die im realen Bauwerk entsprechend auch zu mehr Zwang führen kann als durch den Ansatz normativer Werte. Die Größe der thermischen Dehnung ist dabei grundsätzlich durch die Wahl des Zuschlages dominiert [346]. Die Nichtlinearität thermischer Dehnungen resultiert primär aus

der Rissbildung durch den Dehnungsunterschied zwischen schwindender Zementpaste und sich ausdehnendem Zuschlag [254].

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass es bereits auch funktionale Ansätze gibt, um die Restfestigkeit zu erfassen, z. B. verwendet *Huo et al.* [311] einen Ansatz von *Kent und Park* [343] zur Definition einer abschnittsweise definierten Funktion für die Formulierung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach einer Temperatureinwirkung. Der Ansatz ähnelt der Betonschädigung des EC 2. Kritisch zu bewerten ist, dass weitere Effekte nicht berücksichtigt werden, z. B. die Abhängigkeit der Restfestigkeit von der mechanischen Belastung während der Ersterwärmung oder der Zeitpunkt der Beurteilung der Restfestigkeit nach der Abkühlungsphase.

Insbesondere ist den Deformationen während Hochtemperaturbeanspruchungen im Tunnelbau Aufmerksamkeit zu schenken, da thermische Beanspruchungen im Tunnel zu Spannungen führen können, die die Betondruckfestigkeit überschreiten [488].

### 3.3.6.6 Lastinduzierte-thermische Dehnungen

Erste Anfänge zur Untersuchung lastinduzierter-thermischer Dehnungen (LITS) werden bereits in den 1970er Jahren unternommen, da Wissenschaftler rätselten, warum Beton „bei einer Erhitzung bis 100 °C nicht bricht“ [186]. Verschiedene Autoren beginnen seither Beton temperaturabhängig zu untersuchen und dabei insbesondere das Deformationsverhalten genauer zu hinterfragen, z. B. *Khoury et al.* [349] oder *Law und Gillie* [388].

Der Einfluss der Betonfeuchtigkeit spielt dabei eine große Rolle. Erste Ansätze den Feuchteinfluss auf das Verhalten von Beton zu beschreiben, unternimmt *Pickett*, der den Einfluss der Feuchtigkeit auf die Durchbiegung von Bauteilen untersucht [263]. Der sogenannte „Pickett-Effekt“



[490] hat vier Ursachen [47] (in der Reihenfolge mit absteigender Wichtigkeit):

- spannungs-induziertes Schwinden
- Zugdehnungs-Softening durch fortschreitende Rissbildung
- Irreversibilität der Kontraktion nach der Entlastung durch Zugdehnungs-Softening
- Zunahme der Materialsteifigkeit durch Alterung (Hydratation)

Darauf aufbauend kommen *Bažant und Chern* [47] zu folgenden Schlussfolgerungen:

- Der Pickett-Effekt kann nicht nur als ein reines Materialverhalten erklärt werden, es spielen auch die Randbedingungen des Bauteils eine Rolle.
- Mikrostruktur: Es existiert irgendein Mechanismus, der die viskosen Koeffizienten, die die Kriechrate charakterisieren, von der Größe des Flusses der lokalen Mikrodifusion von Wasser zwischen Makroporen (Kapillarporen) und den anliegenden Mikroporen im Zementleim (Gelporen, behindernde absorbierende Schichten, Zwischenschichten-Räume) beschreiben.
- Die Mikrodifusion ist infinitesimal schnell. D. h. die viskosen Koeffizienten reduzieren sich auf die Änderungsrate der Porenfeuchte. Dies ist äquivalent zu spannungs-induziertem Schwinden.
- Der Schwindkoeffizient hängt linear von der Spannung ab.
- Aus Gründen der Thermodynamik muss auch eine spannungs-induzierte thermische Expansion existieren. Das folgt aus dem Fakt, dass die Differenz des chemischen Potentials von Wasser, das die Mikrodifusion antreibt, nicht nur vom Druck, sondern auch von der Temperatur abhängen muss. Dies erklärt möglicherweise die LITS.

- Die Zugrissbildung alleine kann das Kriechen, das bei gleichzeitiger Belastung und Feuchtigkeitsänderung auftritt, nicht erklären. Wie auch immer trifft dies nicht für reinen Zug oder Biegezug zu. Für diese Phänomene ist die Zugrissbildung dominant und unterstreicht daher die Mitwirkung von spannungs-induziertem Schwinden.

Das freie Schwinden ist eine Funktion des spezifischen Wassergehalts des Betons, der wiederum eine Funktion der relativen Feuchte der Poren ist. Das Trocknungskriechen, auch als Pickett-Effekt (Pickett Effekt = spannungs-induziertes Schwinden + Dehnungs softening (Mikrorissbildung) [14]) bezeichnet [342], kann nicht allein als eine grundlegende Materialeigenschaft beschrieben werden. Falls spannungs-induziertes Schwinden auftritt, muss auch eine spannungs-induzierte thermische Dehnung vorhanden sein. Die Zugrissbildung alleine kann nicht die Kriechzunahme, verursacht durch Trocknung simultan mit einer Belastung, erklären. Daher ist Picketts Formulierung grundsätzlich richtig, aber unvollständig [47].

Anfänglich existierten mehrere Begriffe für LITS:

- transientes Kriechen [453]
- thermo-mechanische Dehnung [453]
- lastinduzierte-thermische Dehnung [346]
- transiente thermische Dehnung [434]
- Trocknungsschwinden (Pickett Effekt) [490]
- thermisches Übergangskriechen („transitional thermal creep“) [43]
- verzögerte lastinduzierte-thermische Dehnung (zeitabhängig bei konstanter Temperatur) [346]

Vor allem der Begriff Schwinden irritiert etwas in diesem Zusammenhang, da die grundsätzlichen physikalischen Phänomene, die das Schwinden bzw. LITS betreffen, völlig verschieden sind. Für den Fall „transienter“ Aufheizbedingungen be-



steht die Gesamtdehnung des Bauteils nicht nur aus thermischen und spannungs-induzierten Dehnungen, sondern auch einem Anteil des sogenannten transienten Kriechens. [453] Der Begriff scheint hier missverständlich, da Kriechen auch unter iso-thermischen Randbedingungen auftritt. Ferner ist die transiente Bedingung oft nur kurzzeitig. Daher wird anstatt „Kriechen“ auch der Begriff „thermo-mechanische Dehnung (thermomechanical strain)“ verwendet. Aus Versuchen zeigt sich, dass das „normale“ Kriechen im Vergleich zu allen anderen Dehnungseffekten in Kombination mit der kurzen Einwirkzeit der hohen Temperaturen vernachlässigt werden kann.

In neueren Arbeiten setzt sich daher der Begriff der lastinduzierten-thermischen Dehnung durch und wird deshalb auch im Rahmen dieser Arbeit als einheitlicher Begriff verwendet. Als federführende Effekte der LITS beschreiben *Bažant und Chern* [43]:

- das spannungs-induzierte Schwinden bzw. die spannungs-induzierte-thermische Expansion
- die Rissbildung (tensile strain-softening)

Die frühere theoretische Schlussfolgerung der Autoren [43], dass der physikalische Mechanismus für zusätzliches Kriechen, verursacht durch eine Temperaturänderung (heizen oder kühlen) (z. B. transitional thermal creep, stress-induced thermal expansion) der gleiche ist, wie der physikalische Mechanismus des zusätzlichen Kriechens durch Feuchtigkeitsänderung (Trocknung und Nässen) (drying creep, Pickett-Effekt oder stress-induced shrinkage oder Schwellen), stimmt im Wesentlichen überein. Der Effekt stimmt grundsätzlich mit Messdaten der Autoren [43] überein. Die Kriechviskosität ist dabei eine Funktion der Wärmestromdichte  $\dot{h}$  und der Temperatur  $T$ .

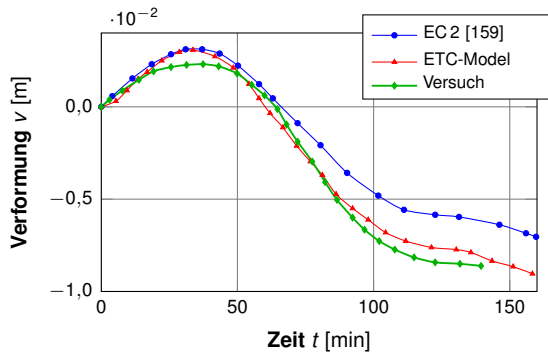
LITS hängt dabei nicht nur von der Temperatur und der Auflast ab, sondern auch vom instationären Spannungs-Temperatur-Pfad und

vom Material. Implizite Modelle, wie das EC 2-Materialmodell, sind daher nicht in der Lage das komplexe Verhalten, vor allem beim Abkühlen, genau genug wiederzugeben [221]. Vor allem bei länger andauernder Temperatureinwirkung, z. B. bei einer Belastung nach ISO-834 (vgl. Abschnitt 3.4.4), weichen rein implizite Materialformulierungen, wie das EC 2-Materialmodell, mit fortschreitender Dauer der Temperatureinwirkung zunehmend von versuchstechnischen Ergebnissen ab, auch bereits bei der Erwärmungsphase, vgl. Abb. 3.22. Grundsätzlich weisen Betonmaterialmodelle, die LITS nach physikalischen Gesetzen explizit formuliert enthalten, eine deutlich bessere Konvergenz zu versuchstechnischen Analysen auf.

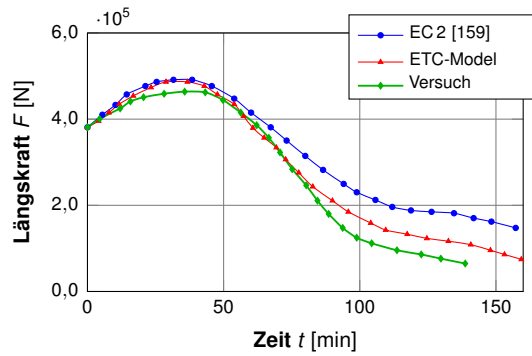
Neben diesen klassischen Betonmodellen auf Basis von Materialkennwerten zur Verwendung in üblichen FEM-Systemen gibt es darüber hinaus auch Autoren, z. B. *Huang und Burgess* [306] oder *Bažant et al.* [44], die zur Implikation von LITS rheologische Ansätze wählen.

Am Beispiel von Basalt-Beton, vgl. Abb. 3.23, wird der Einfluss von LITS ersichtlich. Bei Zunahme der Druckbelastung (Angaben in % der Festigkeit bei Normaltemperatur im Diagramm) wird die bei Kompression auftretende LITS so dominant, dass sie mit erhöhter mechanischer Belastung des Probekörpers die thermische Ausdehnung betragsmäßig übersteigt und letztendlich zu einer Stauchung des Versuchskörpers führen kann, nicht zu einer Verlängerung, wie bei einer reinen thermischen Belastung ohne mechanischer Auflast (0 % im Diagramm).

Durch die Versuche von *Weigler und Fischer* [658] können weitere wichtige Grundeffekte zum Dehnungsverhalten von Beton unter erhöhten Temperaturen aufgezeigt werden. Hierin zeigt sich beispielsweise der Effekt der LITS in zyklischen Versuchen, wobei je 2 Zyklen bei verschiedenen Temperaturen direkt hintereinander durchgeführt werden, vgl. Abb. 3.24. Es ist klar die Erstschädigung des Betons nach einer Erwärmungsphase auf 450 °C erkennbar. Bis 400 °C



(1) Verformungs-Zeit Beziehung



(2) Verformungs-Längskraft Beziehung

Abbildung 3.22: Vergleich verschiedener Betonmodelle, die sich durch die explizite bzw. implizite Formulierung der LITS unterscheiden [221]

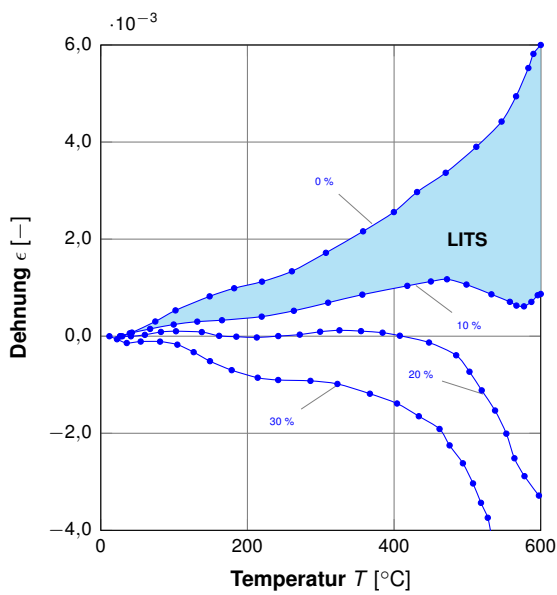


Abbildung 3.23: LITS am Beispiel eines Basalt-Betons [186]

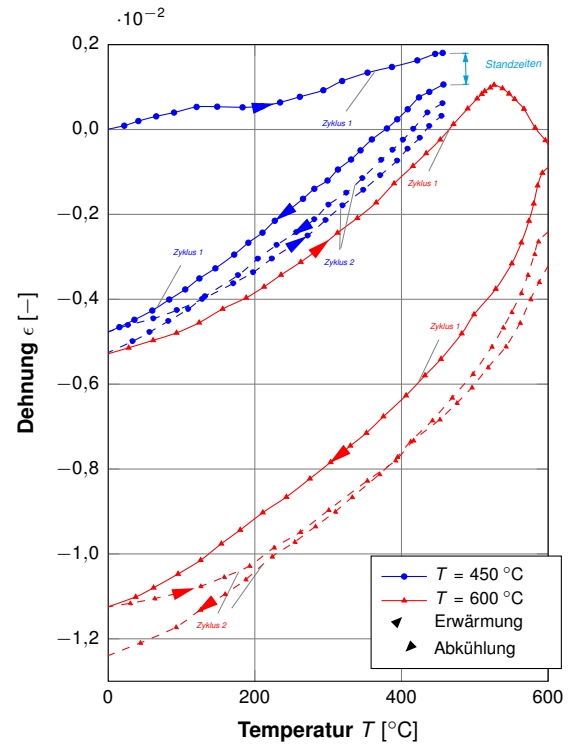


Abbildung 3.24: Wiederholte Erwärmung von belastetem Beton [658]

tritt LITS nicht in radialer Richtung auf (entweder nicht messbar oder nicht existent) [434]. Ein weiterer Erwärmungszyklus auf dieselbe Temperatur führt kaum zu einer weiteren Schädigung des Betons. Wird die Temperatur jedoch weiter auf 600 °C erhöht, pflanzt sich der Schädigungspfad entsprechend fort. Wird dabei die zu dieser Temperatur mögliche mechanische Tragfähigkeit des Betons nicht überschritten, so dass eine Stabilisierung der Betonmatrix eintreten kann, tritt bei einer weiteren Temperaturbeanspruchung bei 600 °C kaum eine Schädigungserhöhung ein. Daraus kann gefolgert werden, dass das Phänomen der LITS nur beim erstmaligen Erreichen einer Temperatur auftritt, bei weiteren Zyklen jedoch nicht mehr. Diese Erkenntnis dient als Basis in der späteren Formulierung des Schädigungsmechanismus für das numerische Simulationsmodell (vgl. Abschnitt 7.2.3).

LITS beginnt bei Temperaturen um 100 °C und ist nahezu proportional zum Drucklevel. LITS tritt dabei erst bei Temperaturen ab ca. 100 °C auf und führt zum Schluss, dass LITS mit den physisch-chemischen Vorgängen in der Zementpaste zusammenhängt. LITS ist irreversibel und führt daher zur Schlussfolgerung, dass ein sehr enger Zusammenhang zwischen Betonfeuchtigkeit (Evaporation/Dehydration) und LITS besteht. Temperatur- und Belastungsszenarien haben dabei großen Einfluss auf LITS, z. B. die Belastung vorgewärmte Probekörper oder das Aufheizen bereits belasteter Körper. Die Dauer der Vorheizphase beeinflusst LITS nur gering. LITS tritt nicht im Zugbereich auf (entweder nicht messbar oder nicht existent).

LITS werden auch oft unter dem Begriff „transientes Kriechen“ angesprochen, obwohl nach neueren Forschungen das transiente Kriechen nur einen Teil der LITS bildet. In älteren Forschungsarbeiten ist man sich bzgl. des grundsätzlichen Auftretens von LITS trotzdem durchaus bewusst, es fehlte nur das zum jeweiligen Zeitpunkt der Forschung vorhandene Wissen zur genaueren Unterscheidung und Klassifizierung. Deshalb sei

hier auf wichtige Einflussgrößen auf das thermische Kriechen allgemein hingewiesen, da deren Bewertung somit auch teilweise, zumindest für den instationären Fall bzw. dem Hochtemperaturkriechen, auf die LITS zutreffen, zumal das transiente Kriechen einen erheblichen Teil zu LITS beiträgt, vgl. Tabelle 3.13. Heute bestätigen verschiedene Untersuchungen mehrerer Autoren, z. B. *Ožbolt et al.* [468], dass LITS einen irreversiblen Deformationszustand für das Betonbauteil bilden.

LITS entsteht nur im Druckbereich jedoch nicht auf Zug (vgl. z. B. Versuche durch *Mindeguia et al.* [434]) und sollte entsprechend allgemeiner Forderungen auch mehr Einzug in technische Regelwerke erhalten [186]. Während der Abkühlungsphase und bei zweiter Aufheizung sind diese speziellen Dehnungen nicht mehr vorhanden [351]. Das transiente Kriechen bildet den dominierenden Teil der LITS [346]. Werden im Rahmen eines weiteren Erwärmungszykluses höhere Temperaturen erreicht als in der vorangegangenen Erwärmung, steigen auch die LITS wieder in etwa gleichem Maße, wie bei der ersten Erwärmung [479]. Bei zweiter Erwärmung eines Probekörpers tritt kein Schwinden und keine LITS mehr auf. Die Verformungen sind dann nur noch dominiert durch thermische Dehnung, Basiskriechen und rissinduzierte Dehnungen, die jedoch vernachlässigbar klein sind, wenn die Tragfähigkeit des Betons nicht überschritten wird [347].

Weitere wesentliche Einflussgrößen auf LITS fassen *Ring et al.* [523] zusammen:

- Die Aufheizrate zwischen 0,20 bis 5 °C/min und der w/z-Wert haben geringen Einfluss auf LITS.
- Die Zuschlagsart hat nur einen geringen Einfluss. Schlussfolgerung: LITS tritt nur im Zement auf.
- LITS ist unbeeinflusst von der Zementart. Schlussfolgerung: LITS findet nur im Gel oder der CSH-Struktur statt.



**Tabelle 3.13: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Kriechen**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>stationäres Kriechen</b>		
Feuchtetransport	erhöht die Kriechgeschwindigkeit und soll daher möglichst vermieden werden	insbesondere die hohen Potentialunterschiede führen zu einer sehr großen treibenden Kraft zum Feuchtetransport, der ohne Dampfdruckausgleichende Hohlräume (z. B. durch Zugabe von PP-Fasern herstellbar) auch zu starken Abplatzungen führen kann
Versuchsdauer	Langzeitkriechversuche zur Abschätzung von Endkriechwerten. Für die praktische Anwendung sind Kriechwerte, die innerhalb von einigen Stunden zu beobachten sind von geringer Bedeutung	Brandeinwirkungen wurden an realen Bränden bereits über die Dauer von mehreren Tagen beobachtet. In der Bemessung werden jedoch Branddauern von bis zu 3 h angesetzt. Das klassische Kriechen kann also für den Zeitbereich des Brandes vernachlässigt werden.
Superpositionsprinzip	ist bei hohen Temperaturen nicht exakt gültig, jedoch bis 400 °C kaum ein Temperatureinfluss zu beobachten	Die Eiwirkung liegt deutlich über 1000 °C.
Betonart	beeinflusst die Kriechwerte kaum	durch die Betonrezeptur beeinflussbar
Kriechgeschwindigkeit	bei 300 °C etwa 3 bis 6 mal größer als bei Raumtemperatur. Bei Temperaturen oberhalb 300 °C ist ein deutlicher Anstieg der Kriechgeschwindigkeit zu erwarten.	Oberflächennahe Temperaturen von bis zu 1500 °C möglich
Hochtemperatur-Kriechverformungen	lassen sich in einen reversiblen und einen irreversiblen Anteil aufteilen.	Vermutlich ist mit dem in der Quelle beschriebenen irreversiblen Anteil das „transiente Kriechen“ (respektive LITS) gemeint.
<b>instationäres Kriechen</b>		
Zuschlag/Zement Verhältnis	großen Einfluss auf die Form der Dehnungs-Temperatur-Kurven und auf die kritische Betontemperatur $T_{cr}$	durch die Betonrezeptur beeinflussbar
Wasser/Zement Wert	geringer Einfluss	durch die Betonrezeptur beeinflussbar
Zuschlagart	Hauptinflussfaktor der Dehnungs-Temperatur-Beziehung	durch die Betonrezeptur beeinflussbar, wirtschaftliche Grenzen auf Basis des Vorkommens in der Nähe des jeweiligen Bauvorhabens
Stahlfasern	bewirken geringere Betonverformungen	durch die Betonrezeptur beeinflussbar, vermehrte Verwendung insbesondere unter Reduzierung bzw. Verzicht auf Bewehrung
Lagerungsbedingungen	sind von großem Einfluss; Trockene Betone weisen deutlich geringere Kriechverformungen auf als feuchte	durch den Herstellungsprozess beeinflussbar. Insbesondere unter der Verwendung von Fertigteilen im Tunnelbau [194]
Aufheizrate	von geringem Einfluss, solange Heizraten 0,50 bis 10 K/ min	im Bemessungsfall sowie im realen Tunnelbrand treten Heizraten bis über 200 K/ min auf

- LITS scheint linear mit dem Lastniveau zuzunehmen.

LITS ist daher relativ unabhängig von Zuschlag und Zementart, weil es vor allem in einer Basis CSH-Phase auftritt, die bei den meisten Zementen gleich ist. Bis ca. 450 °C ist daher kaum ein Unterschied zwischen verschiedenen Betonen zu erkennen [346, 351]. LITS wird bis 400 °C hauptsächlich durch Austrocknung und Dehydratation bestimmt [434]. Bei Temperaturen über 450 °C gewinnt dann der Zuschlagsanteil im Beton an Bedeutung. Für höhere Temperaturen kann LITS mit der thermo-mechanischen Schädigung von Beton erklärt werden [346].

Untersuchungen unter transienten hygro-thermischen Bedingungen werden z. B. von *Petkovski und Crouch* [479] durchgeführt, unter anderem

auch zur Bestimmung der LITS mit dem Versuchssystem  $mac^{2T}$  an der University of Sheffield, ein Triaxialprüfstand zur Untersuchung von Beton bei erhöhten Temperaturen. Die Temperatur wird hierbei durch keramische Bandheizgeräte auf die Prüfkörper aufgebracht.

LITS kann somit als eine Funktion von [479]

- Last,
- Temperatur und
- Feuchtigkeitsbewegung

zusammengefasst werden. Die einaxiale LITS wird dabei durch die Aufheizrate und die Rate der Feuchtigkeitsevakuierung dominiert [479].

Das Aufheizen, Abkühlen und Wiederaufheizen jeweils unbelasteter Proben hat kaum einen Einfluss auf die transienten Dehnungen *Petkovski*

[478]. Hydrostatischer Druck während des Aufheizens verursacht Mikrorisse in alle Richtungen.

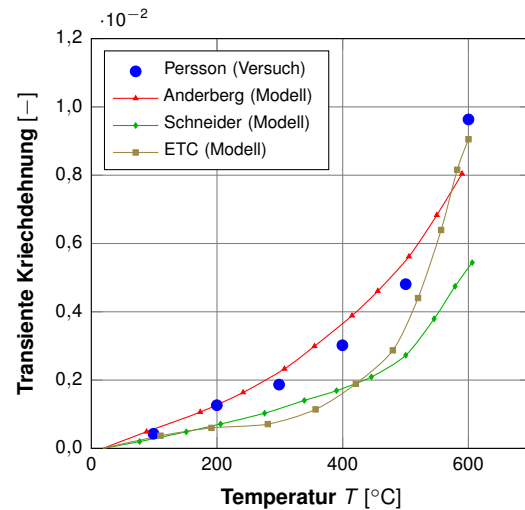
LITS reduziert in der Summation aller Dehnungsanteile während einer Erwärmung dabei den Anteil der thermischen Dehnung von Beton. Die Effekte der Schädigung (Mikrorissbildung) durch eine Belastung während des Aufheizens sind jedoch größer als die positive Wirkung der geringeren thermischen Dehnungen. *Petkovski und Crouch*[479] führen daher den Begriff „load induced thermal damage“ für die Schädigung bei Erstaufheizung ein und bezeichnen diese Schädigung als einen „Hauptmotor“ für LITS.

Spannungs-Temperatur-Pfade können sehr verschieden sein und sind darüber hinaus noch äußerst komplex in deren physikalischen Mechanismen. Diese Komplexität kann ein numerisches Betonmodell nur ausreichend für beliebige thermische und mechanische Belastungsszenarien wiedergeben, wenn mindestens der Term des transienten Kriechens explizit berücksichtigt wird. Betonmodelle mit der expliziten Berücksichtigung des transienten Kriechens können daher auch Versuche besser abbilden. Im EC 2-1-2 Materialmodell ist das transiente Kriechen implizit berücksichtigt. Transientes Kriechen wird bereits durch einige Autoren im Rahmen von Ansatzfunktionen formuliert. Transientes Kriechen ist proportional zur Belastung (vgl. Gleichung (3.8) nach *Anderberg und Thelandersson*[19]) [220] bzw. durch *Youssef und Mofteh*[687] im Rahmen neuerer Untersuchungen.

Beton hat ein „Erinnerungsvermögen“, das bereits in einigen Untersuchungen nachgewiesen ist, um die Systemantwort in Bezug auf Verformungen auf Grund von Temperatur und Spannungsänderungen zu berücksichtigen. Diese Charakteristik wird in modernen Materialmodellen (z. B. EC 2-1-2) nicht berücksichtigt, da in den experimentellen Forschungen noch zu große Unsicherheiten in Bezug auf die Abhängigkeit der Materialkennwerte von der Belastungsgeschichte herrscht, so dass eine

$$\varepsilon_{tr} = \Phi(T) \cdot \frac{\sigma}{f_{ck}} \quad (3.8)$$

mit  $\sigma$  Belastung [N/m<sup>2</sup>]  
 $f_{ck}$  Betondruckfestigkeit bei 20°  
 $\Phi(T)$  nichtlineare Funktion der Temperatur



**Abbildung 3.25: Vergleich von Versuchen mit verschiedenen Modellen zum transienten Kriechen [220]**

allgemeingültige Quantifizierung noch nicht vertrauenssicher möglich ist (z. B. *Schneider* [555]). [220]

Abb. 3.25 zeigt den Einfluss des transienten Kriechens, das Bestandteil der LITS ist. In guter Näherung ist durch den Ansatz von *Anderberg* eine vereinfachte Abschätzung dieser Größe möglich, vgl. Gleichung (3.8).

*Mindeguia et al.* [434] dokumentieren ebenfalls Versuchsrandbedingungen, z. B. die Temperaturverteilung im zylindrischen Probekörper. Bei einer Aufheizrate von 1 °C/min ist bei 600 °C Oberflächentemperatur noch eine Temperaturdifferenz von 48 °C zum Kern vorhanden. Nach weiteren 3 h sinkt die Temperaturdifferenz auf 25 °C.

*Khoury*[348] untersucht Beton für Nuklear-Reaktoren in einem 14-Tage Zyklus und entwickelt auf dieser Basis ein Modell zur Bestimmung der



Dehnungen für FEM-Anwendungen. Darin unterscheidet er in drei Dehnungstypen:

- Erstaufheizung LITS und Schwinden
- Konstante Temperatur: Kriechen, Schwinden, Riss-induzierte Dehnung
- Abkühlung: sowohl kompaktierende thermische Dehnung als auch chemische und Riss-induzierte Dehnungen

Die LITS besteht aus vier Komponenten: die ersten zwei werden in der Literatur als transientes Kriechen bzw. Dehnung bezeichnet und meinen oft fälschlicherweise LITS, da diese Komponenten den größten Anteil bilden, der dritte Term ist eine zeitabhängige Dehnung, die auftritt, wenn belasteter Beton mit verschiedenen Temperaturraten belastet wird. Vorhersagen für Dehnungen über 400 °C bedürfen der zusätzlichen Berücksichtigung von Riss-induzierten Komponenten.

*Khoury et al.* [351] erforschen, dass LITS kaum vom Betonalter (1 bis 9 Jahre) und der Anfangsfeuchte abhängt. Bei 10 bis 30 % der Anfangsbelastung ist die Abhängigkeit von LITS und der Belastung des Betons nahezu linear. Über und unter dieses Belastungsbereiches besteht ein nichtlinearer Zusammenhang. Ferner wird ein nichtlinearer Zusammenhang bei höheren Temperaturen, schnellem Aufheizen der Probekörper und höherer Anfangsfeuchte festgestellt. Unter wiederholter thermischer Belastung sind das Trocknungsschwinden und die LITS weitestgehend abgeklungen. Ein zweites Aufheizen kann jedoch zu weiteren Schädigungen führen, wenn dadurch die Festigkeit des vorgeschädigten Betons überschritten wird, indem sich die Zuschläge vom Zementleim lösen und so zu weiterer Rissbildung führen. Bis zu einer kritischen Temperatur  $T_{cr}$  bewirkt das 2. Aufheizen keine weitere Schädigung. Die kritische Temperatur hängt primär vom Zuschlag ab, nicht vom Zement. Die elastischen Dehnungen des Betons unterscheiden sich zwischen mehreren Temperaturzyklen und Belastungsphasen kaum. [347]

Die physio-chemische Instabilität von Beton bei konstanter (erhöhter) Temperatur erreicht erst nach Tagen oder gar Wochen Stabilität und kann daher zu „delayed transient thermal creep“ führen. Das Schwinden und das transiente thermische Kriechen zwischen erwärmendem und abkühlendem Beton unterscheiden sich dabei stark. [352]

Die messtechnische Erfassung von LITS ist mitunter schwierig und mit sehr großem Aufwand verbunden, da eine direkte Messung der LITS zu Beginn der experimentellen Forschung auf diesem Gebiet nicht möglich ist. Durch neuartige Messmethoden kann LITS in Versuchen voraussichtlich aber „bald“ direkt gemessen werden, s. z. B. *Yehia et al.* [686].

Bereits 1976 wird auf Grund steigender Wichtigkeit der Brandbemessung von *Anderberg und Thelandersson* [19] erkannt, dass eine Informationslücke im Ansatz thermischer Materialparameter für Beton besteht und beginnen daher Untersuchungen durchzuführen, um Berechnungsansätze anhand von Versuchen (Stützen, elektrisch erwärmt) zu kalibrieren. Bereits damals ist den Autoren bewusst, dass der vorhandene Wissensstand nicht ausreicht, um realistische Analysen von Spannungen und Verformungen am erhitzten Beton unter beliebigen thermischen Einwirkungsszenarien durchzuführen. Auf Grund der transienten Randbedingungen im Brandfall können konventionelle rheologische Modelle nicht in Ansatz gebracht werden, für deren Ansätze die Versuche bei konstanter Temperatur durchgeführt wurden. Die Dehnung des Betons ist dabei eine Funktion der Spannung, der Temperatur und der Lastgeschichte, vgl. Gleichung (3.9). Im Brandfall ist vor allem auch die Belastungsgeschichte in Betracht zu ziehen. *Anderberg und Thelandersson* [19] zeigen in Versuchen, dass der Einfluss einer mechanischen Belastung während des Temperaturvorgangs einen deutlichen Einfluss auf die Größe der Verformungen hat, die Druckfestigkeit bei gleichbleibender Temperatur jedoch weitestgehend unberührt bleibt. Klassi-

sches Kriechen hat beispielsweise bis 400° nur eine untergeordnete Bedeutung. *Anderberg und Thelandersson* [19] führten ihre Untersuchungen mit dem Ziel durch, deren Erkenntnisse zur numerisch gestützten Strukturanalyse zu verwenden.

$$\varepsilon = \varepsilon(\sigma(t), T(t), \dot{\sigma}) \quad (3.9)$$

mit $\varepsilon$	Gesamtdehnung zum Zeitpunkt $t$ [-]
$\sigma$	Spannung
$T$	Temperatur °C
$\dot{\sigma}$	Lastgeschichte

Die Gesamtdehnung  $\varepsilon$  setzt sich dabei aus der Summe aus vier Komponenten zusammen [19], vgl. Gleichung (3.10) und *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]:

- Thermische Dehnung  $\varepsilon_{th}$ : inklusive Schwinden, gemessen an unbelasteten Probekörpern unter variabler Temperatur
- Instationäre spannungs-bezogene Dehnung  $\varepsilon_{\sigma}$ : basiert auf Spannungs-Dehnungslinien ermittelt bei konstanter stabilisierter Temperatur
- Kriechdehnung  $\varepsilon_{cr}$ : zeitabhängige Dehnung unter konstanter Spannung, aufgenommen bei konstanter stabilisierter Temperatur
- Transientes Kriechen  $\varepsilon_{tr}$ : Berücksichtigung des Effekts der Temperaturerhöhung unter Last, an Versuchen mit konstanter Last und variabler Temperatur durchgeführt

Die Modellannahmen von *Anderberg und Thelandersson* [19] sind dagegen dahingehend limitiert, dass diese nur für Druckbeanspruchungen abgeleitet werden.

$$\varepsilon = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (3.10)$$

mit $\varepsilon$	Gesamtdehnung zum Zeitpunkt $t$ [-]
$\varepsilon_{th}$	thermische Dehnung
$\varepsilon_{\sigma}$	Dehnung aus äußerer Belastung
$\varepsilon_{cr}$	Kriechdehnung
$\varepsilon_{tr}$	transiente Dehnung

*Anderberg und Thelandersson* [19] verwenden weiterhin einen parabolischen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie für den Teil der instationären spannungs-bezogenen Dehnungen, ähnlich *DIN EN 1992-1-1:2011-01* [158]. Transientes Kriechen ist komplett irreversibel und tritt nur während der ersten Erwärmung auf. Diese Dehnung steht für den Temperaturänderungseffekt, der eine Instabilität im Material hervorruft und die Reaktionen aktiviert, die für die Materialschädigung verantwortlich sind. *Anderberg und Thelandersson* [19] fassen die Transienten Dehnungen als den Teil der Gesamtdehnung zusammen, der nicht woanders zugeordnet werden kann. Nach *Anderberg und Thelandersson* [19] ist es den 1970er Jahren noch unmöglich Versuche zu entwerfen, die diese transienten Dehnungen direkt messbar machen. *Anderberg und Thelandersson* [19] erarbeiteten daher eine empirische Formel, vgl. Gleichung (3.11), zur Abschätzung der transienten Dehnungen mit einem linearen Zusammenhang zwischen Belastungsniveau und den thermischen Dehnungen. Hinzu kommt ein temperaturabhängiger Korrekturfaktor, der über eine Regression mit Versuchen bestimmt wird. *Anderberg und Thelandersson* [19] wenden die Herleitung auch auf Versuche in der Literatur an und kommen damit ebenfalls auf gute Übereinstimmungsergebnisse.

$$\varepsilon_{tr} = k_2 \cdot \frac{\sigma}{f} \cdot \varepsilon_{th} \quad (3.11)$$

mit $k_2$	dimensionslose Konstante
$\frac{\sigma}{f}$	Belastungsniveau [-]
$\varepsilon_{th}$	thermische Dehnung [-]



*Anderberg und Thelandersson*[19] folgern darüber hinaus, dass während der Abkühlphase der Anteil der transienten Dehnungen nicht auftritt. *Anderberg und Thelandersson*[19] nehmen weiter an, dass die thermischen Dehnungen vollständig reversibel sind.

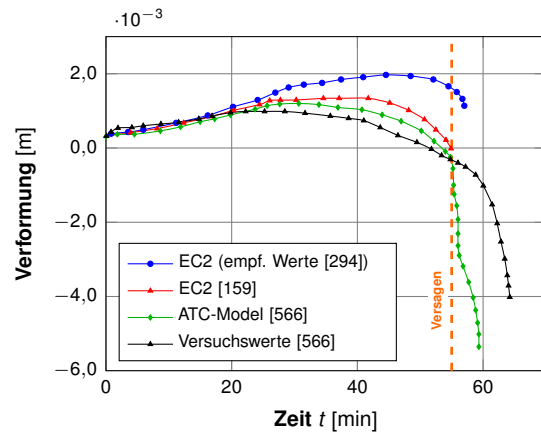
Eine Kombination aus Versuch und Experiment führen *Ring et al.* [524] und *Ring et al.* [525] durch und können darauf basierend schlussfolgern, dass nur unter Berücksichtigung von LITS und Abplatzungen auch realistische Berechnungen des Systemverhaltens realisiert werden können. Dies gilt insbesondere für zwanggefährdete Systeme.

Es gibt bereits einige Ansätze, das Hochtemperaturverhalten von Beton numerisch zur Nachrechnung komplexer Betonstrukturen zu formulieren. Unter expliziter Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von E-Modul, Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Bruchenergie, thermischer Dehnung und LITS [468]. Hierzu entwickeln *Ožbolt et al.* [468] ein thermo-mechanisches Materialmodell. Die Kalibrierung des Materialmodells ist jedoch limitiert auf Stützen im Hochbau.

Ein weiteres Modell zur numerischen Beschreibung von Beton im Hochtemperaturbereich wird von *Schneider und Schneider*[566] entwickelt und bereits vom Thermal-Induced-Strain-Model (TIS-Model) [567] zum Advanced-Transient-Concrete model (ATC-Model) weiterentwickelt. Hierin interpretieren *Schneider und Schneider*[566] die Dehnungsvorgänge im Beton wie folgt nach Gleichung (3.12) und berücksichtigen die transienten temperaturabhängigen Effekte im Gegensatz zum EC 2 explizit im Materialmodell. Im Druckversuch einer Stütze kann das ATC-Model durchgehend deutlich bessere Verformungsergebnisse liefern als das EC 2-Modell. *Schneider und Schneider*[566] empfehlen daher nicht das EC 2-Modell zur Nachrechnung bis zum Bruch eines Versuchskörpers zu verwenden. Das ATC-Model soll auf Grund des Potentials kontinuierlich weiterentwickelt werden, um es in Zukunft auch für

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr} + \varepsilon_{th} \quad (3.12)$$

mit $\varepsilon_{tot}$	Gesamtdehnung
$\varepsilon_{el}$	elastische Dehnung
$\varepsilon_{pl}$	plastische Dehnung
$\varepsilon_{tr}$	transientes Kriechen
$\varepsilon_{th}$	thermische Dehnung



**Abbildung 3.26: Vergleich verschiedener Betonmodell mit einem Brandversuch an einer Stütze mit ISO 834 Brandbeaufschlagung [566]**

komplexere Strukturen, z. B. Tunnelquerschnitte, verwenden zu können.

Ähnliche Darstellungen wie in Abb. 3.26 sind auch in *Schneider et al.* [559] zu finden. Vor allem bei komplexeren Belastungsfunktionen (steigende und fallender Temperaturzyklus) oder höheren Normalkräften werden die Abweichungen des EC 2-Modells von den Versuchskurven größer [559]. Im Bereich jenseits von  $t = 50$  min werden damit mit einem klassischen Materialmodell auf Basis des EC 2 nicht nur der Betrag der Verformungen fehlerhaft prognostiziert, sondern auch die Richtung des realen Bauteilverformungsverhaltens. Insbesondere bei zwanggefährdeten Systemen ist es daher wichtig, auch die Verformungen möglichst realitätsnah vorherzusagen zu können.

Das EC 2-Materialmodell ist hingegen nur für die ISO-834-Brandkurve kalibriert und für E-Moduli kleiner  $30\,000\text{ N/m}^2$  vorgesehen. Für höhere E-Moduli und natürliche Brände ist das EC 2 Ma-



terialmodell nicht kalibriert und nicht zu empfehlen, um Dehnungen unter Zwang zu berechnen. Dies gilt auch für hochfeste und ultrahochfeste Betone. D. h. insbesondere für die Systembewertung müssen andere Modelle verwendet werden [566]. Das ATC-Model verspricht viel Potential, insbesondere auch für die Bewertung von Gesamtsystemen. Die Vorhersage des Zeitpunktes des Bauteilversagens (im einfachen Stützenversuch) und damit der Bruchlast wird dabei jedoch grundsätzlich zufriedenstellend wiedergegeben. Darüber hinaus wird in numerischen Materialmodellen vor allem auch die Lastgeschichte nur unzureichend erfasst, die entscheidend für die Gesamtsystemvorhersage zwangbehafteter Konstruktionen ist [566]. Ferner ist die temperaturabhängige, mehraxiale Tragfähigkeit des Betons im EC 2 nicht erfasst.

Unter Verwendung neuer Technologien werden entsprechend auch die materialtechnologischen Formulierungen neuer Strategien angepasst. Neueste Ansätze verwenden sogenannte Mehrfeldmodelle zur numerischen Beschreibung von Beton, in denen es nicht nur möglich ist, thermische und strukturmechanische Felder zu formulieren, sondern auch die Option besteht, diese durch sogenannte hygrische bzw. hydraulische Felder zu erweitern. [403] Der Vorteil in der Berücksichtigung hydraulischer Vorgänge liegt darin, neben den üblichen Größen auch den Feuchtetransport im Bauwerk explizit berücksichtigen zu können, der vor allem im Hinblick auf das thermische Verhalten von Beton eine entscheidende Bedeutung hat. Darüber hinaus wird es dadurch auch möglich, Abplatzungen direkt auf Basis hydraulischer Vorgänge zu formulieren.

### 3.3.6.7 Abkühlphase und Resttragfähigkeit

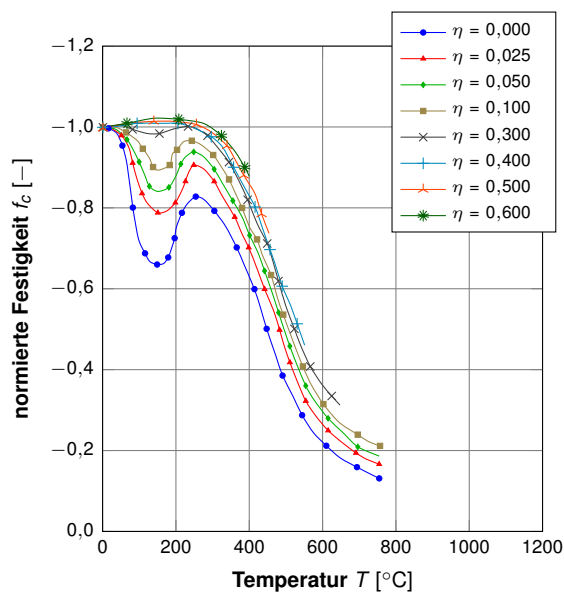
Für die Abkühlphase gibt es noch nicht genügend Erkenntnisse, um die vorhandenen Materialmodelle zu verifizieren. [289] Das bestehende Wissen wird daher zur Abschätzung des Materi-

alverhaltens herangezogen. Der Untersuchungsumfang des Betonverhaltens in der Abkühlphase und nach dem Brand ist zwar erheblich, jedoch macht die Vielfältigkeit der Versuchsdurchführung die Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse auf quantitative allgemeine Erkenntnisse schwierig. Eine experimentelle Absicherung der Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit bleibt daher aus.

Eine Auflast von 15 % führt beispielsweise zu einer höheren Restfestigkeit als keine Belastung während einer Temperaturbeanspruchung, durchlässigere Betone haben bei höheren Aufheizraten eine größere Restfestigkeit (Variation zwischen 1 bis 3 °C/min). Die Dauer der Hochtemperaturphase hat keinen großen Einfluss auf die Restfestigkeit. Die Restfestigkeiten bei Abkühlraten zwischen 0,50 bis 50 °C/min sind grundsätzlich ähnlich. In einigen Fällen führt rasches Abkühlen zu einer größeren Restfestigkeit. Löschen hingegen führt zu einer starken Abnahme der Restfestigkeit. Generell ist die Restfestigkeit geringer als die Festigkeit bei Erreichen der höchsten Temperatur. Die Restfestigkeit ist ca. 5 bis 15 % geringer als die Festigkeit bei der erreichten, höchsten Temperatur. Bei atmosphärischer Lagerung ist die Restfestigkeit größer als bei einer Lagerung unter Wasser [538].

Weitere Untersuchungen zur Restdruckfestigkeit werden beispielsweise auch durch *Schneider* [555] untersucht, vgl. Abb. 3.27. Hier ist der deutliche Einfluss der Auflast während der Ersterwärmung auf die Entwicklung der Restfestigkeit zu erkennen.

Für die Umsetzung im Rahmen dieser Arbeit wird die temperaturabhängige Schädigung des Betons in Anlehnung an den EC 2 umgesetzt. Zum einen bietet dies numerische Vorteile, da nach Erreichen eines bestimmten Festigkeitsverlustes keine weitere Änderungen hinsichtlich der Festigkeit erfolgt und damit verbunden weitere numerisch aufwendige Umlagerungsvorgänge im Bauteil durch Festigkeitsänderungen vernachlässigt werden können. Zum anderen ist der Infor-

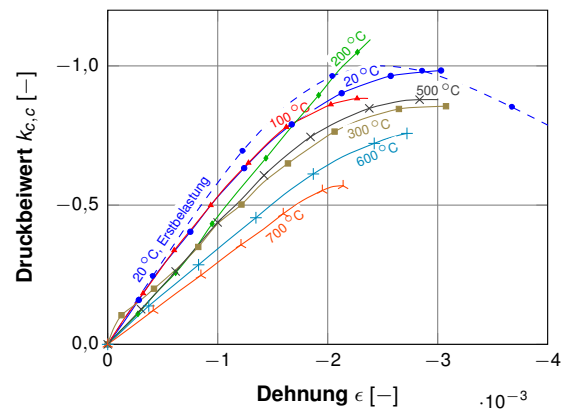


**Abbildung 3.27: Temperatur- ( $T$ ) und auflastabhängige ( $\eta$ ) Restfestigkeit [555]**

mationsgehalt zur wirklichkeitsnahen Bewertung der Restfestigkeit im Rahmen dieser Arbeit nicht mit ausreichend Informationen hinterlegbar, um alle Einflüsse realitätsgetreu abbilden zu können. Beispielsweise müsste neben der reinen Schädigung des Betons zum Zeitpunkt  $t$  direkt nach der Temperaturbeanspruchung auch eine instationäre Veränderung der Betonfestigkeit angesetzt werden, die sich über Monate noch deutlich ändern kann, von einer anfänglichen Entfestigung bis zu einer Festigkeitssteigerung. Diese kann wieder über der temperaturabhängigen Schädigung zum Zeitpunkt direkt nach der Abkühlphase liegen [555]. Über den Einfluss der Auflast auf diesen Effekt stehen im Rahmen dieser Arbeit keine Auswertungen zur Verfügung.

Die Arbeitslinien der Resttragfähigkeit nach einer Temperaturbelastung mit 20 % Auflast sind exemplarisch für die Betonsorte C70/85 in Abb. 3.28 dargestellt. Hierin ist die deutliche Versteifung der Arbeitslinien ohne LITS im Vergleich zum EC 2 (Abb. 3.17) erkennbar.

Hervorzuheben ist hierbei, dass z. B. im Rahmen von Forschungsarbeiten in Dänemark festgestellt wurde, dass sowohl die temperaturabhängige Abnahme der bezogenen Druckfestigkeit als auch

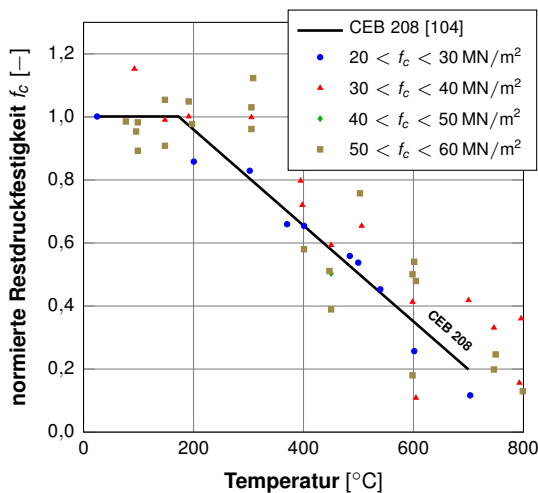


**Abbildung 3.28: Temperaturabhängige Arbeitslinien der Resttragfähigkeit, bei einer 20 % Belastung während der Ersterwärmung [347]**

des E-Moduls geringer ist als nach dem Ansatz nach EC 2 [453]. Ferner wird von *Nielsen* [453] festgestellt, dass die Restdruckfestigkeit des Betons nahezu parallel zur Abnahme der temperaturabhängigen Druckfestigkeit nach EC 2 verläuft, jedoch mit geringerer Festigkeit. Für dänische und schwedische Rezepturen besteht ein großer Unterschied hinsichtlich der temperaturabhängigen freien Dehnung bzw. der verbleibenden Restdehnung im Prüfkörper.

Die Restfestigkeit sollte mindestens sieben Tage nach einer Hochtemperaturbeanspruchung gemessen werden. Ein Abschrecken mit Wasser kann die Festigkeit weiter um 30 bis 35 % reduzieren. In der Beurteilung des Betons nach dem Brand sollte zwischen Matrixrissen und Interfacial-Rissen unterschieden werden. Dabei ist die Gesamtporosität ein guter Index zur Abschätzung der erreichten Temperatur. [22]

*Huo et al.* [311] untersuchen die Resttragfähigkeit von Betonstützen unter Brand unter Berücksichtigung des Lastniveaus. *Huo et al.* [311] stellen dabei fest, dass bisherige experimentelle und numerische Untersuchungen den Belastungszustand bei Untersuchungen von Beton und Bauteilen aus Beton nicht berücksichtigt bzw. auf einem relativ geringen Lastniveau durchgeführt werden. In Versuchen zeigt sich, dass das Lastlevel vor dem Brand einen entscheidenden Einfluss auf



**Abbildung 3.29: Restfestigkeit quarzhaltiger Betone mit einer Normalfestigkeit von 26,90 bis 58,90 MN/m<sup>2</sup> [447]**

das Verhalten des Betons nach dem Brand hat. Es wird zwar der elastische Deformationsanteil vergrößert, jedoch verkürzen sich die elastoplastischen Dehnungen bei Versuchskörpern mit Vorlast. Dabei ist der Einfluss auf die axiale Steifigkeit größer als der Einfluss auf die Festigkeit. Generell ist diesbezüglich anzumerken, dass heute nach wie vor Versuchsprogramme durchgeführt werden, die im Inhalt im Wesentlichen bereits durch *Schneider*[555] erarbeitet worden sind.

Abb. 3.29 zeigt einen auf die Normaltemperatur normierten Vergleich der Restdruckfestigkeit verschiedener Betonklassen. Für alle untersuchten Betonklassen ist hier die gleiche Tendenz in der Festigkeitsabnahme erkennbar. Die Versuche unterliegen jedoch einer großen Streubreite.

Untersuchungen weiterer Einflussmechanismen erforscht beispielsweise *Naus*[447]. *Naus*[447] führt hierzu experimentelle Studien zur Bestimmung des Einflusses der Abkühlung auf die Resttragfähigkeit im Beton durch. Dabei werden verschiedene Abkühlenszenarien angesetzt, vgl. Abb. 3.30. In den experimentellen Untersuchungen zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Abkühlenszenarien auf die Restdruckfestigkeit  $f_{c,R}$ . Unter natürlicher Kühlung werden sowohl für die Druck-  $f_{c,R}$  als auch für die Zugrestfestigkeit  $f_{t,R}$

die höchsten Werte erzielt. Schon Löschmaßnahmen mit 30 min Dauer reduzieren die Restdruckfestigkeit deutlich um bis zu 20 %. Kurze Löschmaßnahmen von 5 min Dauer haben dagegen kaum Einfluss auf die Restdruckfestigkeit.

Die Abkühlungsphase und die Restfestigkeit haben im Rahmen der Betrachtungen dieser Arbeit, in der eine realitätsnahe Temperaturbeanspruchung, d. h. inklusive der Berücksichtigung einer Abkühlungsphase nicht nur in der thermischen Einwirkungen, sondern vor allem auch in der thermisch-mechanischen Berechnung einer Struktur für den Zustand nach dem Brand, angestrebt wird, einen besonderen Stellenwert. Insbesondere spielt daher die Bewertung der Materialparameter in der Abkühlungsphase sowie die Restfestigkeit zur Bewertung eines Strukturzustandes nach einer Brandeinwirkung eine entscheidende Rolle. Wichtige Einflussgrößen sind daher in Tabelle 3.14 anschaulich zusammengefasst. Leitende Einflussgröße bildet hierbei die Zementart, die entscheidenden Einfluss auf Festigkeitsrückgewinne nach einer Temperaturbeanspruchung hat. Auf der sicheren Seite wird hier davon ausgegangen, dass die Schädigung, die der Beton im Laufe der Temperaturbeanspruchung erfahren hat, erhalten bleibt und so auch für die strukturmechanische Berechnung nach ein Brandszenario angesetzt wird.

In *DIN EN 1994-1-2:2010-12* [161] bzw. auch *RIL 853* sind Ansätze bzw. Empfehlungen enthalten, um die Betonschädigung nach der Abkühlphase abzuschätzen. Auf diesen Ansatz wird im Rahmen dieser Arbeit jedoch verzichtet, da als einziger Parameter, neben der Druckfestigkeit  $f_{c,\theta}$ , lediglich die Temperatur als schädigende Größe inkludiert ist. Die Dehnung bei Höchstlast  $\varepsilon_{cm}$  darf analog den Werten bei 20 °C beibehalten werden. Das reale Schädigungsverhalten ist jedoch deutlich komplexer, da auch weitere Größen, wie das Belastungsniveau während der Ersterwärmung, eine entscheidende Auswirkung für die Entwicklung der Restdruckfestigkeit haben. Darüber

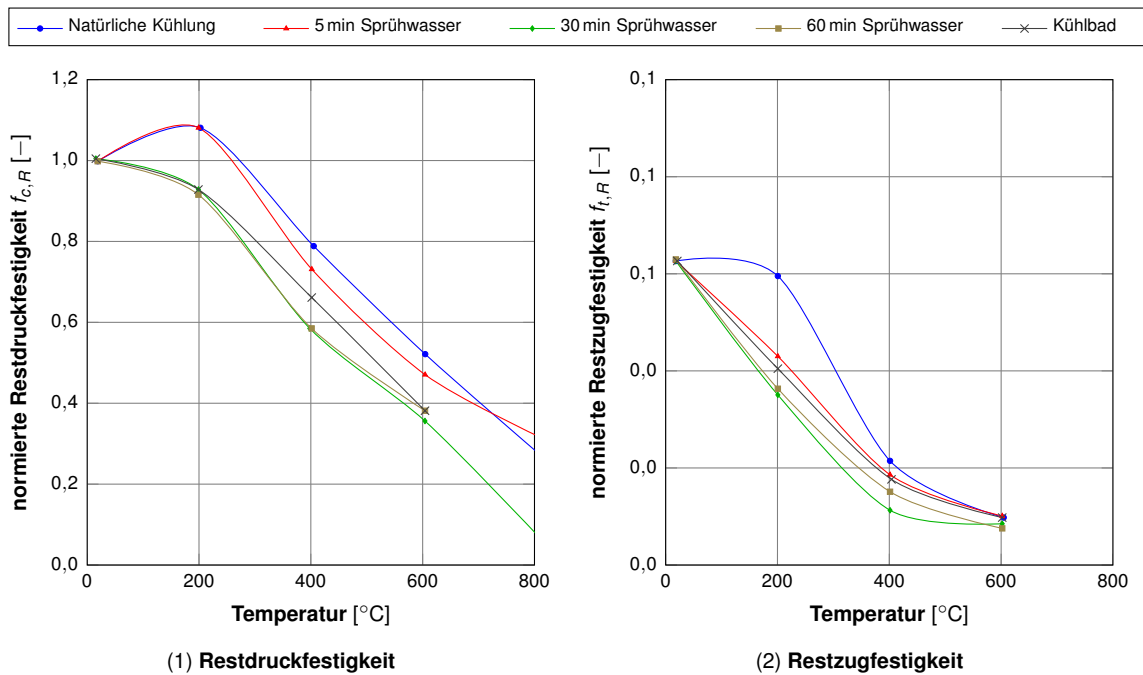


Abbildung 3.30: Auswirkungen verschiedener Abkühl Szenarien auf die Restfestigkeit von Beton nach erhöhter Temperatur [447, 476] (Würfelfestigkeiten)

hinaus ändert sich auch der Wert der Dehnung bei Höchstlast deutlich, da Parameter wie die LITS während der Abkühlphase bereits nicht mehr auftreten. *Schneider et al.* [565] arbeiten neben einem eigenen Materialmodell mit dem technisch geregelten Ansatz nach *DIN EN 1994-1-2:2010-12* [161] (EC 4). Der E-Modul ist eine Funktion des Lastniveaus während der Aufheizphase. Die Betoneigenschaften für die Abkühlphase werden Anhang C des EC 4 entnommen. Die Anwendung der Materialkenngrößen des EC 4 führt dabei zu größeren Verformungen im Vergleich zur Nutzung des Materialmodells nach *Schneider et al.* [565]. Das Materialmodell nach *Schneider et al.* [565] kann dabei die physikalische Realität besser widerspiegeln und eignet sich daher besser zur Nachrechnung von Versuchen. Für weitere Versuche führt das Modell des EC 4 zu einer sehr „steifen“ Berechnung. Eine Überschätzung der gemessenen Werte um bis zu 50% tritt ein.

Allgemein kann festgehalten werden, dass der Festigkeitsverlust bei hochfesten Betonen klei-

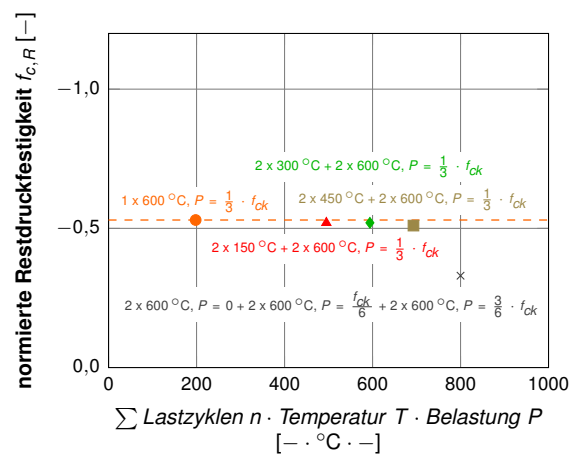


Abbildung 3.31: Wiederholte Temperaturbeanspruchung [195]

ner ist, als bei Betonsorten mit niedriger Festigkeit (versuchstechnisch abgesichert bis 450 °C). [487]

Eine wiederholte Temperaturbeanspruchung hat keinen weiteren schädigenden Einfluss [195], vgl. Abb. 3.31. Dies gilt jedoch nicht, wenn während einer weiteren Temperaturbeanspruchung ein Lastwechsel stattfindet.

**Tabelle 3.14: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Restdruckfestigkeit**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Restdruckfestigkeit</b>		
Zementart	Großen Einfluss auf Festigkeitsrückgewinne, vor allem durch mehrtägig wassergelagerten Hochofenzement-Beton.	Über eine hygrische Nachbehandlung kann nachgedacht werden. Ein Abschrecken im Rahmen von Löschmaßnahmen ist damit nicht gleichzusetzen.
Betonzuschlag	Großer Einfluss auf Festigkeitsrückgewinne, vor allem zwischen Leichtbeton und Normalbeton, innerhalb von 2-3 Tagen. Kein großer Unterschied zwischen Quarzischen und Barytzuschlägen.	Untergeordnete Bedeutung, da mindestens Normalbeton für den Tunnelbau verwendet wird. Weitere Untersuchungen für HPC und UHPC sind nicht dokumentiert, die jedoch auch in Zukunft für den Tunnelbau interessant sein könnten.
Probenlagerung nach der Abkühlung	Hauptfaktor für den Rückgewinn der Festigkeit. Wenn eine Probe nach dem Abkühlen bei 20 °C Lufttemperatur gelagert wird, ist innerhalb der ersten 3 d eine weitere Festigkeitsminderung zu erwarten, wobei Hochofenzementbetone nicht so viel Festigkeit verlieren wie Portlandzementbetone. Bei einer Wasserlagerung sind die Festigkeitsverluste innerhalb eines Tages erreicht. Nach dem Festigkeitsabfall kann eine Periode des Festigkeitsrückgewinnes einsetzen, die nach 7 bis 28 d wieder die Werte erreicht, die direkt nach dem Abkühlen vorherrschen.	Dieser Effekt kann kritisch werden, da der Tunnel beim Erreichen der niedrigsten Restdruckfestigkeit nicht entlastet werden kann.
Maximale Versuchstemperatur	Nach Beanspruchung von mehr als 600 °C treten keine Rückgewinne mehr auf.	Vor allem die Randzonen erreichen Temperaturen von deutlich über 600 °C bei einer Normbrandbelastung.

Die Restfestigkeit hängt generell von den Belastungsbedingungen während der Heiphase ab. Anfangsbelastungen von 15 % und mehr führen dabei zu höheren Restfestigkeiten [565].

### 3.3.6.8 Thermischer Zwang

*Schneider*[553] beschreibt, dass die zeitliche Entwicklung der thermischen Zwangsspannungen mit dem Freiwerden des kapillar gebundenen Wassers und dem Dehydrationsprozess einhergeht. Weiterhin korrelieren die Beobachtungen mehrerer Forscher dahingehend, dass ab einer Temperatur von ca. 500 °C Kriech- und Relaxationseffekte überwiegen, obwohl die thermischen Zwangsspannungen bereits wieder abnehmen. Ferner wurde durch *Schneider*[553] festgestellt, dass der Maximalwert der thermischen Zwangsspannungen unabhängig von der Aufheizrate ist und folgert daraus, dass nicht die Zeitdauer eines Versuchs sondern lediglich die maximale Temperatureinwirkung maßgebend für die Entwicklung von thermischen Zwangsspannungen ist. Dieser Beobachtung kann im Rahmen dieser Arbeit nicht zugestimmt werden. *Schneider* [553] arbeitet mit Aufheizraten von 1 bis 4 K/ min. Diese Aufheizraten sind so gering, dass der Be-

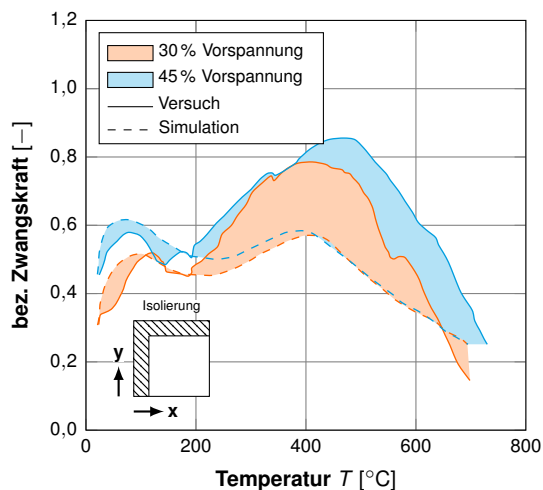
tonprfkrper die Temperaturänderung im Querschnitt umsetzen kann. Bei sehr schnellen Aufheizraten, wie sie im Tunnelbau auftreten, spielt jedoch gerade die zeitliche Dauer der Temperatureinwirkung eine entscheidende Rolle, da auf Grund der dämpfenden Wirkung der Wärmespeicherfähigkeit des Betons, die Temperatureindringung stark gedämpft wird. Daher kann eine sehr schnelle Temperaturänderung bei kurzer Einwirkdauer zu geringeren Zwangsspannungen führen als eine niedrigere Temperatur bei einer sehr langen Einwirkdauer. Einige wichtige Eigenschaften zur thermischen Charakterisierung des Zwangs in Beton unter einer Temperaturbeanspruchung sind in Tabelle 3.15 zusammengefasst.

Ferner stellen *Tan und Nguyen*[610] sowie *Nguyen und Tan*[452] klar, dass eine Vernachlässigung der Berücksichtigung von Abplatzungen bei gleichzeitiger Berücksichtigung von transienten Dehnungen zur Überschätzung thermisch-induzierter Zwangsspannungen führt, beispielsweise werden sowohl für die axiale als auch transversale Verformung keine ausreichenden Übereinstimmungen mit experimentellen Ergebnissen erzielt.



**Tabelle 3.15: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Zwang**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Zwang bei veränderlichen Temperaturen</b>		
Art des Betonzuschlags	Oberhalb 200 °C zeigen silikatische Zuschläge höhere Zwängungen, vor allem auf Grund ihrer größeren thermischen Dehnungen.	Im gebetteten Bauteil haben Zwänge einen entscheidenden Einfluss, da hier nahezu keine Dehnfugen vorgesehen werden können. Die Zuschlagsart ist im Rahmen der Erstellung der Betonrezeptur beeinflussbar.
Feuchtegehalt	Feuchte Betone weisen geringere Zwängungen (Maximum bei ca. 450 °C) auf als trockene (Maximum im Bereich 100 bis 200 °C), da der Feuchtegehalt auch das Kriechen beeinflusst. Das Verhalten von normal gelagerten Proben ist ähnlich dem der trockengelagerten Proben.	Im Tunnel herrscht ein eher feuchtes Milieu.
Aufheizrate	Beeinflusst Form und Maxima der Zwang-Temperatur-Kurven kaum. Daher ist nicht die Versuchsdauer, sondern die erreichte Temperatur im Beton maßgebend für die Zwangskräfte.	Bei gebetteten Strukturen besteht keine Option zum Abbau von Zwang. Untersuchte Aufheizraten sind bis 10 K/min dokumentiert.



**Abbildung 3.32: Vergleich zwischen Versuch und Simulation ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte [514]**

Abb. 3.32 zeigt einen Vergleich zwischen einem mit Vorspannung belasteten Bauteil. Es wird deutlich, dass die Nicht-Berücksichtigung der Spannungsgeschichte zu völlig verschiedenen Ergebnissen im Vergleich zwischen Simulation und Versuch führt. Damit ist zwar zum Zeitpunkt des Bruchzustandes eine Aussage möglich, jedoch gehen Simulation und Versuch völlig unterschiedliche Wege bis dahin. Diese Aussage ist hinreichend genau für die Beurteilung des Bruchzustandes eines äußerlich zwangsfreien Bauteils. Bei zwangbehafteten Bauteilen kann diese Annahme jedoch zu völlig unterschiedlichen Ergebnissen zwischen Versuch und Berechnung führen, die ohne Berücksichtigung der Lastgeschichte somit nicht mehr genau quantifizierbar sind. Damit ist eine Bewertung des Gesamtsystems hinsichtlich der Tragfähigkeit während und nach eines Brandes nicht mehr zufriedenstellend möglich.

Der Phasenversatz zwischen Temperatureinwirkung auf der Oberfläche und Temperaturverteilung im Querschnitt eines Betonbauteils führt ferner dazu, dass die Temperatur auch noch nach der Erwärmungsphase in das Bauwerk eindringt und dadurch die Restdruckfestigkeit auch im Inneren eines Betonbauteils weiter herabsetzt [372].

Der EC 2 ist dabei nicht zur Berechnung von Zwangskräften in dehnungsbehinderten Bautei-

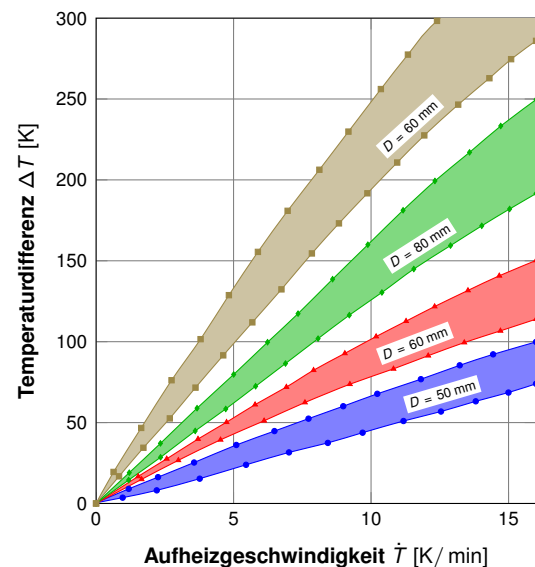
len geeignet [289]. *Ring et al.* [522] beschreiben die Lagerung in Tunnellängsrichtung als unverschieblich mit einer behinderten thermischen Ausdehnung. Räumliche Zustände und Zwang aus thermischer Längsdehnung finden in der Berechnung keine Berücksichtigung. *Ring et al.* [522] setzen weiterhin die Temperaturbelastung nur über die Wandhöhe an, die frei luftzugänglich ist.

### 3.3.6.9 Kriechen

Auf Basis der Untersuchungen nach *Pearce et al.* [475] kann beispielsweise festgestellt werden, dass die Kriechkomponente im Vergleich zu LITS als vernachlässigbar klein identifiziert werden kann. Der Kriecheinfluss wird daher im Rahmen dieser Untersuchungen, die vor allem im Hochtemperaturbereich mit großen Verformungen angelehnt ist, in den numerischen Berechnungen nicht weiter berücksichtigt. Diese Einschätzung von *Pearce et al.* [475] wird später durch *Ožbolt et al.* [468] bestätigt. Grundsätzlich wird die Rate des Kriechens mit steigender Temperatur größer [497].

### 3.3.6.10 Aufheizgeschwindigkeit

Eine wichtige zur versuchstechnischen Konfiguration thermischer Betonversuche gehörende Einflussgröße ist die Aufheizgeschwindigkeit, über die einem Versuchskörper Energie zugeführt wird. Da die Wärmespeicherfähigkeit des Betons die Temperatureindringung in einen Versuchskörper dämpft, führt die Erwärmung eines Prüfkörpers unweigerlich zu Temperaturdifferenzen zwischen dem Kern des Prüfkörpers im Zentrum einer Prüfmaschine und der an der Oberfläche des Prüfkörpers herrschenden Temperatur. Im Rahmen der materialtechnologischen Prüfung von Betonprobekörpern zur Gewinnung von Materialkenngrößen, wie der Festigkeit, ist es jedoch erforderlich eine möglichst homogene Temperaturverteilung im Prüfkörper zu erzeugen. Aus physikalischen Gründen ist somit eine

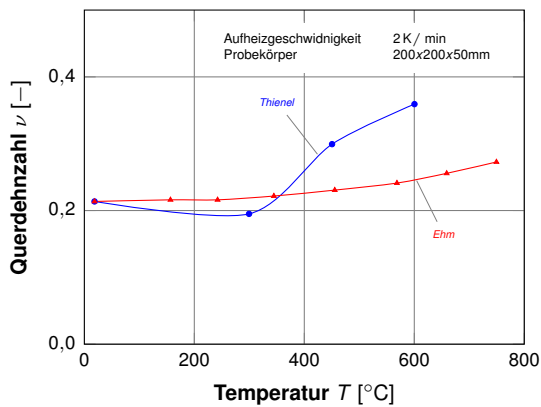


**Abbildung 3.33: Unvermeidliche radiale Temperaturdifferenz bei linearer Aufheizung [557]**

gewisse Temperaturdifferenz versuchstechnisch nicht zu vermeiden. Die Aufheizgeschwindigkeit muss daher zur Gewinnung materialtechnologischer Parameter entsprechend niedrig gehalten werden, obwohl höhere Aufheizraten aus theoretischer Sicht sinnvoll wären [557]. Abb. 3.33 zeigt exemplarisch den Effekt auf die Temperaturdifferenz im Betonprobekörper für verschiedene Prüfkörpergrößen. Dies ist mit ein Grund, warum die Anwendung des EC 2 auf Aufheizraten von maximal 50 K/min begrenzt ist. Im speziellen Anwendungsfall des Tunnelbaus hingegen, z. B. in Form der ZTV-ING- oder RIL 853-Brandkurve, müssen jedoch deutlich größere Aufheizraten von bis zu 250 K/min angesetzt werden, um einem möglichst realen Abbrandcharakter gerecht zu werden.

### 3.3.6.11 Querdehnzahl

Die temperaturabhängige Änderung der Querdehnzahl wird im Rahmen dieser Arbeit als konstant bei einem Wert von 0,20 angenommen. Verschiedene Untersuchungen zeigen eine temperaturabhängige Veränderung der Querdehnzahl, vgl. Abb. 3.34. Auf Grund des sehr unterschiedlichen Verhaltens und der im Rahmen die-



**Abbildung 3.34: Temperaturabhängige Querdehnzahl von Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag DAfStb Heft 590 [127]**

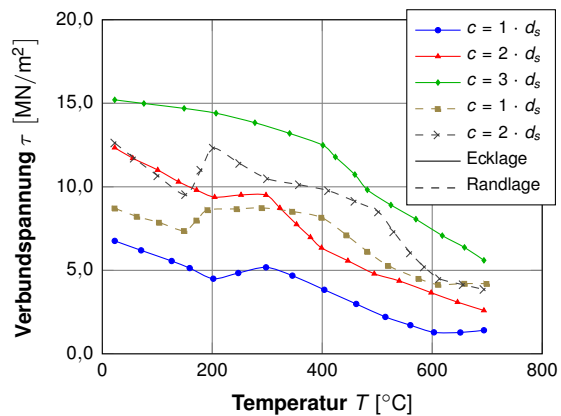
ser Arbeit nicht genauer rekonstruierbaren Versuchsrandbedingungen zur Bewertung der Messergebnisse kann über 300 °C keine belastbare Bewertung vorgenommen werden.

### 3.3.6.12 Verbund

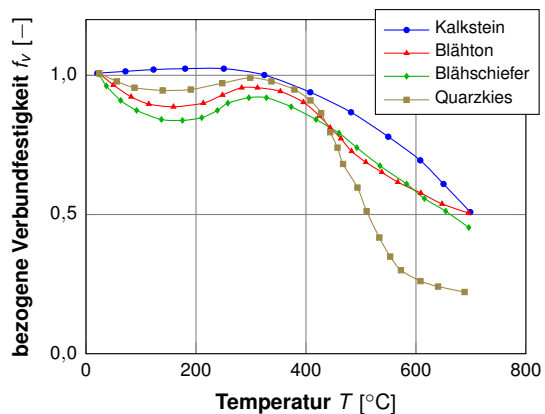
Zur Vollständigkeit, um die thermischen Charakteristiken eines üblichen Stahlbetonbauteils umfänglich abzudecken, sei hier noch kurz auf die thermischen Eigenschaften des Verbundes hingewiesen. Wichtige Kenngrößen, die die temperaturabhängige Verbundbeziehung zwischen dem Beton und dem einbetonierten Bewehrungsstahl beeinflussen, sind in Tabelle 3.16 zusammengefasst.

Die Verbundfestigkeit nimmt mit steigender Temperatur ab [687]. Neben der Versuchskörperart wird die Verbundfestigkeit zwischen Bewehrung und Beton von folgenden Parametern beeinflusst [534]:

- Rippenform
- Rippenhöhe
- Rippenabstand
- Betonzusammensetzung
- Konsistenz
- Betondruckfestigkeit



**Abbildung 3.35: Temperaturabhängige Verbundspannung, B25,  $d_s = 16$  mm, quarzhaltige Zuschläge [534]**



**Abbildung 3.36: Bezogene Verbundfestigkeit von Rippenstahl BSt 420/500 RK,  $d = 16$  mm,  $l_v = 80$  mm und Betonen mit verschiedenen Zuschlägen bei erhöhter Temperatur [533]**

- Zuschlagsart

Exemplarisch sind in Abb. 3.35 und Abb. 3.36 die Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit verschiedener Zuschläge sowie Betondeckungen  $c$  gegenübergestellt. Hierin ist eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit ab ca. 400 °C festzustellen. Ferner ist anzumerken, dass auch bei 600 °C noch Verbundspannungen erreicht werden, die beispielsweise größer als die erforderlichen Verbundspannungen nach DIN 1045 sind [533]. Weitergehende Informationen zum Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton bei hohen Temperaturen kann beispielsweise auch *Diederichs* [145] entnommen werden. *Diederichs* [145] fasst die Verbundtragfähigkeit im Hochtem-



**Tabelle 3.16: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Verbund**

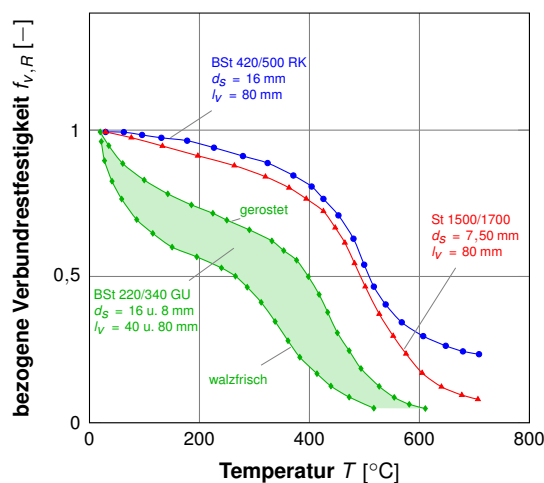
Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Verbund</b>		
Profilform	von geringem Einfluss, solange die Rippenhöhe > 0,20 mm	Es kommen nur normierte, gerippte Stähle zum Einsatz, soweit die Tunnelstruktur bewehrt werden muss.
Stahldurchmesser	kaum Einfluss auf das Hochtemperaturverbundverhalten	schaftt Freiraum in der Planung
Ausgangsfestigkeit	nicht geklärt, Ergebnisse widersprechen sich	Es gibt nur noch eine normierte Festigkeit für Bewehrungsstahl.
Wasser/Zement Wert Zuschlagart	hat keinen nachweisbaren Einfluss größter Einfluss: Je niedriger die thermische Dehnung des Betons, umso größer die Verbundfestigkeit.	unabhängige Bewehrungswahl möglich eine Optimierungsaufgabe zwischen Betonrezept und erforderlicher Verbundspannung im Brandfall
Lagerungsbedingungen	feucht gelagerte Proben zeigen eine niedrigere Verbundfestigkeit als trockene	oft feuchtes Milieu im Tunnel
Art der Wärmebehandlung	Einfluss vorhanden: Die Verbundfestigkeit ist in allen Fällen kleiner als die zugehörige Hochtemperaturverbundfestigkeit.	
Versuchsart/Form der Ausziehprobe	deutliche Abhängigkeit: Festigkeiten an konischen Versuchskörpern ist ca. zweimal größer als an zylindrischen.	Tunnel können auch ohne Bewehrung hergestellt werden.

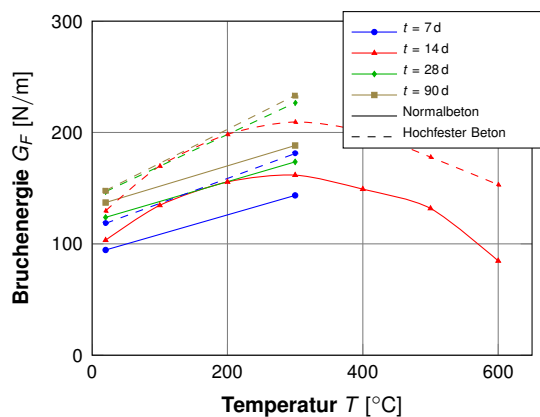
peraturbereich mit folgenden Kernaussagen zusammen:

- Verbundversagen tritt unabhängig von der Versuchstemperatur immer im Bereich der Matrix auf, die Schädigung der Stähle ist unerheblich
- >350 °C nimmt die Verbundfestigkeit monoton mit steigender Temperatur ab
- größten Einfluss auf den Temperaturgang der Verbundfestigkeit haben die Zuschlagsart und die Oberflächenform bzw. -konstitution der einbetonierten Stähle

*Diederichs* [145] diskutiert die Verbundrestfestigkeit verschiedener Betonstähle nach einer Hochtemperaturbeanspruchung, die als wichtige Eingangsgröße zur Beurteilung der Tragfähigkeit nach einer Temperaturbeanspruchung herangezogen werden kann, vgl. Abb. 3.37.

Die Berücksichtigung von temperaturabhängigem Verbundversagen ist durch das allgemeine Rechenverfahren nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] nicht abgedeckt und ist daher im Rahmen der normativen Berechnung auszuschließen. Zur Bestimmung der Verbundspannungen unter erhöhten Temperaturen gibt es bereits Forschungsarbeiten, die die Verbindung zwischen Beton und Bewehrung versuchstechnisch be-


**Abbildung 3.37: Bezogene Verbundrestfestigkeit verschiedener Betonstähle bei erhöhter Temperatur [145]**



**Abbildung 3.38: Temperaturabhängige Bruchenergie von Normalbeton und hochfestem Beton in Abhängigkeit des Betonalters [692]**

schreiben und Ansätze zu deren Bestimmung liefern, z. B. *Pothisiri und Panedpojaman* [496].

Im Rahmen des Entwicklungsstadiums eines numerischen Modells zur Berechnung hochtemperaturbeanspruchter unterirdischer Bauwerke dieser Arbeit muss auf die Inkorporation eines temperaturabhängigen Verbundmechanismus noch verzichtet werden.

Bei Stahlbetonquerschnitten mit praxisüblichem Bewehrungsgehalt darf die Bewehrung in der thermischen Analyse vernachlässigt werden, die Temperatur in der Achse der Bewehrungslage entspricht in etwa dem ungestörten Bereich. [289]

### 3.3.6.13 Bruchenergie

*Baker* [29] stellt einen signifikanten Einfluss der Temperatur auf die Bruchenergie des Betons fest. Diese Beobachtung kann durch die experimentelle Ermittlung der Bruchenergie für verschiedene Temperaturen, beispielsweise durch *Zhang und Bicanic* [692], für verschiedene Zeitperioden  $t$  der Temperatureinwirkung bestätigt werden, vgl. Abb. 3.38. Bis ca. 300 °C kann so eine signifikante Erhöhung der Bruchenergie um 50 % und mehr festgestellt werden. Eine klare Abhängigkeit der Bruchenergie von der Abkühlrate konnte

nicht festgestellt werden, außer bei niedrigen Temperaturen. [29]

### 3.3.7 Das Phänomen der Betonabplatzungen

Die Thematik der Abplatzungen bei Betonkonstruktionen (hier: Start- und Landebahnen) sind bereits in den 1960/70er Jahren im Rahmen der Entwicklung deutscher Senkrechtstarter, z. B. der DO-31, diskutiert und Lösungsansätze erörtert worden. Durch die hohen Abgastemperaturen von bis zu 1500 °C und Abgasgeschwindigkeiten von bis zu 1000 m/s der Strahltriebwerke treten auf einer Betonstartbahn innerhalb von 30 s Abplatzungserscheinungen auf. Die Lösung der Problematik erfolgte damals durch Zugabe von Stahlfasern [626] bzw. durch Aufbringen eines Klebstoffes mit glasfaserverstärkten Matten [590, 599]. Durch Brandeinwirkung im Tunnel kann eine Abplatzleistung von bis zu 30 cm/h auftreten [377] (detailliertere Informationen zu Abplatztemperaturen und Abplatzzeiten sind beispielsweise *Knaack et al.* [366] zu entnehmen). Auf Grund der Entwicklung heißer Rauchgase während eines Brandes ist der Einfluss von Abplatzungen auch noch in weiter Entfernung vom Brandherd spürbar. In Versuchen im Runehammar Tunnel werden beispielsweise noch Abplatzungen bis in 458 m Entfernung zum Brandherd festgestellt [396]. Die messtechnische Erfassung des Abplatzverhaltens ist beispielsweise über akustische Systeme möglich [238].

In aktuellen technischen Regelwerken ist die Herstellung eines Schutzes vor Abplatzungen auf Basis konstruktiver Regelungen erfasst, z. B. durch Zulage einer randnahen Mattenbewehrung oder durch das Anbringen von Brandschutzplatten, vgl. ZTV-ING bzw. RIL 853. In RIL 853 wird dabei als erstes in einem technischen Regelwerk ein Konzept vorgestellt, um Abplatzungen mit einem rechnerischen Ansatz konservativ, auf der sicheren Seite liegend, abschätzen zu können. Neben nachträglich aufgebracht

Schutzschichten [378], werden heutzutage verstärkend PP-Fasern zur brandschutztechnischen Optimierung und Beeinflussung der intrinsischen Porosität [377] von Tunnelbetonen verwendet.

Wichtige Einflussgrößen auf den Abplatzungsmechanismus sind in Tabelle 3.18 zusammengefasst. Vor allem explosive Abplatzungen können besonders schädlich sein, da sie ab einer gewissen Ausdehnung das Tragverhalten der Gesamtstruktur bis hin zum Systemversagen beeinträchtigen können. [363, 364]

Aus Forschungsvorhaben und Praxiserfahrungen ist die positive Wirkung von PP-Fasern für das Brand und Abplatzverhalten von hochtemperatur-beaufschlagten Betonkonstruktionen bereits bekannt. Auch eine deutliche bzw. sogar vollständige Reduzierung des explosionsartigen Abplatzverhaltens ist möglich. In Österreich ist die Verwendung von PP-Fasern in den Richtlinien „Faserbeton“ und Brandeinwirkungen (Straße, Eisenbahn, U-Bahn) geregelt. In Deutschland existieren noch keine Regeln und Richtlinien zur Anwendung von PP-Fasern. Die Wirksamkeit von PP-Fasern bei Bränden wird durch Ausbildung eines Porensystems (PP-Fasern schmelzen und bilden durchgängige Mikroporen) und durch die Bildung einer porösen Übergangszone zwischen Matrix und PP-Faser erreicht, wodurch es zu einem frühzeitigen und ausreichenden Abbau des bei der Aufheizung des Betons entstehenden hohen Dampfdruckes kommen kann. [138]

Einige wichtige Einflussgrößen zum Abplatzmechanismus von Beton während und nach einer Hochtemperaturbeanspruchung sind in Tabelle 3.17 aufgelistet. Führende Einflussgrößen sind hierbei der Feuchtegehalt im Beton und die Aufheizrate der Temperatureinwirkung. Sehr schnelle Aufheizraten, wie z. B. durch die ZTV-ING- bzw. RIL 853-Brandkurve vorgegeben, in Kombination mit hohen Feuchtegehalten im Beton führen zu sehr großen bzw. tiefen Betonabplatzungen, falls der Beton nicht als feuerbeständiger Beton ausgeführt wird, z. B. bei älteren Bauwerken, die auf Grund der zum Zeitpunkt des Baus noch nicht für

außergewöhnliche Temperatureinwirkungen optimierte Betonrezepte ausgelegt sind. Als weitere Einflussgröße kann die Druckbelastung des Bauteils genannt werden. Eine höhere Druckbelastung erhöht ebenso die Abplatzungsgefahr. Vor allem Tunnelschalen bilden spezialisierte Tragsysteme, die beispielsweise im Fall kreisrunder Tunnel für sehr hohe Drucklasten aus dem Gebirgsdruck optimiert sind und die ebenfalls hinsichtlich der Ressourcenschonung und Nachhaltigkeit einen möglichst hohen Ausnutzungsgrad des Bemessungsquerschnittes erreichen sollen. Daher stellen hier Abplatzungen eine besondere Gefahr dar, die durch die hohen Kräfte im Tunnelring weiter begünstigt wird. Die Strukturschwächung des Betons kann dabei durch Aufnahme des Umgebungswassers noch nach Tagen zu einer deutlichen Schädigung der Struktur führen [447].

Während *Hosser*[289] die numerische Modellierung des Abplatzverhaltens noch als ungelöst bezeichnet, gibt es bereits erste Ansätze zur Berücksichtigung hygrischer Komponenten in gekoppelten Mehrfeldsimulationen. [289] Beispielsweise stellt *Khoury*[353] thermo-hydrologisch-mechanische oder *Zeiml et al.* [691] thermo-hydrologisch-chemisch gekoppelte Betonmodelle mit speziell für Tunnelbrände optimierten Materialformulierungen vor, die den Wasserverlust während der Brandphase in der thermischen Berechnung innerhalb eines FEM-Systems berücksichtigen. Nach *Zeiml et al.* [691] werden in regulären FEM-Lösungen die Temperaturberechnungen im Bauteil überschätzt, da der Energieverlust bzw. die Energieumsetzung in Verdampfungsenergie nicht berücksichtigt wird. Ferner bildet ein solcher multiphysikalischer Ansatz die Möglichkeit Abplatzungen bereits in der Brandsimulation durch Querschnittsreduktion zu berücksichtigen und damit die Option einer realitätsnahen Berücksichtigung der Lastumlagerung im Bauteil. Dies kann vor allem in der Nachrechnung bestehender Tunnel von Bedeutung sein. Eine Erweiterung dieser Simulationstechnik stellt die



**Tabelle 3.17: Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Abplatzungen**

Größe	Wissensstand [128] (Material)	Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen (Material und System)
1	2	3
<b>Abplatzungen</b>		
Feuchtegehalt	Eine der Hauptursachen für Abplatzungen. Steigender Feuchtegehalt erhöht die Abplatzgefahr. Die Feuchterverteilung ist von untergeordneter Bedeutung.	Auf Grund der Lage der Tunnel oft feuchtes Milieu.
Aufheizbedingung	Wesentliche Einflussgröße. Je höher die Aufheizrate, umso höher die Abplatzgefahr. Beidseitiges Beheizen erhöht die Abplatzgefahr auf Grund von schnell steigenden Dampfdrücken und der Dampfströmung.	Sehr hohe Aufheizraten auf Grund der Thermik im Tunnel und den großen Brandlasten.
Druckspannungen	Erhöhen die Abplatzgefahr. Normalerweise treten Abplatzungen nur in der Druckzone auf.	Der Tunnel ist nicht entlastbar. Die Primärtragwirkung ist beispielsweise bei kreisförmigen Tunneln Druck.
Bauteildicke	Bei dicken Bauteilen sinkt die Abplatzgefahr.	Trend zu schlankeren Strukturen, um die Materialkapazitäten effizienter zu nutzen. Darüber hinaus dominieren die vorgenannten Effekte im Tunnelbau.
Bewehrung	Vor allem Bewehrungskonzentration wirkt ungünstig.	Einfache Bewehrungsführung: Konzentration von Bewehrung evtl. im Bereich von Querschlägen oder ähnlichem
Betonzuschläge	Flint, Gneis und Schiefer verursachen ein lokales oder schrittweises Abplatzen von Betonflächen, jedoch nur bei sehr hohen Temperaturen.	Durch die Betonrezeptur beeinflussbar: Trend zu hochfesten Betonen mit entsprechenden modernen Zuschlägen, wie Flugasche.
Mischungsverhältnis	Ansteigende Porosität mit fallenden Porenradien begünstigt die Abplatzungsgefahr.	Durch die Betonrezeptur beeinflussbar: Durch Zugabe von PP-Fasern optimierte Porenverteilung für den Lastfall Brand möglich.

Inkludierung stochastischer Prozesse dar, die die Porenraumverteilung in einem Betonquerschnitt berücksichtigen [113].

Die Restdruckfestigkeit von Betonen mit PP-Fasern ist höher als die ohne. Optimale Ergebnisse werden üblicherweise für die Zugabe von ca. 2 kg/m<sup>3</sup> erzielt. Darüber und darunter verschlechtern sich die Materialeigenschaften im Druck- und Zugbereich. Kein großer Unterschied kann bei einer Erwärmung bis 100 °C zwischen Betonen mit und ohne PP-Fasern festgestellt werden. [54, 138, 225, 296, 377, 378, 489]

Neuere Untersuchungen bieten jedoch auch Potential zur weiteren Reduzierung des PP-Fasergehaltes auf beispielsweise 1,50 kg/m<sup>3</sup> [179].

Nach einer Erwärmung auf 100 °C ist die Spaltzugfestigkeit von Beton mit PP-Fasern geringer als diejenige ohne [54]. Die Spaltzugfestigkeit nimmt jenseits von 600 °C drastisch ab. In Fachberichten wird PP-Fasern auch eine generell positive Wirkung auf Betoneigenschaften, z. B. der Druckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit, der Verbundfestigkeit und des dynamischen Verhaltens, auch bei Normaltemperatur unterstellt. Hierbei gilt ein PP-Fasergehalt von ca. 0,90 kg/m<sup>3</sup> als optimal [211]. Der Effekt zur Bildung von Mikro-

poren durch PP-Fasern zur Entspannung des Wasserdampfdruckes wird auch bereits durch *Schneider et al.* [564] experimentell nachgewiesen und bestätigt. Dabei verhindern kurze PP-Fasern Abplatzungen (6 mm) besser als lange (12 bis 20 mm). Stahlfasern hingegen verhindern entgegen der durch *Thienel und Kustermann* [626] dokumentierten Erfahrungen Abplatzungen kaum. Ohne die Zugabe von PP-Fasern können die Schäden durch Abplatzungen so groß werden, dass die tragende Bewehrung frei liegt. [138]

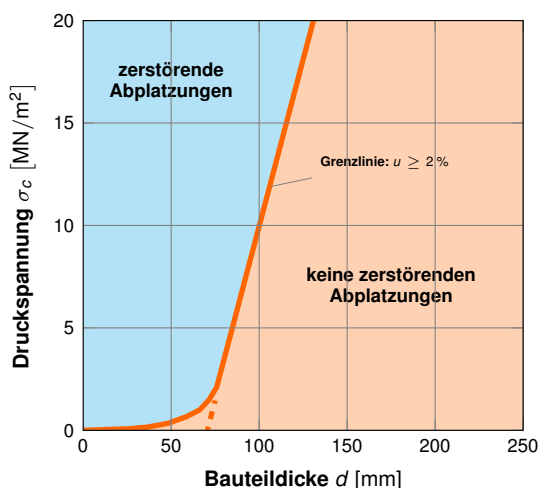
Neben der Temperatur sind vor allem die Kombination aus Druckspannung im Bauteil und der Bauteilfeuchte maßgebende Einflussparameter für zerstörende Abplatzungen. Unter bestimmten Konstellationen kann dabei eine einzige Abplatzung auch zum Bauteilversagen führen. Die Ergebnisse einer Untersuchung zu zerstörenden Abplatzungen sind dahingehend in Abb. 3.39 visualisiert.

Insgesamt ist sowohl der Bedarf als auch die Tendenz zur Entwicklung feuerbeständiger - respektive abplatzungsbeständiger - Betone erkennbar [244]. Für aktuelle Beispiele zur Ausschreibung und Verwendung feuerfester Betone im Tunnel-

**Tabelle 3.18: Charakterisierung verschiedener Einflussgrößen auf das Abplatzen [186]**

Formen von Abplatzungen	Probabilistische Zeit des Auftretens	Eigenschaft	Geräusch	Auswirkung auf das Tragwerk	Führende Einflussgrößen
1	2	3	4	5	6
1 Zuschlag	7 bis 30 min	Spaltwirkung	knallend	oberflächlich	$H, A, S, D, W$
2 Ecken	30 bis 90 min	gewaltlos	-	kann ernsthafte Auswirkungen haben	$T, A, f_t, R$
3 Oberfläche	7 bis 30 min	gewaltsam	knistern (Rissbildung)	kann ernsthafte Auswirkungen haben	$H, W, P, f_t$
4 Explosion	7 bis 30 min	gewaltsam	lauter Knall	ernsthaft	$H, A, S, f_v, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z$
5 Ablösen	sobald der Beton weich wird	gewaltlos	-	kann ernsthafte Auswirkungen haben	$T, f_v, L, Q, R$
6 nach dem Abkühlen	während und nach dem Abkühlen durch Absorption von Wasser	gewaltlos	-	kann ernsthafte Auswirkungen haben	wie Ablösen (Zeile 6) und zusätzlich $W_f, AT$

$A$	Thermische Dehnung des Zuschlags	$L$	Belastung/Zwang	$S$	Zuschlaggröße
$D$	Thermisches Diffusionsvermögen des Zuschlags	$O$	Aufheizungsprofil	$T$	max. Temperatur
$f_v$	Schubfestigkeit des Betons	$AT$	Zuschlagsart	$W$	Feuchtegehalt
$f_t$	Zugfestigkeit des Betons	$P$	Durchlässigkeit	$Z$	Querschnittsgröße
$G$	Alter des Betons	$Q$	Querschnittsform	$W_f$	Feuchteabsorption
$H$	Aufheizrate	$R$	Bewehrung		


**Abbildung 3.39: Bauteilversagen durch einmalige Abplatzung [431, 484]**

bau in Deutschland können z. B. der Tunnel Westtangente Bautzen [208] oder der Boßler-tunnel auf der Neubaustrecke NBS Wendlingen-Ulm (Albaufstieg) [188] genannt werden. Die erste Gewölbeinnenschale aus Beton unter Zusatz von Polypropylenfasern in Deutschland wird im Bühl-tunnel in Siegen umgesetzt [411]. Die Verwendung von PP-Fasern ist dabei im Rahmen von Bundesfernstraßen zum Standard für die Ausführung von Tunnelbauten zur Verbesserung des Brandschutzes geworden [178]. Als Vorteile für die Anwendung feuerbeständiger Betone können dabei zusammenfassend genannt werden [641]:

- Die Lebensdauer des Betons entspricht der Lebensdauer der Tunnelschale.
- Eine einfachere Inspektion der Tunnelschale, da diese nicht bekleidet ist.
- Der Brandschutz ist bereits im Bauzustand gewährleistet.
- Eine kürzere Bauzeit, da die Montage von Brandschutzplatten bzw. Aufbringung von Brandschutzputzen entfällt.
- Ein geringerer Ausbruchquerschnitt, da der Raum für die Bekleidung einschließlich Unterkonstruktion entfällt.



**Tabelle 3.19: Formen von Betonabplatzungen infolge Brandeinwirkung [377]**

Form	Beschreibung
1	2
explosiv	explosionsartige Abplatzungen randnaher Betonschichten
Gestein	Abplatzen einzelner Gesteinskörnungen
Festigkeit	Abfallen von Beton infolge thermischer und chemischer Festigkeitsverminderung der oberflächennahen Schichten nach dem Brand

Verschiedene Abplatzungsmechanismen sind in Tabelle 3.19 zusammengefasst. Wasser nutzt dabei zur Bewegung im Beton zwei Diffusionsvorgänge, die Makrodiffusion (Austrocknung und Befeuchtung) bzw. die Mikrodiffusion [48]. PP-Fasern können den Porendruck um ca. 45 % reduzieren [481].

375 °C ist eine kritische Temperatur, ab der flüsiges und dampfförmiges Wasser nicht gleichzeitig bestehen kann und in Folge dessen der Dampfdruck überproportional zunimmt [57]. Explosive Abplatzungen treten i. d. R. in den ersten 20 bis 30 min auf [353, 370, 588]. Wohingegen *Franssen und Dotrepe* [204] Oberflächenabplatzungen zwischen 20 min und 60 min beobachten. Abplatzungen können auch nach dem Brand in der Abkühlphase auftreten [370]. Vereinfachte Verfahren zu einer sehr groben Abschätzung der Abplatztiefe auf der sicheren Seite sind mittels eines Bewertungsverfahrens möglich, vgl. *Schuck et al.* [588] bzw. RIL 853. Der Brandunfall im Eurotunnel 1996 verursacht beispielsweise Abplatzungen von 20 bis 45 cm Tiefe, im Vergleich dazu traten bei den 20 gefährlichsten Tunnelbränden überwiegend Abplatzungen über 30 cm Tiefe auf. [36] Die Wirksamkeit von PP-Fasern zeigen sich vor allem bei einem Temperaturbereich unter 200 °C, da in diesem Temperaturbereich auf Grund des Betongefüges kein Entweichen des Wasserdampfdruckes möglich ist. Ab ca. 350 °C ist keine Wirksamkeit von PP-Fasern mehr feststellbar, da durch das Verdampfen des chemisch gebundenen Wassers die Durchlässigkeit des Zementsteins gegenüber der jener durch die PP-

Fasern frei gehaltenen Hohlräume überwiegen. [455] Durch die Zugabe von PP-Fasern stellen *Kordina* [369] im Rahmen experimenteller Forschungen eine Verzögerung von Abplatzungen von bis zu 30 min fest. Auch bei selbstverdichtendem Beton werden PP-Fasern zur Vermeidung von Abplatzungen und zur Minimierung der Rissbildung eingesetzt [508]. PP-Fasern wirken nur einmalig [340] und bilden nach einer Hochtemperaturbeanspruchung einen bleibenden Hohlraum im Beton.

Hoher Feuchtegehalt führt zu Abplatzungen, wohingegen keine Abplatzungen auftreten, wenn der Feuchtegehalt im Beton im Gleichgewicht mit dem Feuchtegehalt der Luft ist. Abplatzungen treten vor allem bei vorbelasteten Versuchen auf, die mit einer Rate von 32 °C/min erwärmt werden. [484] Grenzwerte der Bauteilfeuchte von 2 bis 3 %, ab der bei 105 °C keine bzw. eine geringe Abplatzungsgefahr besteht, werden in üblichen Tunneln im mitteleuropäischen Klima ohne weitere technische Maßnahmen (z. B. stark abgedichtete Tunnel bzw. wasserundurchlässige Konstruktionen), in der Regel nicht erreicht. Ferner würde eine Erhöhung der Zugfestigkeit sicherlich helfen die Abplatzgefahr zu verringern, da jedoch eine Steigerung der Zugfestigkeit, nach heutigem Stand der Technik, unweigerlich auch mit einer Erhöhung der Druckfestigkeit und damit mit einer bzgl. der Abplatzungseigenschaften kontraproduktiven Verringerung der Porosität verbunden ist, steht diesem Vorgehen nur ein geringer Spielraum für Erfolg zur Verfügung. Darüber hinaus ist das Einfügen von Dehnfugen nicht zwangsweise sinnvoll, da in der Regel in der Tunnelschale hohe Kräfte übertragen werden müssen und eine höhere Anzahl von Fugen auch bzgl. anderer Anforderungen an die Tunnelstruktur zu negativen Entwicklungen führen würde (z. B. Sicherstellung der Dichtheit gegenüber dem Gebirge). Darüber hinaus zeigen Untersuchungen, dass die Porosität von Faserbeton bereits bei Raumtemperatur eine höhere Porosität aufweist als die gleichen Betone ohne Faserzusätze. [377]

PP-Fasern haben auch bei Betonen mit hoher Eigenfeuchte einen sehr hohen Wirkungsgrad, Abplatzungen von wenigen Millimetern werden hier in Versuchen beobachtet [370]. Des Weiteren entsteht auch ein gewisser Anteil an Mikrorissbildung durch PP-Fasern, da diese sich bei Erwärmung zunächst um 10 % ausdehnen [310].

In Bezug auf den Einfluss der Zugabe von PP-Fasern auf die thermischen Parameter von Beton, ist bereits nachgewiesen, dass in der Temperaturverteilung im Querschnitt einer Betonprobe kaum Unterschiede zu Untersuchungen ohne PP-Fasern festgestellt werden können, vgl. Abb. 3.40. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit die Charakterisierung der thermischen Größen, wie Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherfähigkeit, nach EC 2 forciert und nicht weiter angepasst. Weiterführende Untersuchungen beschäftigen sich beispielsweise auch mit der energetischen Betrachtung des Abplatzens zur Vorbereitung für die Anwendung in numerische Studien *Zeiml et al.* [690].

Einschätzungen gehen davon aus, dass Abplatzungen eines Realbrandes (höherer Energieeintrag, kürzere Branddauern im Vergleich zu einem Bemessungsbrand, z. B. der ZTV-ING- bzw. RIL 853-Brandkurve) nicht größer ausfallen werden, als im Vergleich zu Bemessungsbrandkurven. Diese Behauptung bedarf jedoch noch der experimentellen Absicherung. [549]

Die Effektivität von PP-Fasern kann Abb. 3.41 entnommen werden. Durch Zugabe von PP-Fasern ist auch bei hohen Druckspannungen im Bauteil eine spürbare Reduktion von Abplatzungen möglich [136] und verbessert somit die Schutzwirkung der Betondeckung für die Bewehrungslage, da hierdurch Abplatztiefen verringert werden können.

Untersuchungen zur numerischen Berücksichtigung des Abplatzverhaltens werden unter anderem beispielsweise durch *Chang et al.* [106] in einfachen numerischen Bauteilmodellen an-

gestoßen. *Jansson*[331] führt neuere experimentelle Untersuchungen des Abplatzverhaltens durch.

### 3.3.8 Vergleich des EC 2 Materialmodells mit Versuchsergebnissen

Ein Nachrechnen von Versuchen ist nach *Pearce et al.* [475] für einen 3-Punkt-Biegeversuch (Aufheizrate ca. 1 °C/min) bis 500 °C mit ausreichender Genauigkeit möglich, unter Formulierung eines Materialmodells, das transiente Temperatureffekte inkludiert, ähnlich dem Materialgesetz im EC 2, vgl. Abb. 3.42. Die Gesamtdehnung wird hierbei in elastische Dehnung, freie thermische Dehnung und thermo-mechanische Dehnung unter Vernachlässigung von konventioneller Kriechdehnung und plastischer Dehnung aufgeteilt. Ferner unterstreichen *Pearce et al.* [475], dass die thermo-mechanischen Dehnungen hervorgerufen durch eine Zunahme von Spannung und Temperatur, nicht umkehrbar ist und nur während der ersten Erwärmung auftritt. Die Irreversibilität führt zum Aufbau von Zugspannungen und auch zur Zugschädigung während des Abkühlens. Ferner können *Pearce et al.* [475] versuchstechnisch bestätigen, dass im Falle von Biegeversuchen eine vorbelastete Probe, die erhitzt wird, zu signifikant anderen Ergebnissen führt als eine unbelastete Probe. *Pearce et al.* [475] empfehlen darüber hinaus weitergehende Untersuchungen im mehraxialen Bereich und im Zugbereich.

Auch *Borst und Peeters*[79] formulieren ein Betonmodell unter impliziter und expliziter Berücksichtigung von LITS. Am Beispiel einer Biegeplatte unter Feuer kommen *Borst und Peeters*[79] zum Schluss, dass eine implizite Formulierung von LITS ausreichend ist, um Biegebauteile unter Temperaturbeanspruchung zu bemessen. Nichtsdestotrotz ist die Berücksichtigung von LITS maßgebende Bedingung, um Stahlbetonbauteile unter erhöhten Temperaturen nachrechnen zu kön-

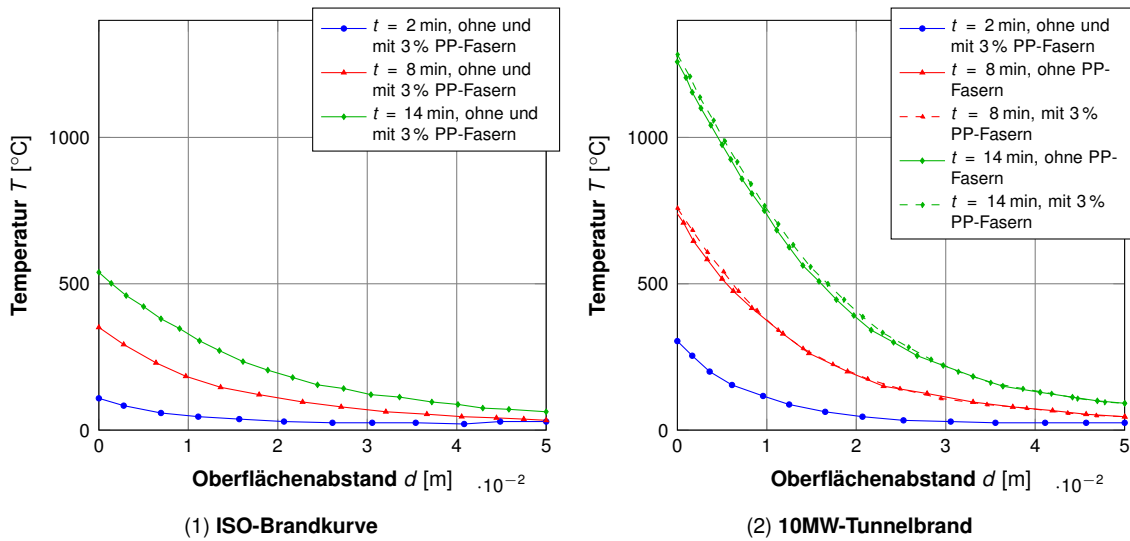


Abbildung 3.40: Vergleich der Durchwärmung von Probekörpern mit und ohne PP-Fasern [678]

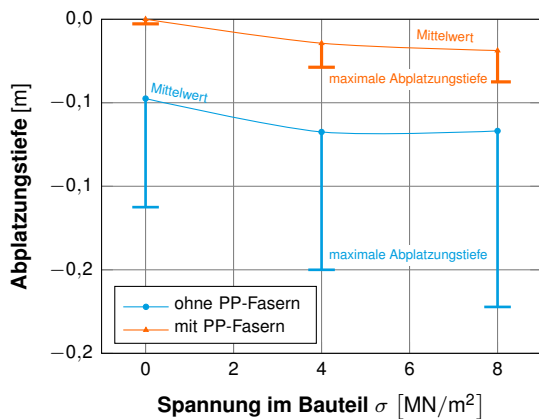


Abbildung 3.41: Effektivität des Einsatzes von PP-Fasern [136]

nen. vgl. auch Abb. 3.42. Gut vorhersagbar sind Biegebauteile, z. B. eine Stahlbetonplatte unter der Einwirkung einer ETK-Brandkurve, vgl. Abb. 3.43.

Auch *Rudolph et al.* [530] diskutieren bereits das Tragverhalten von Stahlbeton-Verbund-Konstruktionen, Stützen und Balken unter hohen Temperaturen unter Einbeziehung von Formulierungsansätzen thermischer Materialparameter. Die Studie beinhaltet ebenfalls die Anwendung der Materialansätze in einer numerischen Simulation, für die folgende Bedingungen formuliert werden:

- Wasser verdampft, sobald es den Siedepunkt erreicht.
- Die Dampfbewegung wird mit anderen Effekten zusammengeführt.
- Der Energieverbrauch durch Verdampfung von Wasser und andere Eigenheiten werden berücksichtigt, in dem für die spezifische Wärmespeicherefähigkeit eine Anpassung bis 200 °C vorgenommen wird.
- Beton wird als homogenes Material angenommen.

Während einer Temperatureinwirkung wird das Material (hier: Beton) in der Regel transient mit variierenden Temperaturen und Belastungen beansprucht. Zur Ermittlung der Materialparameter wurden bereits Versuche unter transienten Randbedingungen durchgeführt. Während des Versuches wird der Prüfkörper mit einer konstanten Temperaturrate und einer konstanten Last beaufschlagt. Von diesen Versuchen werden einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen abgeleitet, die die temperaturabhängige elastische Dehnung und die vergleichsweise großen transienten Kriechdehnungen (LITS) enthalten. [530] Kritisch anzumerken ist hierbei jedoch, dass *Rudolph et al.* [530] in dessen Berechnungen nur die ersten 30 min der Temperaturbeanspruchung



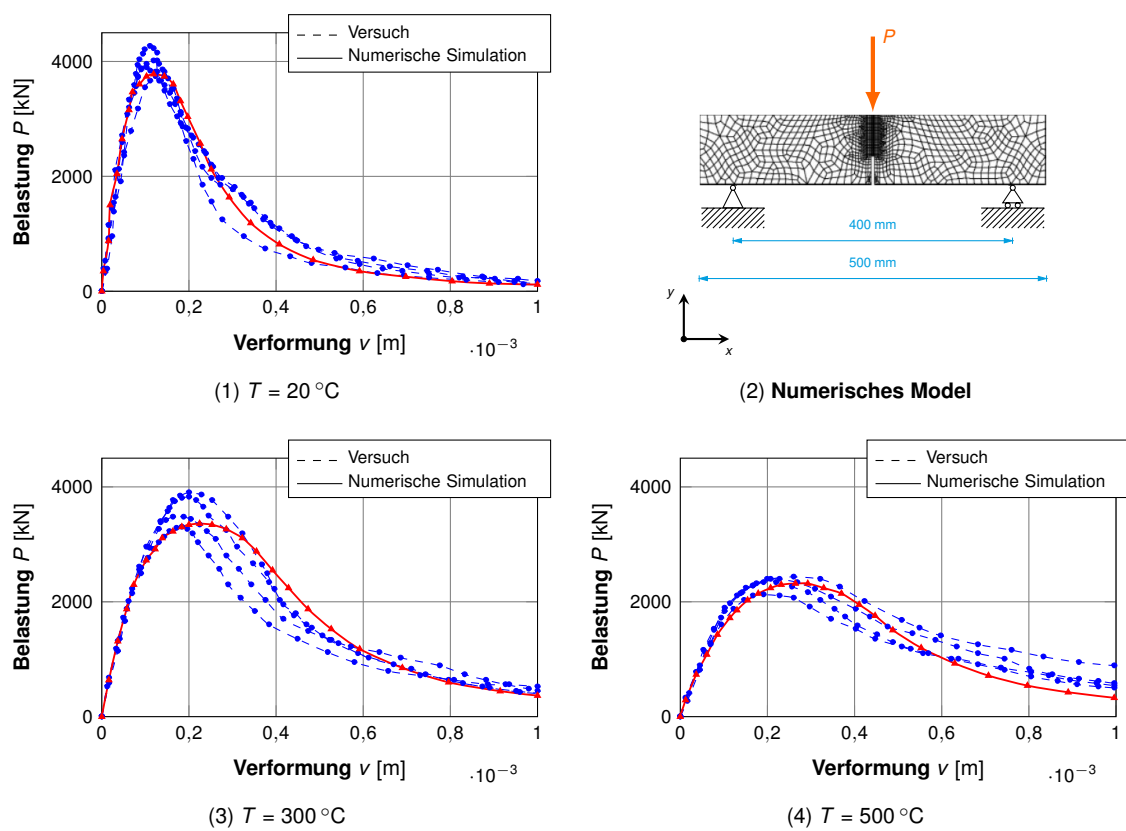


Abbildung 3.42: Nachrechnung von steady-state 3-Punkt-Biegeversuche mit einem implizitem Betonmodell [475]

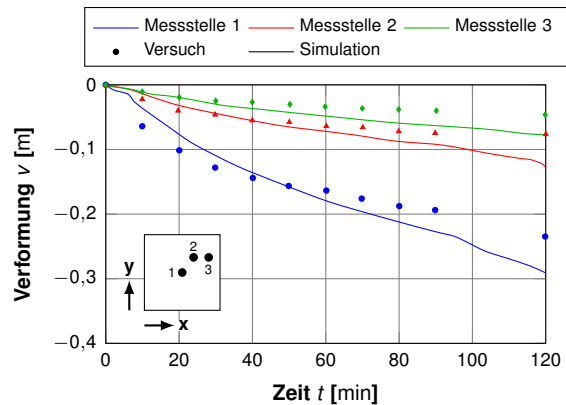


**Tabelle 3.20: Übersicht über verschiedene Prüfvorschriften zur Bestimmung temperaturabhängiger Parameter von Beton**

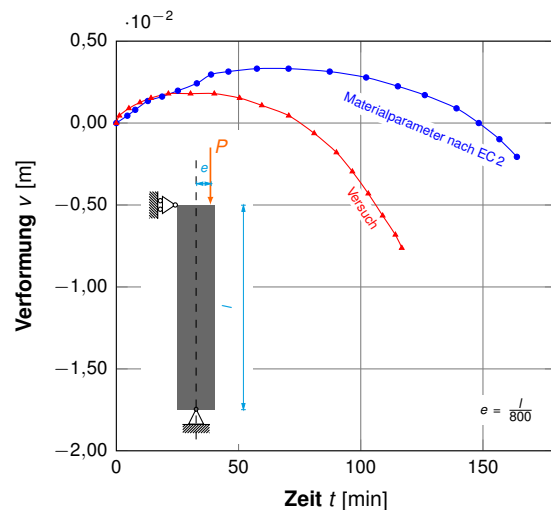
Eigenschaft	Quelle
1	2
1 Hochfester Beton	<i>Phan und Peacock</i> [483]
2 Transientes Kriechen	<i>Schneider et al.</i> [560], <i>Khoury et al.</i> [349], <i>Schwiete</i> [591]
3 Charakterisierung von thermisch belastetem Beton	<i>Gui und Waldron</i> [240]
4 Druckfestigkeit	<i>Schneider</i> [556], <i>Schwiete</i> [591]
5 Thermische Dehnung	<i>Schneider et al.</i> [561]
6 Zeitabhängige Dehnung	<i>Acker et al.</i> [7]
7 Beschreibung einer Testmethode für Standardversuche	<i>Phan und Carino</i> [486]
8 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen	<i>Schneider et al.</i> [572], <i>Schwiete</i> [591]
9 Allgemeines	<i>Schneider et al.</i> [571], <i>Schneider und Schwesinger</i> [573]
10 Fire protection procedure für Tunnel	<i>Both et al.</i> [81]
11 Zugfestigkeit	<i>Schneider et al.</i> [568]
12 Schwinden	<i>Schneider et al.</i> [569]
13 Biegefestigkeit	<i>Schwiete</i> [591]
14 Torsion	<i>Schwiete</i> [591]
15 3-achs Versuche	<i>Schwiete</i> [591]

simuliert, d. h. der Querschnitt ist nur am Rand sehr warm, im Kernquerschnitt herrschen nach wie vor Umgebungsbedingungen. Des Weiteren ist der Bereich der Abkühlungsphase nicht enthalten.

Der Vollständigkeit halber sei in Tabelle 3.20 ein Überblick über standardisierte materialtechnologische Untersuchungen gegeben. Auf Grund der unterschiedlichen Prüfmethode der einzelnen Versuche, sind die Ergebnisse schon alleine auf Grund des Größeneffektes der einzelnen Prüfkörper [146] nur schwer zu vergleichen, da ein möglicher Formfaktor nur die Festigkeit skaliert, jedoch nicht die zugehörige Dehnung. Weiterführende Informationen zur Versuchstechnik können auch *Lönnermark*[396], *Maevski*[404] oder *Inga-son*[315] entnommen werden.



**Abbildung 3.43: Vertikale Deformation einer Stahlbetonplatte unter ETK Einwirkung [689]**



**Abbildung 3.44: Vergleich zwischen einem Stützen-Druck-Versuch unter einer ETK-Brandbeanspruchung und Berechnung [127]**

### **3.3.9 Zusammenfassung wichtiger Erkenntnisse in Bezug auf den Tunnelbau**

Zusammenfassend kann festgehalten werden, je länger die Branddauer, je größer die Auflast und je größer die Exzentrizität der Normalkraft, desto weiter sind die Ergebnisse zwischen Versuch und Simulation mit EC 2 Materialparametern voneinander entfernt, vgl. Abb. 3.44. Eine Berechnung von Druckgliedern unter einer kombinierten thermischen und mechanischen Beanspruchung kann auf Basis des hier dokumentierten Wissens nicht empfohlen werden, wenn neben der reinen Traglast bei einfachen Bauteilen (z. B. einer Pendelstütze) auch die Verformungen in die Bewertung einer Struktur mit einbezogen werden müssen. Wichtige Kriterien, Kompromisse und Anwendungsgrenzen für den Tunnelbau sind in Tabelle 3.21 zusammengefasst. Die Verwendung neuer Technologien, z. B. ultrahochfeste Betone, werden beispielsweise auch bereits im Forschungsprojekt „TUNCONSTRUCT“ diskutiert [641].



**Tabelle 3.21: Einschränkungen für die Bemessung im Tunnelbau im Vergleich zu EC 2**

Kriterium	Bewertung
1	2
Aufheizgeschwindigkeit	Die Anwendungsgrenzen sind zu gering für die Verwendung von technisch geregelten Materialparametern für die Berechnung von Tunnel unter einer Hochtemperatureinwirkung, z. B. EC 2.
Lastniveau	Viele Versuche zur Bestimmung von Materialparametern werden unter vergleichsweise geringen Ausnutzungsgraden des Betons durchgeführt (bis zu 30%). Im Tunnelbau können jedoch auch deutlich höhere Lasten auftreten, die damit den versuchstechnisch abgesicherten Bereich überschreiten können, z. B. für die Restfestigkeit, LITS.
Druckbereich	Vor allem für Bauteile unter einer Druckbelastung sind technisch geregelte Materialparameter zur numerischen Systemvorhersage ungeeignet, besonders wenn Verformungen beurteilt werden sollen, z. B. EC 2.
Temperaturgradient	Geringe, meist in Versuchen verwendete Aufheizgeschwindigkeiten führen zu einem relativ gleichmäßigen Temperaturprofil im Prüfkörper. Real treten jedoch im Bauteil sehr hohe Temperaturgradienten auf, die vor allem in der Kombination einer hohen Temperatur- mit einer Druckbelastung hinsichtlich der auftretenden Deformationen im Bauteil auf Basis aktueller technischer Regelwerke, z. B. dem EC 2, schwierig zu bewerten sind.
Abplatzungen	Technische Regelwerke erlauben aktuell noch nicht eine zufriedenstellende Vorhersagegenauigkeit von Abplatzungsmechanismen.
Temperatureinwirkungen	Die Kalibrierung technisch geregelter, thermischer Materialparameter erfolgt primär auf Basis der ETK-Brandkurve. Gerade Brände in Tunneln unterscheiden sich jedoch zum Teil deutlich von dieser Bemessungsbrandkurve, die vornehmlich für Brandereignisse des Hochbaus entwickelt worden ist.

## 3.4 Hochtemperatureinwirkung

### 3.4.1 Einführung

Im Mont Blanc Tunnel traten seit 1965 17 Unfälle mit brennenden LKWs auf. Die meisten davon können jedoch durch „onboard“ Feuerlöscheinrichtungen gelöscht werden. Nur 5 Brandausbrüche führen zu Feuerwehreinsätzen. 4 der 5 Feuerursachen sind überhitzte Motoren (technischer Defekt) [226]. Im Elbtunnel Hamburg entsteht im Vergleich dazu im Abstand von ca. 6 Wochen ein PKW-Brand, der jedoch meist schnell gelöscht werden kann. Als weiteres Beispiel aus dem Bereich der Brandstatistik kann der Gottard Tunnel genannt werden, dort kommen beispielsweise jährlich 44 Unfälle zustande, davon 5 mit Brandfolge. [370] Diese Auswertung zeigt, dass zwar die Anzahl möglicher Brände gering scheint, jedoch besteht auf Grund der Ereignisstatistiken stete Gefahr, dass ein Unfall oder ein technischer Defekt zu einem schweren Brandereignis innerhalb eines Tunnels führen kann. Ein solches Katastrophenszenario gilt es daher in geeigneter Weise in der Planung von neuen Tunnelanlagen als auch in der Bewertung des Tunnelbestandes zu berücksichtigen.

Erste ingenieurtechnische Methoden zur Brandprüfung von Produkten werden bereits 1918 über das Regelwerk „Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials“ (ASTM E119) normativ erfasst, vgl. Abb. 3.50 (1) und werden schließlich 1928 durch Simon Ingberg zu einem Test zur Untersuchung des Schädigungspotentials eines Hausbrandes weiterentwickelt. Seither besteht eine kontinuierliche Entwicklung der brandtechnischen Regelwerke in Form von Erweiterungen mit neuen Erkenntnissen oder der Anpassung an neue Sicherheitsstandards. So entwickelt sich beispielsweise das Regelwerk der DIN 4102 (Teil Brand) mit 6 Seiten Umfang im Jahre 1934 bis hin zu 150 Seiten im Jahr 2010 weiter. Ferner beginnt Margaret Law 1973 mit der Definition einer äquivalenten Zeit-

**Tabelle 3.22: Brandschutzregelwerke für Schienenfahrzeuge [362]**

Nr.	Regelwerk	
	1	2
1	TEIV	Transeuropäische-Eisenbahn Interoperabilitätsverordnung
2	TSI SRT	Sicherheit in Eisenbahntunneln
3	TSI HS RST	Hochgeschwindigkeitsfahrzeuge
4	TSI CR LOC&PAS	Lokomotiven und Personenzüge
5	TS 45545	Bahnanwendungen - Brandschutz in Schienenfahrzeugen
6	EBO	Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung
7	EBA	Regelungen des Eisenbahn-Bundesamtes
8	ARGE	ARGE-Richtlinien
9		Kompensation gemäß TSI, EBO, EBA, TS

dauer, bei der ein Normbrand die gleiche Temperaturerhöhung hervorruft wie ein realer Brand mit unterschiedlichem Temperatur-Zeit-Verlauf. [112] Heute existiert eine Vielfalt von technischen Regelwerken zur Beschreibung von Brandereignissen und dessen Ansatz in der Bemessung von Bauteilen.

Zentrales Element des Brandschutzes ist vor allem auch die Personenrettung, die durch den Einbau ausreichender Flucht-, Rettungs- und vor allem auch Entrauchungsmöglichkeiten versucht entsprechende Schutzziele zu erreichen, da beispielsweise bereits 5 bis 7 Atemzüge für eine Sinnestrübung durch toxische Rauchgase genügen. [370]

### 3.4.2 Regelwerke

Durch technische Regelwerke wird versucht mittels Definition von Anforderungen ein einheitliches Maß an Schutzzielen zu definieren und zu gewährleisten, z. B. durch DIN 4102 [289]:

- Brandverhalten der Baustoffe
- Feuerwiderstandsdauer der Bauteile, ausgedrückt in Feuerwiderstandsklassen
- Dichtheit der Verschlüsse von Öffnungen
- Anforderungen an Rettungswege
- etc.

Darüber hinaus werden auch in der Konstruktion von Maschinen für Infrastrukturnetzwerke



entsprechende Anforderungen zum Brandschutz definiert, vgl. Tabelle 3.22.

Der Schutz von Tunnelbauwerken unterliegt sehr hoher Priorität, da ein Versagen der Tragstruktur nicht nur erhebliche menschliche Verluste bedeuten kann, sondern immer auch zu sehr komplexen Wiederinstandsetzungsmaßnahmen führt, die über lange Zeit auch die ökonomische Leistungsfähigkeit einer ganzen Region negativ beeinflussen können, da eine effiziente Logistik durch den Wegfall von direkten Wegstrecken innerhalb unterirdischer Bauten nachhaltig beeinflusst werden kann. Zur statistischen Bewertung von Unfallszenarien kann festgehalten werden, dass ein bemessungsrelevantes Unfallereignis nur sehr selten innerhalb einer Tunnelstruktur auftritt. Die häufigsten Unfallursachen sind daher technische Defekte an Fahrzeugen (z. B. Motorbrand) bzw. menschliches Versagen. Sonderereignisse wie terroristische Anschläge treten in Tunneln ebenfalls nur sehr selten auf und sind daher in der statistischen Risikoabschätzung kaum zu quantifizieren. Allgemein sind in der Deutung einer Bedrohungslage folgende Planungsschritte zu empfehlen:

- Bedrohungsanalyse,
- Objektanalyse,
- Maßnahmenfestlegung.

Über die Bedrohungsanalyse werden maßgebende Szenarien erarbeitet, die eine Schädigung an einer Struktur verursachen können. Darauf aufbauend können im Rahmen einer Objektanalyse kritische Bereiche bzw. Bauteile eines Bauwerks identifiziert werden, deren Versagen ein Versagen des Gesamtbauwerks verursachen könnte. Im Anschluss sind darauf aufbauend schließlich Maßnahmen ableitbar, die ein Systemversagen im Rahmen der angesetzten Bemessungsszenarien verhindern sollen. Für Tunnelbauwerke kann dabei eine Diskussion hinsichtlich der Wahl geeigneter Brandszenarien als maßgebende Brandlast für die Bemessung angestoßen werden. Dabei ist zwischen Szenarien ohne und mit Brand-

**Tabelle 3.23: Anforderungen an Ventilatoren für U-Bahntunnel [209]**

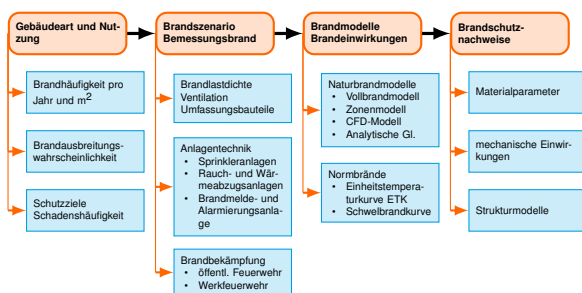
	Stadt/Land	Feuerwiderstands- temperatur	Feuerwiderstands- dauer
		Tunnel/Stationen [°C]	Tunnel/Stationen [min]
	1	2	3
1	Paris	200 / 400	2 / 1
2	Rennes	200 / -	2 / -
3	Helsinki	350 / -	- / -
4	Hamburg	300 / 100	1,5 / -
5	München	- / -	- / 1,5
6	Lissabon	300 / 300	1 / 1,5
7	Barcelona	400 / 400	1 / 1
8	Madrid	- / 100	- / -
9	Wien	250 / 60	1,5 / -
10	Moskau	- / 0	- / 0,5
11	London	350 / 360	1 / 1
12	USA	250 / -	1 / -

überschlag zu unterscheiden. Die Brandlast, vor allem für Großbrände in Tunneln, bildet dabei in technisch geregelten Brandszenarien vornehmlich die Modellvorstellung der Lachenbrände ab, z. B. kontinuierlicher Lachenbrand, spontaner Lachenbrand, Freistrahbrand, jedoch noch keine Festkörperbrände. [641]

Die Feuerwiderstandsdauer der Tunnelstruktur entspricht dabei in etwa der der Tunnelausrüstung, z. B. Ventilatoren, jedoch sind die einzuhaltenen Temperaturen im Brandfall für Ventilatoren deutlich geringer als im Vergleich zu Bemessungsbränden für die Tunnelstruktur selbst, vgl. Tabelle 3.26 mit Tabelle 3.23 und Abschnitt 3.4.4.

Gabay[209] fokussiert in der Tunnelsicherheit lediglich den Ausbau und die Rettung von Personen. Die Autoren beschreiben sehr unterschiedliche Ausführungen der Tunnelausrüstung, primär bedingt durch die verschiedenen Alter der Tunnelbauwerke. Es ist jedoch in den verschiedenen Ländern eine ähnliche Strategie hinsichtlich der Weiterentwicklung der technischen Regelwerke zu erkennen.

Im Zuge der Einführung des Teilsicherheitskonzepts im Rahmen neuer Normengenerationen werden auch in der Entwicklung des Eurocodes statistische Verfahren entwickelt, um auch die Einwirkung Brand entsprechend den gängigen Sicherheitsanforderungen in die



**Abbildung 3.45: Modelle und Einflussgrößen zur Berücksichtigung in einem übergreifenden Sicherheitskonzept, Hosser et al. [298]**

neuen Normengenerationen zu integrieren. Der Fokus liegt hier jedoch auf Strukturen des üblichen Hochbaus (Wohn-/Bürogebäude, Verkaufs-/Versammlungsräume, Industriegebäude). Die Eurocodes nehmen Bezug auf die ETK-Brandkurve und Naturbrände. Die Material sicherheitsbeiwerte werden hierzu zu 1 gesetzt. Die Einwirkung Brand ist als sehr selten mit geringer Eintretenswahrscheinlichkeit eingestuft. Daher darf die erforderliche Sicherheit im Vergleich zu den häufiger zu erwartenden Bemessungssituationen reduziert werden. Die erforderliche Zuverlässigkeit der Brandschutzbemessung wird dabei alleine über die Definition einer hinreichend konservativen Bemessungsbrandeinwirkung sichergestellt. Unterschiedliche Eingangsgrößen können für die Brandeinwirkung maßgebend werden, z. B. Brandbelastung, Brandausbreitungsgeschwindigkeit, maximale Brandausdehnung, Abbrandgeschwindigkeit oder Ventilationsbedingungen. Mit Hilfe der Brandlast lässt sich die Wärmefreisetzungsrate ermitteln, die als Eingangsgröße für Brandmodelle dient. Einflussgrößen für ein übergeordnetes Sicherheitskonzept sind in Abb. 3.45 zusammengefasst. [298]

Generell kann festgehalten werden, dass die deutsche ZTV-ING bzw. RIL 853 sehr detaillierte Vorgaben hinsichtlich der Brandbemessung machen. In Frankreich, Norwegen und Österreich sind die Regeln eher leistungs basiert, z. B. durch Vorgaben von Schutzzeiten für Personen und lassen daher dem Planer sehr viel Spielraum.

In Großbritannien wird beispielsweise nur vorgeschrieben, dass der Sonderlastfall Brand sorgfältig betrachtet werden muss. [285].

### 3.4.3 Brandforschung in Tunneln

#### 3.4.3.1 Forschungsprogramme

Eine Übersicht über Schutzziele, Brandwahrscheinlichkeit oder eine Auflistung von repräsentativen Forschungsprojekten kann beispielsweise *Modetta et al.* [436] entnommen werden.

Die kritische Längsströmung ist dabei das meistuntersuchte Feuerphänomen. [317] Neben vielen Modellversuchen, werden auch einige Großversuche durchgeführt. Es fehlt jedoch nach wie vor eine ausreichende Messdatenbasis, zur Quantifizierung bzw. Verallgemeinerung von Rückschlüssen, vor allem im Hinblick auf den Zusammenhang zwischen Wärmefreisetzungsrate (HRR) und Deckentemperatur, Einfluss der Ventilation auf die maximale HRR in Tunneln, Feuerwachstum, Feuerausbreitung und Feuerüberschlag zwischen Fahrzeugen [317]. Eine der ersten theoretischen Arbeiten zur Untersuchung des Rückstaus von Rauch und später dann der kritischen Geschwindigkeit in Rohrströmungen wird 1958 von *Thomas* [629] durchgeführt.

Die Tunnellängsströmung besitzt entscheidenden Einflusscharakter auf ein Brandszenario. Bei einem kleinen Poolfeuer ist der Effekt bei weitem nicht so groß, wie bei einem LKW (Heavy Goods Vehicle: HGV). Diese kann jedoch auf die HRR einen Einfluss von Faktor 4 haben. [317] Weiterhin können folgende Hinweise zur Feuergröße bzw. den Einfluss der Tunnelgröße auf die Feuergröße skizziert werden [317, 398]:

- die Tunnelbreite (umgebende Wand und deren Strahlungsenergie zum Poolfeuer, vgl. auch *Vauquelin und Wu* [640])
- die Temperatur im Inneren des Tunnels



- die Strömungsbedingungen nahe dem Feuer
- die Tunnelhöhe (tendenziell untergeordneter Einfluss auf die HRR)
- Für kleine Poolfeuer führt eine Vergrößerung des Querschnitts auch zu einem größeren Feuer, hingegen für große Poolfeuer führt eine Vergrößerung des Querschnitts zu einer Verkleinerung der Feuergröße.

*Ingason*[317] sieht die Notwendigkeit HRR, Ventilation, Tunnelgeometrie und Brenngut in Korrelation zu bringen, um belastbare Modelle zur Vorhersage von Brandszenarien generieren zu können. Ein vergleichbarer Ansatz wird beispielsweise in Japan angestoßen. Ferner erforscht *Ingason*[317], das eine Vergrößerung des Tunnelquerschnittes zu niedrigeren Temperaturen führt, nicht zwangsweise jedoch in der direkten Nähe der Flamme. Eine vergleichende Diskussion dieser These wird im Anschluss an die strömungstechnische Analyse in Kapitel 5 vorgenommen. Großmaßstäbliche Brandversuche in Tunnelbauwerken werden bereits beginnend in den 1960er bis in die 1980er Jahre durchgeführt. Der Fokus dieser Untersuchungen liegt jedoch primär auf der Studie der Hitze- und Rauchentwicklung sowie auf den Einfluss der Ventilation auf diese. Es fehlen daher oft Kerninformationen, wie die HRR und entscheidende Randbedingungen, die zur quantitativen Kalibrierung, beispielsweise von Strömungssimulationen, notwendig sind. Versuche beginnend in den 1970er Jahren werden dabei erstmalig mit richtigen Kraftfahrzeugen, wie PKW oder Bussen durchgeführt. Das Großforschungsvorhaben „EUREKA“ liefert dabei Meilensteine in der Dokumentation von Daten für Ingenieure. Es wird eine große Bandbreite von HRR untersucht, darunter PKW, Bahn und U-Bahnwaggons sowie LKWs. Die Untersuchungen im Memorial Tunnel dienen hauptsächlich zum Vergleich der Ventilation, diese werden jedoch mit einer sehr definierten - und damit gut vergleichbaren - Brandlast durchgeführt. Die Auswertung und Veröffentlichung der Runehamar-

Versuche führt beispielsweise zur Anhebung der Brandenergie im technischen Regelwerk NF-PA 502 (Ausgabe 2008) von 20 bis 30 MW auf 70 bis 200 MW. Neuere Untersuchungen finden beispielsweise im Shimizu Tunnel oder im Tomei Expressway mit Poolfeuer, PKWs und Bussen statt. [317]

Generell ist die Ableitung quantitativer, charakteristischer Brandszenarien aus Versuchen oder Unfällen auf Grund der nicht ausreichenden Datenbasis zur Rekonstruktion eines Unfalles bzw. auf Grund der geringen Häufigkeit schwierig bis unmöglich (im Falle empirischer, probabilistischer Brandszenarien). In Unfallszenarien sind erfahrungsgemäß oft 1 LKW bzw. 1 Bus mit einer Branddauer von 1 bis 2 h verwickelt. [207] Daher werden diese Brandlasten als Grundlage für Simulationen und theoretischen Studien herangezogen. Allgemein kann auch festgestellt werden, dass die Berücksichtigung eines Brandüberschlags auf weitere Fahrzeuge für eine strukturelle Bemessung nicht zu rechtfertigen ist, da für den jeweiligen Bemessungsquerschnitt immer nur 1 Fahrzeug gleichzeitig brennt [207]. Diesbezüglich kann kritisch festgehalten werden, dass ein fahrzeugübergreifendes Brand-szenario für vom Ursprungsbrandherd entfernter liegende Fahrzeuge deutlich längere Hochtemperaturbeanspruchungen zur Folge hätte. Dies liegt darin begründet, da die Heißgasausbreitung einen weiten Wirkungsbereich hat (dokumentiert sind bis zu 900 m Entfernung vom Brandzentrum [226]) und damit weiter entfernt liegende Bemessungsquerschnitte zuerst durch die Heißgase des Ursprungsbrandherdes beaufschlagt werden würden. Dadurch können anschließend, zeitlich versetzt durch weitere Heißgase zusätzliche Brandherde durch Feuerüberschlag entstehen.

Weitere Forschungsaufgaben werden beispielsweise im Forschungsprogramm FiT erörtert, wobei hier der Fokus primär auf der Rettung von Personen liegt [93, 142, 210, 246, 284, 432, 511].



**Tabelle 3.24: Energieabgabe und Rauchgeschwindigkeit verschiedener Brandlasten [230, 276]**

Brandlast	Energieabgabe	Anfangsrauchgeschwindigkeit
	$Q$ [MW]	$u_c$ [m/s]
1	2	3
1 PKW	3	1,30
2 Kleinbus	10	2,20
3 LKW / Bus	20	3
4 Tankzug 1	50	5,30
5 Tankzug 2	100	6,70

Möglicherweise stellt *Grant et al.* [230] als einer der ersten auf Basis wissenschaftlicher Untersuchungen die Theorie auf, dass die zu seiner Zeit basierenden Korrelationen zwischen Feuergröße und kritischer Ventilationsgeschwindigkeit nicht für große Feuer gültig sein könnte. Dabei ist vor allem auch die Tunnelgeometrie eine kritische Größe. Darüber hinaus wird die Erkenntnis geschärft, dass nicht jeder Tunnel experimentell untersucht werden kann und daher geeignete Verfahren zur Vorhersage von Brandszenarien zur Verfügung stehen müssen. Erste Gedanken zu Rauchlayering (Schichtbildung in der Rauchgasschicht) werden dabei bereits in den 1950er Jahren für Tunnel aufgestellt [230].

In den 1970er Jahren leitet *Heselden* [276] den Energiegehalt verschiedener Brandlasten ab.

Ferner erweisen Maßstabsmodelle nicht ein ausreichendes Maß an Randbedingungen im Vergleich zur Realität, so dass diese Ergebnisse nicht uneingeschränkt mit ausreichender Konsequenz auf die Realität übertragbar sind, inklusive auch die Versuche in Offenegg, Glasgow oder Zwenberg [230]. *Grant et al.* [230] versprechen sich jedoch von den Memorial Tests ausreichend gute Ergebnisse. Die Abschätzung des Energiegehalts verschiedener Brandlasten nach *Grant et al.* [230] und *Heselden* [276] sind in Tabelle 3.24 zusammengefasst.

*Carvel* [103] geht einen anderen Weg und versucht über eine Expertenumfrage die Einflussgrößen auf den Verlauf von Brandereignissen in Tunneln zu ermitteln, vgl. Tabelle 3.25.

Die sichersten Systeme (in diesem Fall bauliche Anlagen) benötigen nach *Heselden* [276] folgende Voraussetzungen:

- Einrichtungsverkehr
- Ventilationssysteme, die Luftgeschwindigkeiten von 5 bis 7 m/s in Verkehrsrichtung erzeugen können (Fokus Personenrettung, Brandbekämpfung)
- der Verkehr örtlich vor einem Brand sollte den Tunnel verlassen können
- Feuerlöschzüge sollten das Feuer in gleicher Richtung erreichen können, wie der Verkehrsfluss stattfindet
- Feuerwehrleute sollten Kleidung mit strahlungsreflektierender Schicht wählen

*Ingason* [316] untersucht Schienenfahrzeuge in Modellversuchen. Es werden hierbei auch Temperaturen bis 900 °C erreicht. Die Versuche werden jedoch idealisiert an einem Holzmodell durchgeführt. Detaillierte Informationen zur messtechnischen Ausführung von Fahrzeugbrandversuchen können *Dehn et al.* [137] bzw. *Haack et al.* [250] entnommen werden.

Untersuchungen zeigen, dass die HRR bei Modellversuchen im ersten Peak kaum durch die Versuchskörpergröße beeinflusst werden (bei horizontalem Holz), wohingegen im 2. Peak ein deutlicher Unterschied zu sehen ist, der beispielsweise von der Isolierung der Auflage abhängt [527].

Ziele experimenteller Brandversuche sind unter anderem auch der Test von Brandmeldesystemen, die Visualisierung der Strömungsverhältnisse, die Wirkung der Brandfalllüftung, der Test der Alarmierung und des Zusammenspiels der Einsatzkräfte. Die Ziele rechnerischer Brandsimulationen sind der Nachweis der Leistungsfähigkeit der Brandlüftung, die Geschwindigkeit und Ausdehnung der Rauchausbreitung, der Aufschluss über den Einfluss bestimmter Randbedingungen sowie die Erkennung lokaler Brandwirkungen. Experimentelle Brandversuche werden beispiels-



**Tabelle 3.25: Experimentell bestimmte Einflussgrößen auf den Verlauf von Brandereignissen in Tunneln [103]**

	Rauch 1	HRR 2	Temperatur 3
1	Tunneleuer produzieren dicke Rauchsichten, die sich schneller ausbreiten als die durchschnittliche menschliche Gehgeschwindigkeit.	Natürliche und halb-querbelüftete Lachenbrände brennen langsamer als solche bei freiem Himmel.	Hohe Temperaturen (oft über 1000 °C) sind normal für Tunnelbrände.
2	Die Rauchsichtung wird durch Längslüftung verhindert.	Die Abbrandrate wird durch Längslüftung beeinflusst. Das betrifft vor allem Straßentunnel.	Hohe Temperaturen treten nur in der unmittelbaren Umgebung von Fahrzeugbränden auf. In den meisten Fällen ist es möglich einen Fahrzeugbrand zu passieren oder zumindest nahe heranzukommen.
3	Die Rauchsichtung wird durch Sprinkleranlagen verhindert.	Die Abbrandrate bei einigen Lachenbränden wird durch die Erhöhung der Längslüftung reduziert.	Hohe Temperaturen können explosive Abplatzungen an der Tunnelstruktur verursachen.
4	Der Rauch bleibt nicht geschichtet, sogar bei natürlich belüfteten Tunneln.	Alle Fahrzeugbrände zeigen eine schnelle Feuerentwicklung.	
5	Es tritt keine signifikante Sichtverbesserung ein, solange die Hitze nicht abnimmt.	Die Energiefreisetzungsrates HRR von Fahrzeugbränden in Tunneln mag deutlich größer sein als unter freiem Himmel.	

weise in folgenden Anlagen und Orten durchgeführt: [603]

- Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program (MTFVTP)
- Lärchbergtunnel
- Selztal-Tunnel
- Schmittentunnel
- A86 bei Paris (Straßentunnel)
- Tunnel Rosenau, Basel
- Rennsteigtunnel
- Kappelbergtunnel
- Elbtunnel
- Tunnel Schwarzer Berg
- Tunnel Hösbach
- EU 499 FIRETUN (EUREKA)
- Versuchsstollen Hagerbach
- Tunnel Dölzchen
- Offenegg-Tunnel (CH) [73]
- Zwenberg-Tunnel (A) [73, 385, 386]
- PWRI-Versuche (JP) [73]
- Repparfjord Tunnel (N) [73]
- Benelux-Tunnel (NL/B) [73]

- Runehamar-Tunnel (N) [73]

Wesentlicher Kritikpunkt aus den Brandversuchen ist, dass diese Versuche in vorstehenden Stollen und Tunneln (z. B. Repparfjord, Versuchsstollen Hagerbach) nur schwer mit Randbedingungen eines realen Tunnel vergleichbar sind, da weder Querschnitt und Größe noch Wandflächen vielen realen Tunneln des Straßen- und Schienenverkehrs entsprechen. [603]

*Richter und Kordina* [513] führen Tunnelbrandversuche mit realistischen Brandlasten (Fahrzeugen) durch. Wobei diese Brandlasten heute nicht mehr unbedingt als repräsentativ zu sehen sind. Ein Volkswagen Passat hatte beispielsweise in den 1970er Jahren noch ein Leergewicht von 995 kg, während das gleiche Modell heute, vor allem durch den Einzug von Kunststoffen und Elektronik-Komponenten, ein Leergewicht von 1735 kg aufweist [664, 665] und damit auch pro Fahrzeug deutlich mehr potentielle Brandlast zur Verfügung steht. Ergänzende Rauch- und Heißgasmessungen bei Tunnelbrandversuchen mit wirklichkeitsnahen Brandlasten werden beispielsweise durch *Blume* [74] durchgeführt.

### 3.4.3.2 Brandszenarien

Brandbemessungsszenarien grenzen den abzuschätzenden Bereich vom Bereich der zu akzeptie-

renden Restrisiken ab, d. h. Brandszenarien sind ein Bekenntnis zu einem ganz bestimmten Sicherheitsniveau und müssen nicht jedes erdenkbare Ereignis auf der sicheren Seite abdecken oder einschließen. Das Risiko kann als Produkt aus Eintrittswahrscheinlichkeit und der Schadenshöhe definiert werden, vgl. Gleichung (3.13). [289]

$$R = E \cdot S \quad (3.13)$$

mit  $R$  Risiko  
 $E$  Eintrittswahrscheinlichkeit  
 $S$  Schadenshöhe

Allgemeine Grundlagen zur Erstellung von Datenmaterial unter Berücksichtigung anzunehmender Nutzungsverhältnisse eines maßgebenden Brandereignisses bilden folgende Aspekte [289]:

- der Brand selbst und seine Entwicklung (Zündung, Ausbreitung)
- die Brandlasten (Art und Menge brennbarer Stoffe, Lagerungsart)
- Ventilationsverhältnisse
- Äußere Einwirkungen (z. B. Löschmaßnahmen)
- Berücksichtigung von Schlüsselereignissen (Löschen, Schließstatus von Öffnungen (z. B. Fenster, Türen), Rauchabzug)
- Für die reine Temperaturverteilung im Bauteil reicht eine Temperatur-Zeit-Kurve aus, ohne detaillierten Bemessungsbrand mit zeitabhängiger Freisetzung von Energie und Brandprodukten.
- Eine exakte Vorhersage der Brandentwicklung ist wegen zu vieler Einflussparameter nicht möglich, daher ist es sinnvoll Parameterstudien durchzuführen, um maßgebende Effekte zu ermitteln.

Darüber hinaus existiert beispielsweise auch die Versuchsmethodik des freien Abbrandes. Hier-

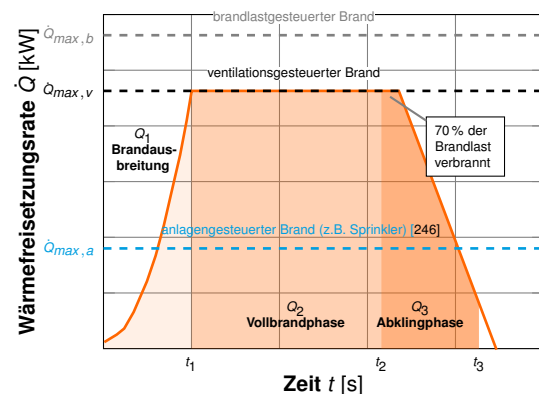


Abbildung 3.46: Schematischer Brandablauf eines Naturbrandes [289]

zu wird beispielsweise in der London Underground ein Brandabschnitt abgeschottet ohne anschließend zusätzliche Löscharbeiten zu beginnen [628]. Diese Versuche werden beispielsweise verwendet, um die Anlagentechnik (Lüftungsanlagen) derart zu konfigurieren, dass die Rauchgasströmung in Bodennähe eine rauchfreie Zone zur Fluchtmöglichkeit von Personen bildet [226].

Der Abbrand verläuft nach Brandphasen, vgl. Abb. 3.46. Die Initialwärmefreisetzungsrate  $\dot{Q}_s$  zum Zeitpunkt  $t_0$  wird durch den Übergangspunkt vom Schwelbrand in einen sich ausbreitenden Brand charakterisiert (Beginn eines Bemessungsbrandes). Die Größe der Initialwärmefreisetzungsrate hängt vom Zündinitial und vom originär brennenden Objekt ab. Im Allgemeinen werden hierfür  $\dot{Q}_s = 25 \text{ kW}$  angenommen. Die maximale Wärmefreisetzungsrate kann nach drei Abbrandkategorien unterschieden werden, einem ventilationsgesteuerten Brand  $\dot{Q}_{max,v}$ , einem brandlastgesteuerten Brand  $\dot{Q}_{max,b}$  bzw. einem anlagengesteuerten Brand  $\dot{Q}_{max,a}$  (z. B. durch Sprinklersysteme, [246]). Brände mit höherer Brandlast wären im Gegensatz zu Bränden mit einer Austrittsgeschwindigkeit von  $20,60 \text{ kg/s}$  ventilationsgesteuert, d. h. die HRR wird durch den verfügbaren Sauerstoff begrenzt [548–550]. Dabei bildet der Brandverlauf drei Phasen, die Brandausbreitung  $Q_1$ , die Vollbrandphase  $Q_2$  und die Abklingphase  $Q_3$  (bzw. Abkühlphase),



deren Wärmemenge jeweils durch ein bestimmtes Integral über die Wärmefreisetzungsrate ermittelt werden kann. [289] Die versuchstechnische Bestimmung einer Brandlast, z. B. von schweren Fahrzeugen (LKW), kann beispielsweise durch die Ermittlung der Wärmefreisetzungsrate [323] und der Messung von Temperaturen [397] im Experiment erfolgen. Für die Brandausbreitung ist ein thermischer Impuls zur Zündung von Brandstoffen notwendig. Dieser geht von der Flamme oder von Heißgasen aus. Die kritische Wärmestromdichte ist dabei ein stoffbezogener Energiebetrag, der für die Entzündung eines Stoffes aufgewendet werden muss. Die Vollbrandphase wird zur Auslegung von Konstruktionsbauteilen von Bauwerken herangezogen. Bauwerke müssen auch bei erfolglosen Löschmaßnahmen ihre Standsicherheit bewahren. Die Abklingphase beginnt etwa nachdem 70 bis 85 % der insgesamt auf der Brandlast freisetzbaren Energie umgesetzt sind, diese kann näherungsweise linear als auch mit einer Exponentialkurve wiedergegeben werden, vgl. Gleichung (3.14). [289]

$$\dot{Q}(t) = \dot{Q} \cdot e^{-\left(\frac{\dot{Q}_{max}}{Q_{ges, Rest}} \cdot (t - t_{Abkling})\right)} \quad (3.14)$$

mit $\dot{Q}(t)$	Wärmefreisetzungsrate zum Zeitpunkt $t$
$t$	Zeit
$t_{Abkling}$	Zeitdauer der Abklingphase
$\dot{Q}$	Wärmefreisetzungsrate
$\dot{Q}_{max}$	maximale Wärmefreisetzungsrate
$Q_{ges, Rest}$	restliche Wärmemenge

Löschmaßnahmen reduzieren die Wärmefreisetzung. Eine konkrete Einplanung von Löschmaßnahmen durch Feuerwehrkräfte ist jedoch nur bedingt möglich, da Umfang und Zeitpunkt der Löschmaßnahmen nicht vorhergesagt werden können. Der Ansatz eignet sich aber sehr wohl für Parameterstudien im Rahmen der Simulation. [289] Vor allem in den USA gibt es Forschungsansätze, die die Verwendung von Sprinkleranlagen mit berücksichtigen. [246, 289] Die Bestimmung der Rauchausbeute (sichttrübend und

**Tabelle 3.26: Zeitdauern von Feuerwehreinsätzen bis zum Beginn der Brandbekämpfung in Tunneln [209]**

Tunneltyp	Beginn der Brandbekämpfung nach [min]	
	1	2
1 U-Bahn		5 bis 10
2 Schiene		10 bis 60
3 Straße		5 bis 60

toxisch) ist primär maßgebend für den Personenschutz [289], kann jedoch auch zur Abschätzung von thermischen Einwirkungszonen auf tragende Bauteile herangezogen werden [464]. Übliche Zeiten, bis die Bekämpfung eines Brandes möglich ist, sind in Tabelle 3.26 gelistet.

Die Brandlast  $Q$  ist diejenige Wärmemenge, die bei der vollständigen Verbrennung aller brennbaren Stoffe in einem bestimmten Bereich frei werden könnte, einschließlich der Bekleidung von allen angrenzenden Oberflächen. Die Wärmefreisetzungsrate  $\dot{Q}$  ist die Änderung der Wärmemenge, die bei der Verbrennung eines Materials pro Zeiteinheit frei wird. Für Nachweiszwecke ist es wichtig zwischen dem konvektiven Anteil (der als Quellterm für die auftriebsbehaftete Konvektionsströmung der Brandgase zur Verfügung steht) und dem Strahlungsanteil zu unterscheiden. Die Brandbelastung  $q''$  ist der Rechenwert für die im Brandfall freigesetzte Wärmemenge, bezogen auf die jeweils anzusetzende Bezugsfläche. Diese hat Einfluss auf die Brennzeit und auf die Höhe der Brandraumtemperatur. Der untere Heizwert  $H_u$  ist die Verbrennungswärme bei vollständiger Verbrennung und beschreibt über die flächenspezifische Abbrandrate vorrangig die Wärmefreisetzungsrate. Der effektive Heizwert  $H_{eff} = \chi \cdot H_u$  ( $\chi \leq 1$ ) wird gebildet aus dem Produkt aus unterem Heizwert und der Verbrennungseffektivität  $\chi$ . Als Abbrandrate  $\dot{m}$  wird der Massenverlust des Brandgutes durch Verbrennung bezeichnet. Die Abbrandrate ist über den effektiven Heizwert mit der Wärmefreisetzungsrate verknüpft:  $\dot{Q} = \dot{m} \cdot H_{eff}$ . [289] In der Phase des Entstehungsbrandes wird der Brandverlauf

vom Baustoffverhalten dominiert, nach Übergang zum Vollbrand wird der Brandverlauf durch das Verhalten des Bauteils bzw. der Baukonstruktion dominiert. [73]

Die Qualität der Beschreibung von Bemessungsbrandszenarien hat einen direkten Bezug auf die Gewichtung des Realbrandes in der Wiedergabe möglichst realitätsnaher Szenarien, vgl. Tabelle 3.27.

Ein standardisierter Brandversuch wird beispielsweise durch *Steinauer et al.* [603] vorgeschlagen. Das Ziel dieses Versuches ist es jedoch in einem bestehenden Tunnel die Überprüfung der Branddetektion, der Lüftersteuerung und des Lüftungskonzeptes sowie das Aktivieren der Sicherheitseinrichtungen. Die Wirkung eines Brandes auf die Struktur stand im Rahmen dessen Untersuchungen nicht im Vordergrund. Im Elbtunnel Hamburg wird dabei das erste Mal eine elektronische Recheneinheit installiert, um die Ventilation zu steuern [275]. Das Ziel der Steuerung von Strömungsverhältnissen während eines Tunnelbrandes ist es, eine heiße Rauchgasschicht in der oberen Hälfte zu erzeugen und dabei gleichzeitig in der unteren Tunnelhälfte eine möglichst rauchgasfreie Schicht mit sauberer Luft zu generieren, um die Personenrettung während eines Brandereignisses zu optimieren [253]. Neuere Erkenntnisse zeigen, dass auch der Brand eines Schwergüterverkehrsfahrzeuges (LKW) so hohe Temperaturen erreichen kann, wie sie bislang nur von einem Tankfahrzeugbrand erwartet wurden, vgl. Kapitel 5 [326]. Die Beschreibung der Interaktion Brand-Tunnelbauwerk wird in Großbrandversuchen jedoch meist vernachlässigt. Ein Brand im Tauerntunnel zeigt jedoch, dass ein Tunnel auch bei einer sehr langen Brandbeanspruchung von beispielsweise 16 h Dauer einem katastrophalen Ereignis standhalten kann. [224]

Das Verhalten eines Tragwerks im Hochbau während eines Brandereignisses soll dabei nach *DIN EN 1990:2002-10* [155] unter Berücksichtigung von Nennbrandverläufen oder Modellen für Naturbrandverläufe erfolgen.

### 3.4.4 Brandkurven

#### 3.4.4.1 Erfahrungen mit Bränden in unterirdischen Anlagen

Regelwerk Nr. 899/35 [12] der Deutschen Bahn beinhaltet Anforderungen und Testprocedere für Materialien, die in Gebäuden des Schienenverkehrs verwendet werden, auch für Tram und U-Bahnen. Die Regelungen passen aber nicht unbedingt für Züge, die größtenteils in Tunneln fahren. Aus Erfahrungen der Hamburger Hochbahn AG können einige Erkenntnisse hinsichtlich der Brandgefährdung von Schienenfahrzeugen abgeleitet werden. Züge stehen unter einem hohen Risiko für Sabotage und Brandstiftung. Die Unvorsichtigkeit von Rauchern ist dabei die Ausnahme. Feuer innerhalb des Transportsystems entwickeln sich selten zu Großfeuern. Bereiche in einem Zug selbst, die auf Grund eines technischen Defekts zu hohen Temperaturen führen können, sind generell gut geschützt. Feuer in einem Passagierwaggon bedeutet jedoch oft den Totalverlust, wenn das Feuer nicht innerhalb der ersten 3 bis 5 min gelöscht werden kann. Zum Zeitpunkt des Beginns der Löscharbeiten ist das Feuer meist schon weit ausgebreitet, zusätzlich erschwert Rauch die Löscharbeiten. Bis Löschmittel zur Verfügung stehen, geht es meist nur noch um Schadensbegrenzung. Die Autoren gehen davon aus, dass auf absehbarer Zeit keine Logistik verfügbar sein wird, die Löschmittel und Rettungskräfte innerhalb 8 min einsatzfertig an der Brandstelle sicherstellt. Die Tunnelplanung ist daher so auszulegen, dass ein Großbrand erst gar nicht entstehen kann, z. B. durch passiven und aktiven Feuerschutz, d. h. auch Sprinkleranlagen im Zug selbst. [12]

Beispielhaft wertete *Julga* [335] zwei Brandereignisse aus, ein Großbrand in einer U-Bahn-Station in Hamburg am 08.04.1980 und ein U-Bahn Brand in San Francisco 1979. Ziel der Auswertung war es, möglichst allgemeine und grundsätzliche Problemzonen von Brandereignissen



Tabelle 3.27: Qualität der Beschreibung eines Bemessungsbrandes [289]

Realitätsbezug	Verfügbare Informationen	Methode	Anwendungshinweise
1	2	3	4
1 sehr hoch	Raumkonfiguration: Brennbare Stoffe in der zu beurteilenden Lageranordnung Ventilationsbedingungen Zündquelle	objektspezifische, reproduzierbare Brandversuche mit risikogerechtem Versuchsaufbau und verwendbare Messergebnisse	direkt verwendbares Zahlenmaterial ist vorhanden
2 hoch	Stoffdaten der Brandlasten in der zu beurteilenden Lageranordnung Anordnung der Brandlasten im Raum	Berechnung der zeitlichen Wärmefreisetzung	im Rahmen von Parameterstudien verwendbar
3 mittel	Annahmen für die Brandentwicklung für die Stoffgruppe	Berechnung der zeitlichen Wärmefreisetzung	im Rahmen von Parameterstudien verwendbar, unter verschärfenden Rechenannahmen oder Sicherheitsbetrachtungen
4 gering	pauschale Angaben zur Nutzungsart des Raumes mit den typischen Brandlasten	Berechnung der zeitlichen Wärmefreisetzung	im Rahmen von Parameterstudien verwendbar, auf der sicheren Seite liegende Schätzwerte verwenden

zu identifizieren. Hierbei arbeitete *Julga* [335] folgende fünf Problemzonen aus:

- Der Innenausbau der Waggons ist leicht entflammbar, sehr starke Rauchentwicklung (Behinderung von Rettung, Evakuierung und Löscheinsatz).
- Es wird nur ein Rettungszug gesendet, beobachtet von 1000 Passagieren. Die Feuerwehr wird jedoch zu einem falschen Platz gesendet. 100 Defizite summieren sich hinsichtlich der Koordination und Interaktion der Rettungskräfte auf.
- Schlechte Koordinierung der Rettungseinheiten, Passagiere stehen 40 min im Rauch. Ein Rettungszug ist so nah am Brandherd, dass er auch vom Rauch eingeschlossen wird.
- Verzögerung des Löscheinsatzes für Stunden, weil kein Wasser zur Verfügung steht.
- Die Atemschutzausrüstung ist nur 30 min lang einsetzbar, der lange Aufenthalt des Einsatzleiters im Rauchbereich führt daher auch zu dessen Tod.

Am Beispiel aus den USA und dem U-Bahn Feuer in Hamburg 1980 können hinsichtlich der Brandcharakteristik mehrere Schlussfolgerungen abgeleitet werden: [335]

- schnelle Entwicklung des Feuers im ganzen Waggon
- starke Rauchentwicklung
- Schwierigkeiten in der schnellen Koordination der Rettungskräfte

Für die Untersuchung des Brandverhaltens von Personenzügen existieren vergleichsweise wenige Versuche. Hinsichtlich Güterzügen ist grundsätzlich eine gute Übereinstimmung hinsichtlich des Brandverhaltens mit einem LKW gegeben, hier dominiert klar das transportierte Ladegut die Brandcharakteristik. Darüber hinaus wird die Notwendigkeit erkannt, die Definition von relevanten Brandszenarien und im Speziellen die Definition von Bemessungsbränden deutlich mehr zu fokussieren. Dabei ist nach Szenarien zur Personenrettung bzw. zur Bemessung einer Tunnelstruktur zu unterscheiden. [82, 92, 644]

Im Allgemeinen herrscht die Ansicht, dass die Konsequenzen eines Brandereignisses in Bezug auf Tunnelanlagen fast vollständig durch den Brand eines LKW abgedeckt sind, dessen Verlauf einen Flash-Over beinhaltet und dessen maximale HRR mindestens 60 MW aufweist. [647].

Das Thema des Brandüberschlages auf weitere Fahrzeuge und die damit verbundenen Konsequenzen befinden sich dabei in anhaltender Diskussion [549]. *Schmidt et al.* [549] schlussfol-

gern, dass durch zusätzliche LKW und weitere Fahrzeuge im Tunnel im Vergleich zu einem reinen Flüssigkeitsbrand größere Branddauern und damit eine signifikant höhere Beanspruchung der Tunnelstruktur zu erwarten ist. Dem kann so nicht unmittelbar zugestimmt werden, da die lokale Branddauer kaum beeinflusst wird und damit entsprechend auch die lokale Brandeinwirkung nicht. Lediglich die Gesamtbranddauer verlängert sich, da entsprechend ein Fahrzeug nach dem anderen abbrennt. Nur für die Randbereiche der Hochtemperaturzone ergeben sich längere Temperaturbeanspruchungsdauern, da diese durch die Rauchgase anderer Brandstellen und durch deren lokalen Brand beeinflusst werden. Evtl. entstehen dadurch aber höhere Beanspruchungen der Zwangsspannungen in Tunnel-längsrichtung. Obwohl so Temperaturen größer als 1200 °C erreicht werden können, ist die Gesamtbeanspruchung der Tunnelstruktur nicht größer als infolge der ZTV-ING-Brandkurve. Es sei aber angemerkt, dass auf Grund besonderer Umstände (z. B. eingeschränkte Funktionsfähigkeit von Schlitzrinnen) Situationen entstehen können, die nur durch den verlängerten Ast der ZTV-ING-Brandkurve abgedeckt werden können. Diese Ergebnisse sind jedoch nicht uneingeschränkt auf andere Tunnel übertragbar. Evtl. führen größere Tunnel auch zu höheren Temperaturen, da die Sauerstoffzufuhr besser ist und dadurch höhere Energiefreisetzungsraten entstehen können bei ggf. geringeren Strömungsgeschwindigkeiten, die wiederum das Auftreten höherer Temperaturen begünstigen können. Es kann jedoch festgehalten werden, dass der Ort der höchsten Temperaturbeanspruchung in allen Simulationen der Bereich der Lache bzw. des mit Holzpaletten beladenen LKWs ist. [549]

In Folge der Durchführung wissenschaftlicher Großversuche in Tunneln sind allgemeine Erkenntnisse ableitbar. Dabei muss mit der Durchzündung eines Personenwaggons im Schienenverkehr zwischen 7 min und 10 min Minuten gerechnet werden. Die Branddauer kann je nach

äußeren Umständen zwischen 30 min und mehreren Stunden schwanken. Die Brandbekämpfung wird erschwert durch die eingeschränkte Zugänglichkeit, die Rauchmenge und die enorme Hitzestrahlung. [241].

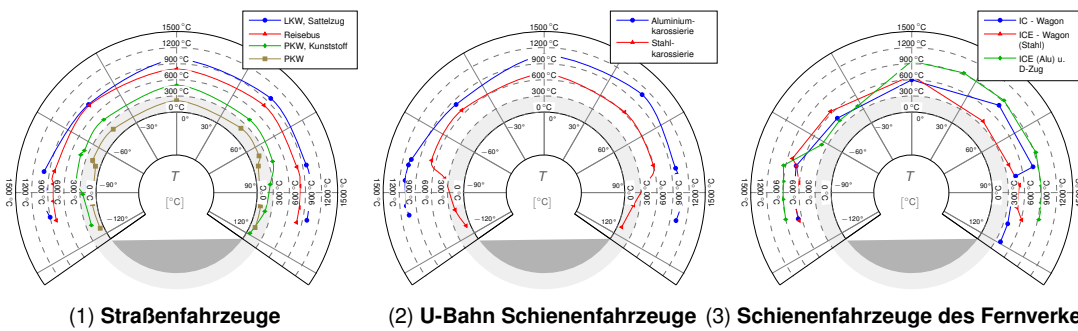
Im Rahmen von Entrauchungsuntersuchungen wird festgestellt, dass in einem U-Bahn Waggon in der Heißgasschicht Temperaturen bis 320 °C nach 25 min im Brandherd erreicht werden. Damit ist ein direkter Löschangriff nicht möglich. [558]

Die Längslüftung hat dabei einen größeren Effekt auf LKW-Brände als Experten bisher angenommen haben. Eine Längslüftung von 3 m/s kann die Feuergröße verfünffachen, bei 10 m/s kann das Feuer 10-fach größer werden. Eine Längslüftungsgeschwindigkeit von 1,50 m/s beeinflusst das Feuer dagegen nur kaum. [102] *Tuovinen et al.* [636] empfehlen daher bei einem Brandereignis die mechanische Ventilation zu stoppen, um die Energiefreisetzungsraten zu minimieren.

Brandversuche werden z. B. in folgenden Großversuchsprogrammen untersucht [241, 370, 634]:

- FIT Fire in Tunnels
- DARTS Durable and Reliable Tunnel Structures
- Projekt UPTUN Cost-effective, sustainable and innovative Up-grading Methods for Fire Safety in Existing Tunnels
- SIRTAKI
- EUREKA Forschungsvorhaben
- EU 499 Firetun

Berichten aus Versuchsdurchführungen nach *Richter und Kordina* [513] ist in Versuchen mit kleinem Tunnelquerschnitt und Brandlasten in der Größenordnung von LKWs, Bussen oder Schienenfahrzeugen bei einem Brandereignis der gesamte Tunnelquerschnitt mit Rauch gefüllt, vgl. Abb. 3.47.



(1) Straßenfahrzeuge (2) U-Bahn Schienenfahrzeuge (3) Schienenfahrzeuge des Fernverkehrs  
Abbildung 3.47: Temperaturverteilung im Querschnitt nach Brandversuchen von Richter [515]

Bisher gibt es keine einheitliche Prüfvorschrift für Brandversuche an Tunnelsystemen [162]. Durch großmaßstäbliche Versuche soll in Abhängigkeit verschiedener Tunnelgeometrien und Ventilationsbedingungen sowie der Größe, Art und Verteilung der Brandlast folgende Aspekte geklärt werden [512]:

- Brandausbreitungsgeschwindigkeit
- zeitliche und räumliche Temperaturverteilung
- Rauchentwicklung
- Erwärmung der Tunnelauskleidung
- Wärmeübergang in das umliegende Gebirge in Abhängigkeit von der Art der Tunnelauskleidung
- als auch das Tragverhalten verschiedener Tunnelauskleidungen im Brandfall

Kordina [369] führte beispielsweise verschiedene Versuche durch, um die Temperaturen, die durch verschiedene Brandlasten entstehen, zu ermitteln, vgl. Abb. 3.48 bzw. Abb. 3.49 für Wärmefreisetzungsraten. Im Allgemeinen kann festgehalten werden, dass unter aktuellen Ansätzen einer Brandlast ein Restrisiko bleibt. Es scheint jedoch nicht sinnvoll das Sicherheitsniveau so hoch zu setzen, dass Tunnel wirtschaftlich nicht mehr zu erstellen wären. Durch Hochtemperaturkurven, die speziell dem Tunnelbau angenähert sind, z. B. die HC-Brandkurve, können so die Temperaturen aus Versuchen auf der sicheren Seite abgedeckt werden. Im Vergleich dazu können mit

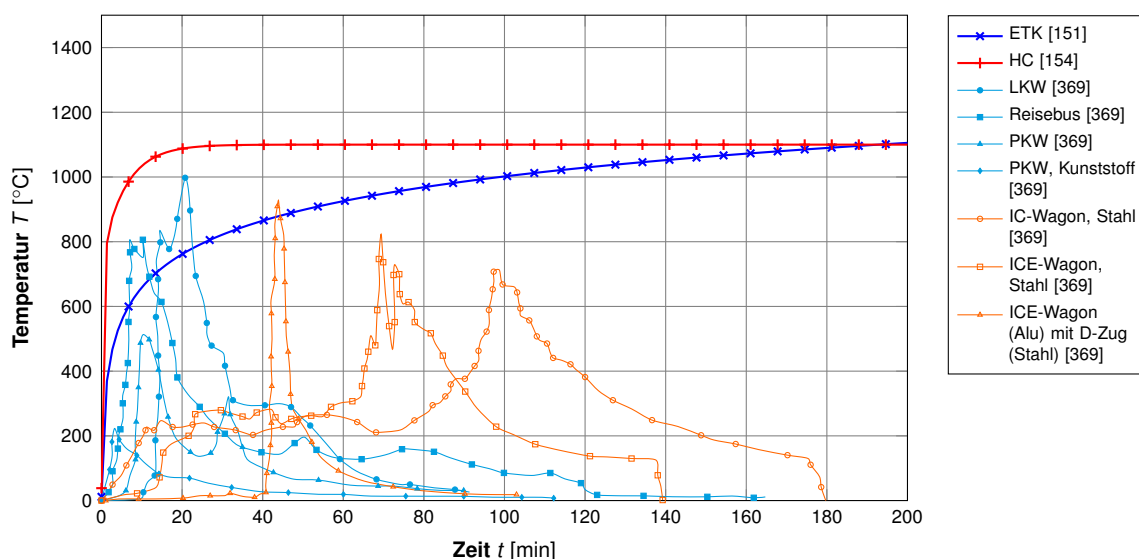
der ETK-Brandkurve nicht die Brandtemperaturen von LKWs, Reisebussen oder ICE-Waggons über die gesamte Branddauer abgedeckt werden.

Die in Abb. 3.48 visualisierten Versuchsergebnisse zur instationären Temperaturentwicklung verschiedener Brandlasten decken sich dabei grundsätzlich mit Beobachtungen beschrieben durch Carvel [103], wo Brände in Personenzugfahrzeugen innerhalb 4 bis 5 min sich vom Motor in den Innenraum ausbreiten können und zu einer raschen Energieentwicklung führen. Der Brandablauf wird begleitet durch einige Spitzenwerte von bis zu 600 bis 800 °C, die Kerntemperaturbelastung liegt jedoch bei ca. 200 bis 400 °C. Die Strahlungsenergie von Personenkraftwagen reicht dabei grundsätzlich aus, um auch andere Fahrzeuge zu entflammen.

Die technisch geregelten Brandkurven decken übliche Brandstiftung und technische Defekte, jedoch keine Anschlagsszenarien ab [242].

Darüber hinaus stellt Bresler [91] für Brandeinwirkungen des Hochbaus fest, dass die ISO-834 Brandkurve nicht repräsentativ für aktuelle Brandszenarien scheint, da HRR, Peakintensität, Dauer der Brandaussetzung und Feuerausgang im Vergleich zu realen Bränden nicht repräsentativ wiedergegeben werden. Versuchsergebnisse aus „Feuertests mit Standardprüfeinrichtung“ sind nicht konsistent, weil Konvektion und Strahlungseigenschaften der Standardprüfeinrichtung das Realbrandverhalten beeinflus-





**Abbildung 3.48: Vergleich technisch geregelter Temperatur-Zeit-Kurven mit Brandversuchen an Fahrzeugen des Straßen- und Schienenverkehrs**

sen. Die Prüfkörper werden abgekapselt von realistischen Brandrandbedingungen geprüft.

Entscheidende Einflussparameter für ein Brandereignis sind also Brandlasten (Fahrzeuge und Ladung) und Ventilation [208].

Bisher werden zwar umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich der Rauchgasausbreitung durchgeführt, z. B. durch *Steinert* [606]. Jedoch fehlen bisher Ansätze diese Informationen auch repräsentativ in die Strukturmechanik des Tunnels mit einfließen zu lassen. Vor allem in Bezug auf kritische, bemessungsmaßgebende Stellen können daher evtl. je nach technischer Regelstrategien von Ausstattungskomponenten unter Umständen noch Reserven mobilisiert werden und damit Einsparpotentiale freigesetzt werden.

Moderne Brandschutzkonzepte konzentrieren sich daher primär auf die Personenrettung, die Schnittstelle zur Strukturhaltung ist bis dato im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Literaturrecherche noch nicht in ausreichendem Maße vorhanden, z. B. *Haack et al.* [251], *Baltzer und Mayer* [38], *Wehner und Reinke* [656].

### 3.4.4.2 Temperatur-Zeit-Kurven

Die maximale Energiefreisetzung ist bei LKW nach ca. 10 min erreicht, ein Beispiel eines Brandereignisses im Mont Blanc Tunnel zeigt, dass diese durch den zur Verfügung stehenden Sauerstoff limitiert ist. [226] Eine Übersicht gängiger Brandkurven kann z. B. EFNARC [175] oder *Ingason* [318] bzw. Abb. 3.50 entnommen werden.

Allgemein können folgende Einflüsse auf die Abhängigkeit der maximalen Deckentemperatur in Tunneln festgehalten werden: [392]

- die Höhendifferenz zwischen Oberseite der Brandlast und der Höhe der Firste
- die HRR der Brandlast
- Ventilationstyp und Tunnellängsströmung
- Rauchentwicklung der Brandlast im Vergleich zum Typ der Tunnelventilation und Geometrie der Brandlast
- Thermische Eigenschaften des umgebenden Tunnels
- Thermische Eigenschaften der Körper im Inneren eines brennenden Fahrzeugs

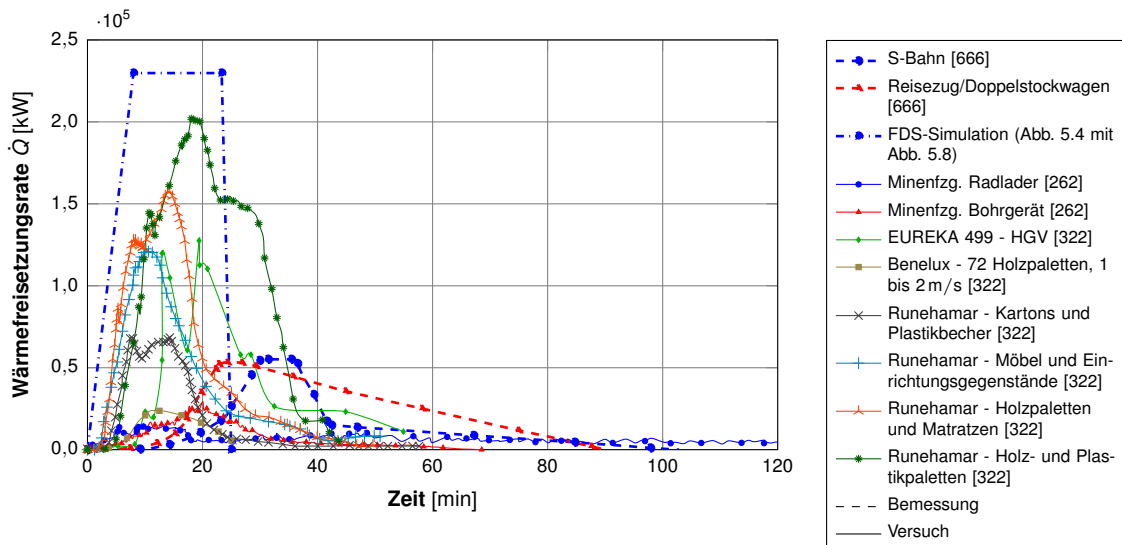


Abbildung 3.49: Wärmefreisetzungsrate HRR für verschiedene Fahrzeuge

- Geometrie der Brandlast und deren Porosität
- Dauer der Vollbrandphase, z. B. bei hoher HRR und langsamer Ventilation
- Wasserleckagen der umgebenden Tunnelwände
- Position und Anzahl der Thermoelemente in der Nähe des Brandes
- Inkorrekte Information bzgl. der Position von Thermoelementen, ebenso wie zu großer Abstand zwischen Thermoelementen im Nahfeld
- Messfehler verschiedenster Art

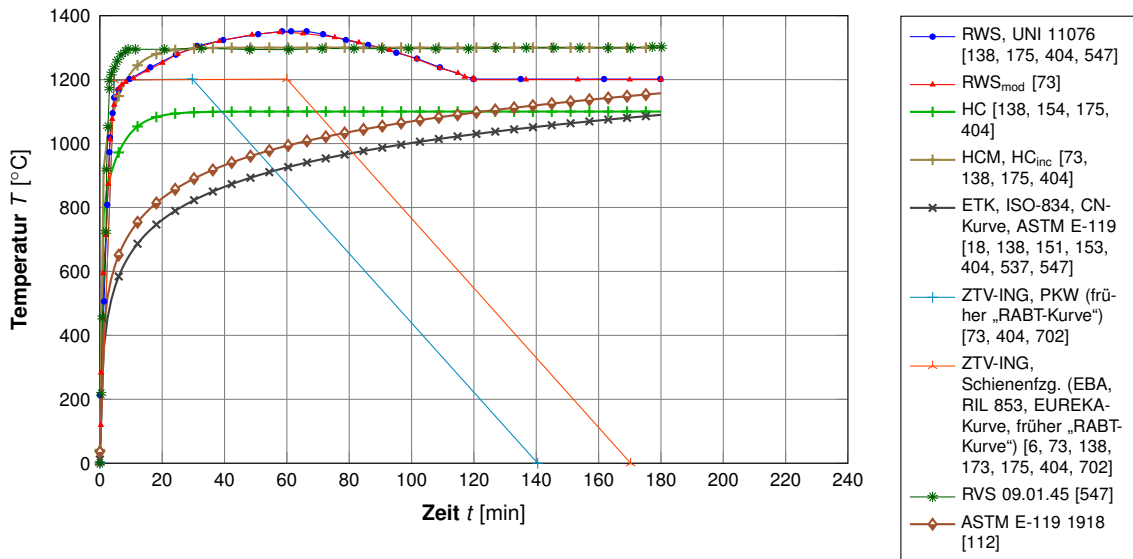
Für die brandlastabhängige Definition eines bestimmten Brandszenarios werden beispielsweise in *Maeviski*[450] Empfehlungen für die Verwendung einer für das jeweilige Brandszenario angemessenen Temperatureinwirkung gegeben, vgl. Tabelle 3.28.

Die Bemessungsbrandkurve (Temperatur-Zeit-Kurve) der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinie für Ingenieurbauten“ (ZTV-ING) [702] ist charakterisiert durch eine rasche Erwärmungsphase, die innerhalb von 5 min bis auf 1200 °C steigt, vgl. Abb. 3.50. Die gesamte Branddauer beträgt 110 min bzw. 140 min.

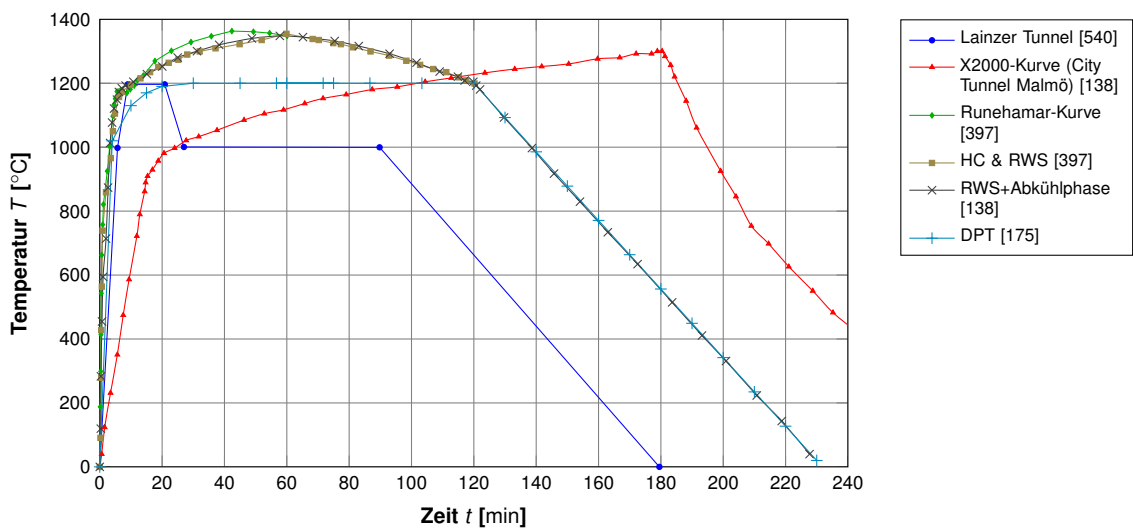
Tabelle 3.28: Empfehlung für die Verwendung von Brandkurven [450]

	HRR		Beispielfahrzeuge (Straßenverkehr)	Brandkurve
	1	2		
1	5	10	1 bis 2 PKW	ISO 834
2	10	20	Kleinbus, 2 bis 3 PKW	ISO 834
3	20	30	großer Kleinbus, ÖPNV Bus, >3 PKW	ISO 834
4	30	50	Reisebus, leerer LKW	ISO 834
5	50	70	Brennbare Ladung eines Kleintransporters	ISO 834
6	70	100	LKW mit brennbarem Material (ca. 4 t)	HC
7	100	150	durchschnittlicher LKW	HC
8	150	≥200	LKW mit brennbarem Material (ca. 10 t)	RWS
9	≥200		Mehrere Schwerlastkraftwagen bzw. ein Tankzug	RWS

Über diese Bemessungsbrandkurve werden damit Brandlasten von 100 000 bis 150 000 MJ und einer maximalen Brandleistung von 90 bis 100 MW abgedeckt. Größere Brände, z. B. Tanklastwagen, müssen durch geeignete Entwässerungsanlagen unterbunden werden. In der Zeit der Entstehung der ZTV-ING-Brandkurve im Jahr 1980 hatte diese noch eine etwa doppelte so lange Erwärmungs- und Vollbrandphase. Jedoch ist zu beachten, dass damals eine Alarmierungszeit für die Feuerwehr zu ermitteln

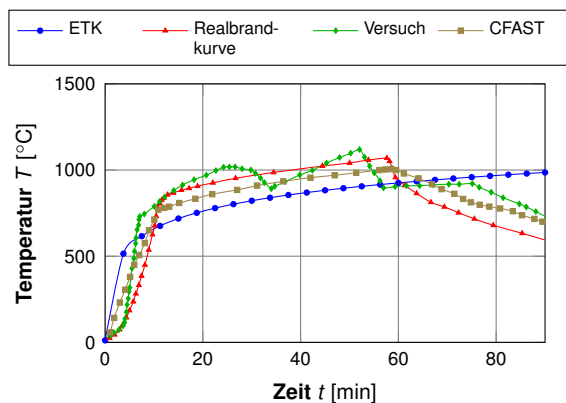


(1) Technisch geregelte Temperatur-Zeit-Kurven



(2) Individuelle, projektabhängige Brandszenarien

**Abbildung 3.50: Temperatur-Zeit-Modelle für die strukturmechanische Berechnung von Tunneln**



**Abbildung 3.51: Vergleich von Temperatur-Zeit-Kurven für Wohnungsbrände, Hosser et al. [291]**

war, d. h. die Brandkurve wird einzelfallabhängig konfiguriert. 1985 entsteht die RABT-Brandkurve (vgl. Abb. 3.50), die bereits dem heutigen Verlauf ähnelt, allerdings ist auch hier noch die Zeit bis zum Eintreten der Löscharbeiten variabler Bestandteil der Brandkurve, d. h. die Brandkurve ist nicht allgemeingültig und muss bauwerksabhängig konfiguriert werden. 1994 findet eine Überarbeitung der RABT-Brandkurve statt, worauf die Brandkurve in die ZTV-Tunnel überführt wird. 2003 findet schließlich die Aufnahme der Brandkurve in die heutige ZTV-ING Teil 5 Tunnel statt. Die Verifizierung dieser Brandkurve findet im Rahmen des EU Forschungsprojektes EUREKA EU 499 (Firetun-Fires in transport tunnel) durch Brandversuche mit realen Straßenfahrzeugen statt. Abgesehen von Deutschland ist die ZTV-ING-Brandkurve beispielsweise in der Schweiz für Straßentunnel in SIA 197-2 als eine mögliche Brandkurve dargestellt. [73] Der abfallende Ast der ZTV-ING-Brandkurve deutet dabei das Wirksamwerden von Löschmaßnahmen an [357]. Eine Erhöhung der Temperaturen in der ZTV-ING-Brandkurve wird nach aktuellem Wissensstand nicht als nötig empfunden [548].

Die Richtlinie „Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln“ wird von Fachleuten aus den Bundesländern, der Arbeitsgemein-

schaft der Berufsfeuerwehren der Bundesrepublik Deutschland, der Deutschen Bahn AG und des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) erarbeitet, kurz auch „EBA-Richtlinie“ genannt, vgl. hierzu Abb. 3.50. Die EBA-Brandkurve entspricht in ihrem Temperatur-Zeit-Verlauf der ZTV-ING-Brandkurve in der langen Version mit insgesamt 170 min Branddauer. Die EBA-Brandkurve wird in Deutschland beim Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln angewendet. Über Deutschland hinaus wurde diese Brandkurve auch für die Verwendung im Fushimi-Tunnel in Kyoto (Japan) beim baulichen Brandschutz der Tübbinge angewendet. Darüber hinaus wird in Österreich diskutiert, diese Kurve als Mindestvorgabe für unterirdische Bahnhöfe an Hochgeschwindigkeitsstrecken nach „TSI-Richtlinie Teilsystem Infrastruktur“ anzuwenden. [73]

Die Einheits-Temperatur-Kurve (ETK) wird in den 1920er Jahren aus Erfahrungen mit Raumbränden im Hochbau abgeleitet, vgl. Abb. 3.50 und Gleichung (3.15). Dieser Kurve liegt ein Feststoffbrand ohne Entzündungs- und Schwelbrand und Abkühlungsphase zugrunde. Die ETK stellt eine offene Brandkurve mit unbegrenztem Temperaturanstieg dar, die Temperaturen von 1200 °C erst nach 360 min erreicht. In Bezug auf unterirdische Strukturen wird die ETK im deutschen Straßentunnelbau für die Prüfung der brandschutztechnischen Anforderungen an Flucht- und Verbindungstüren angewendet. Darüber hinaus ist die ETK in zahlreichen nationalen und internationalen Normen und technischen Regelwerken als Brandkurve enthalten. [73]

$$T - T_0 = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (3.15)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $T_0$  Temperatur der Probekörper bei Versuchsbeginn  
 $t$  Zeit

Eine Diskussion der ETK im Vergleich zu Realbrandkurven und Simulationen für Brände in Räu-

men von Hochbauten führen *Hosser et al.* [291] durch, vgl. Abb. 3.51.

$$T = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-1,67 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20 \quad (3.16)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $t$  Zeit

Die Entwicklung der Hydrocarbon-Brandkurve (HC) findet in den 1970er Jahren für Kohlenwasserstoffbrände in Industrie und Offshore-Anlagen statt. Diese ist unter anderem auch in *DIN EN 1991-2:2010-12* [157] definiert, vgl. Abb. 3.50 und Gleichung (3.16). In der Brandentstehungsphase weist diese auch einen ähnlichen Temperaturanstieg wie die ZTV-ING-Brandkurve auf und erreicht nach 30 min 1100 °C. Ähnlich zur ETK ist die HC-Brandkurve auch eine offene Brandkurve ohne Abkühlungsphase. Die ÖVBB gibt an, dass die HC-Brandkurve in begrenzten, längeren eingleisigen Eisenbahntunneln anwendbar ist und unter Umständen auch für Feststoffbrände repräsentativ ist, wenn die Phase der Brandentstehung vernachlässigt wird. Dies ist dahingehend kritisch zu betrachten, dass offene Brandkurven ein uneingeschränktes zur Verfügung stehen von Brandgut und Sauerstoff und einen wirksamen Löschangriff unterstellen. Beides ist in eingleisigen Tunneln nicht der Fall. Die HC-Brandkurve findet in folgenden Ländern und Regelwerken Anwendung: [73]

- Europäische Union: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken und Bauteilen von Gebäuden, Eurocode 1 (EC 1) *DIN EN 1991-2:2010-12* [157]
- Frankreich: Eisenbahntunnel der staatlichen SNCF
- Österreich: Eisenbahntunnel im Zuge von Hochleistungsstrecken; ÖVBB Richtlinie „erhöht brandbeständiger Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [458] als Untergrenze eines Temperatur-Zeit-Bereichs für Fälle ohne detaillierte Untersuchung und in

Verbindung mit festgelegter Temperatureinwirkkurve

- Schweden: Straßen- und Eisenbahntunnel (Passagierverkehr  $t = 120$  min, Güterverkehr  $t = 180$  min)
- internationaler Eisenbahnverband: UIC-Kodex 779-9-August-2003 - Infrastruktur

In Österreich ist auch eine Variante der HC-Kurve für zweistreifige Straßentunnel mit Längsluftgeschwindigkeiten von maximal 1,50 m/s in Verwendung, so dass Maximaltemperaturen von 1200 °C erreicht werden, vgl. Abb. 3.50 und Gleichung (3.17). Diese Variation der Brandkurve wird in RVS 09.01.45 auch als HC<sup>s</sup>-Brandkurve bezeichnet. [73]

$$T = 1180 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-1,67 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20 \quad (3.17)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $t$  Zeit

Für die Anwendung in Schweden ist zu ergänzen, dass nach einer Branddauer von 120 min bzw. 180 min eine Abkühlungsphase von 600 K/h bzw. (10 K/min) zu berücksichtigen ist. Diese Abkühlungsgeschwindigkeit entspricht in etwa der nach ZTV-ING (rd. 11 K/min). [73]

$$T = 1280 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-1,67 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20 \quad (3.18)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $t$  Zeit

Speziell für Tunnelbrände wurde die erhöhte Hydrocarbon-Kurve (HC<sup>inc</sup>) entwickelt, um den höheren Brandlasten des Güterverkehrs besser gerecht zu werden, vgl. Abb. 3.50 und Gleichung (3.18). Die Hintergründe für die Wahl des Faktors 1280 sind nicht genau bekannt. Dieser führt jedoch zu einem Temperaturmaximum von 1300 °C, damit wird ein höheres Temperaturmaximum erreicht als durch Anwendung der ZTV-ING-Brandkurve. Die HC<sup>inc</sup>-Kurve kann stellver-



trehend auch für Benzin- und Diesellachenbrände verwendet werden oder auch für Feststoffbrände, wenn z. B. der Brand zusätzlich durch hohe Längsluftgeschwindigkeiten und hohen Sauerstoffanteil angefacht wird. In folgenden Ländern wird die  $HC^{inc}$  verwendet: [73]

- Schweiz: Bahntunnel nach SIA 197-1, Straßentunnel nach SIA 197-2 bei Last- und Tankwagenverkehr mit 120 min Branddauer bzw. 180 min bei hohem Tankwagenanteil
- Österreich: zweistreifige Straßentunnel mit Längsluftgeschwindigkeiten von mehr als 1,50 bis 5 m/s; Eisenbahntunnel im Zuge von Hochleistungsstrecken; ÖVBB Richtlinie „erhöht brandbeständiger Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ als Obergrenze eines Temperatur-Zeit-Bereiches für Fälle ohne detaillierte Untersuchung und in Verbindung mit festgelegter Temperatureindringkurve
- Frankreich: Eisenbahntunnel Mtd'Ambin; für Straßentunnel mit LKW-Verkehr
- in den ITA/PIARC Empfehlungen für Straßentunnel

Die Rijkswaterstaat-Brandkurve (RWS) wird aus Brandversuchen in einem maßstäblichen Modelltunnel abgeleitet. Die höchsten Temperaturen liegen bei 1350 °C, mit Spitzenlasten von bis zu 1370 °C, bei der explosionsartige Verbrennungsvorgänge, wie bei Bildung eines explosiven Dampf-Luft-Gemisches, auftreten können. Der RWS-Brandkurve liegt die Annahme zu Grunde, dass ein Tankfahrzeug mit einem Fassungsvermögen von 50 m<sup>3</sup> zu 90 % mit Kohlenwasserstoff gefüllt in Brand gerät und das Brandgut von 45 000 l Benzin und/oder Diesel nach 2 h verbrannt ist. Warum die RWS-Kurve dennoch als offene Brandkurve ohne Abkühlphase definiert wird, ist nicht bekannt. Die RWS-Kurve findet Anwendung in folgenden Ländern: [73]

**Tabelle 3.29: Empfehlungen für Brandlasten nach PIARC C3.3 [381] bzw. ITA [531] für die Standsicherheit einer Tunnelstruktur**

	Brandlasttyp	Brandkurve	Branddauer [min]	Kat.
	1	2	3	4
1	PKW, Kleinbus	ISO	60	1
2	LKW, Tankzug	RWS, HCM	120	2
3	sehr großes LKW-Verkehrsaufkommen mit brennbaren Gütern	RWS, HCM	180	

- Niederlande: Straßen- und Eisenbahntunnel, die für Gefahrguttransporte zugelassen sind
- Schweiz: Bahntunnel nach SIA 197-1; Straßentunnel nach SIA 197-2 bei Last- und Tankwagenverkehr mit 120 min Branddauer
- Österreich: ÖVBB Richtlinien Faserbeton und Innenschalenbeton; berücksichtigt in den Temperatureindringkurven der ÖVBB Richtlinie „Erhöht brandbeständiger Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“
- beim Öresund-Tunnel zwischen Kopenhagen und Malmö
- Schweden: für Eisenbahntunnel unter Gewässer und Bauwerken, zusätzlich mit einer Abkühlungsphase an die Branddauer von 120 min in Höhe von 600 °C/h angehängt, die Abkühlung entspricht in etwa der Abkühlphase der ZTV-ING-Kurve
- ITA/PIARC Empfehlungen für Straßentunnel, vgl. Tabelle 3.29

Die Konzeption der RWS-Brandkurve veranlasst die PIARC dazu, auf deren Basis eine Brandkurve speziell für Straßentunnel vorzuschlagen, die modifizierte Rijkswaterstaat-Brandkurve, vgl. Abb. 3.50. Nach Erreichen von 1200 °C nach 2 h wird diese Temperatur für eine weitere Stunde konstant gehalten. Die modifizierte Rijkswaterstaat-Brandkurve findet in folgenden Ländern Anwendung: [73]

- Schweiz: Straßentunnel nach SIA 197-2 bei hohem Tankwagenanteil mit  $t = 180$  min Branddauer
- ITA/PIARC Empfehlungen für Straßen

Die ISO-Brandkurve ist eng verwandt mit der ETK, lediglich die Temperatur der Probekörper bleibt unberücksichtigt, vgl. Abb. 3.50 und Gleichung (3.19). Für Tunnelbrände ist diese Brandkurve nur bedingt repräsentativ, d. h. sie ist nur für Tunnel ohne Güter- und Gefahrguttransporte geeignet. Anwendung findet die ISO-Brandkurve in folgenden Ländern: [73]

- Schweiz: Bahntunnel nach SIA 197-1 und den Richtlinien bzw. Vorgaben der SBB Alptransit; Straßentunnel nach SIA 197-2 bei Personen- und Lieferwagenverkehr mit  $t = 60$  min Branddauer; für Lüftungskanäle und Zwischendecken von Straßentunneln nach SIA 197-2 mit  $t = 30$  min Branddauer
- Österreich: Straßentunnel als Mindestanforderung gemäß RVS 09.01.45; Innenausbau von Straßentunneln gemäß RVS 09.01.23; für Bahntunnel Ebelsberg
- Italien: für Eisenbahntunnel
- Frankreich: für Eisenbahntunnel der staatlichen SNCF; für Straßentunnel mit PKW-Verkehr
- Belgien: für Verkehrstunnel, durch die keine Gefahrgüter transportiert werden
- Tschechien: für die unbewehrten Blöcke des TERN-Straßentunnels Liboucheč (CZ)
- Schweden: Flucht-/Verbindungstüren in Verkehrstunneln ( $t = 60$  min Branddauer)
- ITA/PIARC Empfehlungen für Straßentunnel
- Internationaler Eisenbahnverband
- UIC Kodex 779-9-August-2003 - Infrastruktur

$$T = 345 \cdot \log_{10} (8 \cdot t + 1) + 20 \quad (3.19)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $t$  Zeit

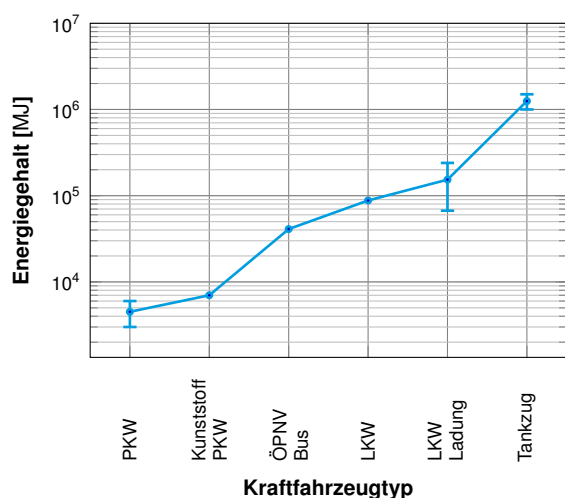
Aus den Runehamar Brandversuchen wird eine eigene Temperatur-Zeit-Kurve abgeleitet, vgl. Abb. 3.50 (1) und Gleichung (3.20).

$$T = 20 + \sum_i^N \cdot n_i \cdot r_i \cdot \left(1 - e^{-k_i \cdot t}\right)^{n_i - 1} \cdot e^{-k_i \cdot t} \quad (3.20)$$

mit  $T$  Brandraumtemperatur  
 $t$  Zeit  
 $N = 2$   
 $n_1 = 1,20$   
 $r_1 = 1920 \text{ }^\circ\text{C}$   
 $k_1 = 0,003851/\text{min}$   
 $n_2 = 30$   
 $r_2 = 300 \text{ }^\circ\text{C}$   
 $k_2 = 0,651/\text{min}$

Die World Road Federation (PIARC) und die international Tunnelling Association (ITA) haben gemeinsame Richtlinien für den Brandschutz in Straßentunneln erarbeitet. Durch die Klassifizierung von Straßentunneln und die Entwicklung von Verfahren zum baulichen Brandschutz werden Anwendungsempfehlungen entwickelt. In Abhängigkeit von Verkehrsart und möglicher Konsequenzen eines Bauwerksversagens werden Brandkurven für Tunnelkonstruktionen und Sekundärkonstruktionen empfohlen. Die PIARC ist der Auffassung, dass die RWS und die HC<sup>inc</sup> Brandkurven ein vergleichbares Niveau des baulichen Brandschutzes repräsentieren und empfehlen daher beide Kurven. Der Verkehr wird nach ITA (Weiterentwicklung des gemeinsamen Ansatzes mit der PIARC) in folgende Kategorien klassifiziert: [73, 531]

- Kategorie 1: nur PKW; keine LKW
- Kategorie 2: LKW



**Abbildung 3.52: Brandenergie verschiedener Kraftfahrzeuge [450]**

- Kategorie 3: Tankwagen mit brennbaren Gütern
- Kategorie 4: Sonderfälle, Absenktunnel

Die Brandenergie verschiedener Fahrzeuge ist exemplarisch in Abb. 3.52 dargestellt. Zusätzlich werden nach ITA die an einem Unfall beteiligten Fahrzeuge berücksichtigt. Die ITA Empfehlungen gelten für neue und bestehende Tunnel. Ferner empfiehlt die ITA Grenztemperaturen für Bauteile und Baustoffe nach 2 h (Auswahl): [73]

- Beton: max. 280 °C Oberflächentemperatur
- Tragglieder und Deckenabhängungen aus Stahl oder Gusseisen: max. 550 °C; bzw. aus Edelstahl max. 800 °C
- Brandschutzbekleidungen dürfen durch Wasser nicht beschädigt werden
- alle Baustoffe sollen nicht toxisch und nicht entflammbar sein

Die Anforderungen an die Oberflächentemperaturen können für Beton und Betonfertigteile nur durch die Verwendung von Brandschutzbekleidungen eingehalten werden. [73]

Aufbauend auf den Untersuchungen von *Blosfeld* [73] führen *Friebel et al.* [206] Hochtemperaturuntersuchungen an Tunneln mit Rechteckprofilen

durch und diskutieren den Ansatz einer modifizierten ZTV-ING-Brandkurve (um 100 °C erhöhte Temperaturen, Verlängerung der Vollbrandphase um 60 min). Dabei stellen sie fest, dass so die rechnerische Erschöpfung der Traglastreserven während des Brandes erreicht wird. Unter Berücksichtigung von Betonabplatzungen führt bereits die reguläre ZTV-ING-Brandkurve zum Verlust der Tragfähigkeit des Tunnels.

Bereits *Savov et al.* [540] verwenden eine modifizierte Bemessungsbrandkurve (Temperatur-Zeit-Kurve) für ein gemischtes Feststoff-Flüssigkeit Brandszenario am Beispiel des Lainzer Tunnel, vgl. Abb. 3.50 (2). Mit dem gewählten Ansatz tritt rechnerisch kein Einsturz der Tunnelstruktur ein. Weitere Forschungen sollen deren 2D Modell unter realistischen Feuerszenarien betrachten.



---

## Deklaration des Untersuchungsspektrums

### **4.1 Anwendungsgrenzen der technischen Regelwerke und Diskussionsgrundlage zur weiteren Betrachtung**

Bevor nun die Größen zur weiteren numerischen Studie thermischer Effekte in unterirdischen Strukturen untersucht werden können, sollen hier, aufbauend aus den vorherigen Abschnitten, kurz wesentliche Grenzen aus den bisher angestellten theoretischen Überlegungen zusammengetragen werden, um das Untersuchungsspektrum der nachfolgenden Strömungssimulationen zu definieren, vgl. Tabelle 4.1.

Zuerst sei die Grenze des Temperaturanstieges zur Anwendung der Materialparameter nach EC 2 genannt, die nach EC 2 bei 50 K/min liegt. Im Rahmen der im deutschsprachigen Raum anzuwendenden Brandkurve, der ZTV-ING-Brandkurve für Straßenverkehrsbauwerke bzw. der RIL 853 für Schienenverkehrsbauwerke, liegt deren Lufttemperaturanstieg bereits bei 250 K/min

und überschreitet die nach EC 2 einzuhaltenden Erwärmungsrate bereits erheblich. In einer weiteren Auslegung kann hier ebenso der Temperaturanstieg innerhalb des Betons diskutiert werden, der insbesondere für die Diskussion des Materialverhaltens die maßgebendere Größe ist. In randnahen Zonen können hier auch Temperaturanstiegsraten von bis zu 400 K/min erreicht werden und überschreiten damit die Grenze des EC 2 ebenfalls deutlich. Für innere Querschnittsbereiche sinkt die Erwärmungsrate rasch unter die Grenze des EC 2. Streng genommen sind hiermit die Anwendungsgrenzen des EC 2 überschritten. Da die randnahen Zonen bei schweren Bränden zunehmend an Bedeutung am Traganteil verlieren, mag diese Grenze nicht maßgebend werden, bedarf jedoch noch der numerischen und versuchstechnischen Absicherung, da die Temperaturverteilung der randnahen Zonen maßgebende Basis zur Temperaturlausbreitung in weitere Bauteilbereiche darstellt und daher auch physikalisch richtig erfasst werden sollte. Für Tunnelquerschnitte, deren statisches System auf die Lastabtragung durch Biegewirkung ausgelegt sind, z. B. Rechteckprofile, ist die Bewertung der Tragfähigkeit randnaher Zonen von größerer Bedeutung, da die randnahen Zonen



einen wesentlichen Beitrag zum Lastabtrag liefern.

Die Kalibrierung des temperaturabhängigen Materialmodells im EC 2 wird für die Beurteilung des Zeitpunktes des Traglastversagens anhand der ISO-834-Brandkurve an einfachen Bauteilen kalibriert. Der EC 2 kann daher für die Beurteilung der Tragfähigkeit einfacher, zwängungsfreier Bauteile verwendet werden. Es werden gute, d. h. realistische Bewertungen erreicht, vor allem für Biegebauteile, deren Druckzone im kalten Bereich liegt. Für die Beurteilung der Lastgeschichte, die vor allem bei zwanggefährdeten Bauteilen von Bedeutung ist, ist der EC 2 nicht geeignet. Vor allem im Bereich der Drucktragfähigkeit weicht die mit EC 2 berechnete Verformung stark von real gemessenen Bauteilverformungen ab. In der Regel wird oft eine Bauteilausdehnung berechnet, obwohl das Bauteil eher gestaucht wird. Die Bewertung des Zwangs allein anhand der thermischen Dehnung, z. B. in einfachen Handrechnungen, ist daher ungenügend. Ferner führt die strukturelle Schädigung des Betons unter einer kombinierten thermisch-mechanischen Beanspruchung dazu, dass nicht die gesamte thermische Dehnung belastungsabhängig in eine Zwangsbeanspruchung umgesetzt werden kann.

Diese Fehleinschätzung der Verformungen liegt darin begründet, dass die im EC 2 enthaltenen Dehnungen, die sogenannten LITS, die nur während der Ersterwärmung auftreten, lediglich implizit berücksichtigt sind. Die Materialumwandlung geschieht kontinuierlich während der Erwärmungsphase und ist vor allem auch belastungsabhängig. Das Verhalten des Betons wird durch den Abbau der LITS im Laufe der Erwärmungsphase zunehmend steifer. Zu einer realitätsnahen numerischen Abschätzung der Verformungen von Betonbauteilen unter thermischer Beanspruchung ist demzufolge eine explizite Prognose der Dehnungsanteile erforderlich. Eine rein implizite Betrachtung der Dehnungsanteile führt

zu einer Fehleinschätzung der Verformungen (s. Abschnitt 3.3.6.5).

Zur realitätsnahen Berechnung ist im Rahmen von klassischen numerischen Berechnungen die Definition eines Elastizitätsmoduls notwendig, um den Anteil der elastischen Verformungen zu berücksichtigen. Im EC 2 sind keine temperaturabhängigen E-Moduli enthalten. Eine Ableitung von E-Moduli ist grundsätzlich über die 40 % Regel des *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] möglich. Zu beachten ist jedoch, dass für die Heißbemessung bei 20 °C, z. B. Querschnittsteile in kälteren Bereichen einer Struktur, auf Grund der Wahl verschiedener Ansatzfunktionen der EC 2 Teile 1-1 und 1-2 unterschiedliche Verformungen berechnet werden, was vor allem bei statisch unbestimmten, zwanggefährdeten Bauteilen zu unterschiedlichen Verformungszuständen führen kann. Ferner ist die Anwendbarkeit der 40 % Regel zu hinterfragen, da für mittlere Temperaturbereiche in instationären Kriechversuchen andere, d. h. geringere, E-Moduli ermittelt werden als nach dieser 40 % Regel abgeschätzt werden. Zur Quantifizierung des Einflusses des E-Moduls sind daher noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Daraus folgt, dass die Quantifizierung des Sicherheitsniveaus von Stahlbetonbauteilen im Rahmen der Bemessung im Traglastzustand, unter einer kombinierten thermisch-mechanischen Druckbelastung, z. B. hoch ausgenutzte Tunnel-schalen während eines Brandes, wenn gleichzeitig die Berechnung der Verformungsanteile einen Einfluss auf das Sicherheitsniveau im Traglastzustand hat, nicht ohne weiteres möglich ist. Des Weiteren ist grundsätzlich zwischen der Beurteilung einer Struktur für ein kurzzeitiges Brandereignis mit anschließender Sanierungsmaßnahme und der langzeitlichen Erfüllung der Nutzungsfunktion zu unterscheiden, insbesondere bei Betonen, die nicht abplatzen und nach einem Brand trotz einer materialtechnologischen Veränderung durch eine thermische Einwirkung (kein LITS, strukturelle Schädigung durch Dehnungs-

**Tabelle 4.1: Diskussionsschwerpunkte**

Diskussionsgröße		Wissensstand	Diskussionsgrund
1		2	3
<b>Material</b>			
1	Temperaturanstieg	EC 2 begrenzt auf Erwärmungsgeschwindigkeiten bis 50 K/ min	Temperaturanstieg im Brandraum nach ZTV-ING bei 250 K/ min, führt zu hohen Temperaturgradienten im Bauteil in oberflächennahen Schichten immer noch bis über 400 K/ min in der Brandentstehungsphase.
2	Traglastzustand	EC 2 kalibriert für einfache zwängungsfreie Bauteile zur Bewertung des Zeitpunktes des Versagens	Vor allem in Tunnelstrukturen stehen komplexe Zwängungs- und Interaktionszustände mit dem umgebenden Baugrund, die eine Berücksichtigung der Lastgeschichte erfordern.
3	Dehnung	EC 2 berücksichtigt LITS nur implizit	Gültigkeit maximal nur für die Ersterwärmung. Die Materialumwandlung geschieht jedoch schon während der Ersterwärmung und ist vor allem auch zur Bewertung eines Zeitpunktes nach dem Brand wichtig zu berücksichtigen.
4	E-Modul	keine temperaturabhängigen E-Moduli in EC 2	Der E-Modul unterscheidet sich jedoch bereits bei niedrigen Temperaturen vom E-Modul der Kaltbemessung.
5	Druck	für temperatur- und druckbelastete Bauteile liegt der EC 2 eher auf der unsicheren Seite	Vor allem in kreisrunden Tunnelschalen bildet die Normalkraft-Lastabtragung einen zentralen Lastpfad des Systems. Der Trend hin zu hochausgenutzten dünnen Schalen verstärkt die Wichtigkeit einer guten sicherheitstechnischen Abschätzung der Normaltragwirkung.
6	Resttragfähigkeit	keine zutreffende Abschätzung der Resttragfähigkeit	<i>DIN EN 1994-1-2:2010-12</i> [161] berücksichtigt zwar eine Abschätzung der Resttragfähigkeit, jedoch bleibt die LITS unberücksichtigt. Ferner ist zwischen einem Betrachtungszeitpunkt kurz nach dem Brand zur Beurteilung der Standsicherheit während Bauarbeiten und zur charakteristischen Bewertung der Struktur zur Erfüllung des Nutzungszeitraumes zu unterscheiden.
<b>Einwirkung</b>			
7	Temperaturverlauf	nur Erwärmungsphase im EC 2 (Gültigkeit der Materialkennwerte nur für die Ersterwärmung)	Vor allem in Realbrandsimulationen ist zwangsweise auch eine Abkühlung bei gleichzeitiger transienter Durchdringung der Heißtemperaturfront durch das Bauteil zu berücksichtigen.
8	Kalibrierung thermischer Parameter im EC 2	EC 2 kalibriert für ISO-834 Brandkurve (Fokus Gebäude)	Weltweit werden unterschiedliche Brandkurven für Tunnelstrukturen verwendet, zum Teil auch mit Abkühlungsphase.
9	Brandkurven	Vorgabe einer Temperatur-Zeit-Kurve für luftzugängliche Oberflächen	Je nach Brandlast werden unterschiedliche Höchsttemperaturen erreicht, zum Teil werden auch durch die Anlagentechnik gezielt örtliche Rauchgasschichten erzeugt, um rauchgasfreie Zonen zur besseren Selbstrettung zu schaffen.
10	Wärmeübergangskoeffizient	für unterschiedliche Brandkurven sind unterschiedliche Werte empfohlen	In der Realität ist der Wärmeübergangskoeffizient keine Konstante, sondern eine Funktion der Temperaturdifferenz.
11	Großversuche	Untersuchungen nur mit kleinen Querschnitten	Moderne Infrastrukturquerschnitte sind mit den Geometrien der Versuchsstollen nicht vergleichbar.

differenzen zwischen Zement, Zuschlag und Bewehrung, Hohlraumbildung durch PP-Fasern) ihre strukturelle Aufgabe der Lastabtragung noch wahrnehmen können. Insbesondere für die Langzeitbewertung thermisch beanspruchter Betone fehlen ausreichend physikalische Ergebnisse zur belastbaren Quantifizierung der Langzeittragfähigkeit.

In Bezug auf die thermische Einwirkung ist festzustellen, dass die thermischen und mechanischen Materialparameter nur für die Ersterwär-

mung, d. h. nur für eine Temperatureinwirkung mit einem ansteigenden Temperaturast kalibriert sind. In der Realität ist jedes Brandereignis auch mit einer Abkühlungsphase verbunden, sobald die Brandlast verbraucht ist oder Löschmaßnahmen wirksam in Angriff genommen werden können. Die ZTV-ING-Brandkurve bzw. RIL 853-Brandkurve sind hierbei eine der wenigen Brandkurven im weltweiten Gebrauch, die auch mit einer Abkühlungsphase definiert sind. Zur Beurteilung des Abkühlungsverhaltens sind die normativen bzw. technisch geregelten Materialkenn-



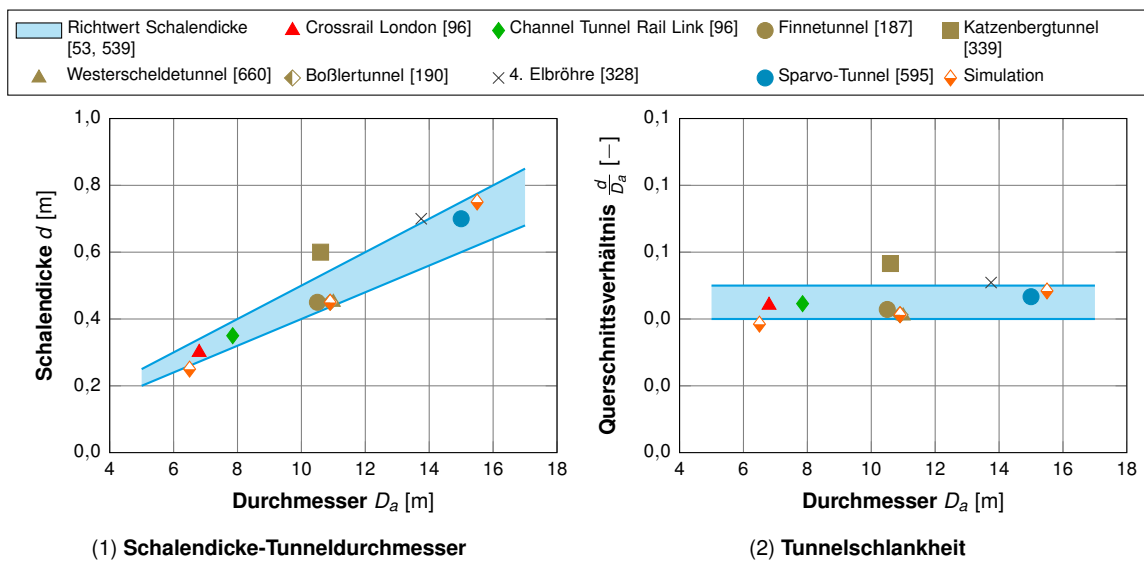
größen des Betons nicht ausreichend, um eine quantitativ belastbare Systemvorhersage durchführen zu können, obwohl die physikalischen Effekte im Zeitraum nach einer Temperaturbeanspruchung grundsätzlich bekannt sind. Daher ist der für den planenden Ingenieur maßgebende Bemessungszeitpunkt nicht nur während der Brandphase, wenn die Temperaturen im Bauteil am Größten sind, zu sehen, sondern vor allem auch in ausreichendem zeitlichen Abstand nach einer Temperaturbeanspruchung, wenn die Temperaturen im Bauteil auf ortsübliche Werte gesunken sind. Zum einen muss ein Bauwerk so dimensioniert werden, dass Zwangsbeanspruchungen während einer Brandphase möglichst schadfrei überstanden werden können. Zum anderen bildet jedoch auch die materialtechnologische Veränderung des Betons während der Brandphase durch kombinierte thermisch-hygrisch-strukturmechanisch-chemische Prozesse eine entscheidende Basis zur Bewertung der Dauerhaftigkeit und Sicherheit einer Struktur und auch mit diesem veränderten Beton die angestrebte Nutzungszeit im Rahmen eines Sicherheitskonzeptes sicher erfüllen zu können.

Ferner scheint zunächst die Vorgabe einer Temperatur-Zeit-Kurve für den praktischen Ingenieur ein geeignetes Mittel zur thermischen Bemessung von Konstruktionen. Grundsätzlich könnte aber auch für jedes Bauwerk ein Einwirkungsspektrum existieren, das Bauwerks-individuelle Randbedingungen berücksichtigt. [98, 671] Ein entsprechender Ansatz wird daher auch im Rahmen dieser Arbeit verfolgt. Über eine numerische Strömungssimulation soll daher im nachfolgenden Kapitel 5 eine energiebasierte Brandlast definiert werden, um deren Auswirkungen auf verschiedene Tunnelgeometrien zu diskutieren. Diesem Ansatz liegt das Ziel zu Grunde, eine dem menschlichen Sicherheitsempfinden angelehnte Brandlast zu definieren, bei deren Auftreten die Schutzziele der Personenrettung und der Bauwerkserhaltung gleichermaßen sichergestellt ist. Da im Rahmen dieser Arbeit die grundsätzlichen

Auswirkungen einer energiebasierten Brandlast vor allem mit strukturmechanischem Hintergrund der Systembewertung zu Grunde liegt, wird hier auf die Erfassung einer probabilistischen Quantifizierung einer energiebasierten Brandlast verzichtet.

Als Wärmeübergangsbedingung wird im EC 2 ein konstanter Wert von  $25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  vorgeschlagen. Der Wärmeübergangskoeffizient ist jedoch eine Funktion der Temperaturdifferenz zwischen Lufttemperatur und Oberflächentemperatur des Bauteils. Zur Quantifizierung des Wärmeübergangskoeffizienten werden speziell für den Tunnelbau Überlegungen angestellt und vereinfachte Ansätze zur instationären Bestimmung des Betrages des Wärmeübergangskoeffizienten ermittelt. Die Auswirkungen eines variablen Wärmeübergangskoeffizienten sollen im weiteren Verlauf dieser Arbeit ebenfalls erörtert werden.

Die Ermittlung der technisch geregelten Temperatur-Zeit-Kurven für die thermische Bemessung von Tunnelstrukturen beruht weitestgehend auf der experimentellen Absicherung von Großversuchsprogrammen. Kritisch anzumerken ist, dass diese Versuchsprogramme teilweise mit Lachenbränden durchgeführt werden. Diese Lachenbrände können zwar so kalibriert werden, dass deren Energiegehalt an physikalischen Brandgütern, wie einem LKW oder einem Tankzug, angenähert werden kann. Jedoch beeinflusst auch die geometrische Größe eines Brandgutes im Vergleich zur umgebenden Tunnelstruktur die Strömungsrandbedingungen und damit auch das Abbrandverhalten der Brandlast. Darüber hinaus werden auch Großversuche an realen Fahrzeugmodellen verschiedener Art und Kategorie durchgeführt. Diese Versuche können jedoch nur in abgelegenen Stollen umgesetzt werden. Die geometrische Größe der Stollen ist dabei oft klein im Vergleich zur untersuchten Brandlast, z. B. eines LKW. Aus diesen Versuchen ist auch bekannt, dass das Temperaturprofil verschiedener Fahrzeuge, z. B. ein PKW im Vergleich zu einem LKW, bei



**Abbildung 4.1: Bestimmung repräsentativer Tunnelquerschnitte für die Diskussion verschiedener Hochtemperatureszenarien**

gleicher Tunnelgröße zu unterschiedlichen Temperaturprofilen im Tunnelquerschnitt führt. Beispielsweise werden bei PKW-Bränden nur die oberen Bereiche des Tunnels in Firstenähe mit sehr heißen Gasen beaufschlagt. Die unteren Bereiche bleiben hinsichtlich der Größe der entwickelten Temperaturen gemäßigt. Nur wenn die Brandlast geometrisch auch das Tunnelprofil gut füllt, werden umlaufend über das Tunnelprofil von der Sohle bis zur Firste auch annähernd gleich hohe Temperaturen erreicht. Darüber hinaus bildet der Einfluss der Längsströmungsgeschwindigkeit im Tunnel einen entscheidenden Parameter zur Beeinflussung des Abbrandverhaltens und zur Entwicklung der Temperaturen im Brandraum. Dieses Erfahrungsspektrum lässt nun vermuten, dass die Überführung einer festen Temperatur-Zeit-Kurve hin zu einer energiebasierten Brandlast in unterschiedlichen Tunnelprofilen sowohl hinsichtlich des Betrages der erreichten Temperaturen als auch hinsichtlich der instationären Entwicklung der Temperaturen zu unterschiedlichen thermischen Belastung der Tunnelschale führen kann. Die Diskussion dieses Ansatzes wird in Kapitel 5 fortgeführt.

## 4.2 Festlegung geometrischer Größen

Zur Vorbereitung der numerischen Strömungsanalyse im folgenden Abschnitt sollen hier die geometrischen Randbedingungen erörtert werden, die in der Simulation zur Anwendung kommen sollen.

Die räumliche Ausdehnung in Tunnellängsrichtung wird für die numerische Strömungssimulation als sehr lang angenommen. Effekte einer Beeinflussung der Strömungsentwicklung auf Grund spezifischer Randbedingungen, z. B. der Lage der Brandlast nahe oder im Tunnelportal, werden im Rahmen dieser ersten Studien noch unberücksichtigt bleiben, da die Wahl solcher Randbedingungen auch direkten Einfluss auf den Abbrand einer Brandlast hat. Im Rahmen weiterer Studien ist jedoch zu empfehlen, das Parameterspektrum numerischer Strömungssimulationen zu erweitern und weitere Einflüsse auf den Betrag der Temperaturen und die instationäre Entwicklung des Temperaturfeldes im Brand weiter zu untersuchen, um daraus maßgebende Bemessungsszenarien ableiten zu können.



Die Variation der geometrischen Parameter für die numerische Strömungssimulation soll sich daher auf den Tunnelquerschnitt beschränken. Die Anlehnung der gewählten Querschnitte (Tunneldurchmesser und Schalendicke) erfolgt dabei auf Basis von Richtwerten. Das Verhältnis zwischen Schalendicke  $d$  und Tunneldurchmesser  $D_a$  liegt dabei üblicherweise in einem Bereich zwischen  $D_a/20$  [53, 231] und  $D_a/25$  [539], vgl. Abb. 4.1. Exemplarisch werden verschiedene übliche Tunnelgrößen mit einer quadratischen Funktion des Querschnittes eingefügt. Die Bandbreite des Tunneldurchmessers, der sich dadurch herauskristallisiert, liegt dabei zwischen 6 m und 16 m. Die Wahl der verwendeten Durchmesser fällt entsprechend auf Tunnel mit einem Durchmesser  $D_a$  von 6,50 m, 10,90 m bzw. 15,50 m, um eine möglichst charakteristische Bandbreite von Tunneldurchmessern abzudecken. Die Tunnelgröße mit dem Durchmesser  $D_a = 6,50$  m entspricht dabei in etwa den geometrischen Größen, wie sie in Brand-Großversuchen vorherrschen, oder auch realen Verkehrstunneln, wie beispielsweise Crossrail London  $D_i = 6,20$  m [96] oder dem Channel Tunnel Rail Link  $D_i = 7,25$  m [96]. Der Tunneldurchmesser 10,90 m ist beispielsweise repräsentativ für eingleisige Bahnstrecken (Mindestinnendurchmesser  $D_i = 9,40$  m für Tunnel mit Kreisquerschnitt im Hochgeschwindigkeitsverkehr, s. Richtzeichnung T-H-B-K-1-01 bzw. T-H-B-K-1-02 [192, 521]), wie dem Finnetunnel  $D_i = 10,40$  m [187], dem Katzenbergtunnel  $D_i = 10,40$  m [339] oder auch dem im Vergleich zu regulären Eisenbahntunneln etwas größeren Boßlertunnel mit  $D_i = 10$  m [190], aber auch für Straßentunnel, wie dem Westerscheldetunnel  $D_i = 10,10$  m [660]. Ferner dient der Durchmesser  $D_a = 15,50$  m als Vergleichsgröße für große Tunnel mit mehrspurigen Richtungsfahrbahnen, wie der 4. Elbröhre. Über die oben erwähnten Richtwert-Formeln werden darauf aufbauend Schalendicken überschlägig ermittelt, die als Basis für die weiteren Simulationen und respektive zur Bestimmung des Innendurchmessers  $D_i$  für die numerischen Strömungssimulatio-

nen dienen sollen. Für die Schalendicken  $d$  werden daher die Werte 0,25 m, 0,45 m und 0,75 m in aufsteigender Reihenfolge der Tunneldurchmesser festgelegt. Eine Übersicht der Parameterspektren ist in Abb. 4.2 illustriert. Da der Bezug in folgenden Simulationen auf die Größe des Brandraumes ausgelegt ist, sind die Tunneldurchmesser in Abb. 4.2 als lichte Tunneldurchmesser  $D_i$  aufgeführt. Die hier noch offenen Parameter zur Charakterisierung von Brandlasten werden im Anschluss in Kapitel 6 festgelegt.



Durchmesser	Tunnel- dicke	E-Modul	Wärme- übergangs- koeffizient	Temperatur	Aufwär- mung	Vollbrand	Abkühlung	Winkel
$D_i$	$d$	$E$	$\alpha_c$	$T_{max.}$	$t_{start}$	$t_{voll}$	$t_{end}$	$\pm\theta$
[m]	[m]	$[N/m^2]$	$[W/(m^2K)]$	$[^\circ C]$	[s]	[s]	[s]	[°]

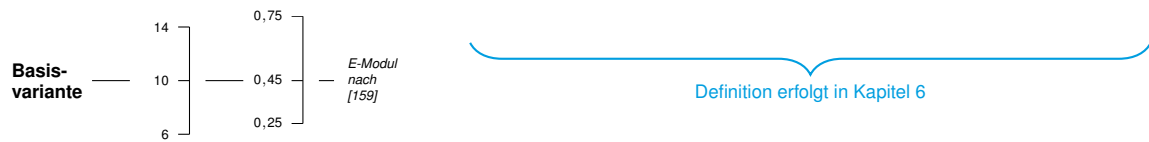


Abbildung 4.2: Deklaration des Untersuchungsspektrums





---

## Diskussion eines realitätsnahen Temperaturfeldes

### 5.1 Allgemeine Einführung

Bereits *Bresler*[90] stellt fest, dass zur realistischen Analyse der Systemantwort von Stahlbetonbauteilen unter einer Brandbeanspruchung realistische Temperatur-Zeit-Modelle verwendet werden sollten. Während es früher noch eine große Herausforderung war, große Brandräume realistisch numerisch abzubilden [357], können heute mit regulären Rechenmaschinen auch große räumliche Modelle berechnet werden. Neben der reinen räumlichen Ausdehnung ermöglichen steigende Rechenkapazitäten auch die Abbildung immer komplexerer Verbrennungsvorgänge in numerischen Simulationen, siehe beispielsweise *Schmidt et al.* [548]. Der Primärfokus dieser Arbeiten liegt jedoch in der Bestimmung der Rauchbewegung im Tunnel. Die Schnittstelle Tunnelschale wird in diesem Zuge nicht explizit betrachtet. Als Schnittstelle zur Strukturmechanik werden im Rahmen dieser Arbeit in einem ersten Schritt verschiedene Brandszenarien untersucht, um darauf aufbauend Temperatur-Zeit-Kurven für die spätere strukturmechanische Berechnung abzuleiten.

### 5.2 Grundlagen zur numerischen Strömungssimulation

Im 19. Jahrhundert wird bereits versucht die mathematische Beschreibung physikalischer Phänomene zu formulieren und zu dokumentieren, z. B. durch *Wolfers*[681] im Jahr 1872. Dabei entstehen erste, noch heute moderne Begriffsdefinitionen, wie z. B. die der virtuellen Geschwindigkeit (das allgemeine Prinzip des Gleichgewichts) [493, 494]. Heute werden diese - nach wie vor gültigen Gesetzmäßigkeiten - numerisch interpretiert und zur maschinellgestützten Verarbeitung in moderne Programmiersprachen übersetzt, um die komplexen Rechenoperationen zur Untersuchung dedizierter Probleme anstellen zu können. Hierzu stellen beispielsweise *Zukowski* (1975-1981), *McCaffrey* (1979), *Tanaka* (1985), *Thomas & Hinkley* (1986), *Heskstad* Grundlagenarbeiten zur Beschreibung von Massenströmen vor [112]. Damit beginnt auch schon früh die Entwicklung numerischer Methoden zur Berechnung von Temperaturprofilen in Bauteilquer-



schnitten [662]. Ferner stellen *Grant et al.* [230] bereits in den 1990er Jahren fest, dass Feldmodelle in absehbarer Zeit als anspruchsvolles Werkzeug die Vorhersage komplexer Systeme ermöglichen werden. Dabei sei das dreidimensionale Modell essentiell, um wichtige Effekte zu inkludieren, wie die Strömung in räumlicher Richtung. In den 1990er Jahren wird aktiver mit der Anwendung von Strömungssimulationsprogrammen begonnen, um Rauchgasentwicklung und Temperaturen vorherzusagen [297]. Allgemeine und erweiterte Grundlagen zur Strömungslehre können folgenden Werken entnommen werden: *Goffi*[228], *Zierop und Bühler*[700], *Weigand et al.* [657], *Oertel Jr. et al.* [459] und *Baehr und Kabelac*[27].

Numerische Strömungssimulationen haben einen Stand erreicht, mit dem heute Brand Szenarien für praktische Anwendungen gut simuliert werden können. Im Gegensatz dazu haben Zonenmodelle gerade bei schnellem Feuerwachstum Probleme den raschen Temperaturanstieg richtig vorherzusagen, wie es zum Beispiel bei einem Feuer im Aufzug des Kings Cross Bahnhofs in London gezeigt werden konnte. [118]

Die Berechnung lokaler und globaler Temperaturwerte zur Beurteilung des Verhaltens von Bauteilen, Baustoffen und der Gefährdung von Personen sowie die Beschreibung der Rauchausbreitung und Auslegung von Entrauchungsmaßnahmen sind heute schon gängige Praxis in den Ingenieurmethoden des Brandschutzes [289]. Simulationsmodelle müssen dabei eine Reihe von Phänomenen behandeln und beschreiben. Die Brandprozesse können dabei wie folgt eingeteilt werden [289]:

- Verbrennungsprozesse
- Wärmefreisetzungsrates und Brandausbreitung über brennbare Objekte
- Wärmetransport durch Konvektion, Strahlung und Wärmeleitung

- Rauchgasmenge und Zusammensetzung
- Entwicklung von Rauchgasschichten oder raucharmen Bereichen
- Rußkonzentration oder Sichtweite innerhalb von Rauchgasen
- Rauchausbreitung in andere Raumbereiche
- Temperaturentwicklung an relevanten Stellen

Die Gleichungssysteme von Strömungssimulationen sind i. d. R. nur noch numerisch lösbar und vereinen deterministische (Brandentwicklung und Verlauf für eine spezielle vom Benutzer in Form von Rand- und Anfangsbedingungen zu präzisierende Ausgangssituation) und probabilistische (Beschreiben Brände als Folge von Ereignissen sowie Übergangswahrscheinlichkeiten zwischen verschiedenen Zuständen) Randbedingungen. Der Detaillierungsgrad mathematischer Modelle zur Beschreibung von Strömungen kann in drei Kategorien eingeteilt werden. Zum einen dienen deterministische Ansätze zur Anwendung empirisch belegter Ansätze (Flammenhöhe, Wärmestrahlung, Rauchgasmassenströme in Abhängigkeit von der Brandintensität; Gültigkeitsbereich und Fehlergrenzen beachten). Darüber hinaus bieten Zonenmodelle vereinfachte Gleichungssysteme, die jedoch keinen Impulserhaltungssatz in allgemeiner Form berücksichtigen. Die allgemeinsten Modelle bilden die sogenannten Feldmodelle mit fundamentalen Gleichungen, die so auch in Strömungssimulationen (Computational Fluid Dynamics: CFD) zur Anwendung kommen. [289]

Empirische Modelle bilden Korrelationen aus empirischen Experimenten ab. Sie haben eine möglichst quantitative Beschreibung der Vorgänge zum Ziel und werden für die Berechnung des Plumemassenstroms in einer bestimmten Höhe oder Plume-Temperatur angewendet. Diese Herangehensweise ist meist ausreichend für das Verständnis der Vorgänge. Hierfür sind auch ein-

fache Handformeln ableitbar, z. B. durch *Thomas* [629] oder *Hosser*[289].

Vollbrandmodelle (Einzonenmodell, post-flash-over-model) entsprechen dem Stand zu Beginn der theoretischen Brandforschung. Voraussetzung für die Anwendung von Vollbrandmodellen ist eine möglichst gleichförmige Temperatur innerhalb des Brandraumes, d. h. ein Vollbrand, der den gesamten Raum mit Rauchgas füllt, z. B. bei Fehlen einer effektiven Entrauchung. Zur Betrachtung wird meist ein Kontrollvolumen mit möglichst homogenen Verhältnissen (Temperatur, Gaszusammensetzung) herangezogen. Voraussetzung hierfür ist, dass Brandgase und Flammen gut durchmischt sind (einheitliche Temperatur), die Emissivität der Rauchgase und der Flammen gleich und während des Brandverlaufes konstant sind, die Innenwände sich wie graue Strahler mit konstanter Emissivität verhalten. Neben radiativem Wärmeaustausch zwischen Gas und Wand existiert außerdem ein konvektiver Austausch. Die Außenseite der Umfassung wird durch konvektiven Wärmeaustausch gekühlt. Zusätzlich kann der Massenstrom zwischen Raum und Umgebung betrachtet werden. Submodelle des Vollbrandmodells eignen sich zur Beschreibung der bei einem Brand freigesetzten Energie, des Massenaustauschs mit der Umgebung und der Energieabgaben an die Umfassungswände. Falls die Verbrennung außerhalb des Raumes stattfindet, kann dieser Effekt nicht mit Vollbrandmodellen erfasst werden. Die Flammentemperatur selbst wird jedoch nicht direkt bestimmt, dies ist jedoch über die Implementierung von Submodellen möglich. [289]

Zonenmodelle (Mehrzonenmodelle) basieren auf der Trennung zwischen der wärmeren Rauchgasschicht und einer darunter liegenden kälteren Luftschicht, die rauchfrei oder raucharm ist. Die Bedingungen finden sich hauptsächlich in der pre-flashover-Phase eines Brandes bzw. bei Bränden mit einer gegenüber dem Brandraum begrenzten Ausdehnung. Die Zonenaufteilung verlangt die Aufteilung der physikalischen Grö-

ßen, z. B. der Unterscheidung zwischen der Temperatur der Rauchgasschicht und der Luftschicht. Der Austausch von Massen wird komplexer, da unterschiedliche Strömungen auftreten können. Die Gleichungen bestehen aus Erhaltungssätzen für Masse und Energie. Gase in einer Schicht sind durch Masse, innere Energie, Temperatur, Dichte und Volumen definiert. Die Berechnung der Massen- und Energieströme geschieht auf Basis bestehender Submodelle. Für die Mehrzonenmodellierung liegen die Annahmen zu Grunde, dass sich im Brandraum zwei Schichten ausbilden, die obere, heiße Rauchgasschicht und die relativ klare und kühle Luftschicht. Die Schichtentrennung erfolgt durch eine imaginäre horizontale Trennfläche, die als Barriere gegen Massenaustausch (abgesehen vom Plumemassenstrom und spezieller Effekte) dienen. Jeder Schicht wird eine einheitliche mittlere Temperatur zugeordnet. Die Fluide innerhalb der Zonen werden als ruhend angenommen (außer Plume, Ceiling Jet und Ventilationsöffnungen). Der Druck ist dabei eine Funktion der Höhe und der Zeit. Unter diesen Voraussetzungen sind damit realistischere Beschreibungen möglich als mit Vollbrandmodellen und ermöglicht damit auch die Beschreibung von Verhältnissen vor dem Brandüberschlag in Bezug auf die Rauchgasschichtung, dem Strahlungsaustausch zwischen unterschiedlichen Bereichen im Brandentwicklungsstadium und der Rückführung von Rauchgasen in die kühlere Luftschicht. Das Gleichungssystem der Zonenmodelle führt zu Differentialgleichungen, die numerisch gelöst werden. Darüber hinaus werden weitere Erhaltungssätze neben dem Sauerstoff berücksichtigt, wie bei der Verbrennung frei werdende gasförmige Bestandteile  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CO}$ ,  $\text{HCN}$  oder Rußpartikel. Darauf aufbauend ist auch die Vorgabe weiterer experimentell bestimmter Ausbeuten aus unterschiedlichen Baustoffen notwendig. Ein wesentliches Submodell kann beispielsweise der Plumemassenstrom (wie viel Masse und Energie (konvektiv) der Rauchgasschicht zugeführt wird) sein. Zonenmodelle berücksichtigen auch den Strah-



lungsanteil der Flamme. Die Entwicklung der Zonenmodelle ist zwar noch nicht abgeschlossen, wird aber auf Gunsten der Feldmodelle zurückgestellt. [289]

Feldmodelle bilden die aktuell komplexeste Form zur Simulation von Bränden und beschreiben Phänomene der Rauch- und Wärmeausbreitung. Die Erhaltungsgleichungen bilden die zeitliche und räumliche Veränderung elementarer Größen, wie z. B. Gastemperatur oder Druck, unter Berücksichtigung von Einflussfaktoren, wie die Viskosität und Wärmeleitfähigkeit des Rauch-Luft-Gemisches. Darüber hinaus ist ein dreidimensionales Rechengitter anwendbar. Feldmodelle bilden zusätzlich zu den Zonenmodellen Lösungen aus den Erhaltungssätzen in Bezug auf den Fall, dass die Thermik nicht ausreicht, um eine bis zur Decke reichende Plume zu erzeugen, das Absinken der sich abkühlenden Gase an den Umfassungswänden und der Bildung von Luftwirbeln und Rauchwalzen zu berücksichtigen. Feldmodelle stellen dabei stationäre (veraltet) und dynamische lokale und zeitabhängige Informationen über Temperatur, Rauchdichte, Schadstoffkonzentration und Strömungsgeschwindigkeit zur Verfügung. [289] Des Weiteren werden bereits einige Anstrengungen unternommen, um die maximale Gastemperatur besser vorherzusagen, z. B. durch *Hu et al.* [305].

Oft werden auch physikalische Modelle angewendet, die eine reale Situation durch Nachbau im verkleinerten Maßstab unter Berücksichtigung von Skalierungen und Ähnlichkeitsgesetzen kopieren. [289]

In der Simulation eines Brandes spielen vor allem die Berücksichtigung der Wärmestrahlung, des Wärmetransports (Konvektion und Konduktion), der Brandausbreitung, des Abbrands, der Ventilation, der Wärmefreisetzung, der Rauchausbeute und der Verbrennungsprodukte eine maßgebende Rolle im Realitätsbezug der simulierten Ergebnisse. Darüber hinaus erlaubt die numerische Simulation die Berücksichtigung weiterer Effekte, wie der natürlicher Rauchabzüge,

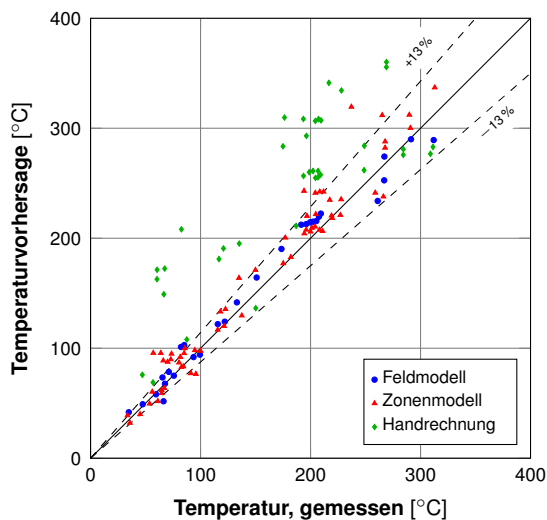
der Bebauung, der Windwirkung auf das Bauwerk, der Temperaturunterschiede, der Luftbewegungen im Bauwerk und der maschinellen Belüftung. [289]

Für den Evaluierungsprozess einer numerischen Strömungssimulation werden vier Schritte empfohlen:

- die Definition des Modells und des Brand-szenarios
- die Evaluierung der Wärmefreisetzungsrate und Brandausbreitung über brennbare Objekte
- die Beurteilung der Eignung der theoretischen Basis des Modells und der Annahmen
- die Beurteilung der mathematischen und numerischen Robustheit und die Quantifizierung der Unsicherheiten und Genauigkeit der Berechnungsergebnisse im Vergleich zur Vorhersage anderer ähnlicher Feuerszenarien

Nach der McCaffrey Quintiere Harkleroad (MQH) Korrelation ist der Anstieg der Temperatur der oberen Gasschicht proportional zu  $\frac{2}{3}$  der Wärmefreisetzungsrate, d. h. dass eine 15% Unsicherheit in der Wärmefreisetzungsrate eine 10% Unsicherheit in der Vorhersage der Gastemperatur bedeutet. Dies, kombiniert mit der Messunsicherheit der Thermoelemente für die Temperaturmessung, führt zu einer Gesamtunsicherheit von ca. 12% bzgl. der Temperaturvorhersage, vgl. Abb. 5.1. Die Messunsicherheit führt zu einer akzeptablen Größenordnung von Abweichungen. Die numerische Strömungssimulation kann also gute Ergebnisse liefern. Zonenmodelle hingegen schneiden in der Ergebnisqualität etwas schlechter ab als Feldmodell. Eine Handrechnung liefert bei einfachen Versuchen schon ungenügende Vorhersagen gegenüber numerischen Methoden. [536]

Für die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit ist das Zonenmodell folglich nicht geeignet, da es



**Abbildung 5.1: Vergleich gemessener Temperaturen mit verschiedenen Simulationsmethoden [536]**

den Brand durch die Zonenaufteilung zu global betrachtet. Eine Ermittlung der Temperaturverteilung an der Tunneloberfläche, welches das Ziel der Auswertungen im Rahmen dieser Arbeit ist, wäre mit Zonenmodellen nicht zufriedenstellend möglich. Auch für komplexere Geometrien bieten Feldmodelle Vorteile, da für vereinfachte Rechnungen zu viele Annahmen getroffen werden müssten, die die Ergebnisse noch weiter verfälschen können.

Erweiterte Theorien zur Quelltermbildung und Berechnung von Strahlungsmodellen können beispielsweise *Schönbucher* [574] entnommen werden.

Turbulenzeffekte bilden in dynamischen Strömungssimulationen ein wichtiges Merkmal zur Charakterisierung der physikalischen Vorgänge, beispielsweise in einem Brandraum. Bei zunehmender Reynoldszahl schlägt die Strömung von einer laminaren in eine turbulente Strömung um, die durch instationäre, unregelmäßige, dreidimensionale Wirbelbildung und der Umwandlung von Energie in Wärme durch viskose Reibung charakterisiert ist. Im Rahmen der Brandbemessung stehen keine Kleinstwirbel im Vordergrund, sondern Wirbel in einer Größenordnung im *cm*

Bereich. Eines der bekanntesten Turbulenzmodelle ist das  $k-\varepsilon$ -Turbulenzmodell (Beschreibung von Turbulenzeffekten durch zusätzliche Variablen in den hydrodynamischen Erhaltungsgleichungen). Large Eddy Simulation (LES) versucht, die für die Wärme und Rauchausbreitung relevanten Wirbel direkt zu lösen. Die Idee dahinter ist die großskaligen Turbulenzstrukturen (die mit dem Diskretisierungsgitter noch aufgelöst werden können) direkt zu berechnen und die kleinskaligen Strukturen geeignet zu modellieren (Feinstrukturmodell). Kleinere Wirbel werden i. d. R. vernachlässigt bzw. durch ein Turbulenzmodell näherungsweise berücksichtigt. Als ein weiteres Verfahren zur Turbulenzmodellierung sei das Eddy-Viskositäts-Modell genannt (Beschreibung von Turbulenzeffekten durch eine erhöhte Viskosität). [289]

## 5.3 Die Dynamik des Feuers

Ein Feuer wird nicht erlöschen, solange genügend Brennstoff und Luftsauerstoff vorhanden ist und genügend Energie auf die Brennstoffoberfläche zurückgeführt wird, um weiteren gasförmigen Brennstoff zu erzeugen. Der Verbrennungsvorgang ist verknüpft mit der Flammen- und Plumbildung (Rauchgassäule). Die Plume ist definiert durch aufsteigende heiße Gase, deren Massenstrom sich durch eingemischte Umgebungsluft vergrößert. Dieser Effekt beruht auf einer Impulsübertragung in Querrichtung, da die ruhende Luft einen Impuls von aufströmendem Heißgas erfährt, die dann am Rand der Strömung (Grenzschicht) Umgebungsluft mitführt. Durch turbulente Diffusion und Strömung mischt sich in der Flamme die Umgebungsluft mit den Brennstoffgasen, dadurch wird die Verbrennung erst ermöglicht, welche wiederum die Wärmeenergie freisetzt. Ein großer Anteil der entstehenden Wärme wird von den Gasen innerhalb der Verbrennungszonen absorbiert und erhöht dadurch die Temperatur der Gase und der darin enthaltenen Partikel. Dies führt zum Auftrieb der Gase und



der Partikel und zur Einmischung dieser. Da sich die aufsteigende Strömung oberhalb der Flamme fortsetzt (Plume), wird durch die Beimischung von Umgebungsluft der Plumemassenstrom ständig erhöht. Weil in der Plume keine Verbrennung mehr stattfindet, nimmt die Temperatur in der Plume über die Höhe ab, wenn außerhalb der Plume Umgebungstemperaturen herrschen (Energieerhaltung). Heißgase steigen solange auf, bis sie an die Decke stoßen und werden dann in horizontale Richtung umgelenkt (Ceiling Jet). Treibende Kraft dieser Strömung ist der Auftrieb (Dichtedifferenz der Umgebungsluft). Da diese Strömung ebenfalls turbulent ist, werden Wirbel mit horizontalen und vertikalen Komponenten produziert. Bei ausreichendem Dichteunterschied und ungestörter Ausbreitung bildet sich eine Rauchgasschicht. Diese wächst solange das Feuer brennt. Die heiße Rauchgasschicht führt zu einem Wärmestrom an Decken und anderen Bauteilen (radiativ und konvektiv). Bei ansteigender Temperatur nimmt auch die Wärmestrahlung zu. Diese besitzt nicht nur einen signifikanten Effekt auf die Abbrandrate des brennenden Objektes, sondern kann auch weitere brennbare Objekte entzünden (flashover). Des Weiteren hat die Wärmestrahlung auch direkten Einfluss auf alle umliegenden Bauteile, auch auf das Rauchgas. Die Rauchgastemperatur bestimmt sich aus der Energiebilanz. In der Rauchgasschicht (oben) herrscht ein Überdruck, darunter ein Unterdruck. Die Trennung bildet diejenige Ebene, bei der Innendruck = Außendruck ist. Diese Ebene ist eine Idealisierung, da sie nicht zwangsläufig glatt und eben ist. Unterhalb dieser Ebene fließt frische Umgebungsluft zu, die zur Verbrennung benötigt wird (falls der Zuluftstrom nicht ausreichend für die Verbrennung ist, spricht man von sauerstoffkontrollierter Verbrennung). Zur Berechnung werden die Erhaltungssätze für Massen, Impuls und Energie verwendet. Die Lösung geschieht numerisch auf Basis der fundamentalen Gleichungen, Vereinfachungen der Gleichungen und physikalische Modellierung in verkleinertem Maßstab unter Beachtung von Ähnlichkeitsgesetzen. [289]

Bezüglich des Verbrennungsvorgangs kann zwischen einer brandlastgesteuerten, vollständigen Verbrennung durch genügend zur Verfügung stehenden Sauerstoff und ventilationsgesteuerter Brandvorgänge (Sauerstoffmangel) unterschieden werden. [289]

Zur vollständigen Beschreibung der zeitabhängigen charakteristischen Daten eines Wohnungsbrandes genügen die HRR, die Gastemperatur, geometrische und thermische Daten von externen Flammen, Rauch- und optische Eigenschaften und die Zusammensetzung der Reaktionsprodukte. [480]

Einige Erkenntnisse zur Dynamik des Feuers allgemein, die aus Brandereignissen bzw. Versuchsszenarien abgeleitet werden können, sollen nachfolgend kurz näher erläutert werden. *Lönnermark und Ingason*[398] führen Modellversuche an rechteckigen Tunnelquerschnitten durch. Simuliert wird ein Brand eines Holzstockes in einem rechteckigen Tunnelquerschnitt. Die Tunnelumrandung wurde durch Stahl bzw. Glaselemente nachgebildet. Hauptuntersuchungsgegenstand stellten dabei der Querschnitt und die Windgeschwindigkeit im Tunnel dar. Zur Berücksichtigung der Maßstabeffekte wären eigentlich alle Größen entsprechend über dimensionslose Beiwerte (z. B. Reynoldszahl, Froudzahl oder Richardsonzahl) zu skalieren (Energiefreisetzungsrate, Durchfluss, Geschwindigkeit, Zeit, Energie, Masse und Temperatur). Es ist jedoch nicht immer möglich alle Parameter gleichermaßen zufriedenstellend zu skalieren. Als Kompromiss gilt die Einhaltung der Froudzahl als zufriedenstellend. Für die Temperatur werden keine Maßstabsfaktoren angesetzt. Die verwendeten Thermoelemente können bis 1260 °C messen. Windgeschwindigkeiten von 0 bis 5 m/s werden untersucht. Die HRR zeigt ein sich kreuzendes Verhalten bei Änderung der Querschnittsgrößen Höhe und Breite bzw. kann ein nahezu konstantes Verhalten interpretiert werden, wenn man die Querschnittsänderung als charakteristische

Strömungsgröße ausdrückt. Der Vergleich des Zeitpunktes des Erreichens der HRR bleibt jedoch aus. Für sich verändernde Windgeschwindigkeiten kann auch eine Änderung der HRR festgestellt werden.

Die Oberflächentemperatur an rechteckigen Tunneln ist sehr unterschiedlich, wenn man die maximale Temperatur an der gleichen Stelle vergleicht. Während für eine sich ändernde Breite die Temperatur steigt (bis knapp 1200 °C), fällt die Temperatur mit Zunahme der Höhe ab. Bei Vergrößerung des Querschnitts kann eine Verringerung der Temperaturen beobachtet werden, in vielen Fällen ist die Veränderung aber nur gering. Nahe am Feuer erhöht sich jedoch die Temperatur mit Erhöhung des Querschnitts. Die Vorrichtung dient auch zur Messung der Brandausbreitung über mehrere Fahrzeuge [319] und zur Ableitung ingenieurmäßiger Ansätze zur Berechnung der HRR für mehrere Objekte [260]. Des Weiteren werden solche Versuchseinrichtungen zur Untersuchung der Energiefreisetzungsrates über die Ausbreitung auf mehrere Objekte angewendet [261] oder für die Untersuchung der kritischen Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Blockierung des Tunnelquerschnittes durch Körper (Kraftfahrzeuge) [633] oder der Untersuchung der längsströmungsabhängigen Rauchausbreitung [109]. Bei einer kritischen Strömungsgeschwindigkeit teilt sich der Raum des Tunnels in drei Bereiche auf, den Bereich der Frischluftströmung, den Bereich der Feuerplume und einen Bereich für die Rauchgasströmung stromabwärts. [85]

Nach *Oka und Atkinson* [461] haben Modelltunnel unter Berücksichtigung der Skalierung der Froudzahl die Möglichkeit einfach Rauchgasuntersuchungen für Tunnel durchzuführen. Ferner ist die Rauchgasbewegung durch die Ventilation im Tunnel beeinflussbar, die Standardventilatoren im Tunnel sind jedoch primär dafür ausgelegt, die Abgase durch Kraftfahrzeuge zu befördern, jedoch nicht zwingend um Menge und Geschwin-

digkeit des Rauches eines Feuers zu beeinflussen. [341]

Ohne Längslüftung ist die Rauchausbreitung symmetrisch [183].

## 5.4 Kalibrierung einer realitätsnahen Brandlast und Ableitung einer Bemessungsbrandlast

Das National Institutes of Standards and Technology entwickelt schon früh Algorithmen zur numerischen Simulation von Hochtemperaturproblemen, deren Ursprung in den 1970er Jahren liegt [313], unter anderem das numerische Strömungssimulationspaket Fire Dynamic Simulator (FDS). Im Rahmen dieser Untersuchungen soll FDS [418, 420, 422, 424, 425] inklusive dessen Postprocessor Smokeview [200–202] des National Institutes for Standards and Technology (NIST) zur Anwendung kommen. FDS arbeitet nur mit globalen Koordinatensystemen und als geometrische Objekte zur Elementdefinition stehen Quader zur Auswahl, d. h. gekrümmte Geometrien müssen durch Inkrementierung approximiert werden [651].

Experimentelle und numerische Studien werden im Hochbau mit FDS erfolgreich durchgeführt [685]. Kombinierte experimentelle und numerische Untersuchungen der Rauchausbreitung in Tunneln werden beispielsweise durch *Wu und Bakar* [682] durchgeführt. Diese stellen fest, dass die Geschwindigkeits- und Temperaturfelder stromabwärts gut durch Feldmodelle simuliert werden können. Jedoch kann es im Bereich des Brandherdes zu Abweichungen kommen. Insbesondere die Netzgröße des Simulationsmodells hat hier einen großen Einfluss. Generell können aus den Großmaßstabsversuchen keine allgemeinen Ableitungen getroffen werden, dennoch eignen sich diese Versuche, um Feldmodelle zu kalibrieren [450].



Der Bemessungsbrand ist ein theoretischer, aber durchaus möglicher, Brandverlauf, der eine Vielzahl denkbarer Brandverläufe auf der sicheren Seite erfassen soll. Der Bemessungsbrand stellt die zeitabhängige Freisetzungsrates von Energie, chemischen Produkten und sichttrübenden Partikeln dar. Hierzu wird ein Quellterm zur Erzeugung zeitlicher Verläufe für die Entstehung von Energie und Rauchprodukten angesetzt. Der Bemessungsbrand beschreibt eine ungestörte Brandentwicklung, also insbesondere den Brandverlauf bei ausreichender Sauerstoffzufuhr (brandlastgesteuerte Verbrennung). Der ventilationsgesteuerte Abbrand wird von vielen Rechenmodellen unter Beachtung des globalen oder lokalen Sauerstoffangebotes modelliert. Zur Deklaration eines Bemessungsbrandes sind insbesondere zu beachten:

- die Art der Zündung (Initial, Material)
- Art und Verteilung brennbarer Stoffe
- charakteristische Stoffdaten zum Abbrandverhalten
- Rauchpotential
- Packdichte der Brandlast
- Nutzung
- die Brandlast (kg)
- die mögliche Brandfläche (-ausdehnung)
- die Raumgeometrie einschließlich Öffnungen
- Ventilationsöffnungen (Öffnungswirkung eventuell zeitlich abgestuft)
- flashover-Bedingungen
- die wärmespezifischen Parameter der Bauteile
- die Energieverluste außerhalb des Raumes (Flammen vor den Öffnungen)
- die insgesamt freisetzbare Energie

Bei angenommener Konstanz des unteren Heizwertes über die gesamte Branddauer ist die Mas-

senverlustrate (Abbrandrate) proportional zur Wärmefreisetzungsrates. Ferner sind die Freisetzungsrates der gebildeten chemischen und sichttrübenden Produkte proportional mit dem Masseverlust der Brandlast, d. h. zur Festlegung eines Bemessungsbrandes ist die zeitliche Entwicklung der Wärmefreisetzungsrates zusammen mit der stofflichen Charakterisierung der Brandgüter ausreichend. Von der Wärmefreisetzung ist dann im Regelfall die Entstehung weiterer Brandprodukte inklusive Rauchpartikel ableitbar. Zentrale Größe der Brandsimulation ist die Wärmefreisetzung in Abhängigkeit von der Zeit. Die Bestimmung der Wärmefreisetzungsrates kann

- durch Experimente,
- durch Berechnungen (Nachbildung der Brandentwicklung und -ausbreitung mit Hilfe eines Verbrennungsmodells, Berechnung der Brandentwicklung (Brandausbreitung und Feuerübersprünge) durch Berechnung von Erwärmung, Pyrolyse und Zündung weiterer Brandlasten von einer kleinen Primärbrandstelle),
- durch Vereinbarung auf der Basis von Schadensauswertungen,
- durch andere Erkenntnisse (Verwendung von in der Literatur genannten fertigen Bemessungsbrandkurven für Spezialfälle)
- oder durch normative Vorgaben und technische Regelwerke (Bemessung nach vereinfachten theoretischen Ansätzen unter Nutzung von Kennwerten aus der Literatur, bei ausreichendem Datenmaterial wird eine Vergleichsrechnung mit verschiedenen Ansätzen empfohlen)

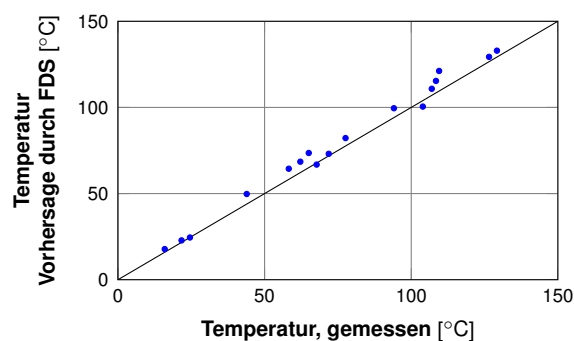
erfolgen. Die Verwendung veröffentlichter Messwerte aus Brandversuchen setzt die Kenntnis der genauen Versuchsrandbedingungen voraus, insbesondere die Anordnung der brennbaren Stoffe und der Ventilationsverhältnisse. Da in der Regel die genauen Versuchsrandbedingungen nicht vollständig bekannt sind oder vom zu beurteilen-



den Objekt abweichen, ist im Allgemeinen eine Übertragung des veröffentlichten Zahlenmaterials auf die objektspezifischen Randbedingungen erforderlich. Die Darstellung der Bemessungsbrände in Programmcodes kann durch Beschreibung der Brandentwicklung in der Form einer stationären oder zeitabhängigen Wärmefreisetzungsrate oder durch Reduzierung des Brandherdes als Punktquelle, durch Rückkopplungsmodelle von der Wärmestrahlung auf die Oberfläche (da die Brandentwicklung von dynamisch veränderlichen Größen abhängt, nur mit Feldmodellen möglich) erfolgen. Meist ist es nicht möglich eine direkte Rückwirkung der Umgebungsbedingungen auf die Brandintensität zu behandeln. Ausnahme bilden der in vielen Modellen explizit durch Bilanzierung der Zu- und Abluftmassenströme oder durch Berechnung der lokalen Sauerstoffkonzentration berücksichtigte Übergang vom brandlastgesteuerten zum ventilationsgesteuerten Abbrand. Bei allen Rechenverfahren muss jedoch die Geometrie der Brandfläche möglichst realitätsnah abgebildet werden. Das Plumenmodell (Plumengleichung) bezieht sich in der Regel auf eine kreisrunde Brandfläche, es gibt aber auch Gleichungen für rechteckige oder lang-gestreckte Geometrien. Neben der Wärmefreisetzungsrate bilden der Heizwert (effektive Verbrennungswärme), der Sauerstoffbedarf, die Ausbeute von Verbrennungsprodukten (Erzeugungsraten) und das Rauchpotential weitere Größen zur Festlegung eines Bemessungsbrandes. [289]

FDS wird generell als nach *DIN EN 1991-1-2: 2003-09* [156] validiertes Softwarepaket für Feldmodellsimulationen angesehen [666]. Im direkten Vergleich zu kommerziellen Softwarepaketen, z. B. Fluent, liefert FDS bei korrekter Konfiguration in der numerischen Simulation gute Ergebnisse in der Simulation realer Brände. [69]

In FDS wird die Navier-Stokes-Gleichung numerisch gelöst. Als Turbulenzmodell wird „Large Eddy Simulation“ (LES) angewendet. Die Erhaltungsgleichungen für Masse, Energie und Im-



**Abbildung 5.2: Vergleich gemessener Temperaturen mit der Simulationsvorhersage durch FDS [304]**

puls werden über Finite-Differenzen-Methode berechnet (FDM), die thermische Strahlung (auch Heißgasstrahlung) von aufgeheizten Objekten wird über die Finite-Volumen-Methode (FVM) modelliert. [548] Bereits in den 1990er Jahren verwenden und entwickeln *Baum et al.* [42] die Large Eddy Simulation Technik zur Simulation von Flammen bzw. Bränden. Die physikalische Komplexität turbulenter Strömungen wird hierbei durch gemittelte Navier-Stokes Gleichungen reduziert, wobei die räumliche Mittelung durch Large Eddy Simulation durchgeführt wird. [203] Die Entwicklung von FDS fokussiert dennoch primär die Untersuchung und Simulation der Rauchausbreitung zur Unterstützung der Planung für die Anlagentechnik [653].

Die Entwicklung von FDS ist dabei bereits so weit fortgeschritten, dass bei fachgerechter Modellierung gute Übereinstimmungen zwischen experimentellen Ergebnissen und der numerischen Simulation erreicht werden können [303], vgl. Abb. 5.2. Beispielsweise setzen *Truchot et al.* [631] FDS ein, um die Brandlast eines Ford Fiesta in einem Tunnel zufriedenstellend zu simulieren.

Ein Vergleich von Modellversuchen an kreisrunden Tunnelquerschnitten mit der Simulation durch FDS zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen FDS und den Versuchen [71, 304]. Der Fokus liegt hierbei primär auf der Betrachtung des Brandraumes. Ferner ist dem



Übergang zur Umrandung besonderer Wert zu schenken, da 50 bis 67 % der Energie von den umgebenden Bauteilen dissipiert wird [71], daher wäre eine Kombination zwischen Feldmodellen und strukturmechanischen Modellen der nächste logische Schritt.

In vergleichbaren Forschungsarbeiten liegt die Simulationszeit oft nur bei etwa 600 s und es werden meist nur Temperaturen im Bereich der Firs- te untersucht, z. B. *Hu et al.* [304] am Beispiel der Nachrechnung von Versuchen in Straßentunneln in China. Ferner verwendet *Willich* [672] FDS zur Simulation von Fahrzeugbränden im Schienenverkehr oder auch *Haack und Schreyer* [242] inkludieren FDS als Standard Feldmodellwerkzeug zur Simulation von Brandereignissen. *Lee und Ryou* [389] beschreiben, dass FDS auf 10 °C Temperaturen im Brandraum ermitteln kann und weisen nach, dass FDS grundsätzlich geeignet ist, Feuerszenarien und Rauchbewegungen in Tunneln zu berechnen. Als weiteres Anwendungsbeispiel von FDS im Tunnelbau können *Tsai et al.* [632] genannt werden, die in Bezug auf die Personenrettung die kritische Längsströmungsgeschwindigkeit untersuchen. FDS wird auch zur Simulation von Luftströmungen mit Ventilatoren erfolgreich eingesetzt und an Hand von experimentellen Untersuchungen quantifiziert, vgl. beispielsweise *Jessen* [332].

Darüber hinaus existieren einige Abwandlungen und modifizierte Versionen von FDS zur Simulation spezieller Probleme, z. B. die Optimierung des Wärmetransportes bestehend aus einem Modell für den konvektiven Wärmeübergang und einem Modell zur mehrdimensionalen Wärmeleitung [283]. Des Weiteren ist davon auszugehen, dass in Zukunft mit steigender Rechenleistung auch Feldmodelle noch effizienter berechnet werden können.

Simulationen zur Temperatúrausbreitung, schwerpunktmäßig mit Bezug auf die Tunnellüftung, werden beispielsweise durch *Croll et al.* [121] oder *Beyer und Sturm* [59] durchgeführt.

Weitere Validierungsbeispiele für FDS unter verschiedensten Brandszenarien kann folgender Liste entnommen werden:

- McGrattan, Fire Dynamics Simulator [419, 421, 423, 424, 426]
- Fleury, Thermal Radiation Models, [198]
- Beaulieu, Parallel Panel Experiments [51]
- Chavez, experimental investigation [107]
- Harrison, entrainment of air [265]
- Foote, enclosure fire tests data [199]
- McCaffrey, diffusion of fires [415]
- Peacock, Experimental Data Set [474]
- Oleszkiewicz, Feuerübergang auf eine Fassade [463]
- Forney, Smokeview [200–202]
- Wickström, Vorhersage Feuerübergang [663]
- Steckler, Strömung induziert durch Feuer [601]
- McGrattan, Interaktion, Experiment und Modell [417]
- Gott, Abbrand eines Hangar (großer Querschnitt) [229]
- Hamnis, Brandlast Flugzeug (Großbrand) [257]
- Hostikka, Zimmerbrand [299]
- Pitts, 2 brennende Autos [491]
- Vigne, Arup Fire [643]
- Sippola, Partikelströme in Lüftungskanälen [594]
- Versuche im Tunnel La Ribera del Folgoso, Spanien [643]
- Tunnelbrand [578]
- *Klein-Heßling et al.* [361]
- *Riese et al.* [519]

- *Hamnis et al.* [256]

*Li et al.* [393] verwenden FDS zur Nachrechnung der Runehamar Versuche, da mittlerweile viele Messdaten veröffentlicht [320, 321, 324] sind, die unter anderem die Beschreibung von Oszillation und Stabilität des Systems enthalten. Im Vergleich zu bekannten Brandkurven, scheint die RWS-Brandkurve am besten zu den Versuchen im Runehamar zu passen. Die Strahlung ist einer der wichtigsten Punkte in der Großversuchsimulation. Die Strahlung ist hauptsächlich abhängig von der Flammentemperatur und den chemischen Reaktionen. Beides ist auf Grund der Komplexität der Vorgänge eigentlich nicht beschreibbar. FDS umgeht dies mit der Annahme, dass die Strahlung einen Anteil von 35 % an der Wärmefreisetzungsrate hat. Von einem offenen Feuer weiß man, dass der Anteil der Strahlung bei ca. 10 bis 40 % liegt. Im Tunnel ist die Flamme jedoch sehr viel länger als in offenen Feuern, daher wird hier ein Wert von 45 % angenommen. Ab einem bestimmten Zeitpunkt beginnt auch die raumabschließende Schale des Tunnels den Rauch aufzuheizen. Der Wärmeübergang zur Wand in weiterer Entfernung von der Flamme ist dabei noch nicht optimal implementiert, hier weist FDS in der Version 5 noch Schwächen auf. [393]

Nach *McGrattan et al.* [425] wird eine Symmetriebildung in numerischen Strömungsmodellen nicht empfohlen und ist mit entsprechender Vorsicht zu bewerten. Eine Symmetriebildung ist üblich für Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) Modelle, um Rechenzeit zu sparen. In FDS wird LES (Large Eddy Simulation) verwendet. Der Grund hierfür ist, dass LES keine zeitgemittelten Ergebnisse berechnet. Eine Symmetrieebene in der Flamme würde daher deren Dynamik komplett verändern, es wird dann eher ein Feuer, das an einer Wand liegt berechnet. Daher wird eine Symmetrie im Zentrum einer turbulenten Plume nicht empfohlen. Wenn das Feuer sehr klein und die Strömung laminar ist, dann macht eine Symmetrieschicht Sinn, z. B.

bei einer Simulation mit einem ebenen Modell geschieht dies senkrecht zur Ebene automatisch in FDS.

Ähnlich dem Vorgehen, wie *Steinert*[606] die EUREKA-Versuche nutzt, um ein kalibriertes Bemessungsbrandmodell zu erstellen, wird im Rahmen dieser Arbeit ein ähnliches Vorgehen gewählt, um eine instationäre Funktion für die Brandleistung zu ermitteln. Im Rahmen dieser Untersuchungen werden jedoch aktuelle Brandversuche aus dem Versuchsprogramm des Runehamar Tunnels [393] herangezogen, um ein Bemessungsbrandmodell anhand experimenteller Ergebnisse zu kalibrieren, vgl. Abb. 5.4. Auf Basis der Vorarbeiten durch *Li et al.* [393] wird daher auch im Rahmen dieser Arbeit ein Bemessungsbrandmodell kalibriert. Abb. 5.3 zeigt die Ergebnisse des Bemessungsbrandmodells im Vergleich zu einer Versuchskonstellation der Runehamar Versuche [393].

Die materialtechnologischen Daten zur Implementierung des Gehäuses aus promatect-T Tunnelbauplatten um die Brandlast im Runehamar Tunnel können [501] entnommen werden.

Die hierfür abgeleitete Wärmefreisetzungsrate ist in Abb. 5.4 zu finden. Die Wärmeübergangsbedingungen variieren sehr stark im Realbrand, z. B. durch große lokale Streuung im natürlichen Brand, unterschiedliche Anordnung der Bauteile zu den Flammen, unterschiedliche Ausführung der Bauteiloberfläche oder eine unterschiedliche Dichte der verrauchten Heißgasschicht. Dies wird über iterative Verfahren berücksichtigt, die Gaseigenschaften sowie Massen- und Energieaustausch zwischen bestimmten Kontrollvolumina approximieren. Die Beschreibung des Bemessungsbrandes über eine Wärmefreisetzungsrate ist physikalisch eindeutiger als über Vorgabe von Temperatur-Zeit-Kurven. [289]

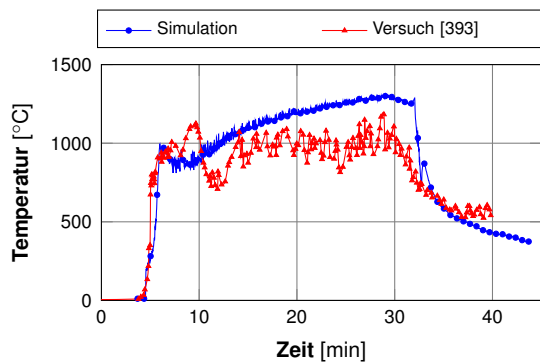
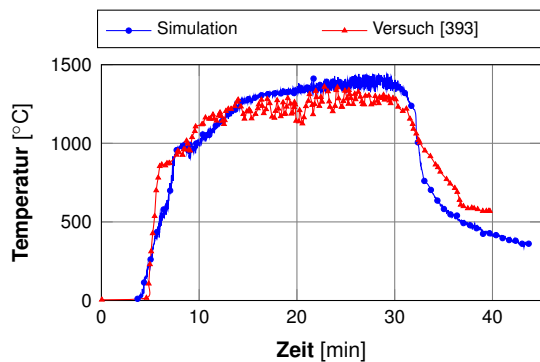
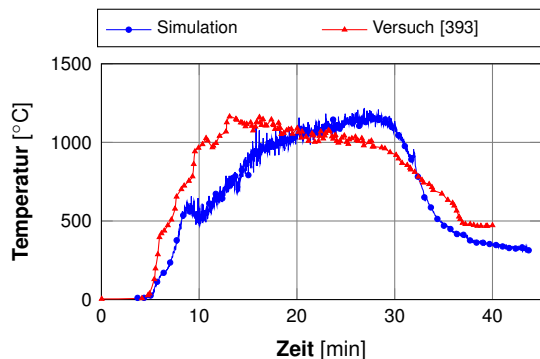
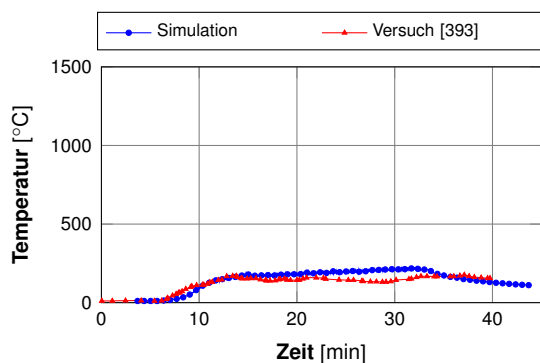
(1) Runehamar: Temperaturentwicklung,  $z = 0$  m(2) Runehamar: Temperaturentwicklung,  $z = 10$  m(3) Runehamar: Temperaturentwicklung,  $z = 40$  m(4) Runehamar: Temperaturentwicklung,  $z = 350$  m

Abbildung 5.3: Vergleich numerische Simulation und Versuch am Beispiel des Runehamar-Tunnels

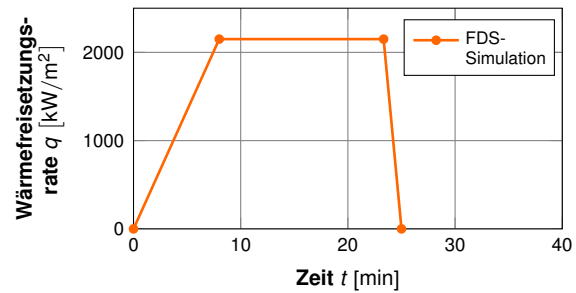


Abbildung 5.4: Verwendete HRRPUA für jedes Element in FDS

## 5.5 Simulation realitätsnaher Temperaturfelder

In der Bewertung eines Simulationsmodells können einige Kriterien herangezogen werden. Zuerst kann die Qualitätskontrolle der Ergebnisse genannt werden (Plausibilitätsbetrachtung, Bewertung/Validierung der verwendeten Verfahren). Darüber hinaus ist eine Modellqualifizierung durchzuführen, in dem die zur Beschreibung realer Fragestellungen notwendigen Phänomene im Modell ausreichend berücksichtigt werden, d. h. die physikalischen und mathematischen Grundlagen des Modells müssen dokumentiert sein und der Anwender muss in der Lage sein zu entscheiden, ob die Modelleigenschaften ausreichend zur Problemlösung führen. Die Modellverifizierung zeichnet sich durch die Beschränkung auf exakt überprüfbare Vorgänge (vgl. numerische mit exakter Lösung) oder dem Aufdecken von Fehlern in der Programmgestaltung aus. Diese Verifizierung kann vom Anwender i. d. R. nicht geleistet werden. Die Modellvalidierung wird meist durch den Vergleich mit Experimenten durchgeführt, z. B.

- im Rahmen einer Auswahl und Sammlung von Experimentaldaten,
- der Überprüfung der Experimentaldaten auf Plausibilität und Vollständigkeit,
- der Modellierung des Experimentalszenarios für das entsprechende Rechenmodell,

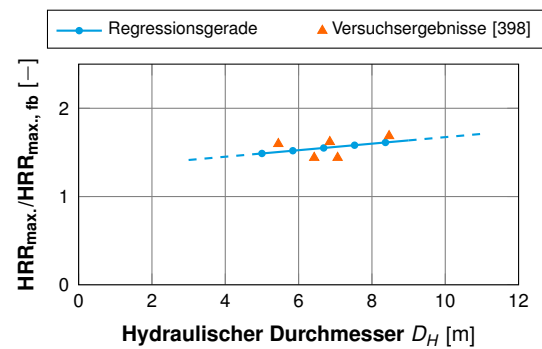
- der Simulation und Plausibilitätsbetrachtungen der Rechenergebnisse,
- dem Vergleich der Ergebnisse aus Simulation und Experiment,
- der Bewertung der Vergleiche (numerische Abweichung)
- und der Diskussion möglicher Ursachen für etwaige Abweichungen.

Als Größen für den Vergleich können die Temperaturen, die Rauchgasschichtdicke oder das Rußkonzentrationsfeld, der Rauchgaszusammensetzung, der Massenströme und Geschwindigkeitsfelder, der Druckverteilungen und der Wandtemperaturen genannt werden. Die Definition von Verifikationsgrößen dient der Erfassung der Effekte im Brandgeschehen (zeitliche Entwicklung der Messgrößen) und dem quantitativen Vergleich der Messergebnisse (die Vergleichbarkeit muss gegeben sein). [289]

Wie bereits zuvor beschrieben, ist eine häufige Einschränkung in der Auswertung von Brandversuchen, dass Temperaturen häufig nur im Decken- bzw. Firstebereich ausgewertet werden können [74, 516].

Für das numerische Gitter werden allgemein 20 cm in alle Raumrichtungen empfohlen, um einen guten Kompromiss zwischen Simulationsgenauigkeit und Abweichung von der Wirklichkeit zu erzielen [242].

Wissenschaftlichen Arbeiten zum Einfluss der Längslüftung auf die Feuergröße in Tunneln bzw. der Tunnelgeometrie auf die Feuergröße existieren bereits. Der Umfang dieser vergleichbaren wissenschaftlichen Arbeiten ist jedoch sehr gering, so dass *Carvel*[103] versucht auf Basis von Experteninterviews Effekte abzuschätzen. Unumstritten ist, dass eine forcierte Längslüftung einen deutlich spürbaren Einfluss auf die Brandentwicklung in Tunneln hat [103]. In einer ersten Studie werden im Rahmen dieser Arbeit Längslüftungseffekte ausgeklammert und der natürliche Abbrand einer Brandlast unter gegebenen Randbe-



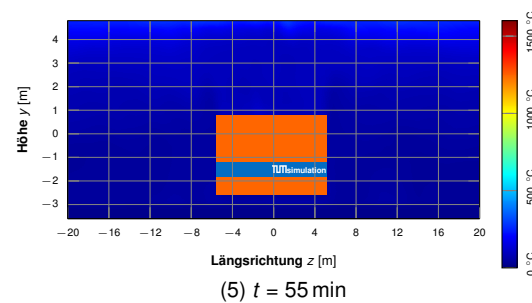
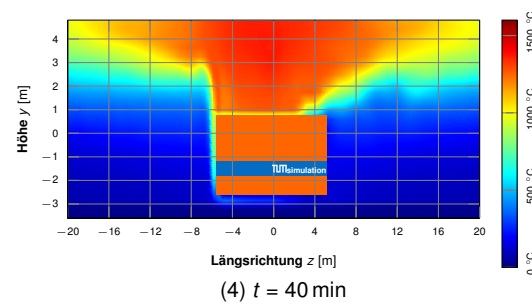
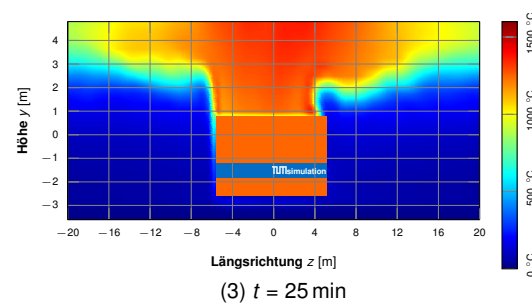
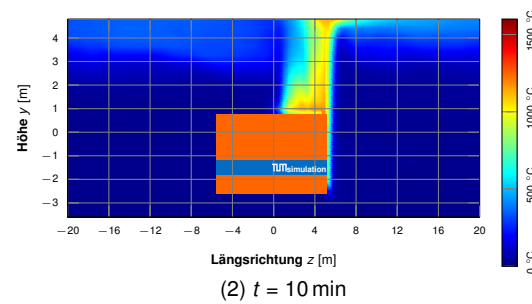
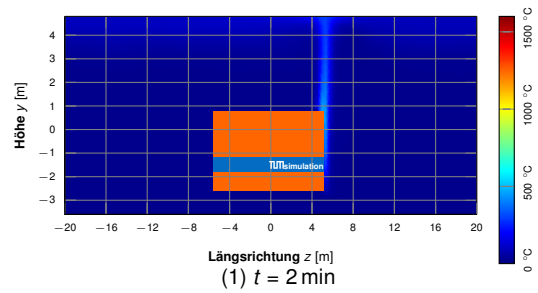
**Abbildung 5.5: Energiefreisetzungsrate HRR in Abhängigkeit vom hydraulischen Durchmesser  $D_H$**

dingungen untersucht. Eine gesteuerte Längslüftung wird daher hier nicht angesetzt. *Haack und Schreyer*[242] empfehlen eine Längsströmung von 0,50 m/s, falls eine Längsströmung berücksichtigt werden soll, jedoch keine konkreteren Werte vorliegen.

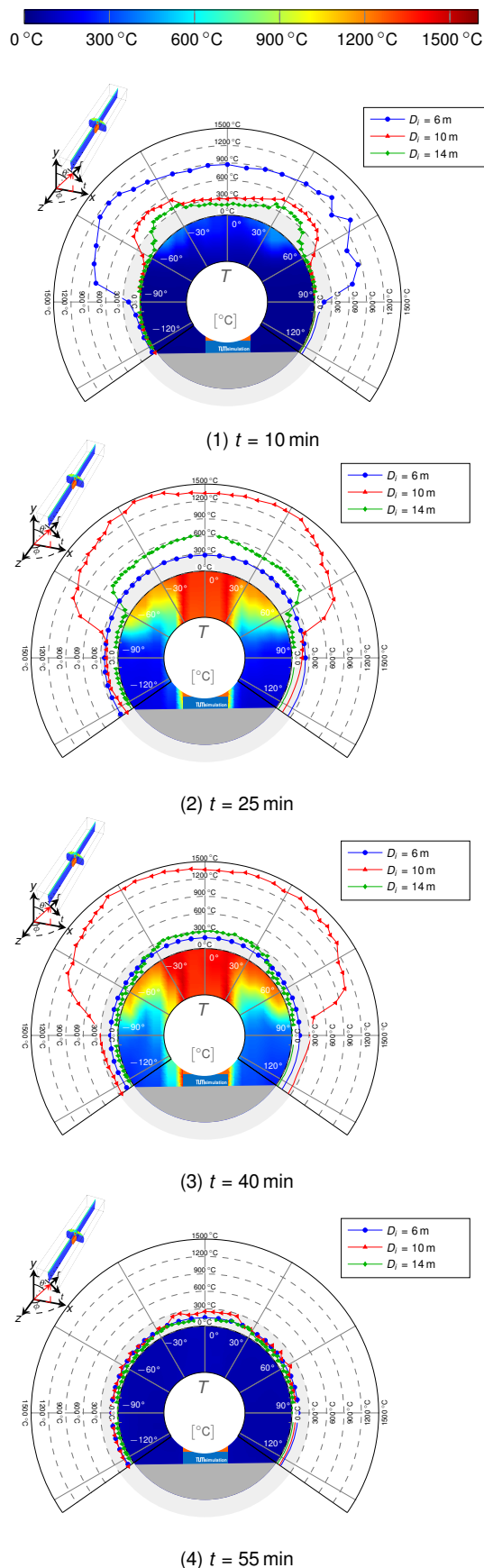
Die Verwendung und Approximation einer konstanten HRR in Bezug auf den hydraulischen Durchmesser wird im Rahmen dieser Arbeit als vereinfachte Annahme getroffen. Diese Annahme basiert auf den experimentellen Ergebnissen nach *Lönnermark und Ingason*[398], vgl. Abb. 5.5. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Komplexität der physikalischen Vorgänge alleine mit dem hydraulischen Durchmesser nicht beschrieben werden kann, da dieser die Schwankungen der Versuchsergebnisse nicht erklären kann. Für die Simulationen in dieser Arbeit soll jedoch die vereinfachte Annahme einer konstanten Wärmefreisetzungsrate HRR bezogen auf den hydraulischen Durchmesser des Tunnels gelten. Die Regressionsgerade der Wärmefreisetzungsrate steigt zwar in den Modellversuchen leicht an. Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, dass eine geringe Änderung der Wärmefreisetzungsrate auch nur geringe Einflüsse auf die Temperaturentwicklung im Tunnel unter den hier angesetzten Randbedingungen hat. Die Querschnittsänderung im realen Maßstab der Untersuchungen in dieser Arbeit verhält sich auch ähnlich der Querschnittsänderung im Modell nach *Lönnermark und Ingason*[398], d. h.



eine Änderung des maßstäblichen hydraulischen Durchmessers von 0,20 m auf 0,50 m ist mit einer Änderung von 6 m auf 14 m im realen Maßstab vergleichbar. Da die Komplexität der thermodynamischen Formulierung der Plume nicht Primärbestandteil dieser Forschungsarbeit sein soll, genügt hier die vereinfachte Annahme einer konstanten Wärmefreisetzungsrate über alle hier untersuchten Tunnelquerschnitte hinweg. [398]



**Abbildung 5.6: Instationäre Rauchgasausbreitung,  $D_i = 10 \text{ m}$**



**Abbildung 5.7: Instationäre Rauchgasausbreitung (Lufttemperatur an der Tunnelschale),  $z = 0 \text{ m}$  (Brandraum für  $D_i = 10 \text{ m}$ )**

Daher werden analog den in Abb. 4.2 abgeleiteten zu untersuchenden Tunnelinnendurchmessern  $D_i$  von 6 bis 14 m mit der in Abb. 5.4 abgeleiteten Wärmeleistung numerische Strömungssimulationen durchgeführt. Für die Simulationen werden sehr lange Tunnel angenommen. Die Längsluftströmung wird insofern berücksichtigt, dass sich die Strömung durch die Aktivität des Abbrandes frei einstellen kann. Die radialen räumlichen Randbedingungen werden als adiabatisch definiert. Eine Zusammenfassung aller Simulationsergebnisse ist in Anhang D aufgeführt.

Abb. 5.6 veranschaulicht das Abbrandverhalten einer simulierten LKW-Brandlast im Längsschnitt. Die Platzierung der Brandlast erfolgt in Tunnelmitte an der Stelle  $z = 0 \text{ m}$ . Zur Simulation eines möglichst realitätsnahen Abbrandverhaltens erfolgt die Zündung an der Stirnseite des LKWs, an der Stelle  $z = 5,20 \text{ m}$ , in Annäherung an eine Entzündungssituation, die beispielsweise auch im Rahmen eines Unfalles so auftreten könnte. Die Zündung weiterer Elemente wird durch die Konfiguration eines temperaturabhängigen Zündkriteriums möglich, bei dessen Überschreitung das jeweilige Element beginnt abzubrennen. So wird eine Feuerentwicklung um den gesamten LKW simuliert, der so instationär abbrennt und damit in guter Näherung einem natürlichen Abbrand nahe kommt. Eine geometrische Veränderung der Brandlast, z. B. durch Volumenverkleinerung in Form von einstürzenden Teilen der Brandlast, ist im Rahmen dieser numerischen Studien nicht berücksichtigt. Als Integral über die brennbare Oberfläche wird so eine Gesamtwärmefreisetzung von ca. 230 MW realisiert.

Zur Veranschaulichung ist in Abb. 5.7 der instationäre Abbrand einer LKW-Brandlast zugehörig zu Abb. 5.6 im Schnitt an der Stelle  $z = 0 \text{ m}$  dargestellt. Die Abbildungen veranschaulichen die instationäre Rauchgasentwicklung im Brandraum. Hierin wird bereits ersichtlich, dass vor allem für mittlere und größere Tunnel Durchmesser die oberen Bereiche des Tunnels durch heiße Rauchgase beaufschlagt werden. Eine Vertei-

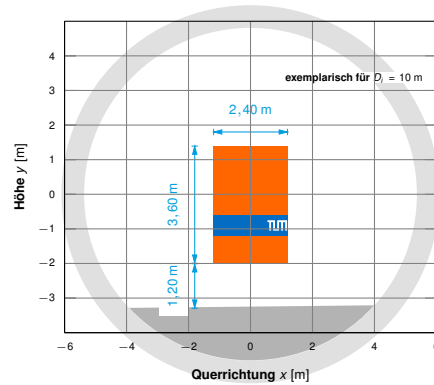
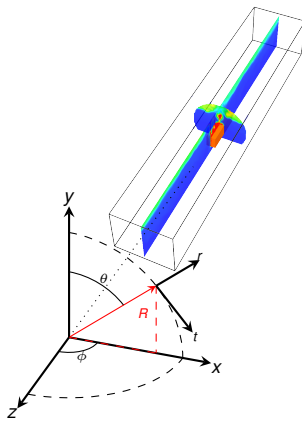
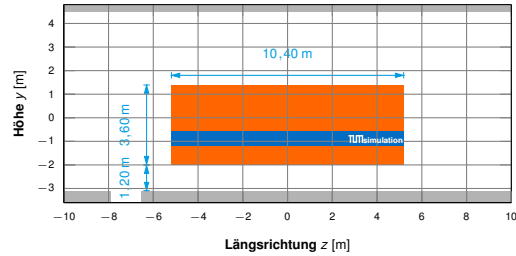


**variabler Systemparameter:**

Tunneldurchmesser  $D_i = 2 \cdot R = 6$  bis  $14$  m,  $\Delta D = 4$  m

**fixe Systemparameter:**

- Netzgröße 40 cm
- Tunnellänge  $L = 800$  m,  $z = -400$  bis  $400$  m
- Wärmefreisetzungsrate  $q_{max} = 2150$  kW/m<sup>2</sup>, vgl. Abb. 5.4
- Längsströmung  $v_z = 0$  m/s, keine Zwangsströmung in Tunnellängsrichtung
- Verbrennung atmosphärische Luft
- Tunnelschale  $d_r = 40$  cm Beton
- Stellung der Brandlast in Tunnellängsrichtung  $z = 0$  m,  $x = 0$  m



**Abbildung 5.8: Systemparameter zur Strömungssimulation**

**Tabelle 5.1: Einflussgrößen für die Strömungssimulation**

Allgemein		Einflussgrößen in der Simulation angesetzt		Untersuchungsziel
1		2		3
1	Tunnellänge $L$	konstant, s. Abb. 5.8		Einfluss der Tunnelgröße auf die räumliche, instationäre Temperaturverteilung eines Brandes an der Tunnelinnenschalenoberfläche
2	Tunneldurchmesser $D$	variiert, s. Abb. 5.8		
3	Stellung der Brandlast im Tunnel (Längs- und Querrichtung)	längs: mittig, quer: mittig und seitlich		
4	Wärmefreisetzungsrate (Sauerstoffzufuhr, Luftgemisch, Brandlast)	s. Abb. 5.8 und Abb. 5.4		
5	meteorologische Randbedingungen	keine, s. Abb. 5.8		
6	Verkehrsaufkommen im Tunnel (Hindernisse, Strömungsbehinderung)	keines		
7	Brandlastgeometrie (Füllung Querschnitt, Höhe über dem Boden)	LKW, s. Abb. 5.8		



lung, vor allem der sehr heißen, für den Beton schädlichen, Rauchgase über die gesamte luftzugängliche Oberfläche der Tunnelschale, ist im Rahmen dieser Simulationen nur für kleine Tunneldurchmesser zu beobachten. Die hier aufgeführten Temperaturen sind nur exemplarisch zu verstehen, die Diskussion maßgebender Temperaturen erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln.

Abb. 5.8 und Tabelle 5.1 fassen die im Rahmen dieser Studie angesetzten Parameter zur Simulation von Temperaturfeldern in einem Tunnel zusammen.



## 5.6 Diskussion der Simulationsergebnisse

Die wichtigsten Erkenntnisse, die in Anhang D gelisteten Ergebnisse der numerischen Strömungssimulationen werden in den nachfolgenden Kapiteln zusammenfassend bewertet, um daraus Randbedingungen für die anschließende kombinierte thermisch-strukturmechanische Simulation abzuleiten. Im Fokus dabei sollen vor allem charakteristische Ergebnisse gefiltert werden, die in Bezug auf die Formulierung realitätsnaher Brandlasten von Bedeutung sein können. Darunter fallen unter anderem die Ausbreitung der Rauchgase im Tunnelprofil und in Tunnel-längsrichtung, erreichte Lufttemperaturen an der Tunneloberfläche und Zeiten zur Charakterisierung der Brandentstehungsphase, der Vollbrandphase und der Abkühlungsphase.

### 5.6.1 Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung

Ein Eindruck der räumlichen Brandentwicklung ist in Abb. 5.9 exemplarisch für einen mittleren Tunnel mit  $D_i = 10$  m Innendurchmesser dargestellt. Hierin ist gut zu erkennen, dass bereits nach 10 min am Ort der Brandentstehung Temperaturen um  $1000\text{ °C}$  erreicht werden können, die sich schnell ausbreiten und in einer Entfernung von  $z = 80$  m nach 15 min bereits  $300\text{ °C}$  erreichen können. Eine Brandbekämpfung wird unter diesen Randbedingungen bereits deutlich erschwert, da nicht nur die Rauchgase die Sichtverhältnisse deutlich verschlechtern, sondern auch die entstehenden Temperaturen den Angriff des Brandherdes nur mit spezieller Ausrüstung möglich machen. Nach 20 min werden bereits Temperaturen von über  $1200\text{ °C}$  im Bereich des Brandherdes erreicht. Die Temperaturen in  $z = 20$  m steigen nun ebenfalls signifikant an und erreichen die  $1000\text{ °C}$  Grenze. Bis zu einem Zeitbereich von 40 min ist die Voll-

brandphase eines LKWs abgeschlossen und die maximalen Temperaturen im Brandraum sind erreicht. Es zeigt sich auch, dass die Ausbreitung der Heißgase von bis zu  $1000\text{ °C}$  auf eine Entfernung von ca. 40 m um den Brandherd symmetrisch (unter der Vernachlässigung einer erzwungenen Längslüftung) erreicht werden können, bis der Brand anschließend schnell abkühlt. Die Abkühlung des Brandraumes erfolgt dabei sehr rasch, wenn keine aktive Zuführung von Energie, z. B. durch einen Brand, mehr erfolgt. In Bezug auf die strukturmechanische Konsequenz kann festgehalten werden, dass der Einflussbereich heißer Rauchgase weite Bereiche um den Brandherd mit beeinflussen kann. Eine exemplarische Betrachtung eines temperaturbeaufschlagten 1 m-Streifens kann dann nicht auf der sicheren Seite sein, wenn es für die Erfüllung der Heißbemessungskriterien eines Tunnelquerschnittes notwendig ist, dass Lastumlagerungen des Gebirges aktiviert werden, um damit die statische Auflast des Bemessungsquerschnittes zu reduzieren. Auf Grund der weiten Ausbreitung der Heißgase, abhängig von der Überdeckung und dem Gebirgetyp und der konstruktiven Gestaltung der Tunnelschale, können die Stützweiten der Umlagerung im Gebirge zu groß werden, um diese zu aktivieren. Eine konkrete Beurteilung dieser Theorie ist jedoch nur tunnelindividuell unter Einbezug konkreter Randbedingungen möglich.

Einen detaillierteren Überblick über die Ausbreitung heißer Rauchgase zeigt Abb. 5.10, für eine mittige Stellung der Brandlast in einem Tunnelprofil, wie es für einspurigen Richtungsverkehr der Fall ist oder in eingleisigen Eisenbahntunneln, bzw. Abb. 5.11, repräsentativ für einen Tunnel, der beispielsweise zwei Richtungsfahrbahnen beinhaltet. Dargestellt sind jeweils die Temperaturkurven an der Stelle der höchsten gemessenen Temperatur in der Brandsimulation. Für den Tunneldurchmesser  $D_i = 6$  m wird keine separate Betrachtung einer exzentrischen Lage der Brandlast durchgeführt, da die angesetzte Brand-

last den Querschnitt bereits so füllt, dass eine Exzentrizität der Brandlast quer zur Tunnellängsrichtung nicht umsetzbar ist. Die Ergebnisse werden jedoch zusätzlich in Diagrammen für eine exzentrische Lage der Brandlast als Vergleichswerte dargestellt. Hierin zeigt sich, dass vor allem die Heißgasausbreitung unter denen im Rahmen dieser Studien gewählten Simulationsbedingungen mittlere Tunnel hinsichtlich der Temperaturentwicklung im Brand besonders ungünstig wirken, da die Temperaturen der Rauchgase auch in einer Entfernung von 20 m noch Temperaturen von 1000 °C erreichen können. Auf Basis dieser Randbedingungen ist die Beeinflussung nicht im Brand beteiligter Bereiche im Tunnel für kleinere ( $D_i = 6$  m) und größere ( $D_i = 14$  m) Tunnel auf den direkten Bereich um die Brandlast beschränkt. Darüber hinaus erreichen diese Tunnel global auch geringere Temperaturen in der Heißgasentwicklung. Ferner kann festgehalten werden, dass besondere Konstellationen, z. B. die außermittige Platzierung der Brandlast im Tunnel bereits zu einer Begünstigung der Abbrandbedingungen führen kann, da die thermischen Verhältnisse im Zwischenraum zwischen Brandlast und Tunnelschale zu erhöhter Strömungsaktivität führen und damit eine weitere Steigerung der Rauchgastemperaturen erreicht wird. Am Beispiel des mittleren Tunneldurchmessers zeigt sich, dass hierdurch Temperatursteigerungen von 150 °C möglich sind und so Temperaturen im Brandraum von 1500 °C überschreiten können. Eine Analyse zur Rauchgasausbreitung in entfernteren Bereichen einer exzentrisch platzierten Brandlast zeigt kaum einen Einfluss der Lage der Brandlast im Brandraum. Die Temperaturdifferenzen in Brandlast-fernen Zonen im Vergleich zwischen einer mittigen und einer exzentrischen Lage der Brandlast ist hier auch in den stochastischen Prozessen begründet, die im Rahmen der numerischen Strömungssimulation beispielsweise in der Bildung von Wirbeln integriert sind. Zwei Simulationen unter gleichen Randbedingungen liefern so auch verschiedene Ergebnisse, die sich jedoch im Rahmen eines

thermodynamisch stabilen Systems, wie es hier der Fall ist, in einer ähnlichen Größenordnung befinden.

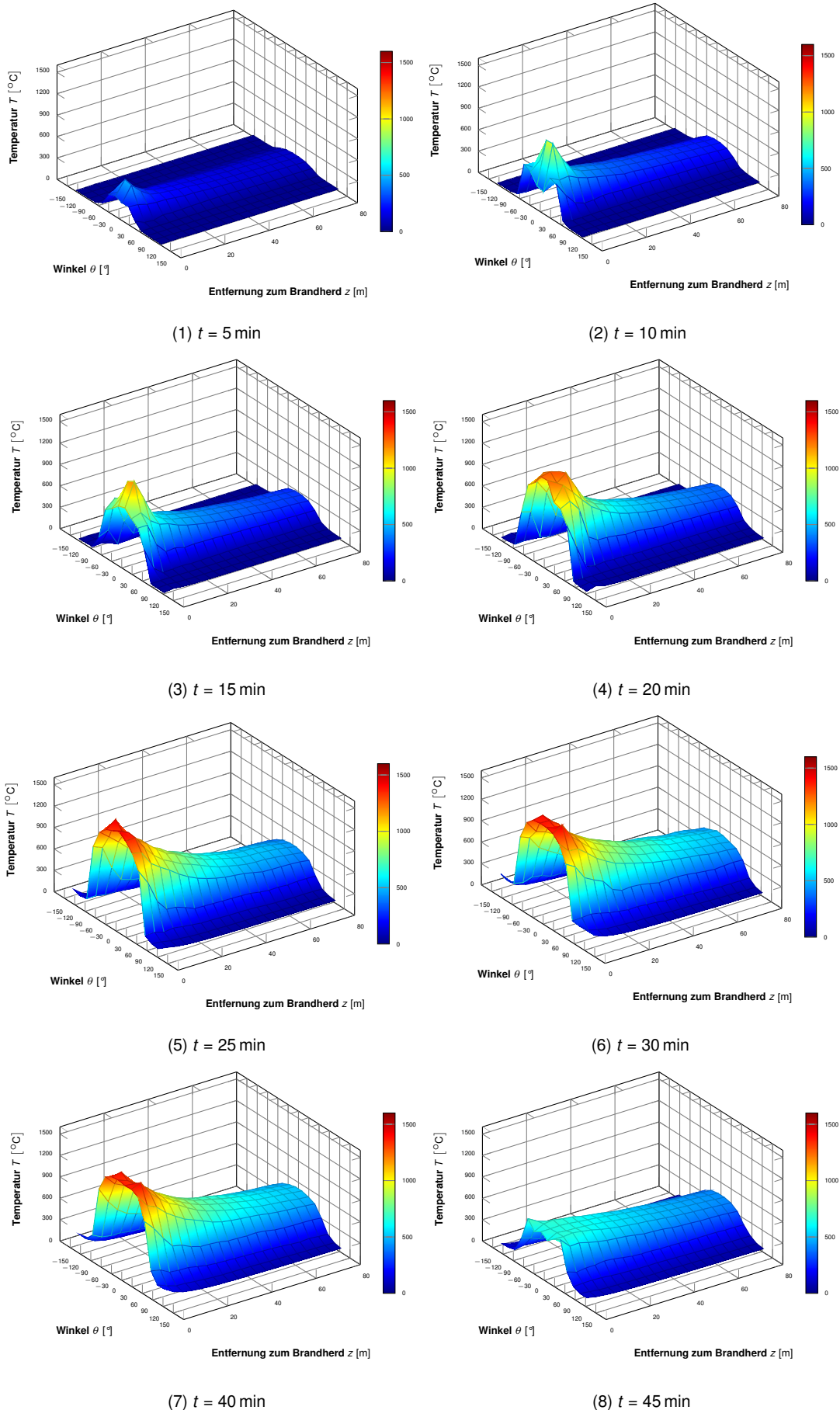


Abbildung 5.9: Zeit- und ortsabhängige Temperaturverteilung im Tunnelprofil,  $D_i = 10 \text{ m}$  (mittige Brandlaststellung)

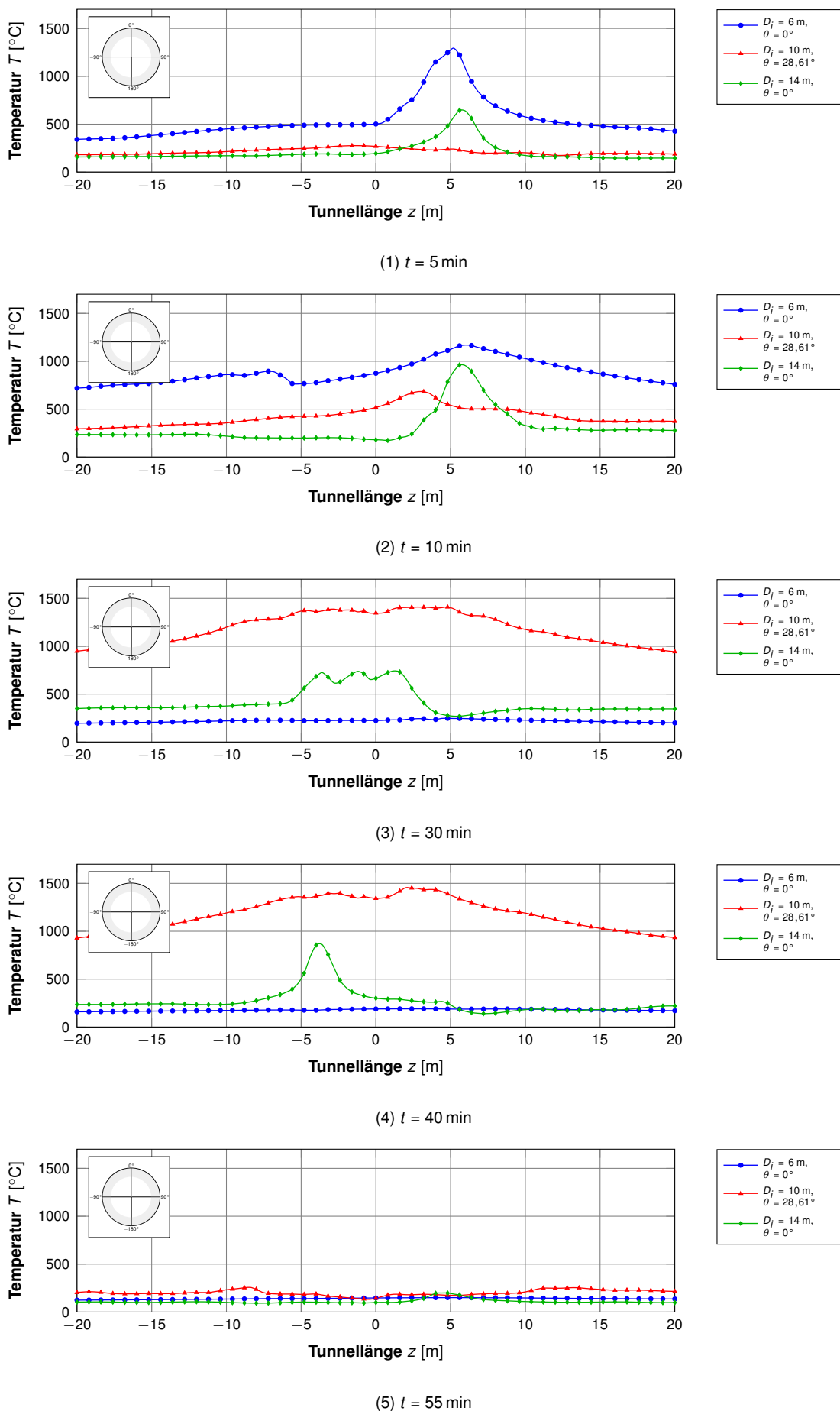


Abbildung 5.10: Erreichte maximale Temperatur im Tunnelprofil, mittige Brandlaststellung

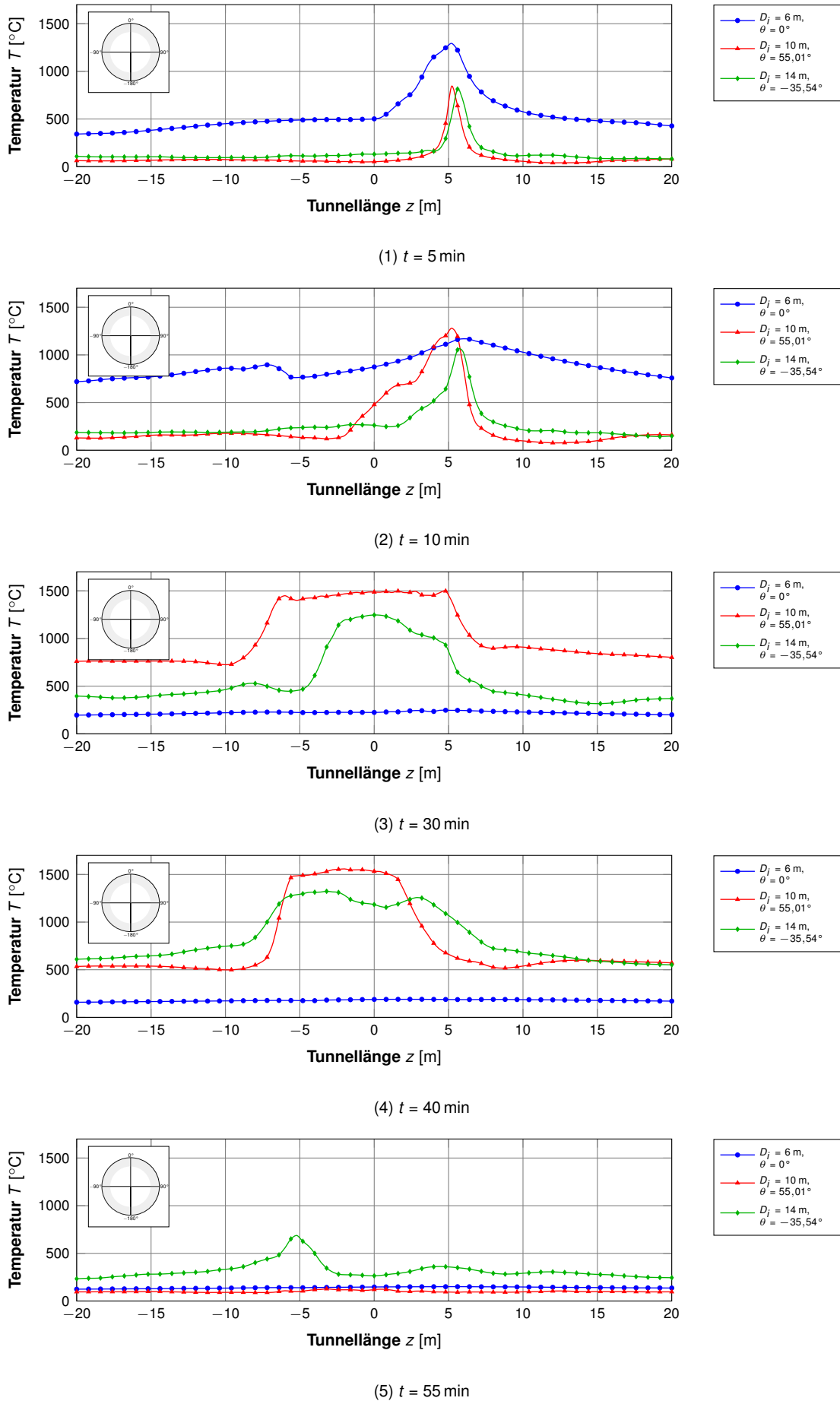
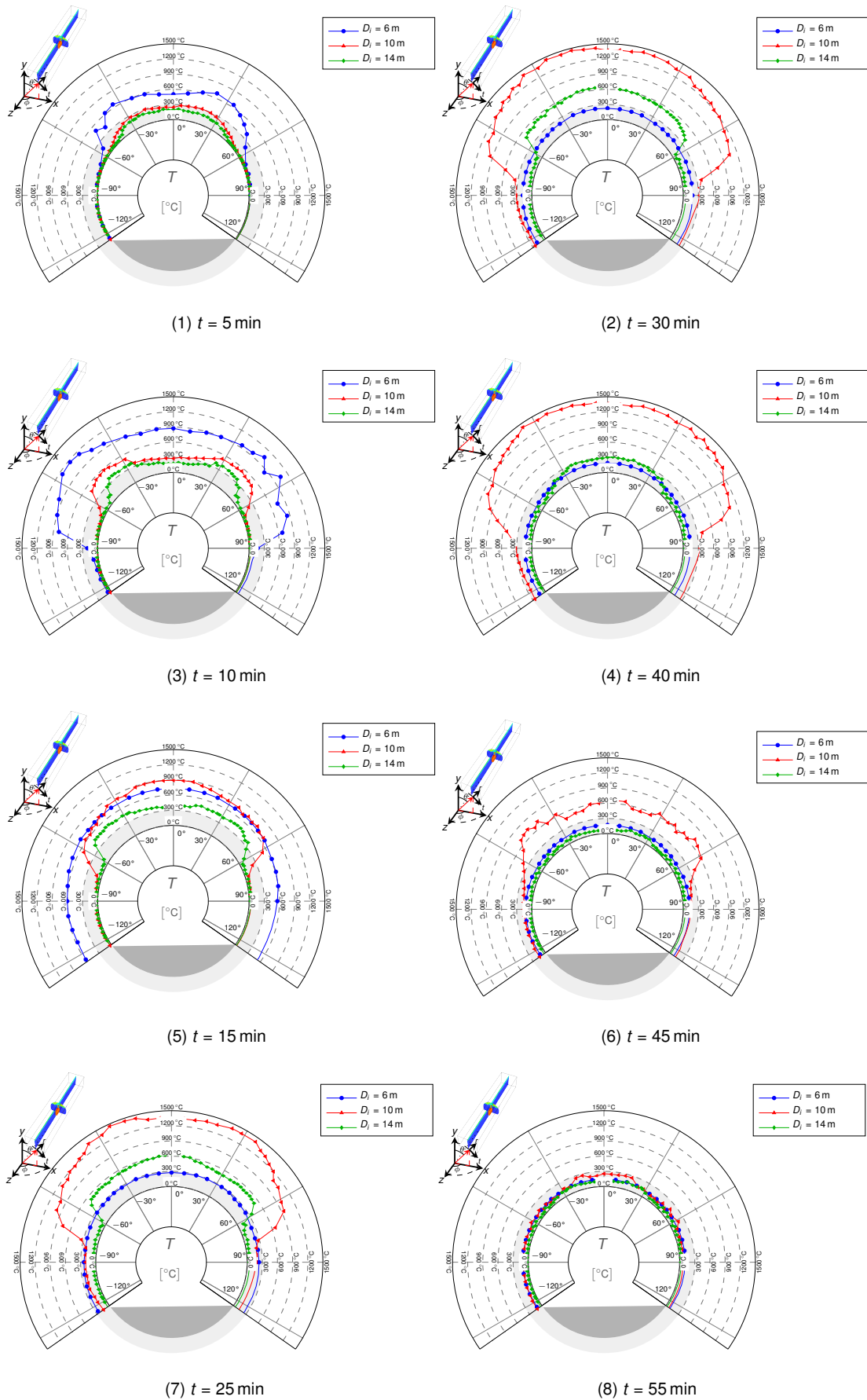


Abbildung 5.11: Erreichte maximale Temperatur im Tunnelprofil, seitliche Brandlaststellung

**Abbildung 5.12: Temperaturprofile,  $z = 0\text{ m}$ , mittige Brandlaststellung**

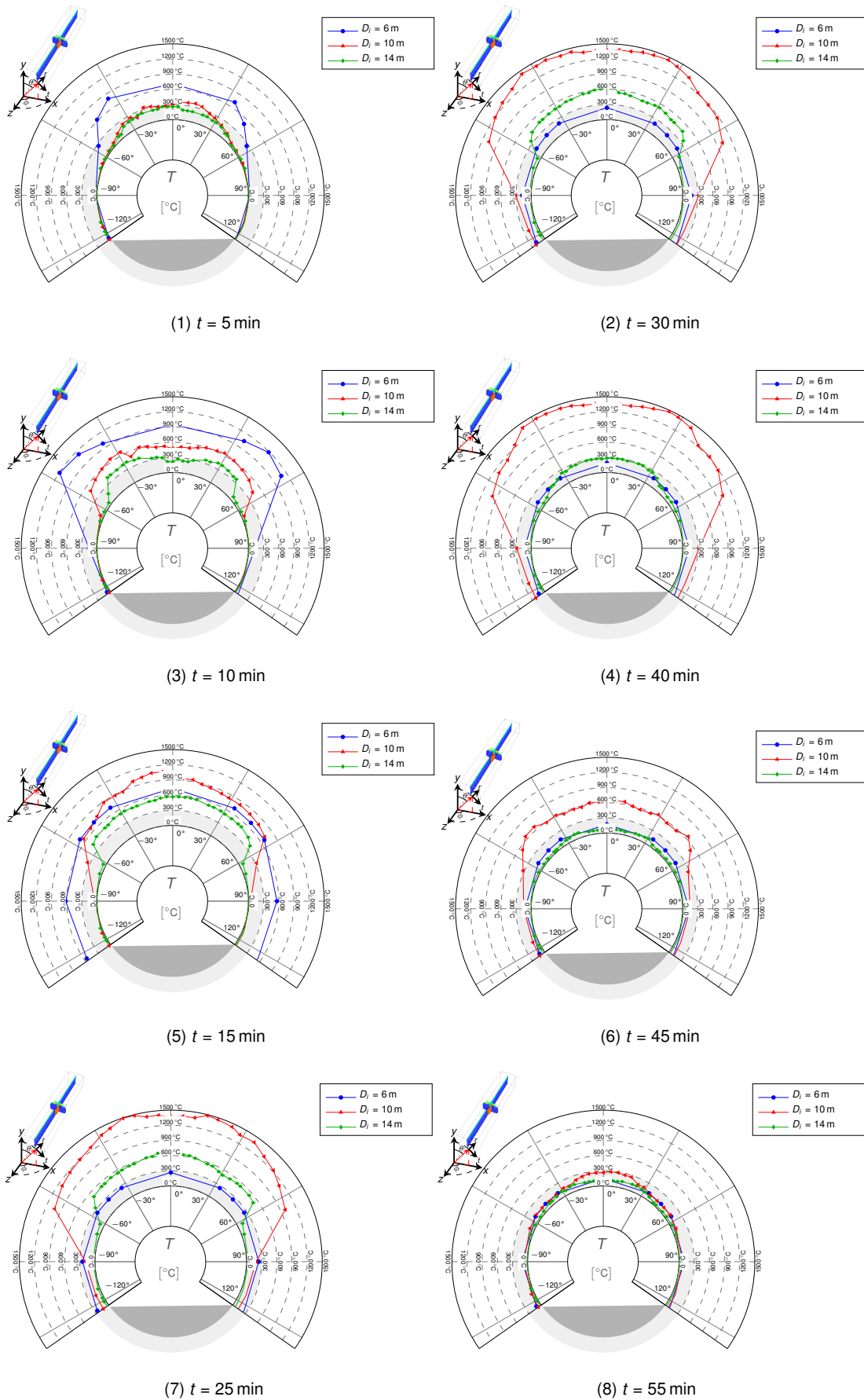


Abbildung 5.13: Temperaturprofile,  $z = 2$  m, mittige Brandlaststellung



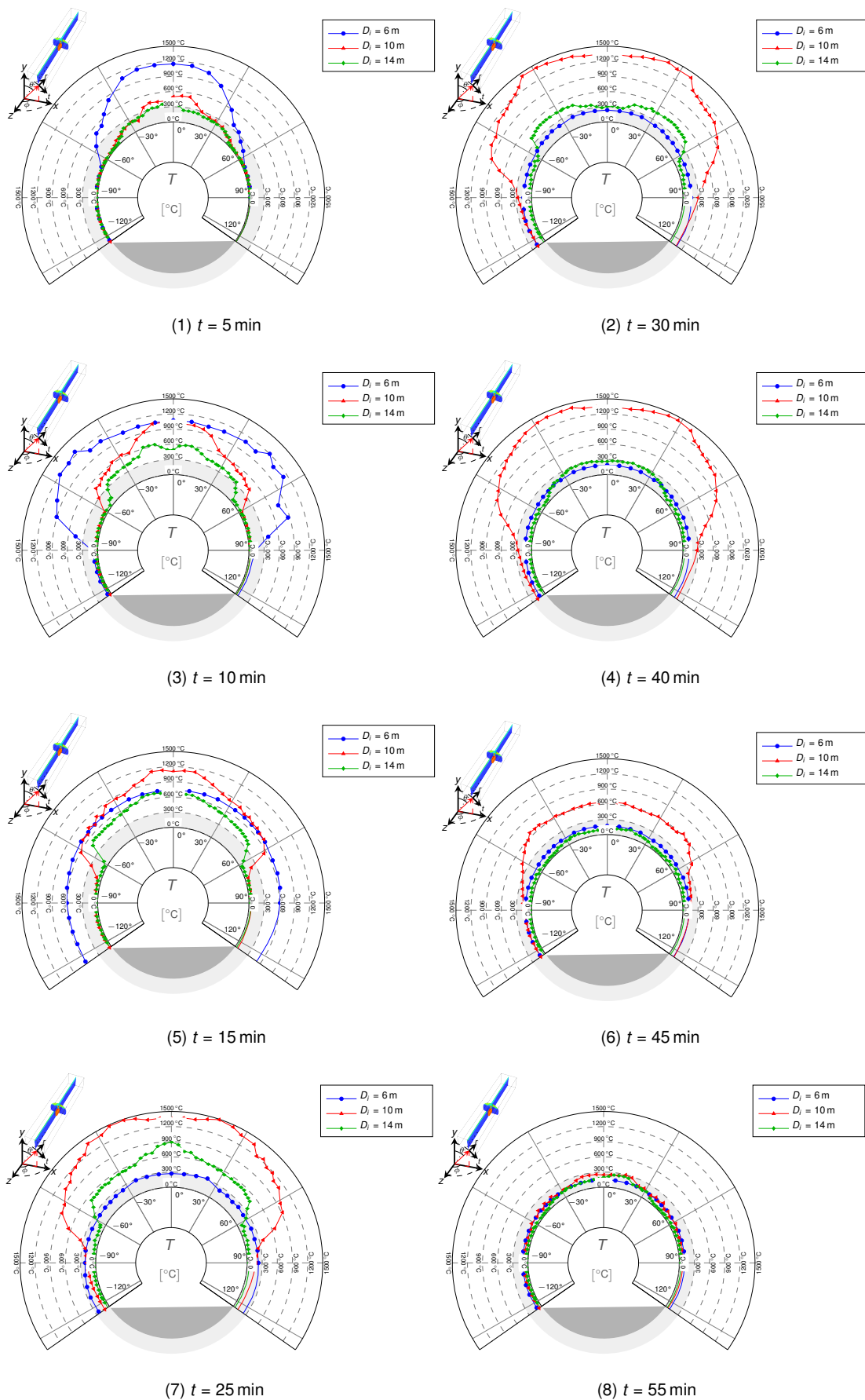


Abbildung 5.14: Temperaturprofile,  $z = 4$  m, mittige Brandlaststellung

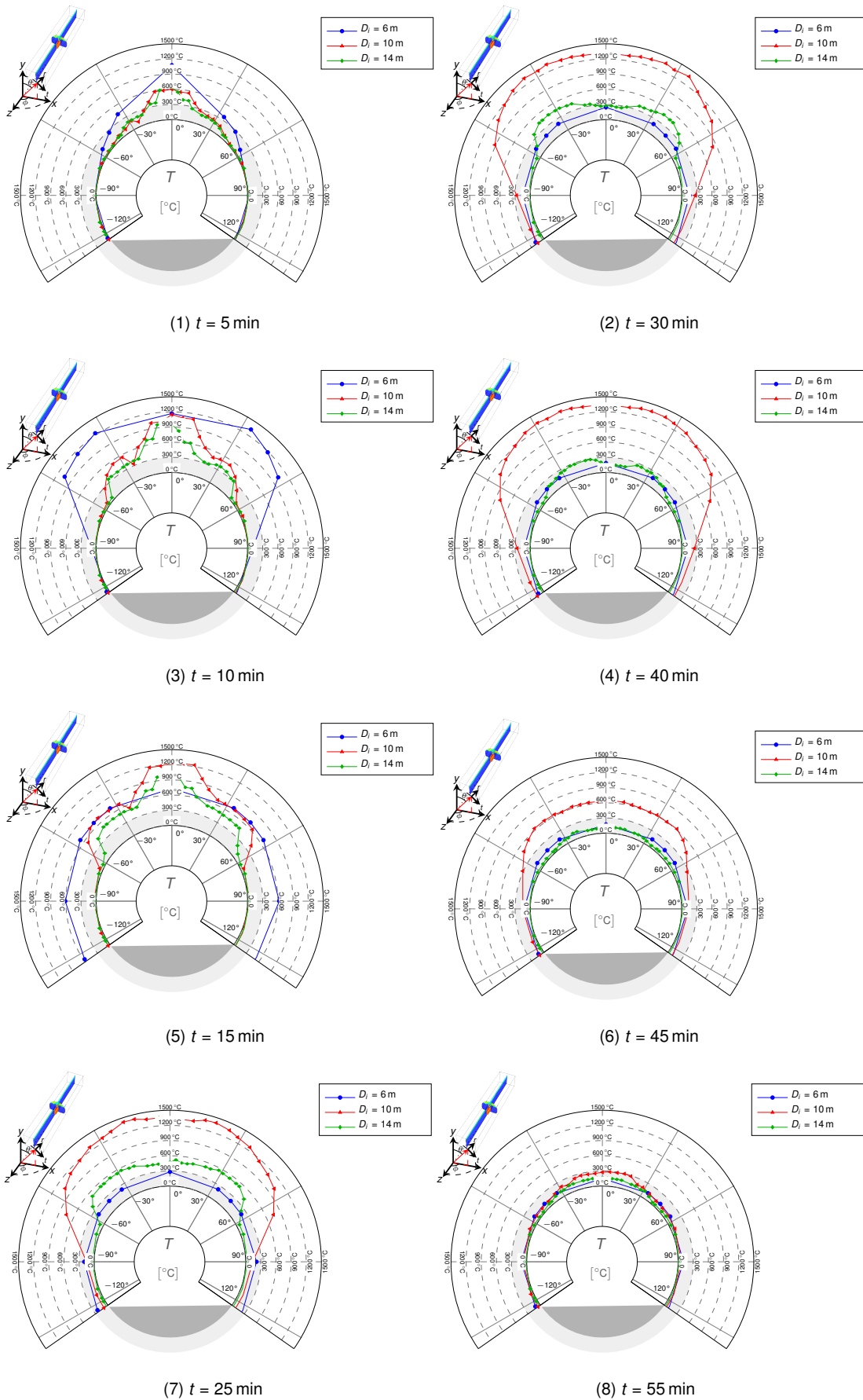
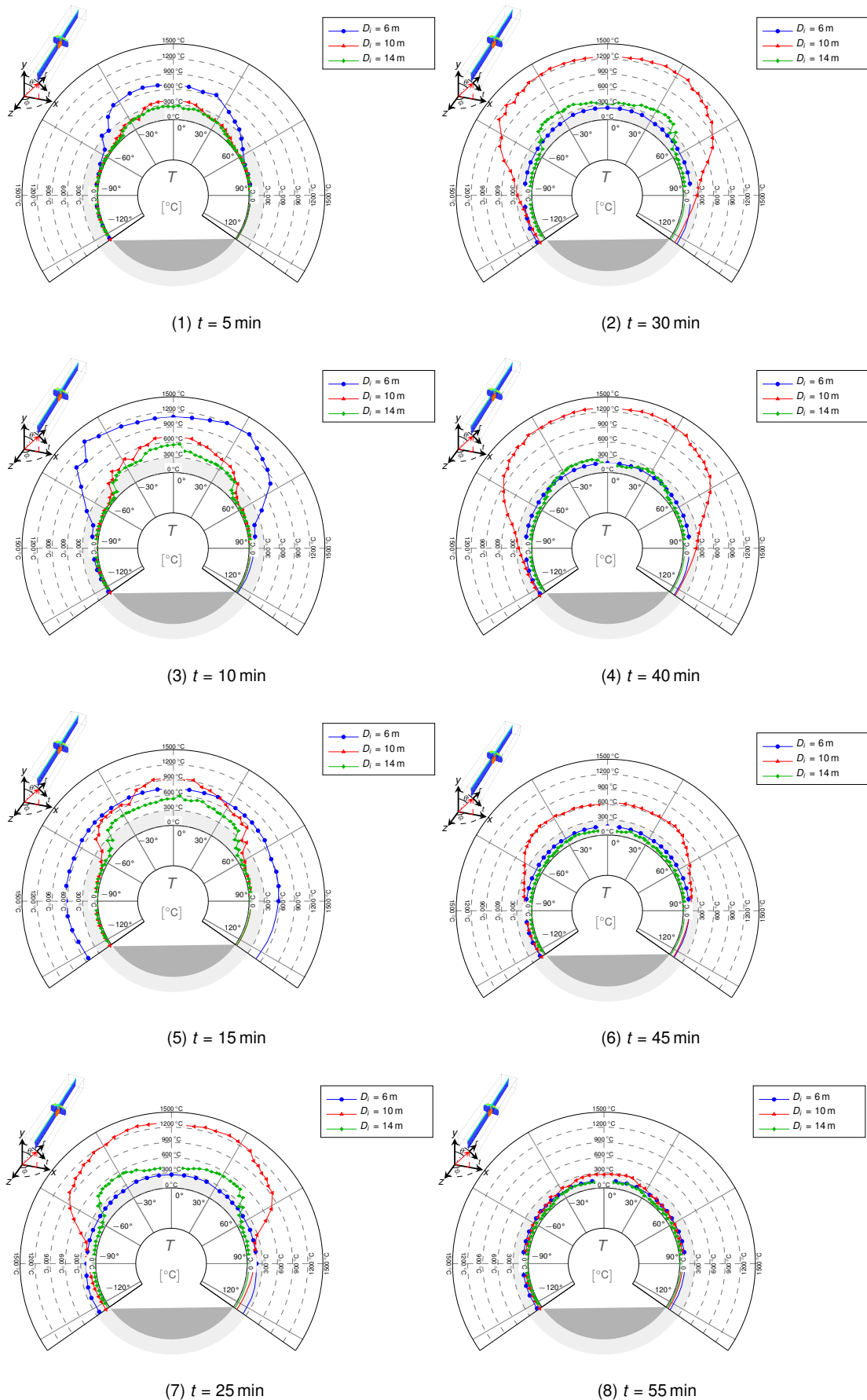


Abbildung 5.15: Temperaturprofile,  $z = 6$  m, mittige Brandlaststellung

**Abbildung 5.16: Temperaturprofile,  $z = 8$  m, mittige Brandlaststellung**

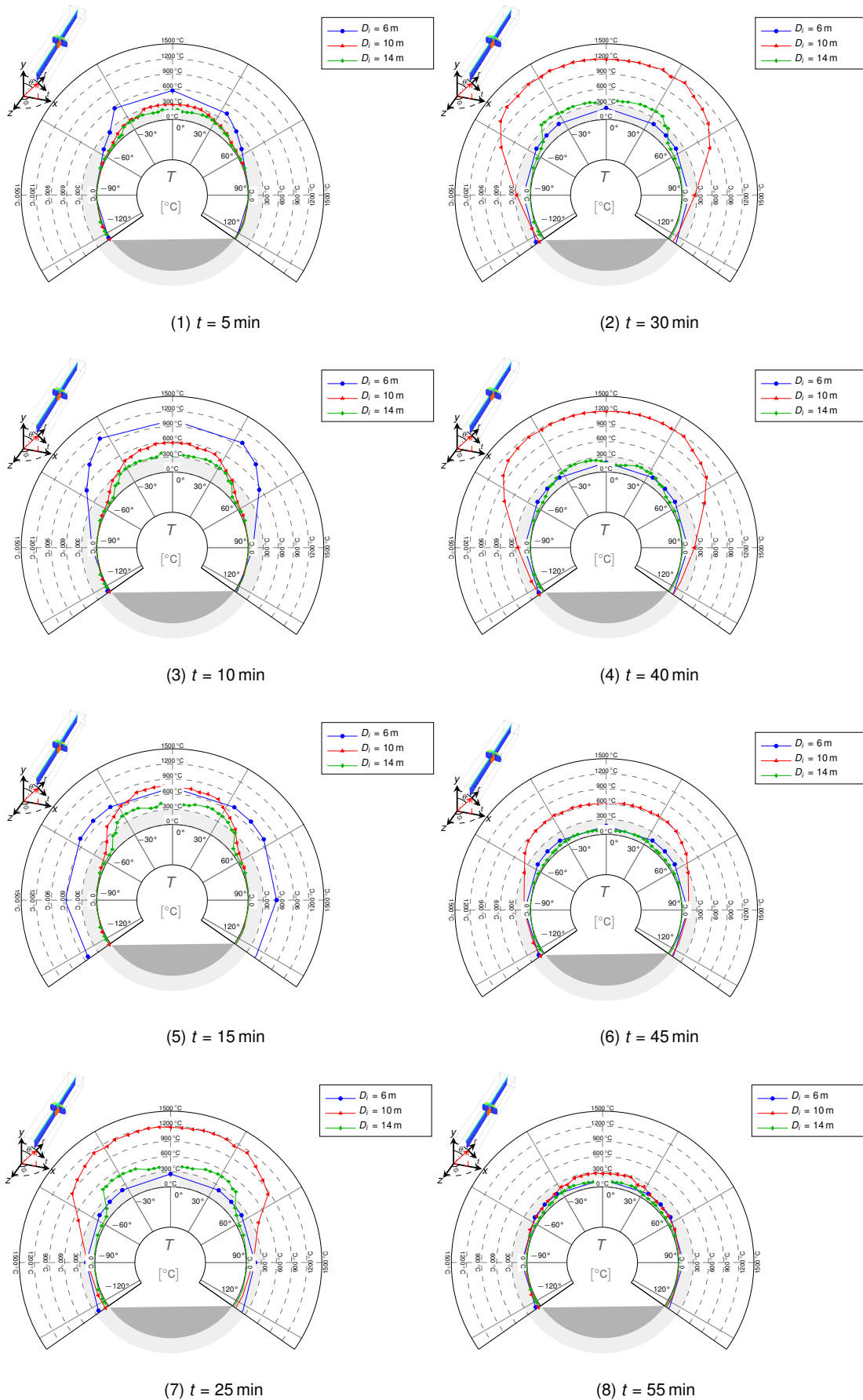
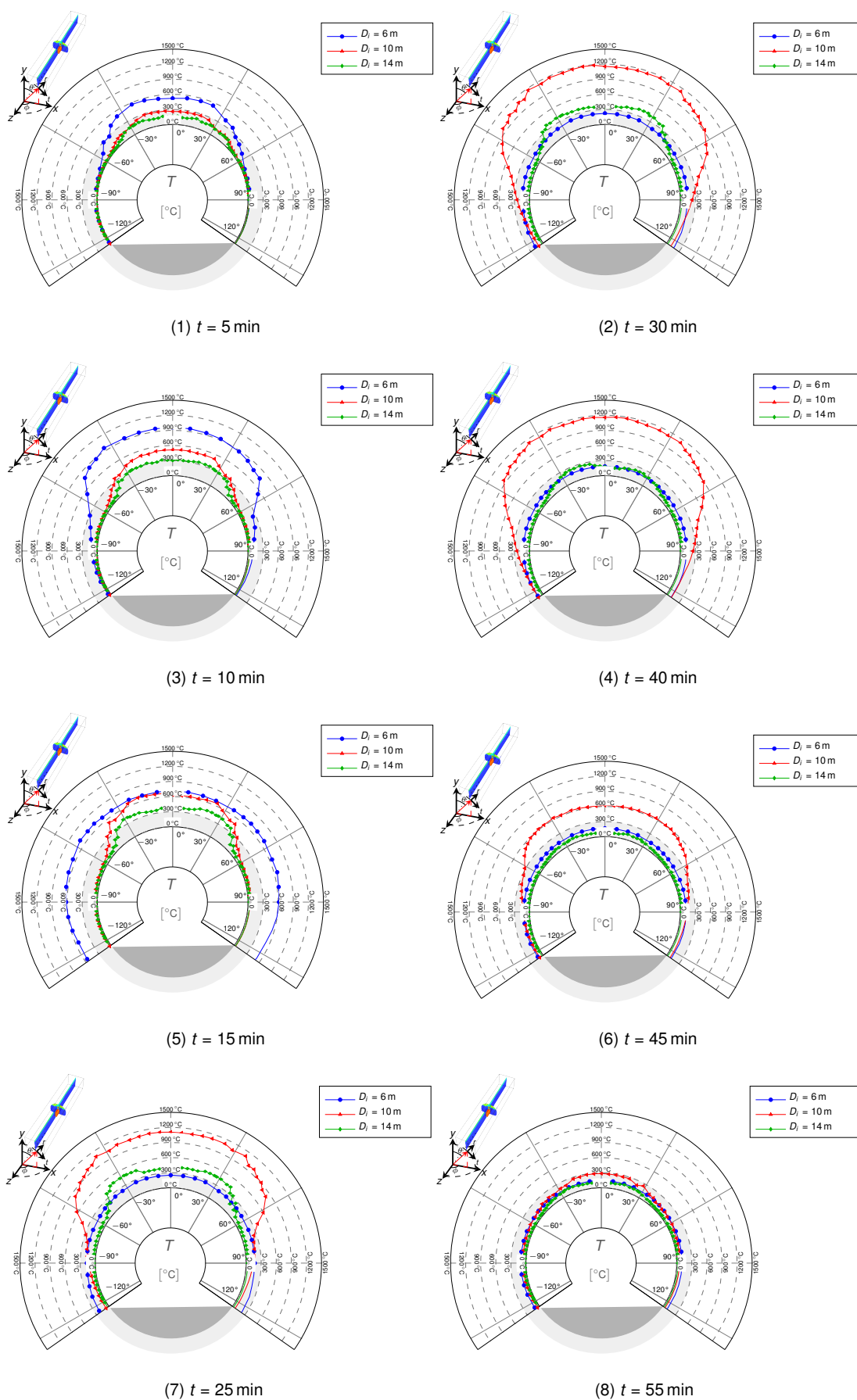


Abbildung 5.17: Temperaturprofile,  $z = 10$  m, mittige Brandlaststellung

Abbildung 5.18: Temperaturprofile,  $z = 12$  m, mittige Brandlaststellung

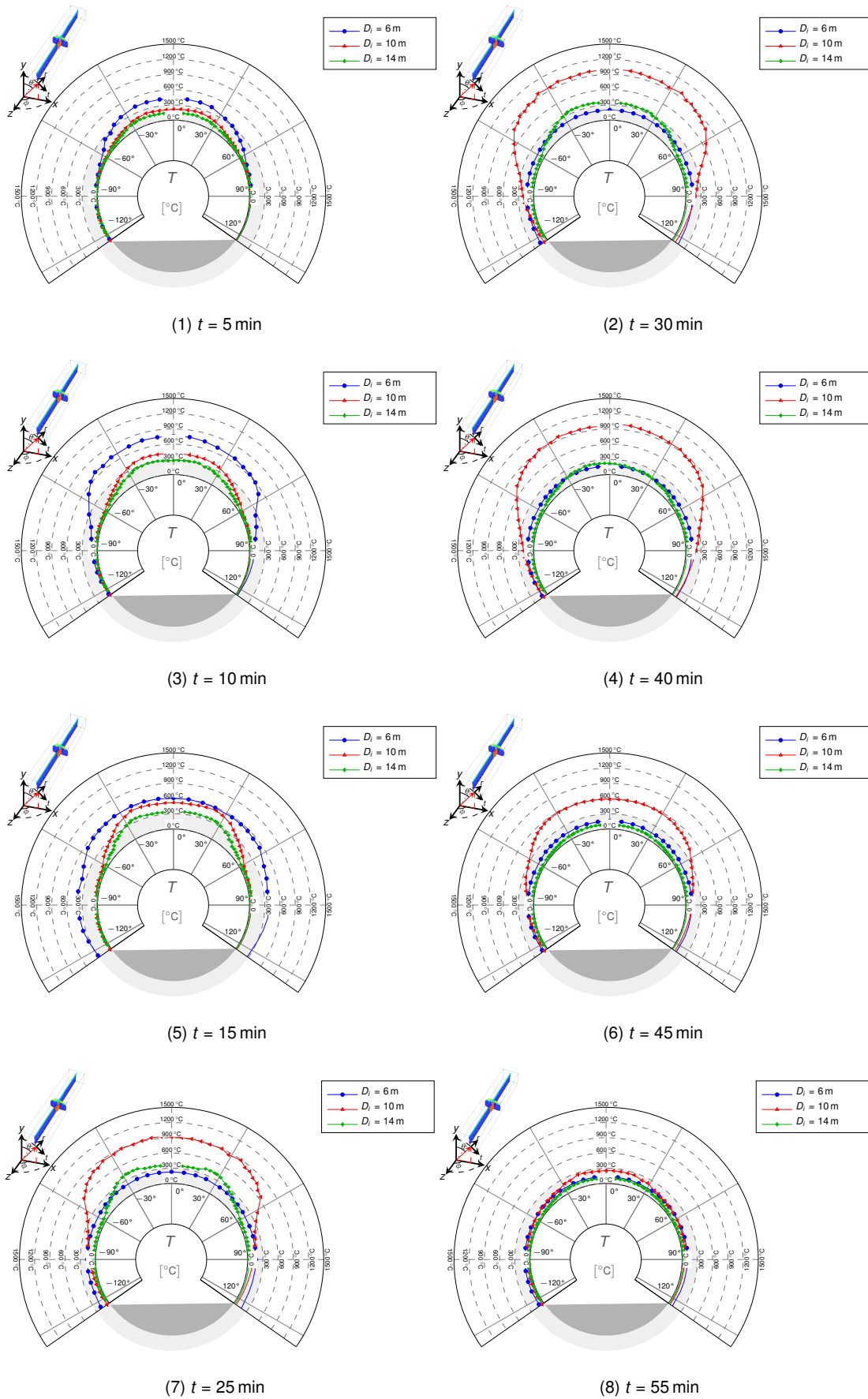


Abbildung 5.19: Temperaturprofile,  $z = 20$  m, mittige Brandlaststellung

## 5.6.2 Temperaturentwicklung im Tunnelprofil

Eine Zusammenfassung und Überlagerung der Simulationsergebnisse für Tunnelprofile sind in Abb. 5.12 bis Abb. 5.19 für eine mittige Positionierung einer Brandlast und in Abb. 5.20 bis Abb. 5.27 für eine exzentrische Positionierung einer Brandlast dargestellt. Die Diagramme sollen dabei besonders den Einfluss der gleichen Wärmefreisetzungsrate auf das Ergebnis der Lufttemperaturen in der Nähe der Oberfläche der Tunnelschale verschiedener Tunneldurchmesser verdeutlichen.

Vor allem ein kleiner Tunneldurchmesser mit  $D_i = 6$  m Innendurchmesser entwickelt mit der hier definierten Brandlast Rauchgase, deren Ausbreitung und Abfluss nicht mehr nur im Bereich der Tunnelrinne möglich ist. Die Rauchgasbildung erfolgt schneller als diese abströmen können. Das führt zu einem Rückstau der Rauchgase, so dass die heißen Rauchgase im Gegensatz zu Bränden bei größeren Durchmessern nicht mehr nur den Firstbereich beaufschlagen, sondern zu sehr hohen thermischen Belastungen der gesamten luftzugänglichen Oberfläche führen. Dieses Phänomen ist nicht nur im direkten Bereich der Brandlast, sondern auch noch 20 m entfernt von der Brandlast zu beobachten, vgl. Abb. 5.19 (identisch mit Abb. 5.27 für  $D_i = 6$  m). Für mittlere ( $D_i = 10$  m) und große ( $D_i = 14$  m) Tunneldurchmesser kann beobachtet werden, dass die Konzentration sehr hoher Temperaturen vor allem im Firstbereich stattfindet, in den Regionen, die auch primär durch heiße Rauchgase beaufschlagt werden. In den hier vorgestellten Simulationen zeigt sich besonders, dass ein mittlerer Tunnelquerschnitt im Vergleich zu kleinen und großen Tunneln hier zu besonders hohen Temperaturen im Brandraum führt. Im Bereich der Zündquelle bei  $z = 5,20$  m (in den Diagrammen veranschaulicht an den Messstützstellen  $z = 4$  m bzw.  $z = 6$  m) ist die Temperaturentwicklung im Bereich der Brandentstehungsphase für

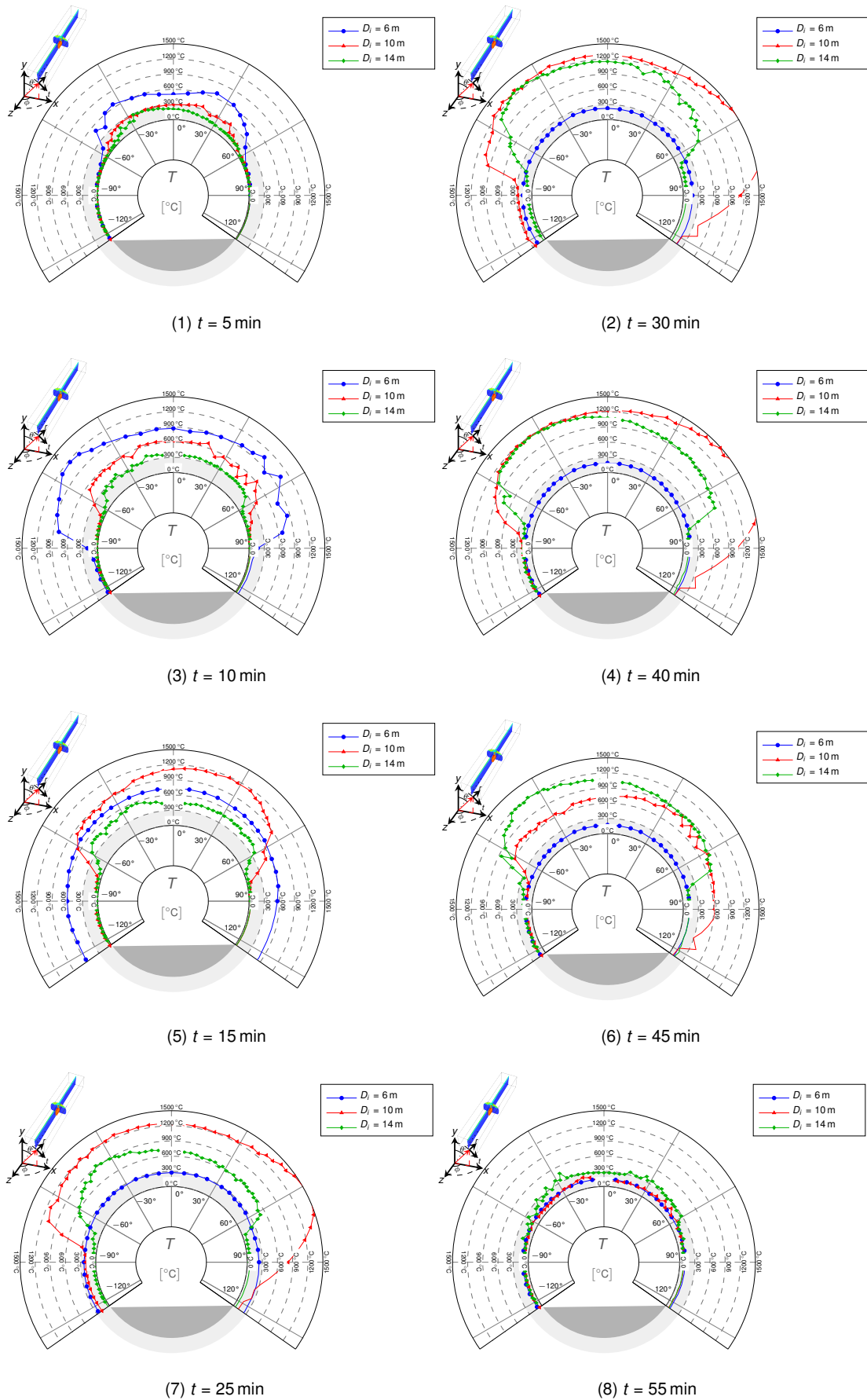
alle hier untersuchten Tunnelgrößen sowohl hinsichtlich der erreichten Temperaturen als auch hinsichtlich des Zeitpunktes beim Erreichen der Vollbrandphase ähnlich. Nur ein großer Tunneldurchmesser weicht in Bezug auf die erreichten Temperaturen etwas ab. Diese liegt mit ca.  $900$  °C etwa  $300$  °C niedriger als bei kleinen und mittleren Tunnelgrößen. Für mittlere und große Tunnel wird im Zeitbereich der Brandentstehung auch nur der Firstbereich zwischen  $\theta = \pm 15^\circ$  mit hohen Temperaturen beaufschlagt. Da insbesondere für große Tunnel die Zeitdauer der Temperatureinwirkung im Bereich der Zündquelle mit bis zu 10 min relativ kurz ist, kann für diesen Bereich auch ein geringeres Abplatzrisiko unterstellt werden, da Abplatzungen in der Regel zwischen 6 min und 30 min Branddauer auftreten, vgl. Abschnitt 3.3.7. Für kleine Tunnel dehnt sich der Brand bereits auf weite Bereiche der Rinne zwischen  $\theta = \pm 60^\circ$  aus. Die Temperaturentwicklung fällt schließlich rasch für große Tunnel und führt zu einer Vergleichmäßigung der Temperaturverteilung über den Firstbereich und Teile der Rinne, wohingegen sich die hier simulierten Brandszenarien für kleine und mittlere Tunnel weiterentwickeln und neben der räumlichen Ausbreitung im Brandraum auch instationär weiter an Temperatur gewinnen.

Die hier diskutierten Effekte für eine mittige Brandlaststellung sind grundsätzlich auch auf eine exzentrische Brandlaststellung übertragbar. Zur besseren Visualisierung der Effekte exzentrischer Brandlaststellungen unterschiedlicher Tunnelgrößen sind die in Abb. 5.20 bis Abb. 5.27 dargestellten Temperaturen für mittlere und große Tunnel an der Achse  $\theta = 0^\circ$  gespiegelt dargestellt. Unterschiede ergeben sich im Bereich der Brandentstehungsphase, da sich die Bereiche mit den größten Temperaturentwicklungen nicht mehr in Tunnelmitte befinden, sondern in Abhängigkeit der Exzentrizität der Brandlast direkt über der Brandlast. Auch im Falle exzentrischer Brandlaststellungen führt die Temperaturverteilung im Zeitbereich der Vollbrandphase zu einer Vergleich-



mäßigung der Temperaturen im Firstebereich. Die Temperaturverteilung für große Tunnel beinhaltet dabei auch in der Vollbrandphase bis ca.  $t = 40$  min zumindest im direkten Bereich der Zündquelle zwischen  $z = 2$  m und  $z = 6$  m eine leichte Exzentrizität der Temperaturglocke, deren Temperaturen jedoch nicht die bereits für die mittlere Brandlaststellung identifizierten Temperaturen überschreiten. Auch für mittlere Tunnelgrößen kann im Rahmen der Temperaturvergleichmäßigung in der Vollbrandphase eine Exzentrizität in der Temperaturverteilung festgestellt werden. Anders als für kleine und große Tunnel kann hier jedoch zusätzlich eine Temperaturerhöhung identifiziert werden. Die besonderen Strömumstände zwischen der Brandlast und der Tunnelschale führen hier zu thermischen Effekten, die einen schnellen Abtransport der Rauchgase ermöglichen. Durch den so entstehenden Unterdruck kann frischer Sauerstoff nachgefördert werden, der direkt in der Verbrennung die zur Verfügung stehende Heizenergie in hohe Temperaturen umsetzen kann. In Bereichen, die von der Brandlast weiter entfernt sind, z. B. bei  $z = 8$  m oder  $z = 10$  m, ist zu beobachten, dass die exzentrische Stellung einer Brandlast eine Diagonalströmung verursacht, die an der Tunnelschale durch Wirbelbildung (Fluktuation in der Temperaturverteilung) wieder in Tunnellängsrichtung umgeleitet wird. Weiter von der Brandlast entfernt liegende Bereiche  $z = >20$  m weisen eine nahezu von der Position der Brandlast in Tunnelquerrichtung ungestörten Bereich auf. Auffällig ist nur, dass die Branddauer einer exzentrischen Brandlast in großen Tunneln mit einer Verlängerung von ca. 20 min nahezu verdoppelt wird. Die besonderen thermischen Verhältnisse einer exzentrischen Brandlast in großen Tunneln bewirken, dass durch eine erhöhte thermische Strömung zwischen der Brandlast und der Tunnelschale eine bessere Sauerstoffversorgung des Brandes stattfinden kann und damit auch deutlich mehr zur Verfügung stehende Heizenergie im Brandraum in Wärme umgesetzt werden kann.



**Abbildung 5.20: Temperaturprofile,  $z = 0$  m, seitliche Brandlast**

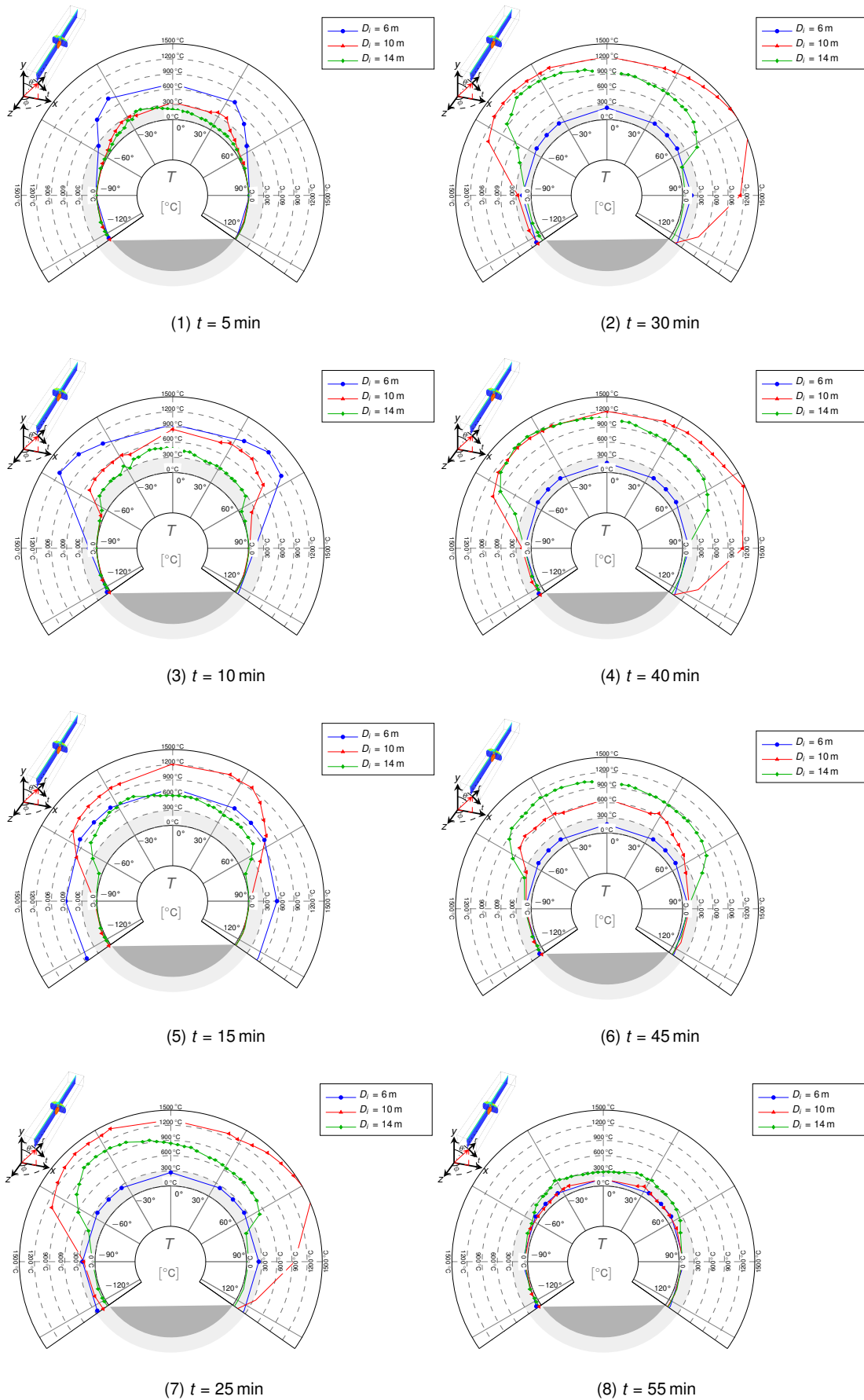
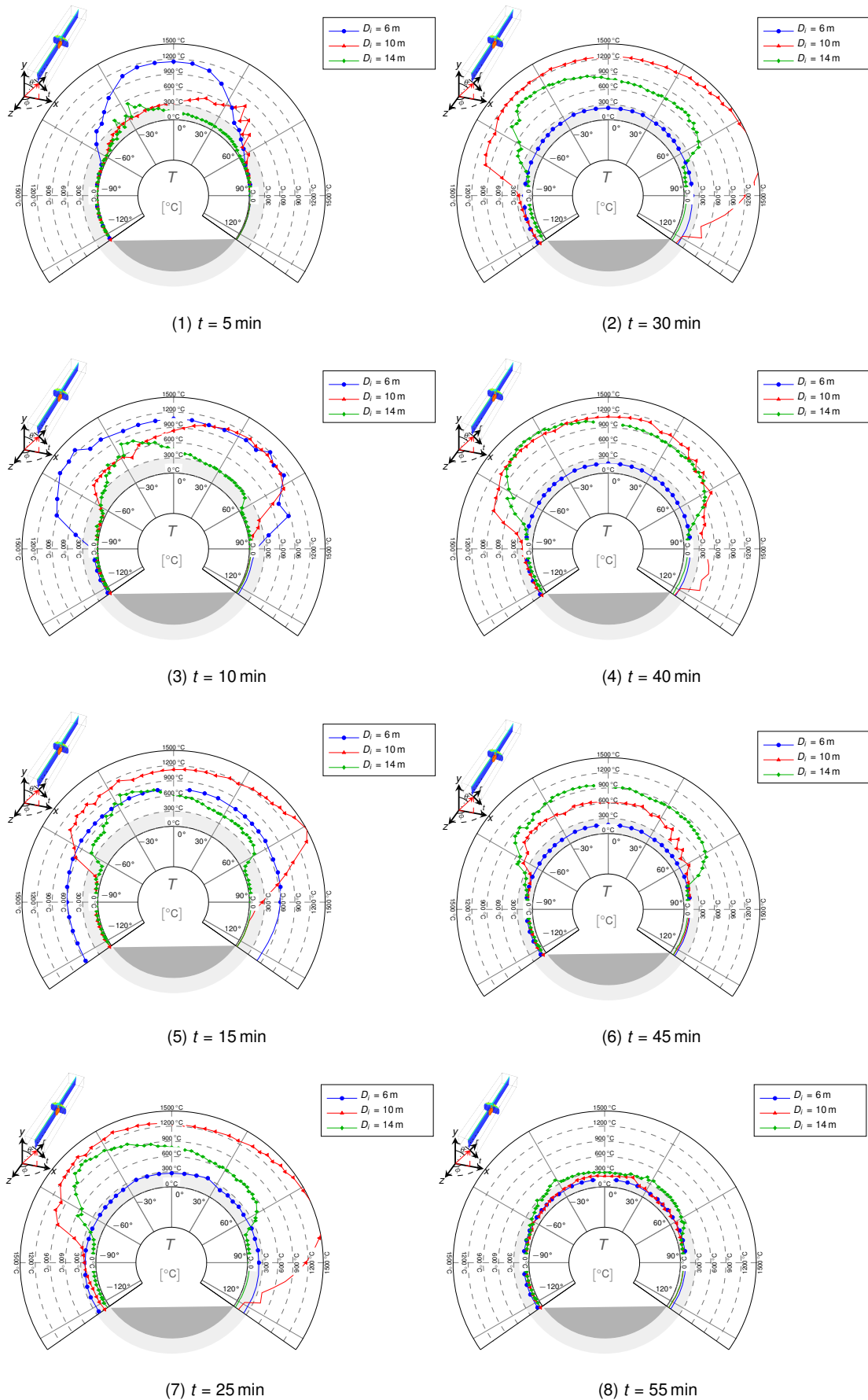


Abbildung 5.21: Temperaturprofile,  $z = 2$  m, seitliche Brandlast

**Abbildung 5.22: Temperaturprofile,  $z = 4$  m, seitliche Brandlast**

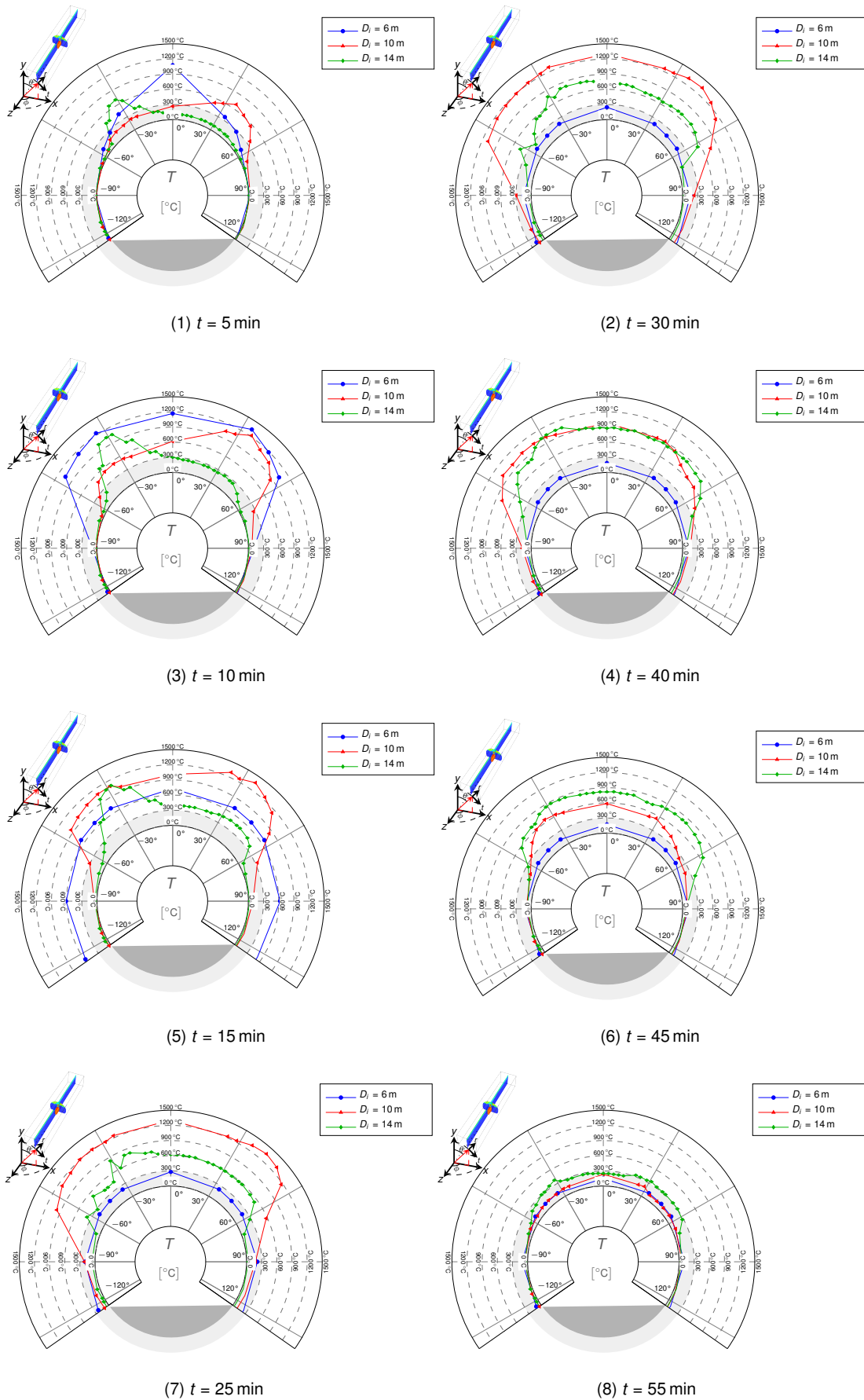
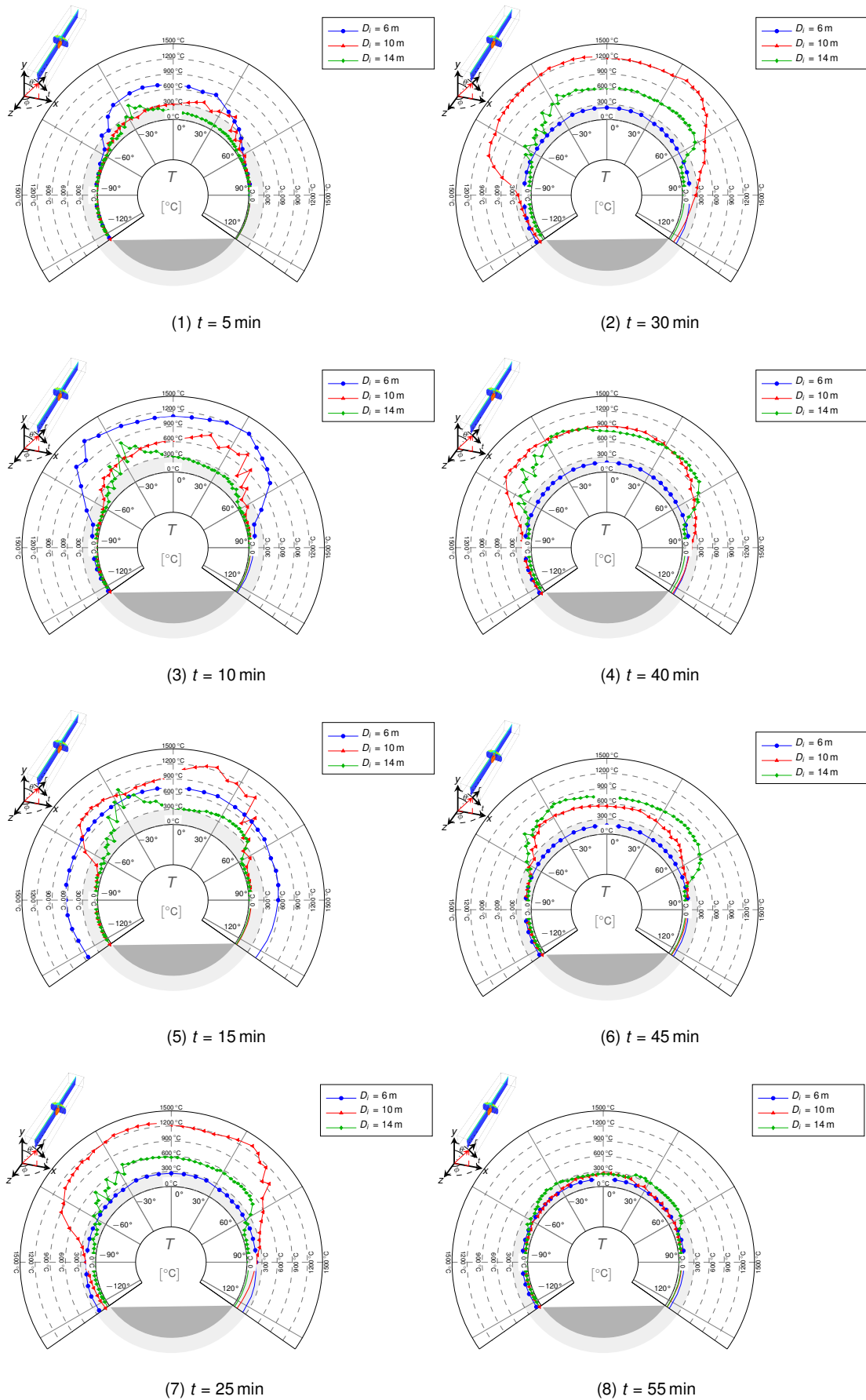


Abbildung 5.23: Temperaturprofile,  $z = 6$  m, seitliche Brandlast

**Abbildung 5.24: Temperaturprofile,  $z = 8$  m, seitliche Brandlast**

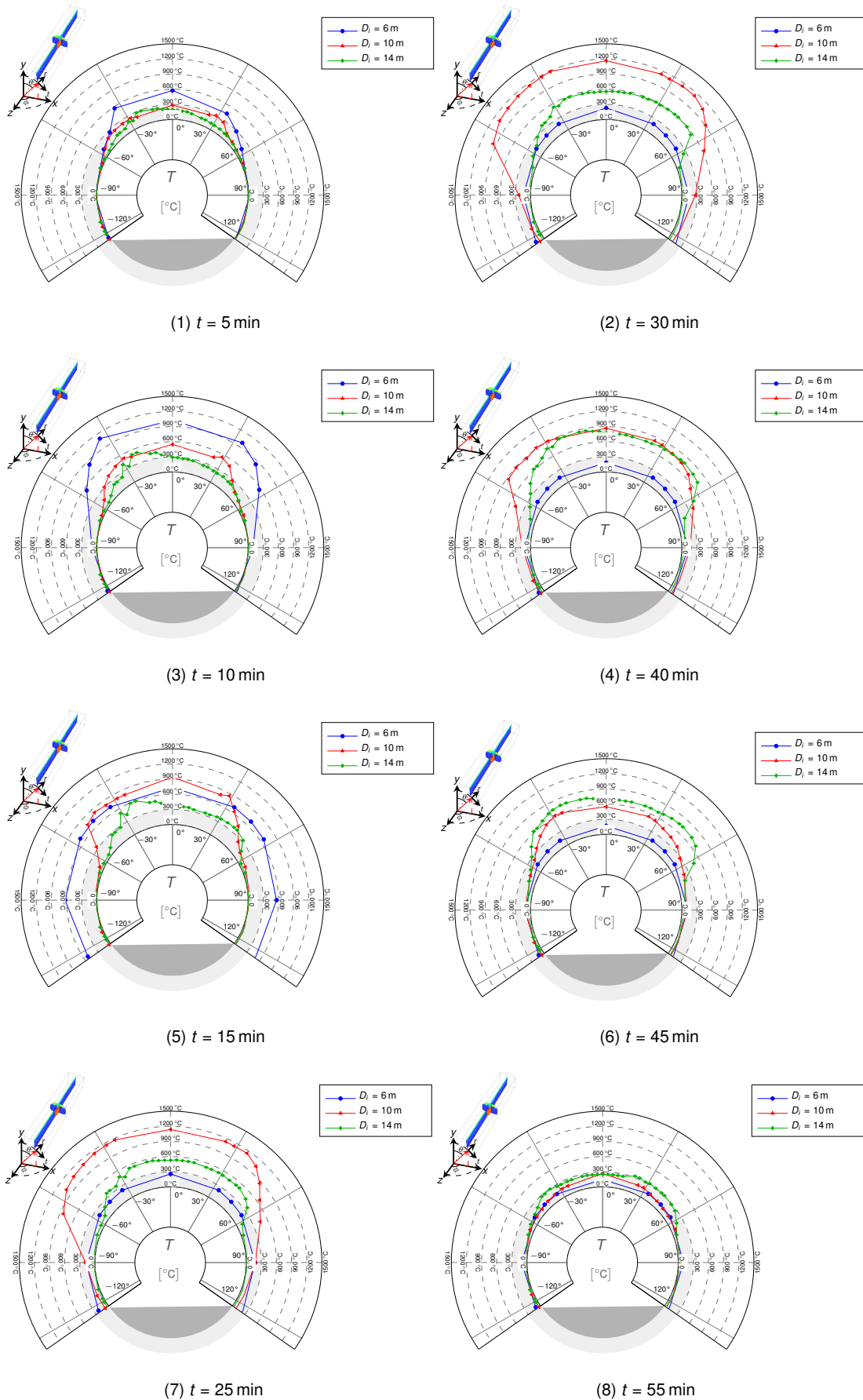
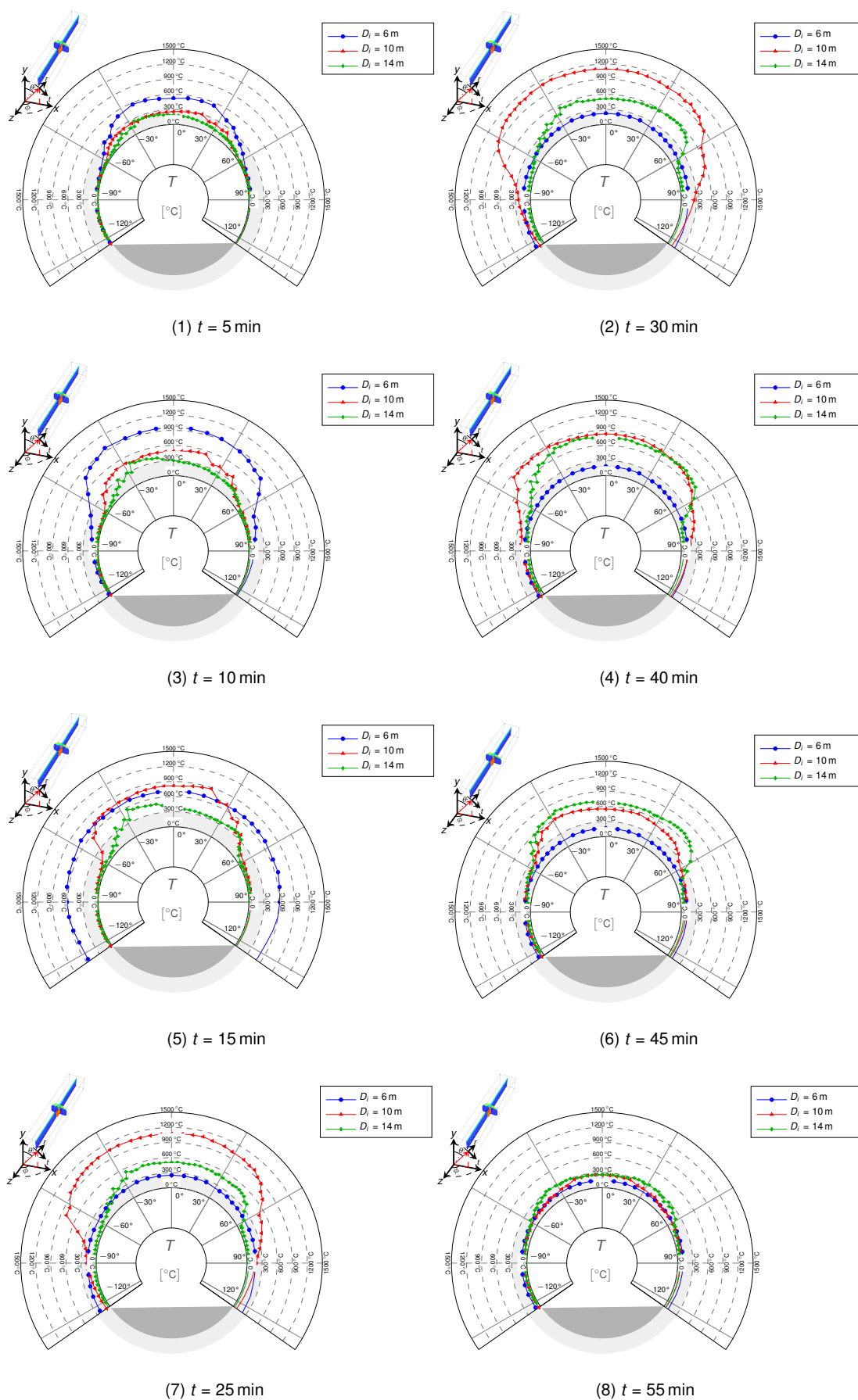


Abbildung 5.25: Temperaturprofile,  $z = 10$  m, seitliche Brandlast

**Abbildung 5.26: Temperaturprofile,  $z = 12$  m, seitliche Brandlast**

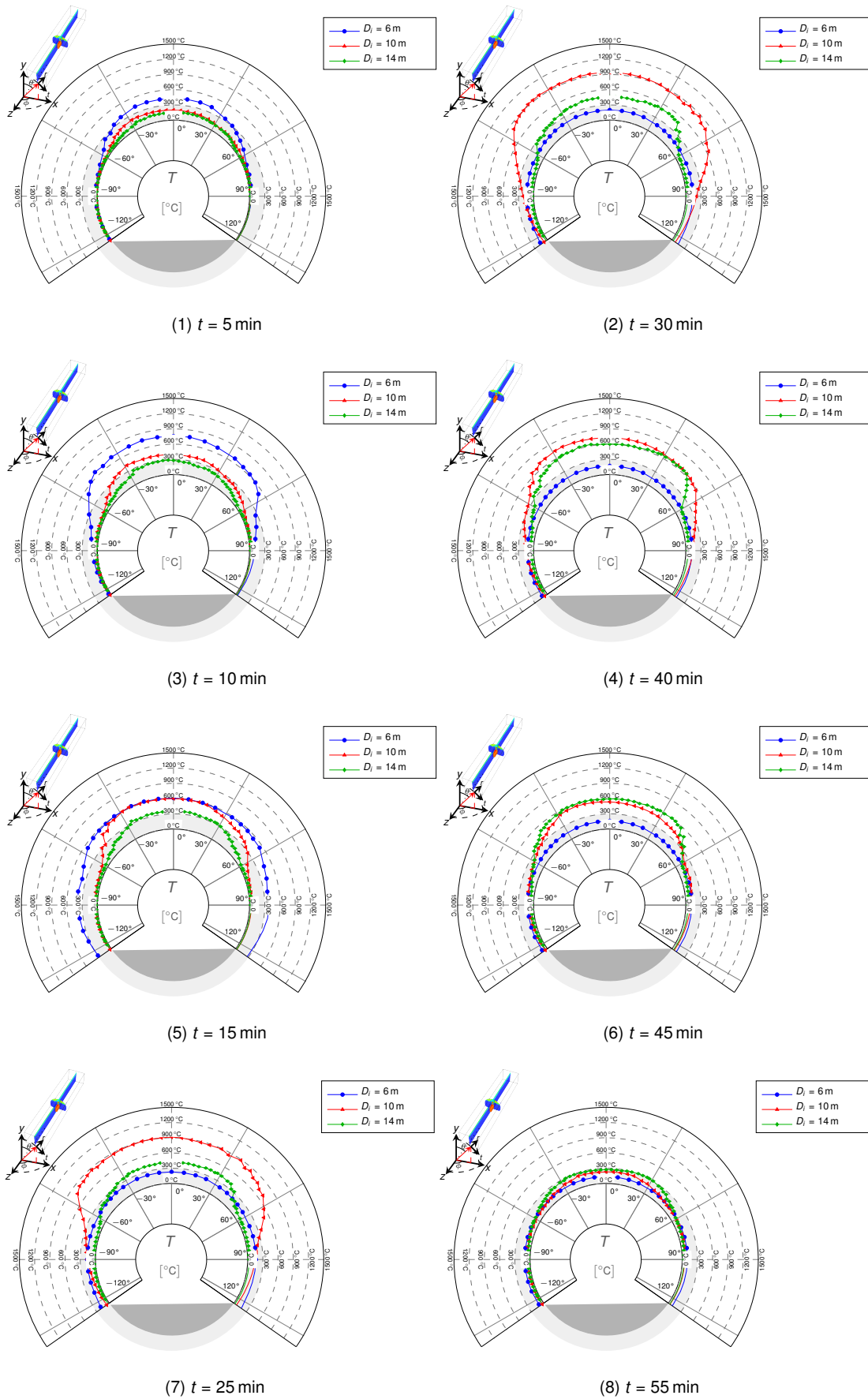


Abbildung 5.27: Temperaturprofile,  $z = 20$  m, seitliche Brandlast

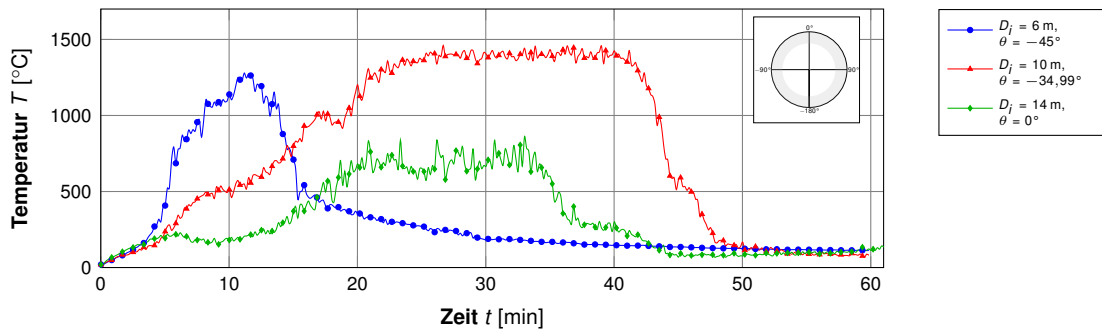


### 5.6.3 Instationäre Temperaturentwicklung

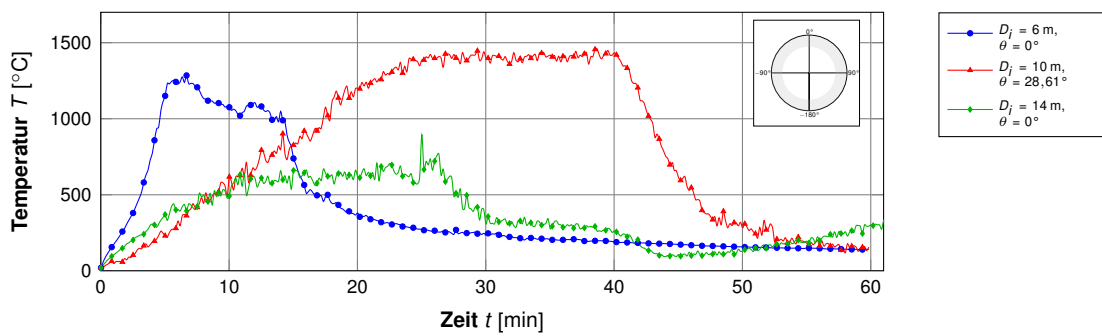
Abb. 5.28 und Abb. 5.29 zeigen die instationäre Temperaturentwicklung einiger ausgewählter Stellen in Abhängigkeit der untersuchten Tunneldurchmesser und Lage der Brandlast im Brandraum. Die Diagramme zeigen, dass eine Ableitung einer globalen Temperatur-Zeit-Kurve, z. B. als Basis für weitere strukturmechanische Berechnungen, nicht eindeutig möglich ist, da der Ansatz einer äquivalenten Brandlast auf verschiedene Tunnelgeometrien je nach Lage des Auswertungszeitpunktes im Brandraum alleine im Firstebereich zu völlig unterschiedlichen Temperatur-Zeit-Beziehungen führt.

Dabei unterscheiden sich vor allem die Größe der erreichten maximalen Temperaturen in der Vollbrandphase, sowie die Zeitbereiche der Brandentstehungsphase, die Vollbranddauer sowie der Abkühlungszeitraum. Generell kann jedoch festgehalten, dass eine vereinfachte Beschreibung einer Temperatureinwirkungen nach dem Schema der ZTV-ING, die einen linear steigenden Bereich der Brandentstehung erfasst, einen Bereich mit konstanter Temperatur während der Vollbrandphase sowie einen Bereich mit linear fallender Temperatur während der Abkühlungsphase, grundsätzlich auch mit realistischen Brandszenarien vergleichbar ist. Maßgebend wäre dasjenige Brandszenario, das die größte Schädigung in der Betonstruktur hervorruft. Dies kann jedoch durch das instationäre Verhalten des Betons alleine auf Basis von Temperatur-Zeit-Kurven nicht beantwortet werden, da eine Brandkurve bei niedrigeren Temperaturen aber einer ausgeprägten Brandentstehungsphase eine tiefere Temperatureindringung in den Beton bewirken könnte als ein Brandszenario mit sehr schnellem Temperaturanstieg und hohen Temperaturen bei einer etwa ähnlich großen Vollbranddauer. Die Wärmespeicherfähigkeit des Betons dämpft die Temperatureindringung in ein Bauteil in Abhängigkeit der thermischen Potential-

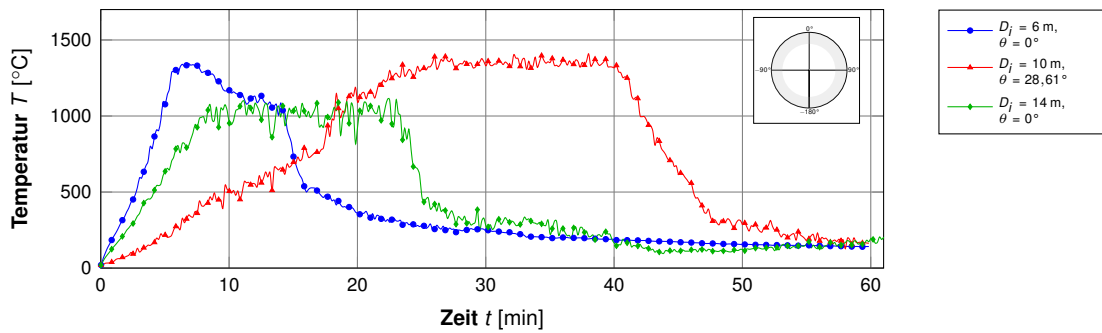
differenz, so dass einfache Überlegungen nicht ausreichen, diesen Effekt alleine über die Betrachtung einer Temperatur-Zeit-Kurve durchzuführen.



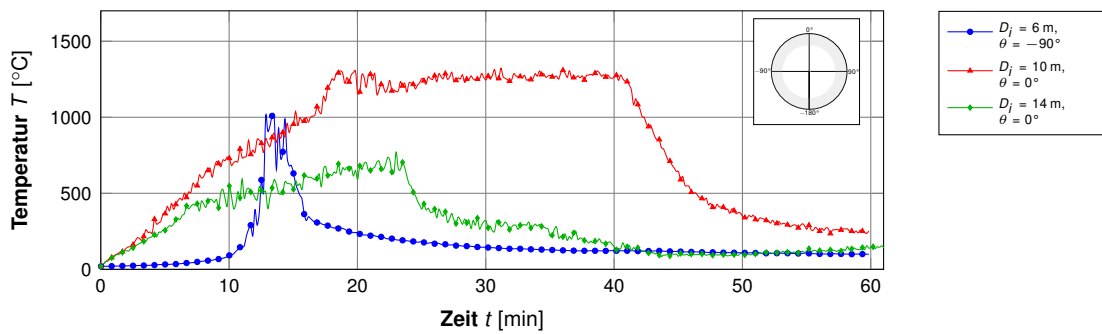
(1)  $z = 0 \text{ m}$



(2)  $z = 4 \text{ m}$



(3)  $z = 6 \text{ m}$

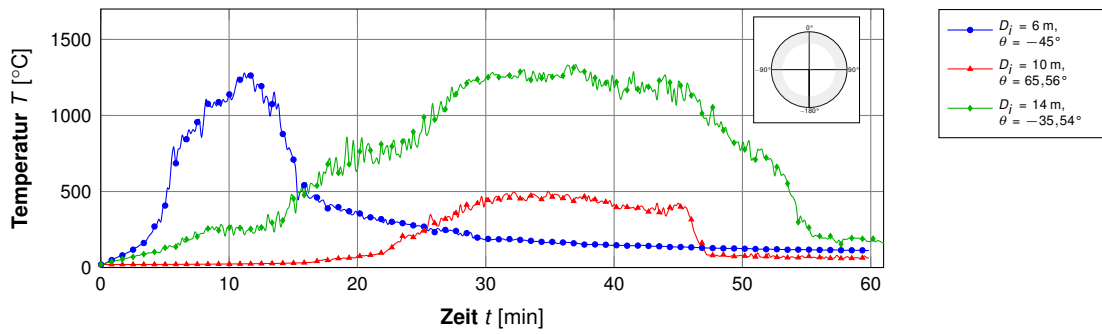


(4)  $z = 8 \text{ m}$

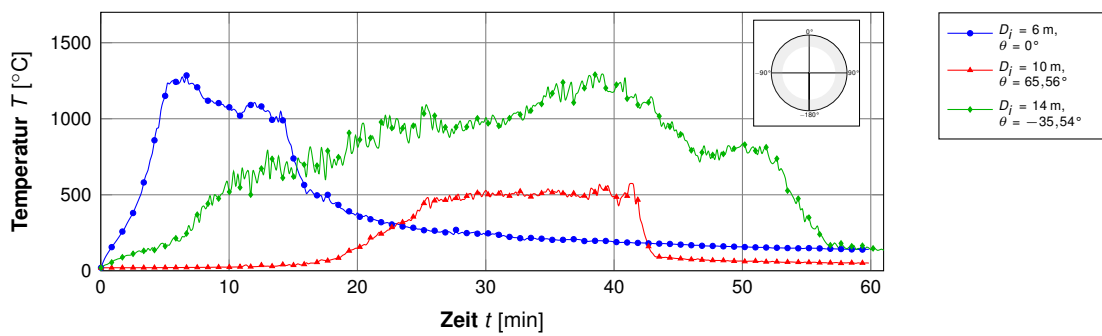
Abbildung 5.28: Instationäre Temperaturprofile (maximale Temperaturspitze während eines Brandes), mittige Brandlaststellung

Daher sollen die hier gewonnenen Erkenntnisse als Parametersatz dienen, um deren Effekte und Auswirkungen auf die Tunnelschale in einer anschließenden strukturmechanischen Untersuchung genauer zu bewerten. Durch genauere Analyse des Bereiches der Zündquelle bei  $z = 5,20$  m, d. h. der Messstützstellen  $z = 4$  m bzw.  $z = 6$  m in Abb. 5.28 und Abb. 5.29, können folgende Parameterbereiche identifiziert werden. Die Temperaturschwankung in der Vollbrandphase kann mit einem Bereich von 900 bis 1500 °C beziffert werden. Die Brandentstehungsphase kann sich je nach Lage des Auswertungspunktes bzw. der Tunnelgröße zwischen 5 min und 40 min erstrecken. Wobei eine möglichst kurze Brandentstehungsphase das Abplatzrisiko erhöht und damit für die Schädigung des realen Bauwerkes von großer Bedeutung ist. Eine längere Brandentstehungsphase ist jedoch negativ für die strukturmechanische Bewertung eines Bauwerkes, da der Temperatur mehr Zeit zur Verfügung steht in das Bauwerk einzudringen, respektive die instationäre Dämpfung durch die Wärmespeicherfähigkeit des Betons zu überwinden und damit den Beton zu schädigen. Die Dauer der Vollbrandphase kann in Abhängigkeit der Tunnelgröße zwischen 10 min und 40 min betragen. Für die anschließenden strukturmechanischen Untersuchungen wird die obere Schranke jedoch in Anlehnung an die ZTV-ING vereinfacht zu Vergleichszwecken auf 60 min festgelegt. Der Effekt einer um 5 min kürzeren Branddauer von 55 min, wie in der ZTV-ING, wird als klein eingestuft, da durch den dämpfenden Effekt der Wärmespeicherfähigkeit des Betons eine so kleine Änderung der Brandeinwirkungsdauer nur sehr kleine Effekte auf die Temperaturverteilung und -entwicklung im Querschnitt eines Bauwerkes hat. In der Regel ist die Abkühlungsphase als zeitlich kurz einzustufen. Im Anschluss an die Vollbrandphase fällt die Temperatur im Rahmen der Simulationsspektren in dieser Arbeit innerhalb von 5 min ab. Zur Vergleichbarkeit mit der ZTV-ING-Brandkurve wird darüber hinaus eine sehr lang-

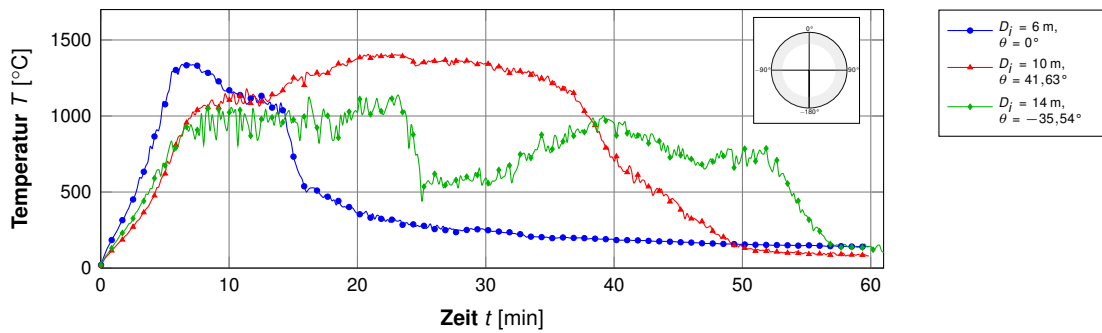
sam andauernde Abkühlungszeit von 110 min in das Untersuchungsspektrum mit einbezogen.



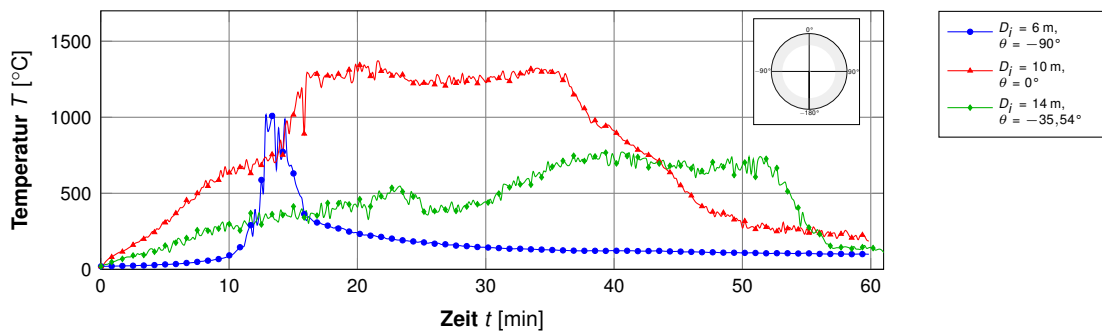
(1)  $z = 0 \text{ m}$



(2)  $z = 4 \text{ m}$



(3)  $z = 6 \text{ m}$



(4)  $z = 8 \text{ m}$

Abbildung 5.29: Instationäre Temperaturprofile (maximale Temperaturspitze während eines Brandes), seitliche Brandlast

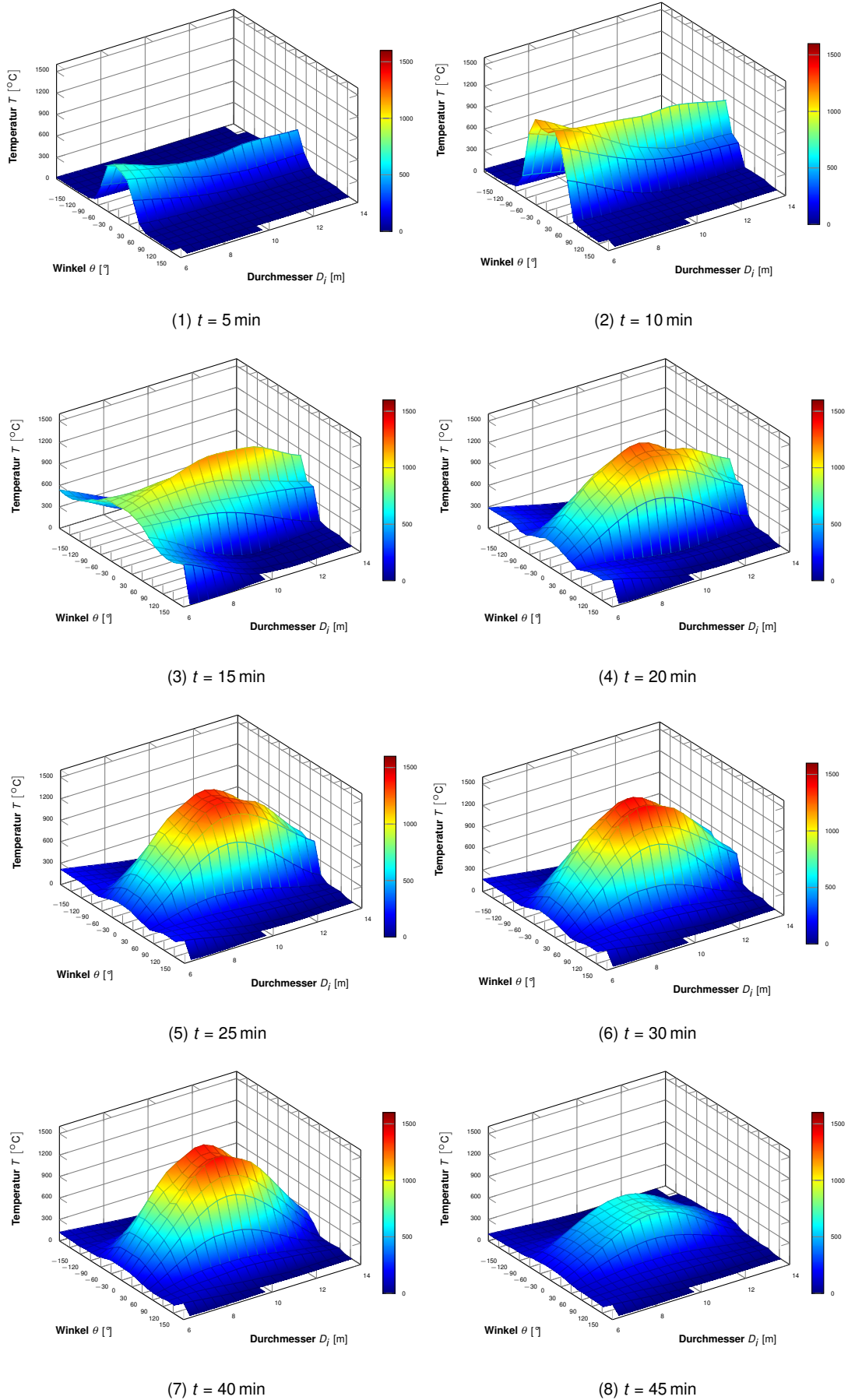
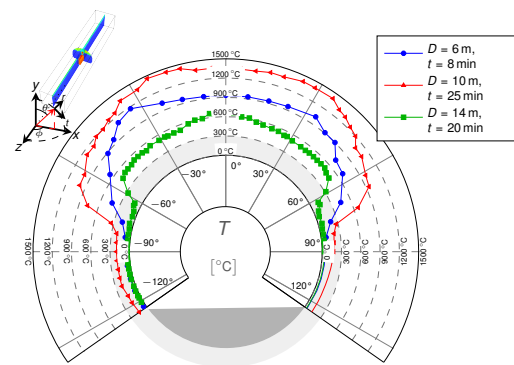


Abbildung 5.30: Zeit- und querschnittsabhängige Temperaturverteilung im Tunnelprofil

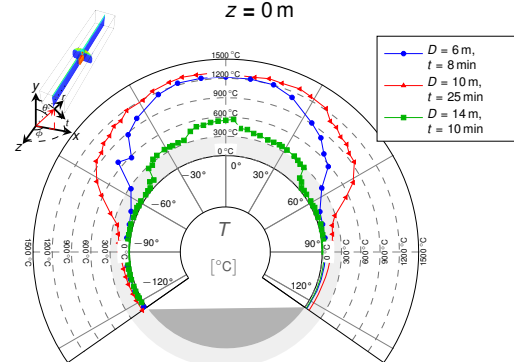


## 5.6.4 Überlagerung der Simulationsergebnisse

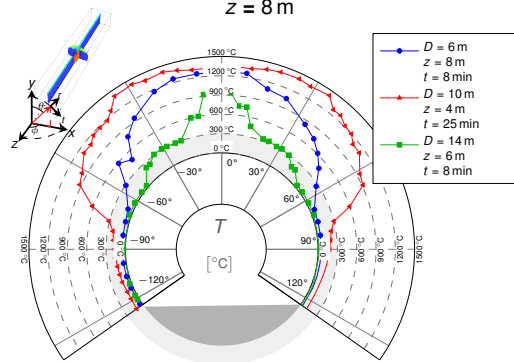
Zur übersichtlicheren Veranschaulichung der thermischen Entwicklung in einem Brandraum sind in Abb. 5.30 hinsichtlich des Erreichens der höchsten Temperaturen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Simulationsstudie maßgebende Schnitte durch einen Tunnel für verschiedene Tunnelinnendurchmesser  $D$ , zusammengefasst und instationär gegenübergestellt. Die Schnittführung erfolgt dabei für kleine Tunnel an der Stelle  $z = 8$  m, für mittlere Tunnel an der Stelle  $z = 4$  m und für große Tunnel an der Stelle  $z = 6$  m. In Abb. 5.30 kann so die unterschiedliche Wirkung auf die Temperaturverteilung im Tunnelprofil einer Brandlast anschaulich verdeutlicht werden und es kristallisieren sich tunnelgrößenabhängig unterschiedliche Effekte heraus. Kleine Tunnel entwickeln schnell hohe Temperaturen. Die Rauchgasentwicklung erfolgt schneller als der Rauchgasabtransport, so dass sich das gesamte Tunnelprofil im Bereich der Brandlast schnell mit Rauchgasen füllt und dadurch sehr hohe Temperaturen von ca.  $1000\text{ }^{\circ}\text{C}$  über nahezu die gesamte luftzugängliche Betonoberfläche erstrecken. Eine ähnliche Temperaturentwicklung kann für große Tunnel festgestellt werden, jedoch werden die Temperaturen erst deutlich später erreicht als bei kleinen Tunneln und die Konzentration sehr hoher Temperaturen findet nur im Firstbereich statt. Mittlere Durchmesser stellen im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich der Temperaturentwicklung im Brandraum die ungünstigste Tunneldurchmesser-Konfiguration dar. Es werden sowohl die höchsten Temperaturen von über  $1500\text{ }^{\circ}\text{C}$  erreicht als auch über einen Zeitraum von 20 min gehalten. Ähnlich wie bei großen Tunneln konzentriert sich die Temperaturentwicklung vornehmlich im Firstbereich und zeitweise im Ulmenbereich.



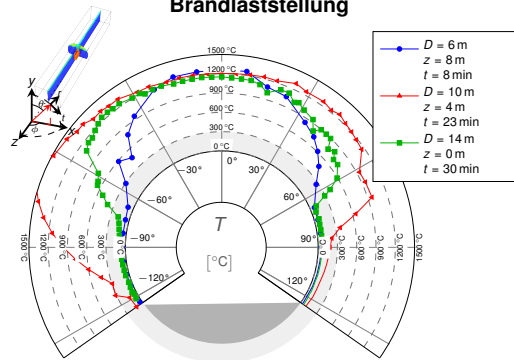
(1) Lufttemperatur an der Oberfläche im Zentrum der Brandlast,  $z = 0$  m



(2) Lufttemperatur an der Oberfläche neben der Brandlast,  $z = 8$  m

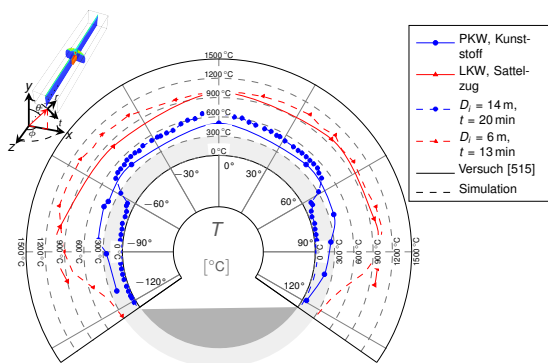


(3) Lufttemperatur an der Oberfläche, mittige Brandlaststellung



(4) Lufttemperatur an der Oberfläche, seitliche Brandlaststellung

Abbildung 5.31: Vergleich maximaler Temperaturen im Querschnitt



**Abbildung 5.32: Vergleich von Temperaturprofilen im Querschnitt in Abhängigkeit der Brandlastgröße**

## 5.7 Diskussion der Anwendung realitätsnaher Temperaturfelder in strukturelle Untersuchungen

Der Ansatz von Heißgasen nur im Firstebereich wird durch Beobachtungen an realen Tunnelbränden bestätigt, z. B. wird in einem Feuer im Mont Blanc Tunnel der Firstebereich auf einer Länge von 900 m geschädigt. Nach einem Brand im Tauertunnel sind Abplatzungen mit 5 bis 8 cm Tiefe im Firstebereich festgestellt worden. [226]

Bei Erhöhung des Strömungsquerschnittes wird die Temperaturbelastung kleiner [121]. Diese Beobachtung kann im Rahmen der numerischen Untersuchungen dieser Arbeit bestätigt werden.

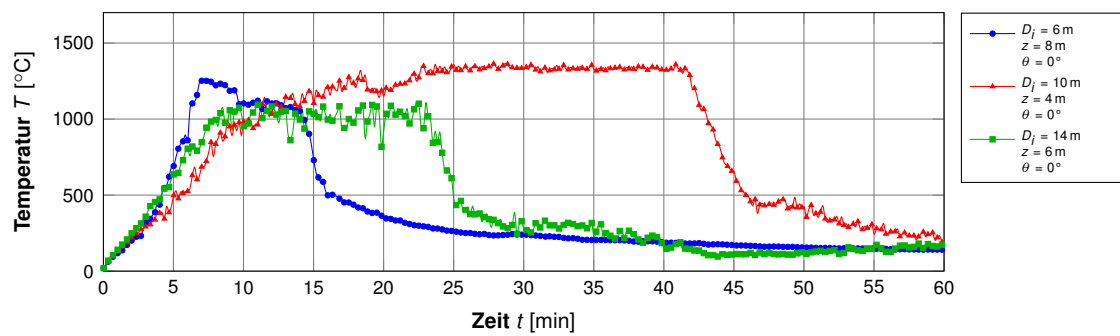
In *Glatzl*[458] wird zwar darauf hingewiesen, dass die Temperatur über den gesamten Querschnitt anzusetzen ist (mit Ausnahme von thermisch wirksamen Überdeckungen, z. B. Fahrbahndecken), unterstreicht aber auch gleichzeitig, dass über die Höhe unterschiedliche Temperaturen angesetzt werden dürfen, deren Temperaturen dann z. B. durch Feldmodell-Simulationen zu ermitteln sind. Dabei wird gefordert, im Falle von Feldsimulationen auf ein

mittels Benchmark validiertes CFD-Programm zurückzugreifen, da die komplexen Berechnungen händisch nicht mehr sinnvoll überprüft werden können.

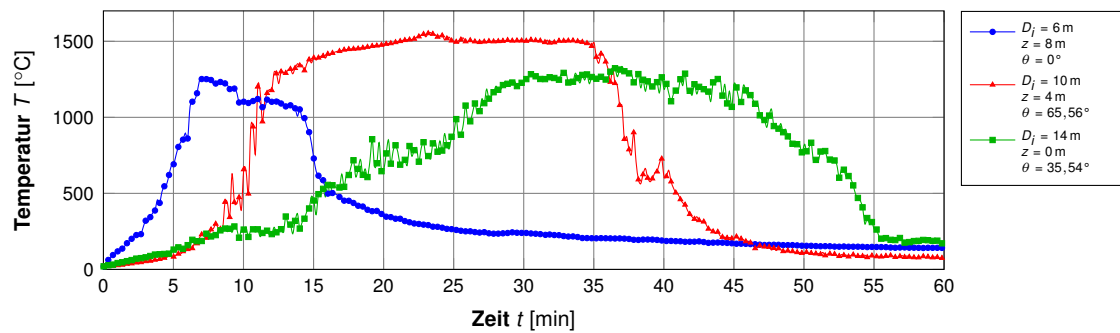
*Ingason und Lönnermark*[322] unterstreichen auf Basis von experimentellen Studien, dass die maximale HRR nach 10 min bis 55 min erreicht werden können.

Die Berechnungen in dieser Arbeit zeigen eine gute Übereinstimmung mit experimentellen Studien, vgl. Abb. 5.32. Es kann so gezeigt werden, dass eine im Vergleich zum Tunneldurchmesser kleine Brandlast den Brandraum nur teilweise, vornehmlich im oberen Firstebereich, mit heißen Rauchgasen füllt, während eine im Vergleich zum Brandraum große Brandlast im Bereich der Brandlast das gesamte Tunnelprofil mit Heißgasen füllen kann. Dieses Phänomen wird ebenfalls beobachtet, wenn im Gegensatz zur versuchs-technischen Untermauerung durch *Richter*[515] nicht die Brandlastgröße, sondern die Tunnelgröße variiert wird. Darauf aufbauend werden nachfolgend Szenarien als Basis zur Deklaration eines Parameterspektrums für die nachfolgenden strukturelle Untersuchungen der Tunnelschale herangezogen.

In Abb. 5.31 und Abb. 5.33 werden wesentliche Temperaturentwicklungen als Entscheidungs-basis für die Wahl geeigneter Parameterspektren zur weiterführenden strukturelle Untersuchung von Tunnelstrukturen in den nachfolgenden Kapiteln dargestellt. So kann ein Heißgas-Temperaturspektrum von 900 bis 1500 °C definiert werden. Diese Temperaturschwankung überschreitet damit das Temperatur-spektrum, das beispielsweise durch *Schmid et al.* [547] untersucht wird (1200 °C und 1300 °C), deutlich. Die räumliche Ausdehnung der Heißgastemperaturen im Tunnelprofil wird für einen Wertebereich von  $\pm 60$  bis  $\pm 120^\circ$  definiert. Eine Ausbreitung der Rauchgase über die gesamte luftzugängliche Tunnelschalenoberfläche wird im Rahmen dieser Strömungsuntersuchungen nur für kleine Tunnelgrößen beobachtet ( $\theta = \pm 120^\circ$ ). Zum Ver-



(1) Lufttemperatur an der Oberfläche, mittlere Brandlast

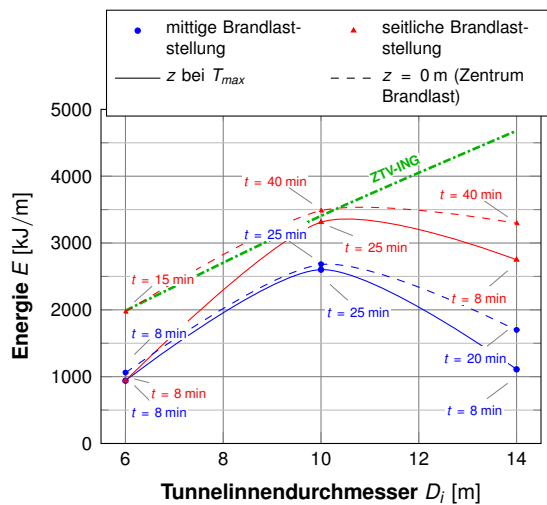


(2) Lufttemperatur an der Oberfläche, seitliche Brandlast

Abbildung 5.33: Vergleich verschiedener Brandlaststellungen, erreichte maximale Temperatur während eines Brandes



gleich mit technischen Regelwerken, z. B. der ZTV-ING bzw. RIL 853, kann dieser Parameter jedoch auch gut für andere Tunnelgrößen angesetzt werden, um damit die Diskussion normativer Ansätze der Brandbemessung zu ermöglichen. Im Rahmen dieser Untersuchungen können keine längeren Branddauern als ohnehin beispielsweise durch die Vorgaben der ZTV-ING bzw. RIL 853 abgedeckt sind, festgestellt werden. Daher wird die Dauer der Vollbrandphase im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen in Anlehnung an die ZTV-ING in einem Bereich zwischen 10 min und 60 min diskutiert. Die Dauer der Brandentstehungsphase schwankt hierbei stark und ist im Wesentlichen abhängig von den Auswertungskriterien der Temperatureinwirkung. Abb. 5.33 zeigt eine Auswahl von Temperatur-Zeit-Kurven mit dem Auswertungshintergrund der maximal erreichten Temperaturen im Brandraum. Für dieses Auswertungskriterium können daher Zeitdauern für die Brandentstehungsphase von 5 bis 40 min identifiziert werden und werden daher auch so im Rahmen der nachfolgenden strukturmechanischen Untersuchungen zur Diskussion des Einflusses der Brandentstehungsphase auf die Temperaturentwicklung im Bauteilquerschnitt und sich daraus ergebenden Zwang angesetzt. Die natürliche Abkühlungsphase erfolgt in der Regel schnell in einem Zeitbereich von ca. 5 min. Als Vergleichsbasis zu normativen Regelungen der ZTV-ING werden hier auch langsame Abkühlzeiten von 110 min Dauer diskutiert.



**Abbildung 5.34: Vergleich der Energien an der Tunnelschale für unterschiedliche Randbedingungen auf Basis von Abb. 5.31 (Bezug auf Tunnellängsrichtung)**

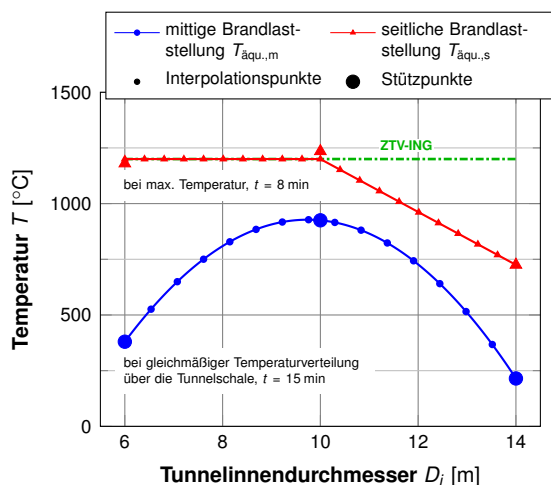
## 5.8 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse aus der Strömungssimulation

Zum Abschluss dieses Abschnittes soll noch eine abschließende Bewertung der Simulationsergebnisse stattfinden. Hierzu werden die Ergebnisse ausgewählter Simulationen mit der Brandeinwirkung nach ZTV-ING verglichen. Dies geschieht, in dem für den ausgewählten Betrachtungsquerschnitt ( $z$  bei  $T_{max}$  bzw.  $z = 0$  m (Zentrum Brandlast)) der Energiegehalt berechnet wird, der zum Zeitpunkt  $t$  als Einwirkung an der Tunneloberfläche anliegt, vgl. Abb. 5.34. Vereinfachend geschieht die Energieberechnung auf Basis der Stoffdaten trockener Luft nach *Lemmon et al.* [390]. Auswertungsbasis bilden jeweils die Zeitpunkte mit den erreichten, höchsten Temperaturen.

Aus dem Energievergleich können nun einige wesentliche Punkte abgeleitet werden. Bei einer mittigen Brandlaststellung, z. B. bei schienengebundenem Verkehr, ist der Energiegehalt, der an der Tunneloberfläche als Wärmequelle zur Verfö-

gung steht, sowohl an der Stelle der maximalen Temperaturen als auch im Zentrum der Brandlast deutlich geringer, als der Energiegehalt, der sich bei einer Brandbeanspruchung nach ZTV-ING für  $T = 1200$  °C einstellen würde. Berücksichtigt ist hierbei die Temperaturverteilung im Tunnelquerschnitt, d. h. nach ZTV-ING wird die gesamte luftzugängliche Fläche mit einer konstanten Temperatureinwirkung beaufschlagt. Für die Bestimmung der Energie aus den Simulationsergebnissen werden die ermittelten Temperaturverteilungen aus den Abschnitten zuvor zugrunde gelegt. Im Fall einer seitlichen, außermittigen Brandlaststellung, z. B. bei mehrspurigen Straßenverkehrstunneln, ist der Energiegehalt an der Tunneloberfläche bei Tunneln bis ca. 10 m Durchmesser im Brandzentrum mit der normativen Vorgabe einer Berechnung nach ZTV-ING vergleichbar. Bei größeren Tunneln werden im Vergleich zur ZTV-ING niedrigere Energiegehalte ermittelt. Dabei fällt besonders auf, dass die Stellen der größten berechneten Temperaturen nicht zwangsweise auch die Stellen mit dem höchsten Energieeintrag in den Tunnelquerschnitt sein müssen. Die Zonen des höchsten Energieeintrages korrelieren daher mit Bereichen, in denen die Kombination aus erreichten Temperaturen und Verteilung der Temperaturen im Tunnelquerschnitt zu einem maximalen Energiegehalt führt. Dies führt auf Basis der hier durchgeführten Simulationen zur Schlussfolgerung, dass die thermische Beanspruchung eines Tunnelquerschnitts für mittige Brandlaststellungen, z. B. bei Eisenbahntunneln, als geringer eingestuft werden kann, als für Tunnel, die eine seitliche Brandlaststellung erlauben (z. B. Straßentunnel).

Zur Übertragung dieser Erkenntnisse in die Ingenieurpraxis werden hier nun zwei Ansatzfunktionen abgeleitet, die es ermöglichen sollen einen Tunnelquerschnitt hinsichtlich seiner Brandlastcharakteristik zu bewerten. Hierzu werden auf Basis der in Abb. 5.34 ermittelten Energien Formeln zur Bestimmung „energieäquivalenter Temperaturen“ sowohl für eine mittige ( $T_{\text{äqu.,m}}$ ) als



**Abbildung 5.35: Energieäquivalente Temperaturen im Tunnelring**

auch für eine seitliche ( $T_{\text{äqu.,s}}$ ) Brandlaststellung abgeleitet. Aus ingenieurpraktischer Sicht wird hierzu die gesamte luftzugängliche Fläche zur Wärmeübertragung angesetzt. Die entsprechenden Ansatzfunktionen sind in Gleichung (5.1) bzw. Gleichung (5.2) dargestellt. Eine grafische Visualisierung zeigt Abb. 5.35. Die so ermittelten „energieäquivalenten Temperaturen“ stellen in erster Linie ein Maß dar, das das Potential einer thermischen Einwirkung in einem Tunnel im Vergleich zu einer Brandbeanspruchung nach ZTV-ING in gewisser Weise wichtet. Diese Information kann ggfs. im Rahmen der Tunnelplanung genutzt werden, um die Brandeinwirkung auf einen bestimmten Tunnelquerschnitt zu bewerten.

$$T_{\text{äqu.,m}} = -39,22 \cdot D_i^2 + 763,80 \cdot D_i - 2791 \quad (5.1)$$

mit  $T_{\text{äqu.,m}}$  Energieäquivalente Temperatur an der Tunneloberfläche [°C]

$D_i$  Tunnelinnendurchmesser,  $\in [6, 14]$  [m]

$$T_{\text{äqu.,s}} = \begin{cases} 1200 \text{ °C} & \text{für } D_i \in [6, 10] \\ 1200 \text{ °C} + 118,75 \cdot (10 - D_i) & \text{für } D_i \in ]10, 14] \end{cases} \quad (5.2)$$

mit  $T_{\text{äqu.,s}}$  Energieäquivalente Temperatur an der Tunneloberfläche [°C]

$D_i$  Tunnelinnendurchmesser,  $\in [6, 14]$  [m]

Zur Anwendung dieser Ergebnisse, z. B. zur Ermittlung maximaler Temperaturen für eine konkrete Brandbeanspruchung auf eine Tunnelschale, sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich. Hierzu sind beispielsweise grundlegende Fragestellungen zu klären, wie die Größe einer anzusetzenden Brandlast (beispielsweise nutzungsabhängig), oder der Einfluss der Längsluftströmung im Tunnel auf die Temperaturentwicklung oder auch die Berücksichtigung anlagentechnischer Parameter. Der Themenkomplex offener Fragestellungen wird in Kapitel 8 weiter erörtert.

Neben der reinen Betrachtung des Betrages einer Temperatureinwirkung bildet der Faktor Zeit eine entscheidende Rolle in der Bewertung einer Temperatureinwirkung. Erst durch die zeitliche Betrachtung einer Temperatureinwirkung wird der Wärmefluss vom energetisch höheren Level zum niedrigeren (der Tunnelschale) aktiviert. Daher werden in den nachfolgenden Abschnitten weitere numerische Berechnungen durchgeführt, um den zeitlichen Einfluss aber auch den Einfluss des Betrags der Temperatur verschiedener Einwirkungsszenarien zu untersuchen. Zentrales Element bildet hierbei die Entwicklung einer numerischen Methode mit dem Softwarepaket Ansys<sup>®</sup>, um die Veränderung des Betons durch eine thermische Einwirkung mit einem Standard-Materialmodell für Beton (hier die Materialbibliothek multiPlas<sup>®</sup>) berücksichtigen zu können.



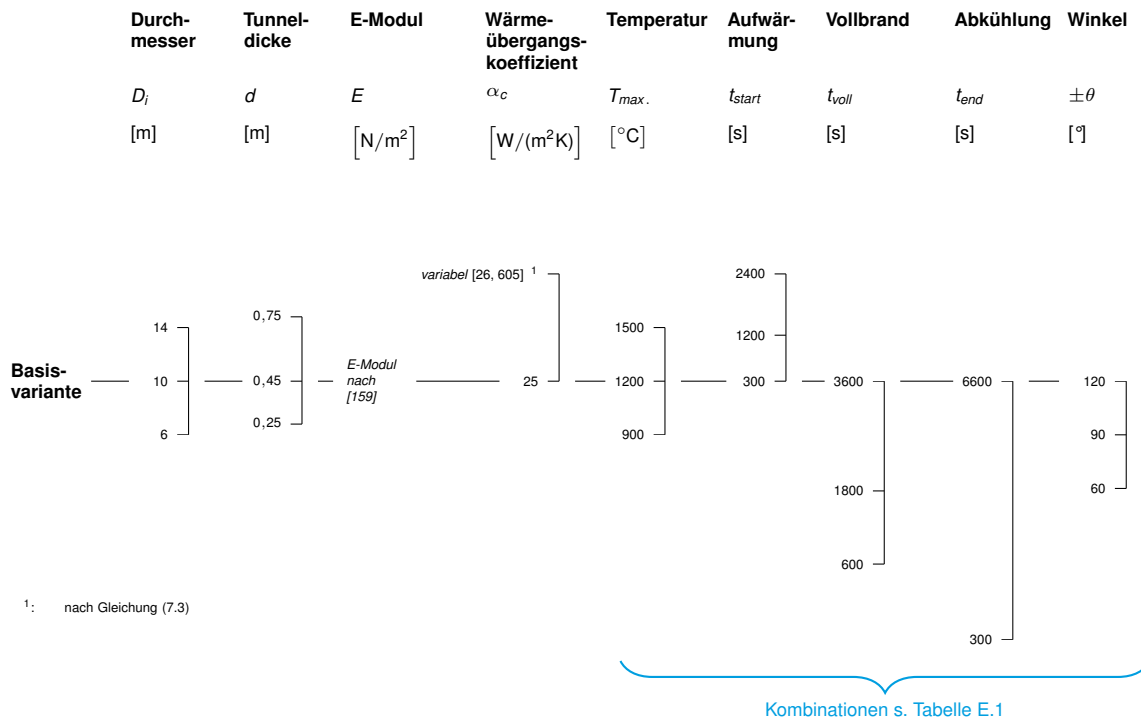
---

## Detaillierte Festlegung des Untersuchungsspektrums für eine strukturmechanische Berechnung

Während im Hochbau die Einzelbetrachtung von Bauteilen als ausreichend empfunden wird, findet die Kompensation rechnerisch nicht erfasseter Effekte durch konstruktive Maßnahmen statt [373]. Dagegen wird vor allem bei Tunnelbauwerken die Betrachtung des Systems erforderlich, da alle Komponenten miteinander in strenger Interaktion stehen. Gerade im Tunnelbau liegen die Streubreiten der Eingangsgrößen sowohl hinsichtlich der Wahl des Berechnungsmodells, des Berechnungsverfahrens aber auch der Randbedingungen erfahrungsgemäß in einem sehr breiten Spektrum, was dazu führen kann, beliebige Ergebnisse „hinrechnen“ zu können. [170] Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit das in Kapitel 4 deklarierte Untersuchungsspektrum auf Basis der in Kapitel 5 erarbeiteten Parametervariation erweitert. Hierzu werden die in Abb. 4.2 deklarierten geometrischen und materialtechnologischen Parameter um thermodynamische Parameter erweitert. Hierin spielen vor allem die erreichte oberflächennahe Temperatur im Brandraum, die Dauer der Temperatureinwirkung und

die Temperaturendeckung eine entscheidende Rolle.

Ein wesentlicher Diskussionsschwerpunkt stellt hierbei die Temperaturbelastung dar. Durch die Untersuchungen von *Schmid et al.* [547] ist bereits bekannt, dass kleine Temperaturänderungen von ca. 100 °C keine spürbaren Auswirkungen auf das Tragwerk haben. In den zuvor durchgeführten Simulationen kann jedoch gezeigt werden, dass ein und dieselbe Brandlast zu deutlich größeren Streuungen in der thermischen Einwirkung führen kann. Daher soll nachgehend die Auswirkung anderer als in der ZTV-ING vorgegebene Temperaturwerte auf das strukturmechanische Tragverhalten diskutiert werden. Die Dauer der Aufheizphase  $t_{start}$  ist grundsätzlich von untergeordneter Bedeutung [547], da die Wärmespeicherfähigkeit des Betons die Erwärmung derart dämpft, dass beliebig kurze Aufwärmphasen keine Auswirkungen auf ein Bauteil zeigen. Die Aufheizphase soll jedoch trotzdem im Rahmen realistischer Streubreiten variiert werden. Im Rahmen der Tunnelnachrechnung, in



**Abbildung 6.1: Deklaration des strukturmechanischen Untersuchungsspektrums**

der oft Tunnel untersucht werden müssen, die noch nicht mit feuerbeständigen Betonen hergestellt sind, könnte beispielsweise von längeren Aufheizphasen profitiert werden, wenn sich damit die Potentialdifferenz, die als Motor für die Wasserbewegung im Beton dient und damit maßgebliche Ursache des Abplatzungsphänomens ist, durch geeignete Brandlasten ebenfalls reduzieren lassen würde. Ferner werden die Dauern der Vollbrandphase  $t_{voll}$  und die Dauer der Abkühlung  $t_{end}$  variiert, da diese maßgebenden Einfluss auf die Temperaturverteilung im Querschnitt haben.

Die kombinierten thermisch-strukturmechanischen Simulationen des folgenden Kapitels werden in zwei Bereiche eingeteilt. Der erste Bereich deckt ein Simulationsspektrum bis hin zum Ende der Erwärmungsphase ab, vgl. Tabelle E.1. Der zweite Bereich basiert auf einer Anpassung des Simulationsmodells zur Berücksichtigung bleibender Schädigungen in der Betonmatrix nach einer Hochtemperaturbeanspruchung, um auch die Abkühlungsphase und die Zeit nach

der aktiven Temperaturbeanspruchung, in der die Temperaturfront noch durch das Bauteil wandert, direkt in einer geschlossenen numerischen Simulation, die die Belastungsgeschichte inkludiert, berücksichtigen zu können.

Auf diesen Erkenntnissen aufbauend werden im Anschluss daran methodisch weitere Schritte erarbeitet, die zum tieferen Verständnis des komplexen thermischen Tragverhaltens von Beton dienen können. Im besonderen Fokus steht dabei die komplexe Interaktion zwischen Tunnelstruktur, thermischer Einwirkung und Baugrund, der sowohl Einwirkung als auch Widerstand darstellt, da im Tunnelbau vor allem die Erfassung des Gesamtsystemtragverhaltens zur sicherheitstechnischen Bewertung der Struktur von großer Bedeutung ist.

---

# Gekoppelte thermisch-strukturmechanische Berechnung

## 7.1 Allgemeine Einführung

Grundlage heutiger strukturmechanischer Berechnungen und deren physikalische Hintergründe werden schon seit langer Zeit erforscht und gelehrt, z. B. durch *Stelliola*[607], *Ramelli*[504], *Schotti*[576], *Schotti*[577], *Gerstner*[222], *Möbius*[435], *Moseley*[439], *Rankine*[505], *Rankine*[506] oder *Navier et al.* [449]. Erste Ansätze zu numerischen Integrationsverfahren wurden bereits durch *Bruns*[95] erörtert und räumliche Verfahren beispielsweise bereits durch *Bosse*[80] eingesetzt. Diese theoretischen Grundlagen bilden auch in dieser Arbeit fundamentale Basis zur Diskussion strukturmechanischer Problemstellungen [30, 33–35, 56, 58, 78, 105, 111, 131, 133, 164, 171, 222, 232–237, 325, 384, 400, 504, 607]. Detaillierte Informationen zur Anwendung numerischer Theorien können beispielsweise *Dahmen und Reusken*[129] bzw. *Kuna et al.* [374] entnommen werden.

Erweiterte Grundlagen zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode bzw. zu inelastischen Strukturanalysen können *Zienkiewicz und Taylor*

[699], *Zienkiewicz und Taylor*[698], *Zienkiewicz und Taylor*[697], *Zienkiewicz und Taylor*[696], *Zienkiewicz*[695], *Seegerlind*[592], *Rombach* [528], *Crisfield*[120], *Crisfield*[119], *Cook* [117], *Bathe*[40], *Jirásek und Bažant*[333] oder *Dowling*[164] entnommen werden, diese werden hier nicht weiter erläutert.

Komplexere Ansätze zur Berechnung räumlicher Tunnelschalen aus Stahlbeton entstehen beispielsweise in den 1990er Jahren durch *Haugeneder et al.* [268], der die Vereinfachungen räumlicher Spannungs- und Verformungszustände und den Einfluss nichtlinearer Materialmodelle für Beton auf die Schalenschnittgrößen unter Normaltemperatur diskutiert.

Unterschiedliche Ansichten der Autoren *Dorn und Haß*[163] und *Hartl*[266] unterstreichen, dass auch heute noch eine Reihe ungelöster Wissenslücken bleiben, die damit keine eindeutige Problembeschreibung gewährleisten. Im Rahmen der Hochtemperaturberechnung von Betonkonstruktionen werden nach wie vor neue Wissensstände zur Komplexität der thermisch-hygrisch-mechanischen Materialeigenschaften des



Betons erfasst. Die Implementierung in moderne numerische Systeme stellt daher nach wie vor eine Herausforderung dar. Dadurch wird jedoch die Entwicklung zuverlässiger Berechnungen zwangbehafteter Betonstrukturen unter thermischer Beanspruchung weiter vorangetrieben.

Durch den Ansatz eines globalen Sicherheitsbeiwertes von 1 können Nachweise für den Brandfall sowohl für hohe als auch für niedrige Betungsmoduli nachgewiesen werden. Daher kann in der Regel auf einen besonderen Nachweis der Standsicherheit von gewölbeförmigen Tunneln in der Regel verzichtet werden, wenn die Mindestanforderungen nach RIL 853 [520, 521] erfüllt sind [587].

Zur Berechnung komplexer Strukturen im Bauingenieurwesen sind Nichtlinearitäten (Material, Geometrie, Kontakt, etc.), multiphysikalische Phänomene (Kopplung thermisch, fluid, mechanisch), räumliche Berechnungen, Lastgeschichten und stochastische Analysen erforderlich [667].

Als Nebenbemerkung sei hier angemerkt, dass es auch patentierte Berechnungsverfahren zur Traglastberechnung unterirdischer Bauwerken im Brandfall gibt, z. B. *Patent AT-01124843.2* [649]. Wageneder sieht hier eine Berechnung über eine lineare Stabstatik unter Verzicht auf komplexe numerische Ansätze vor. Nicht berücksichtigt sind hier beispielsweise die Auswirkungen von Abplatzungen.

Kritisch anzumerken an vorgehenden Untersuchungen, z. B. *Schmid et al.* [547], sind, dass diese oft nur einen Zeitpunkt kurz nach der Brandphase betrachten, z. B. durch Abbruch der Simulationen nach 180 min. Zudem ist die temperaturabhängige Schädigung des Betons oft unzureichend dokumentiert als das ein konkreter Vergleich mit weiteren Berechnungsmethoden schwierig wird (Berücksichtigung von LITS während/nach der Erwärmungsphase). Darüber hinaus werden oft auch rahmenartige Tunnel betrachtet, deren Haupttragwirkung über Biegung

stattfindet, d. h. die für den Beton kritische Druckbeanspruchung wird nur mit niedrigen Temperaturen beaufschlagt, während auf der brandzugewandten Seite im Beton lediglich eine ausreichende Betondeckung zum Schutz des Bewehrungsstahls sichergestellt werden. Zudem fehlen oft weitere Annahmen zur Bewertung der Festigkeitsabminderung der Bewehrung. Oft wird eine Abminderung, z. B. nach CEB208 [104] für kaltgewalzten Bewehrungsstahl, angesetzt (der eine dauerhafte Schädigung erst bei Erreichen einer längeren (>30 min) Temperaturphase von mind. 400 °C erfährt), obwohl heutiger Baustahl fast ausschließlich warmgewalzt hergestellt wird [152] und keine Festigkeitsschwächung in wieder erkaltetem Zustand erfährt, wenn eine Temperatur von 700 °C nicht überschritten wird [104]. Die Temperaturkriterien müssen für beide Stahlherstellverfahren durch die 300 °C Grenze in der Bewehrungslage eingehalten werden [702].

## 7.2 Materialkonfiguration

Grundlagen zur Materialmodellierung, zu Bruchtheorien und Kontinuumsmechanik können z. B. *Lade* [382], *Schanz und Böhrnsen* [541], *Böhrnsen et al.* [76], *Gross und Seelig* [237], *Kojić und Bathe* [367], *Häußler-Combe* [269], *Rösler et al.* [529], *Yu et al.* [688], *Shabana* [593], *Steck et al.* [600], *Malvern* [410], *Lubliner* [400], *Kachanov* [336], *Mase* [414], *Irgens* [325], *Dunne und Petrinic* [171], *Davis und Selvadurai* [133] oder *Speck* [596] entnommen werden. Dabei werden allgemein übliche mathematische Grundlagen vorausgesetzt, z. B. *Hirst* [281], *Papula* [471], *Chen* [110], *Chakrabarty* [105], *Boresi et al.* [78], *Bertam* [58], *Hering et al.* [274] oder *Belytschko et al.* [56].

Wichtige Kriterien in der Konfiguration eines Materialmodells sind hierbei die Konsistenz, das Konvergenzverhalten, die Robustheit und die Effizienz [174].





Zur Beschreibung des Bruchverhaltens gibt es bereits viele Ansätze, die die räumliche Wirkung des Betons unter Last beschreiben, z. B. ein sehr allgemeines Modell von *Speck und Curbach* [597], anwendbar auf alle Betone.

Das Verhalten der Bauteile bei erhöhten Temperaturen soll nach *DIN EN 1990:2002-10* [155] allgemein als nichtlinear angenommen werden.

Da es grundsätzlich zu empfehlen ist, vor Beginn von Systemuntersuchungen zuerst die Konfiguration der Materialebene durchzuführen, um numerische Instabilitäten und Besonderheiten der verwendeten Softwarepakete zu identifizieren [13], wird in diesem Abschnitt ausführlich auf wesentliche numerisch-thermische Materialeigenschaften eingegangen.

Für die numerische Hochtemperatur-Formulierung von Beton existieren bereits viele Ansätze, das komplexe chemisch-thermisch-hygrisch-mechanische Materialverhalten von Beton zu quantifizieren und in aufwendigen Subroutinen für die Verwendung in numerischen Rechenoperationen verfügbar zu machen. Je nach Problemstellung werden diese Subroutinen für verschiedene Anwendungsfälle entwickelt, konzentrieren sich aber primär auf die möglichst realitätsnahe Abbildung des Materialverhaltens von Beton unter hoher Temperaturbeanspruchung, d. h. der Fokus dieser Herangehensweise liegt primär auf der Materialebene, nicht in der Beschreibung und Vorhersage des Gesamtsystemverhaltens. Da das Interagieren der Materialtechnologie mit der Systemgeometrie vor allem bei Strukturen, die zwanggefährdet sind und sich bei sehr großen Belastungen Umlagerungen einstellen können, die Potential zur entscheidenden Beeinflussung der Systemtragfähigkeit haben. Daher werden nachfolgend kurz einige Materialkonfigurationen vorgestellt, deren wesentliche Bestandteile zur Berechnung von Tunnelstrukturen unter Hochtemperaturbeanspruchung in der späteren Modellgenerierung Einfluss finden sollen. *Gawin et al.* [218] haben hierzu bereits einige Materialtechnologien speziell zur Thematik der Hochtem-

peraturbeanspruchung von Beton zusammengetragen und tabellarisch zusammengefasst, vgl. Tabelle 7.1. Diese verschiedenen Materialmodelle unterliegen auf den Gebieten der thermischen, hygrischen, chemischen und mechanischen Beanspruchung des Materials Beton unterschiedlichen Entwicklungsstufen, die je nach vorgesehendem Anwendungsgebiet erarbeitet wurden. Die Integration der Materialtechnologischen Komponente im jeweiligen Materialmodell ist entsprechend deutlich farblich gekennzeichnet (Bestandteil  bzw. kein Bestandteil  im entsprechenden Materialmodell). Als Referenz dient die technisch geregelte Materialformulierung nach EC 2.

Es ist deutlich zu erkennen, dass im EC 2 Materialmodell lediglich einfache thermische Vorgänge, wie die Wärmeleitung und die Wärmekonvektion integriert sind, sowie die wichtigsten mechanischen Kenngrößen, in der auch der Fokus dieses Materialmodells für den konstruktiven Ingenieur des Massivbaus zu sehen ist. Einen besonderen Bestandteil bildet die hygrische Komponente, die bisher vornehmlich für die Forschungsrichtung der Baustoffkunde von Bedeutung ist, um neben den thermischen und mechanischen Vorgängen im Beton während eines Belastungsszenarios auch die damit einhergehenden hygrischen Phänomene beschreiben zu können. Einzig das Materialmodell von *Gawin et al.* und *Schrefler et al.* (Spalte 11 in Tabelle 7.1) sind in der Lage alle vier physikalischen Phänomene (thermisch, hygrisch, chemisch und mechanisch) numerisch in einem einzigen Materialmodell abzubilden und simultan in numerischen Berechnung zu nutzen. Gerade die Integration der hygrischen Phase bietet in Verbindung mit dem Material Beton entscheidende Vorteile in der Berechnung von Strukturen, die nicht aus feuerbeständigem Beton hergestellt werden, da durch die Entstehung innerer Drücke so eine Strukturschädigung in der Betonmatrix durch Überschreiten der Zugtragfähigkeit auftreten kann, das in Form von Abplatzungen (vgl. Abschnitt 3.3.7) schließlich in Erscheinung

Tabelle 7.1: Entwicklungsstand verschiedener Betonmodelle, in Anlehnung an *Gawin et al.* [218]

Betonmodell		EC 2	A	B	C	D	E	F	G	H	
		[159]	[5]	[45, 46]	[312]	[132, 612, 613]	[116]	[172]	[638, 639]	[212–216, 582]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Allgemein	Phasen <sup>0</sup>	s	l + g	g	s + g	s+l+g	l + g	l + g	s	s+l+g
2		Anzahl Gasphasen	1	1	1	2	1	1	1	2	2
3		Anzahl Flüssigphasen	2	1	1	3	2	2	2	3	3
4	Thermisch	Wärmeleitung									
5		Wärmekonvektion									
6		Latente Wärme (Verdampfung/Kondensation)		5							
7		Latente Wärme (Dehydration)									
8	Hygrisch	Diffusion von Wasserdampf			3						
9		Advektion flüssiger Phasen									
10		Physikalisch gebundener Wasserdampf				4					
11		Massenquelle durch Dehydration									
12		Massenquelle durch Phasenänderungen des Wassers									
13	Chemisch	Dehydration									
14	Mechanisch	Temperaturabhängige Steifigkeitsabminderung	1								
15		Lastinduzierte Steifigkeitsabminderung (Rissbildung)	1								
16		Bleibende Verformungen	2								
17		Thermische transiente Dehnungen	1,2								

<sup>0</sup> s: fest (solid), l: flüssig (liquid), g: gasförmig (gas)

<sup>1</sup> implizite Berücksichtigung in den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (gültig für die Ersterwärmung)

<sup>2</sup> keine Diversifikation zur Ersterwärmung

<sup>3</sup> reines Diffusionsmodell basierend auf einer flüssigen Phase

<sup>4</sup> nur mit der Erweiterung nach *Davie et al.* [132]

<sup>5</sup> indirekte Implementierung durch temperaturabhängige Wärmespeicherfähigkeit

<sup>6</sup> indirekte Berücksichtigung durch Anpassung der Wärmeleitfähigkeit um 100 °C

treten kann und damit entsprechend einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten des Gesamtsystems bildet.

Auf Grund der mehrseitigen Lagerung des Systems (vgl. Abschnitt 7.5) und der damit verbundenen Zwangbildung ist der Einfluss der Querdehnzahl hier von untergeordneter Bedeutung und wird deshalb als temperaturunabhängig konstant angenommen, vgl. Abschnitt 3.3.6.11.

Zur numerischen Modellierung und Konfiguration von Betonmaterialmodellen unter Normaltemperaturbedingungen werden bei-

spielsweise auch am Lehrstuhl für Massivbau der TUM, beispielsweise durch *Kiehl*[354], Entwicklungen angestrebt. Im Rahmen dieser Arbeit dient die Materialbibliothek multiPlas<sup>®</sup> des Softwareunternehmens DYNARDO (Dynamic Software and Engineering) GmbH als grundlegende Basis zur numerischen Materialkonfiguration [442, 443]. In der Materialbibliothek multiPlas<sup>®</sup> stehen für Beton zwei wesentliche Materialkonfigurationen zur Verfügung. Beton kann dabei nach der Materialtheorie von *Drucker und Prager*[166] bzw. nach *Menétrey und Willam*[428] konfiguriert werden.

Hierzu diskutieren *Drucker und Mindlin* [167] beispielsweise Möglichkeiten zur Spannungsbeschreibung in dreidimensionalen Körpern und beschäftigen sich ausgiebig mit der mathematischen Formulierung von plastischen Materialien [165]. *Menétrey und Willam* [428] entwickeln ein dreiaxiales Betonmodell als drei Parametermodell, das mit einaxialen Druck- und Zugfestigkeiten als auch mit einer equibiaxialen Druckfestigkeit kalibriert werden kann. Das Modell inkludiert Huber-Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb und Leon als Sonderfall. Die Exzentrizität ist bis 1 möglich, 0,50 ist das Minimum der Exzentrizität, die maximale Exzentrizität entspricht mit 5,31 der einaxialen Druckfestigkeit. Bei steigender Exzentrizität wechselt die Form der Fließfläche vom Dreieck zum Kreis. Die 2-dimensionale Ebene wird dabei mit den Ergebnissen von Kupfer-Hilsdorf kalibriert. Kohäsion und Reibung werden entkoppelt, um direkte Kontrolle auf die Hardening- und Softeningbereiche zu erhalten. Durch die Einführung beliebig vieler Freiheitsgrade ist es möglich auch das komplizierteste Material zu beschreiben. Für Beton werden aber bereits mit einem 3-Parameter Modell gute Ergebnisse erzielt [84].

Zum Vergleich der Materialkonfiguration werden die Versuche nach Kupfer [126, 375, 376] und Hilsdorf [125] herangezogen. Die Versuchsergebnisse sind auch in den entsprechenden DAfStb-Heften veröffentlicht.

Der Einfluss des Lodewinkels  $\theta$ , der als dritte deviatorische Spannungsinvariante den Spannungszustand zwischen Zug, Schub und Druck beschreibt [39], wird im Rahmen dieser Arbeit nicht explizit diskutiert.

In der Materialbibliothek multiPlas<sup>®</sup> wird für den Softeningbereich unter anderem auch ein exponentieller Ansatz im Rahmen nichtlinearer Entfestigungskonfigurationen verwendet, wie beispielsweise auch durch *Thelandersson* [623].

Der Dilatanzwinkel beschreibt das Verhältnis zwischen normalen plastischen Dehnungen und plastischen Schubdehnungen. In berechneten Volumendehnungen ist dabei die Verformung in der Regel größer als durch Experimente ermittelt. In diesem Fall erlaubt eine nicht-assoziative Fließbedingung realistischere Verformungen vorherzusagen. Der Dilatanzwinkel ist gleich dem Reibungswinkel für assoziative Fließbedingungen. Der Dilatanzwinkel beschreibt das Verhältnis zwischen Normal- und Schubspannung im Mohr-Coulomb-Schub-Kriterium, dieser hat zwei Grenzen. Für den Fall dass der Dilatanzwinkel gleich dem Reibungswinkel ist, wird die maximale plastische Normaldehnung bei Schubdehnung erreicht (assoziativ). Für den Fall, dass der Dilatanzwinkel gleich Null ist, entstehen keine plastischen Normaldehnungen bei Schubbeanspruchung, d. h. es werden keine plastischen Dehnungen normal zur Schubebene berücksichtigt. Die nicht Assoziation entsteht durch Ersetzen des Reibungswinkels  $\varphi$  durch  $\psi$  in der Fließbedingung. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass der Dilatanzwinkel physikalisch nur sinnvoll ist, wenn  $\psi \leq \varphi$  (ist diese Bedingung nicht erfüllt, würde das zusätzlich Energie im System erzeugen). Die Drucker-Prager-Fließbedingung kann auf nicht-assoziative Berechnungen durch Manipulation des Dilatanzfaktors umgestellt werden ( $\delta = 1$  - assoziative Plastizität bzw.  $\delta \leq 1$  - nicht assoziative Plastizität). [174] Dilatanzwinkel nahe 0 implizieren physikalisch gesehen ebene Reibungsflächen und können damit zu großen Konvergenzproblemen führen. Das Verformungsverhalten wird also durch den Dilatanzwinkel bestimmt. Im Druckbereich kann der Dilatanzwinkel Werte zwischen 0 und 1 annehmen, für den Zugbereich wird für Beton ein Winkel zwischen 0,10 und 0,25 empfohlen. Eine nicht-assoziative Fließbedingung führt zu einer unsymmetrischen Verformungsmatrix und kann daher zu schlechtem Konvergenzverhalten führen. Falls dies der Fall ist, sollte der Dilatanzwinkel oder der Dilatanzfaktor erhöht werden oder die nicht-



assoziative durch die assoziative Fließbedingung ersetzt werden. [442, 443]

Die Stabilität des Drucker-Prager-Verfahrens benötigt üblicherweise assoziative Fließbedingungen (Dilatanzwinkel = Reibungswinkel). Für manche Materialien können die berechneten Deformationen jedoch größer ausfallen, als sie in der Realität im Experiment ermittelt wurden. Deformationen, die näher an der Realität liegen, können mit nicht-assoziativen Fließregeln besser abgebildet werden.

Eine Diskussion der ein- und zweiaxialen Drucktragfähigkeit zwischen dem normativen Ansatz nach EC 2 bzw. *DAfStb Heft 229* [126] und dem Softwarepaket Ansys®/multiPlas® bzw. der Interpretation von Forschungsergebnissen erfolgt in Abb. 7.1.

Dem Betonmodell in multiPlas® liegt eine nicht-assoziative Fließregel mit nichtlinearen Hardening- und Softeningfunktionen zu Grunde, das temperaturabhängig konfiguriert werden kann. Bei Materialien mit mehreren Fließbedingungen ist das Überschreiten einer Fließbedingung nicht mehr alleine maßgebend für die Plastifizierung, wie bei einem Material mit einer einzigen Fließbedingung. [442]

Die Fließbedingung für das Drucker-Prager Betonmodell ist in Gleichung (7.1) wiedergegeben [174, 546]. Dieses Betonmodell liefert grundsätzlich gute Übereinstimmungen experimenteller Ergebnisse mit der Drucker-Prager Fließbedingung. Das Versagensmodell für den Beton beruht auf eine von Hintze vorgeschlagenen singulären Drucker-Prager Fließbedingung, diese besteht aus zwei Fließkriterien (s. Gleichung (7.1)), wodurch die Betonfestigkeit in Druck- und Zugbereich beschrieben werden kann. [546]

$$F_i = \sigma_s + \beta_t \cdot \sigma_m - \bar{\sigma}_{yt} \cdot \Omega_i \quad (7.1)$$

mit  $F_i$  Fließbedingung

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3} \cdot (f_c - f_t)}{f_c + f_t}$$

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3} \cdot (f_{c2} - f_c)}{2 \cdot f_{c2} - f_c}$$

$$\bar{\sigma}_{yt} = \frac{2 \cdot f_c \cdot f_t}{\sqrt{3} \cdot (f_c + f_t)}$$

$$\bar{\sigma}_{yc} = \frac{f_{c2} \cdot f_c}{\sqrt{3} \cdot (2 \cdot f_{c2} - f_c)}$$

$f_t$  einaxiale Zugfestigkeit

$f_c$  einaxiale Druckfestigkeit

$f_{c2}$  zweiaxiale Druckfestigkeit

$\Omega$  Ver- und Entfestigungsfunktion

im Druckbereich  $\Omega_1 = \Omega_2 = \Omega_c$

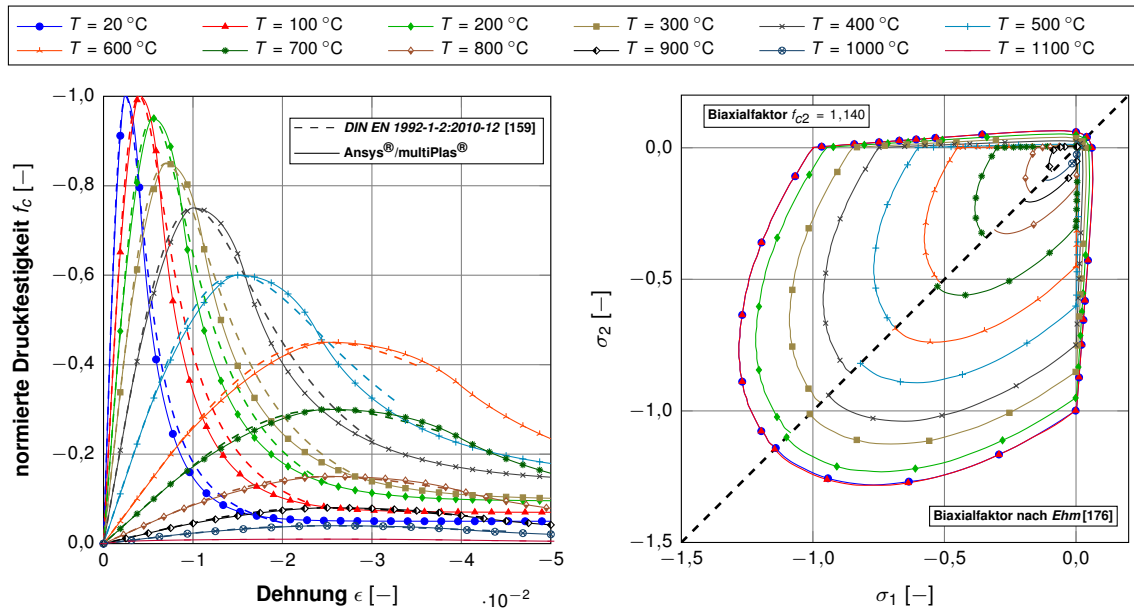
im Zugbereich  $\Omega_1 = \Omega_t$

## 7.2.1 Verwendbarkeit der Materialparameter des EC 2

Grundsätzlich liefert das EC 2 Betonmodell zur Berechnung von Biegebauteilen zufriedenstellende Ergebnisse [25]. Die Materialgesetze nach Eurocode sind jedoch nur für thermische Einwirkungen nach der ETK-Brandkurve kalibriert [666].

Die Nachrechnung von Versuchen aus der Literatur mit dem Materialmodell des EC 2 führt jedoch zu großen Unterschieden zwischen Versuch und numerischer Simulation [383], da LITS implizit in den Arbeitslinien des EC 2 enthalten ist. Im EC 2 ist LITS auf einen temperaturabhängigen Maximalwert limitiert. Für eine explizite Formulierung von LITS des Betons, in dem LITS spannungsabhängig ohne eine Grenze als Maximalwert formuliert ist, liegen die Berechnungsergebnisse deutlich näher an Versuchsergebnissen. Das implizite Modell des EC 2 genügt dort der Nachrechnung von Versuchen, wo der Druckbereich des erhitzten Betons nicht oder kaum erwärmt wird.

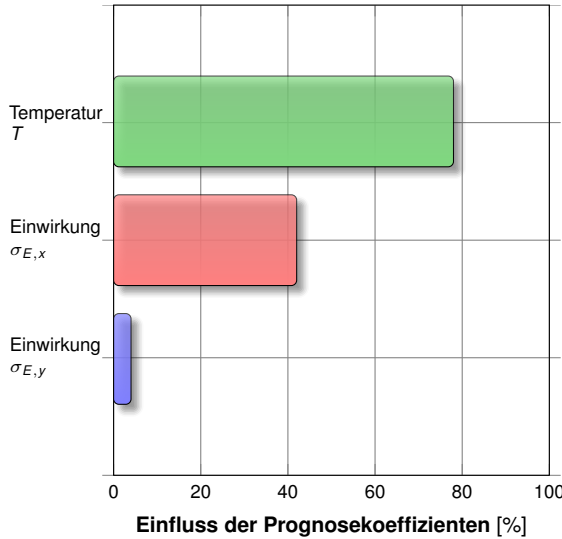
*Schneider und Schneider* [566] stellen ein Materialmodell vor, das diese transienten Effekte in Last- und Temperaturbeanspruchtem Beton berücksichtigt. Das Materialmodell wird Advanced Transient Concrete Model (ATCM) genannt, einer



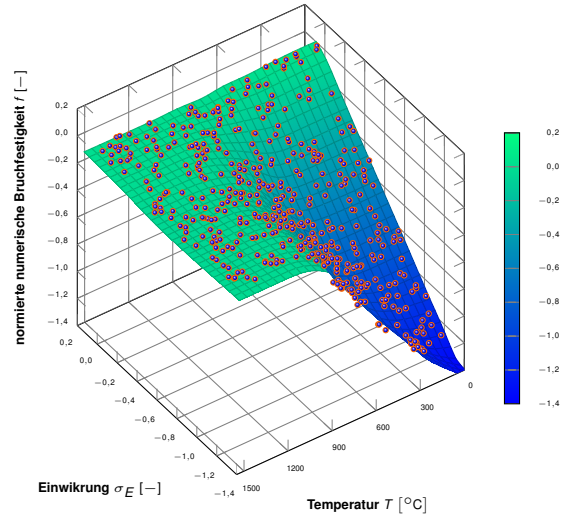
(1) Spannungs-Dehnungslinie (Drucker-Prager)

(2) Vergleich der temperaturabhängigen Bruchgrenzflächen zwischen einem Biaxialfaktor bei Normaltemperatur und Ehm[176]

Abbildung 7.1: Vergleich des theoretischen Materialmodells nach EC2 mit dem Numerischen des Softwarepaketes Ansys®/multiPlas®, quarzhaltige Zuschläge



(1) Prognosekoeffizienten



(2) Antwortfläche im zweiaxialen numerischen Druckversuch (99 % Prognosegenauigkeit)

Abbildung 7.2: Numerische Stabilität des verwendeten Materialmodells

Weiterentwicklung des Thermal-Induced-Strain-Model (TISM). Transiente Effekte werden hier explizit berücksichtigt. Die Dehnungsberechnungen liegen dabei viel näher an den Versuchsergebnissen als bei einer Berechnung mit dem EC2-

Materialmodell. Vor allem bei Belastungsdauern jenseits von 25 min treten deutliche Unterschiede auf [567]. Dieses Materialmodell scheint dabei auch für die Anwendung von hochfesten Betonen geeignet zu sein. In weiteren Forschungsarbei-



ten wird das Modell auf komplexere Strukturen angewendet, z. B. auch auf Tunnelquerschnitte.

*Law et al.* [387] implizieren beispielsweise LITS in ein FEM-System auf Basis einer Drucker-Prager-Fließfläche. Die Autoren stellen klar dar, dass eine nicht Berücksichtigung von LITS irgendetwas nicht physikalisches darstellt, nur keinen Beton. Folgende Schlussfolgerungen können getroffen werden [387]:

- Es ist ein signifikanter Unterschied zwischen einer Arbeitslinie, die LITS impliziert und einem Modell, das die einzelnen LITS Komponenten repräsentiert.
- Plastische Fließregeln verursachen ungewollte Dehnungen, wenn mehr als eine Achse beansprucht wird.
- Eine Möglichkeit die plastischen Dehnungen, verursacht durch LITS, zu repräsentieren, ist ein zwei Stufen Modell, das den normalen E-Modul und einen „aktuellen“ E-Modul berücksichtigt, damit die Dehnung in Querrichtung korrekt wiedergegeben werden kann.

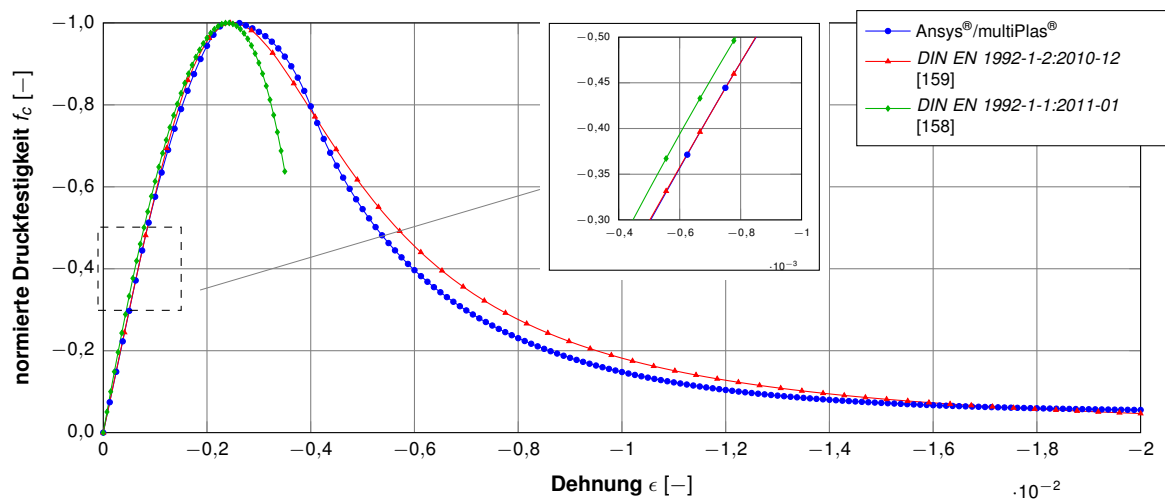
Auch *Ring et al.* [526] entwickeln ein Materialmodell, um Beton unter hohen Temperaturen realistisch simulieren zu können, vor allem im Hinblick auf Brandunfälle in Tunneln. Dafür werden die chemischen und physikalischen Prozesse des erhitzten Betons, ein mikromechanisches Materialmodell, berücksichtigt. Das Materialmodell berücksichtigt auch die Lastpfadabhängigkeit der Interaktion mechanischer und thermischer Belastungen.

Ein Vergleich der normativen und numerischen einaxialen Drucktragfähigkeit erfolgt in Abb. 7.3. In multiPlas<sup>®</sup> wird der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul angesetzt. Für das parabolische Hardening des hier gewählten Materialmodells wird in multiPlas<sup>®</sup> ein temperaturabhängiger Ansatz der Arbeitslinien analog nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] verwendet [443].

Für Beton ist der einaxiale Spannungszustand durch drei Bedingungen charakterisiert. Der linear-elastische Anteil nimmt ca. ein Drittel der Druckfestigkeit ein und ist dadurch charakterisiert, dass die Neigung mit der Temperatur stetig abnimmt, bis die Druckfestigkeit erreicht ist. Die Nichtlinearität wird durch Mikrorissbildung ausgelöst, die sich bei größer werdenden Spannungen verbinden. Das Erreichen der Druckfestigkeit geht einher mit der Formung von Bruchflächen und Rissen, die parallel zu den größten Spannungen ausgerichtet sind. Die Aufweichungsflächen sind gekennzeichnet durch eine abnehmende Festigkeit. Letztendlich führt sie zu einem kleinen Level an Restspannung. Die Neigung des abfallenden Astes ist ein Maß für die Sprödeheit des Materials, vgl. Abb. 7.1 (1). [174]

Das spröde Versagen des Betons unter lokaler Rissbildung wird unter Verwendung eines Materialmodells zur homogenen Rissbildung und Verweichung abgebildet. Der Riss selbst wird dabei nicht auf der Oberfläche abgebildet, seine Auswirkungen sind nur durch entsprechende Änderungen in Spannungen und Verformungen zu sehen. Die Verweichung wird in Anlehnung an den Energieverlust durch Rissbildung abgebildet. Für eine vollständige Rissbildung muss die Bruchenergie  $G_f$  bezogen auf die Elementfläche dissipiert sein. Das Modell zur Rissbildung basiert dabei beispielsweise auf der Crack Band Theory nach Bazant. Darin ist festgelegt, dass sich Risse nur innerhalb einer lokalen Prozesszone entwickeln, dessen Breite (crack band width) ist eine Materialkonstante. Um eine Abhängigkeit von der Netzgenerierung zu vermeiden und die Bruchenergie richtig einzuschätzen, ist eine Modifikation der Arbeitsgleichung notwendig, vgl. Abb. 3.10 (2) und Abschnitt 3.3.6.3. [174]

Die elastoplastische Tangentenmatrix  $\mathbf{D}_{ep}$  stellt die Verknüpfung zwischen den differentiellen Spannungs- und Dehnungszuwächsen her. Für den Fall einer assoziativen Fließregel entspricht das plastische Potential  $Q$  der Fließbedingung, die elastoplastische Tangenten-



**Abbildung 7.3: Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei Normaltemperatur**

matrix  $\mathbf{D}_{ep}$  ist symmetrisch. Im Falle der nicht-assoziativen Fließregel ist die elastoplastische Tangentenmatrix  $\mathbf{D}_{ep}$  unsymmetrisch. Die Berücksichtigung unterschiedlicher Versagensarten eines Materials ist beispielsweise durch die Verwendung einer mit mehreren Fließkriterien zusammengesetzten Fließbedingung möglich. Durch Einführung einer progressiven Ver- und Entfestigung wird die Materialfestigkeit (und damit auch das jeweilige Fließkriterium) eine Funktion der plastischen Dehnungsrate. Zur Aktivierung ist die Überschreitung eines Fließkriteriums keine hinreichende Bedingung mehr. Die Spannungsrückführung im Schnittpunkt des Fließkriteriums und das Auftreten der zugehörigen plastischen Dehnungssinkremente müssen auch physikalisch sinnvoll sein. Die Umsetzung eines elastoplastischen Materialverhaltens wird im sogenannten „Return Mapping“ Verfahren erreicht. Das Verfahren ist für finite Deformationen und konvexe, stetige Fließbedingungen unbedingt stabil. In einem ersten Schritt (elastischer Prädiktorschritt) erfolgt die Berechnung eines Versuchsspannungszustandes aus dem zulässigen Spannungszustand der letzten Gleichgewichtslösung und dem neuen aus dem Newton-Raphson-Verfahren erhaltenen Dehnungssinkrement. Verletzt dieser Versuchsspannungszustand die Fließbedingung, erfolgt der plastische Korrektorschritt. Im plas-

tischen Korrektorschritt erfolgt die Berechnung der plastischen Dehnungssinkremente und die Rückführung des Versuchsspannungszustandes auf die Fließfläche. Dabei führt die Entstehung plastischer Dehnungen zu einer Ver- bzw. Entfestigung und damit zu einer Gestaltänderung der Fließfigur. Für einfache Materialmodelle (z. B. für eine isotrope-von-Mises-Fließbedingung) kann bei Annahme eines ideal-plastischen Materialverhaltens und der Verwendung einer assoziativen Fließregel der Returnpfad explizit berechnet werden. Für deutlich komplexere Materialmodelle gelingt dabei die Spannungsrückrechnung nur iterativ. [546]

## 7.2.2 Mehraxiale Tragfähigkeit

In der Literatur werden zur Bestimmung der biaxialen Druckfestigkeit des Betons oft Werte zwischen 1,12 und 1,16 angenommen. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit für den Normaltemperaturbereich ein biaxialer Vergrößerungsfaktor von 1,14 angesetzt.

Ein allgemeines Modell zur Beschreibung des triaxialen Verhaltens von Beton liefern beispielsweise *Willam und Warnke* [668], auf deren Basis z. B. *Thienel* [625] ein weiterführendes Modell zur Beschreibung des biaxialen Verhaltens von



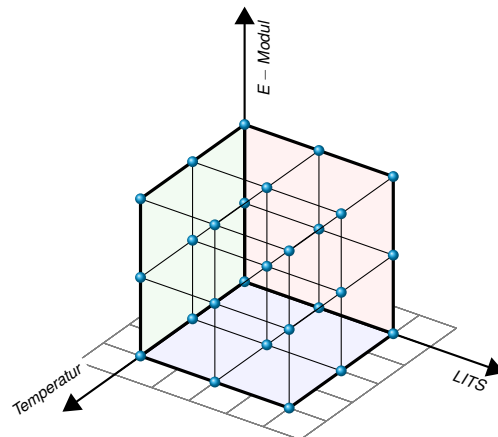
Beton unter hohen Temperaturen aufbaut. *William* [670] erweitert dabei dessen Erkenntnisse im Rahmen seiner Habilitationsschrift um den Prozess der Wärmeleitung. *Richter* [514] vergleicht dagegen ein „normähnliches“ Materialmodell mit Versuchsergebnissen und muss feststellen, dass das Rechenmodell zwar in der Lage ist, die Effekte der Spannungsentwicklung abzubilden, jedoch weit von der Wiedergabe der Versuchsergebnisse entfernt ist. *Richter* [514] führt dies auf eine unzureichende Konfigurierbarkeit der Materialmodellierung zurück, da z. B. der Zementgehalt nicht explizit in die numerische Formulierung eines klassischen numerischen Materialmodells mit eingeht. Dies versucht *Thienel* [625] in der Formulierung eines mehraxialen Betonverhaltens durch die Implizierung des  $w/z$ -Wertes und die Menge des Zuschlags in die numerische Beschreibung des thermischen Betonverhaltens zu erfassen. Es muss jedoch festgestellt werden, dass diese Materialformulierung explizit an die Versuchsbedingungen von *Thienel* [625] gebunden ist und kann daher nicht ohne weiteres auf beliebige Betone erweitert werden.

Der im Rahmen dieser Arbeit verwendete Ansatz zur Implementierung der temperaturabhängigen mehraxialen Druckfestigkeit in ein numerisches Modell ist in Abb. 7.1 (2) dargestellt. Die Temperaturabhängigkeit basiert dabei auf den Untersuchungen nach Ehm, vgl. Abb. 3.11.

### 7.2.3 Materialschädigung

Wie durch *Hosser* [289] empfohlen, werden daher auch in dieser Arbeit irreversible Materialgesetze für die numerische Berechnung implementiert.

*Schneider* [563] fasst diesbezüglich einige wesentliche Eigenschaften von Beton zusammen. Ferner untersucht *Schneider* [563] verschiedene Methoden zur numerischen Beschreibung von Beton: steady state, transient state und mixed data. Materialmodelle unter der Berücksichtigung transienter Effekte korrelieren dabei am besten



**Abbildung 7.4: Interpolationstensor zur Bestimmung des E-Moduls eines geschädigten Betons nach der Erwärmungsphase**

mit den Messergebnissen. Besonders für die Ermittlung von Deformationen ist die Beschreibung der Dehnungen maßgeblich erforderlich.

*Anderberg und Forsen* [20] teilten die thermische Gesamtdehnung in die Komponenten thermische Dehnung, spannungsinduzierte Dehnung, Kriechdehnung und transiente Dehnung auf. Aktuelle technische Regeln sind dabei zu grob oder zu pauschal, um das thermische Tragverhalten beliebiger Strukturen zu berechnen. Hierfür ist das thermische Tragverhalten noch nicht ganz verstanden bzw. noch nicht in ausreichendem Maße untersucht, um den Einzug in technische Regelwerke zu finden, vgl. Abschnitt 3.3. Vereinfacht wird daher im Rahmen dieser Arbeit ein vereinfachter Ansatz nach *Anderberg und Forsen* zur Abschätzung der transienten Dehnung verwendet, um die thermische Materialveränderung des Betons in einem numerischen Modell während und nach einer Temperaturbeanspruchung zu berücksichtigen. Die Übernahme der transienten Dehnung von *Anderberg und Forsen* [20] zur Implementierung des versteifenden Bauteilverhaltens nach einer Temperaturbeanspruchung beruht im Rahmen dieser Arbeit auf der Annahme, dass die Dehnungen unabhängig vom Formfaktor für die Prüfprobe ist und der Formfaktor nur die Festigkeit skaliert.



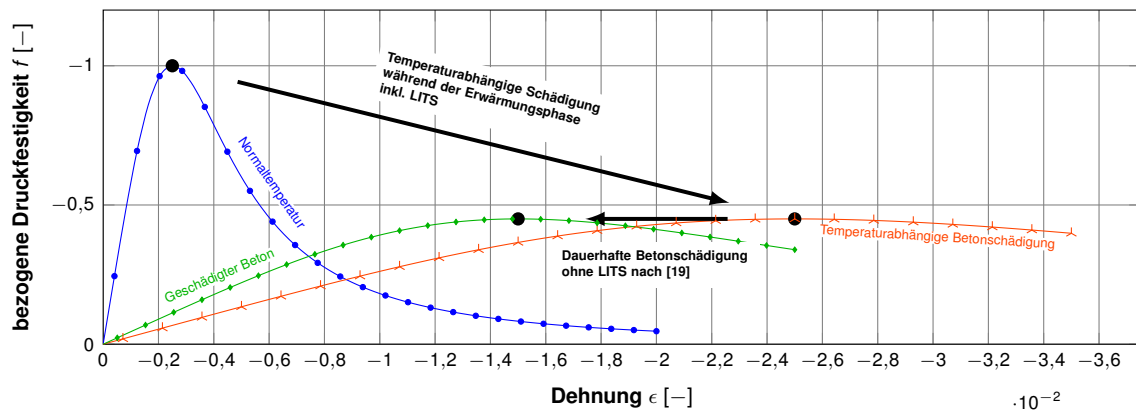


Abbildung 7.5: Schädigungsmechanismus

Eine deutliche Erhöhung der Steifigkeit bei Rest-Spannungs-Dehnungs-Beziehungen am Beispiel für die Betonklasse C70 zeigen Untersuchungen von *Khoury*[347]. Das Schädigungsverhalten wird im Rahmen dieser Arbeit in Form der Reduktion der Dehnung bei Höchstlast vereinfacht nur mit dem Anteil des transienten Kriechens (dominierender Anteil innerhalb der LITS) nach *Anderberg und Thelandersson*[19] konfiguriert. Die Begrenzung der Höchstlast erfolgt dabei auf die Randbedingungen bei Normaltemperatur, um in der Kombination Ansys®/multiPlas® ein geschlossenes Materialmodell zu gewährleisten (numerische Stabilität). Das grundsätzliche Verfahren ist in Abb. 7.5 illustriert. Bei Erreichen der Höchsttemperatur während einer Temperaturbeanspruchung wird elementindividuell über mehrere Integrationszeitschritte verteilt die LITS in Abhängigkeit der erreichten Temperatur als auch der Spannungszustände im Element entfernt, um ein möglichst realitätsnahes Verhalten des Betons nach einer Temperaturbeanspruchung zu simulieren.

## 7.3 Thermo-mechanisches Mehrphasen-FEM-Modell

### 7.3.1 Numerische Implementierung einer temperaturabhängigen Materialschädigung

*Otmani-Benmehidi et al.* [466] untersuchen eine Stütze unter Brand mit dem EC2 Materialmodell in zwei Schritten. In einer ersten Phase werden die Temperaturen im Bauteil bestimmt. In einem zweiten Schritt werden dann die mechanischen Lasten aufgebracht. Dieses Verfahren kann als klassische Herangehensweise interpretiert werden, das vor allem dann anwendbar ist, wenn während einer Temperaturbeanspruchung keine Änderungen im System auftreten, z. B. Abplatzungen.

In neueren Verfahren kommen zunehmend sogenannte Mehrphasenmodelle zum Einsatz, die es ermöglichen verschiedene physikalische Effekte, wie Temperatur und mechanische Belastung, gleichzeitig in einem Integrationszeitschritt zu betrachten. Thermo-hygro-mechanische Mehrphasenmodelle werden beispielsweise auch für Berechnungen in der Befestigungstechnik gebildet, um temperaturabhängige Zugprüfungen zu simulieren [477].



Das im Rahmen dieser Arbeit angesetzte Regelschema zur Berücksichtigung einer temperaturabhängigen Materialschädigung ist in Abb. 7.6 illustriert. Bevor mit der Berechnung begonnen wird, identifiziert ein Prädiktorverfahren die instationäre Temperaturentwicklung im Bauteil, um so den Zeitpunkt der höchsten Temperatur je FEM-Element abzuschätzen, der als maßgebender kritischer zeitlicher Punkt für die erreichte temperaturabhängige Schädigung des Betons definiert wird. In einem ersten Schritt werden dann alle mechanischen Lasten, z. B. des Gebirges, auf einen unbewehrten Tunnelring aufgebracht. Idealisiert wird hier ein fugenloser, kreisrunder Tunnel betrachtet, der gegen das umgebende Gebirge federnd gebettet ist. Die Längsdehnung ist behindert. Anschließend wird der Tunnelring mit einem Brandszenario instationär belastet. Für jeden Integrationszeitschritt wird dann in einer Art Regelschleife ein Soll-Ist-Vergleich der Betonschädigung durchgeführt und bei Erreichen des kritischen Zeitpunktes eine dauerhafte Materialschädigung des Betons in Abhängigkeit der erreichten Temperatur sowie der Belastung im Element berücksichtigt. Die Materialschädigung wird dabei schrittweise über mehrere Integrationsschritte aufgebracht. Im Rahmen einer vollständigen Simulation werden so mehrere Tausend Materialmodelle automatisch generiert, um die temperaturabhängige Materialschädigung des Betons möglichst kontinuierlich zu inkludieren. Zur Konfiguration dieser Materialformulierung muss zusätzlich für jeden Schädigungsschritt ein entsprechender E-Modul definiert werden, um im Rahmen der numerischen Simulation eine geschlossene Materialformulierung zu gewährleisten. Die Ermittlung des E-Moduls erfolgt dabei durch Interpolation in einem Tensor in Abhängigkeit der erreichten Temperatur sowie der Größe der LITS individuell für jedes Element im numerischen Modell automatisch zur Laufzeit einer Simulation, vgl. Abb. 7.4. Darüber hinaus erfolgt eine dynamische Zeitschrittweiten-Regelung in Abhängigkeit des Schädigungsverlaufes des Betons, um die numerische Berechnung zu stabili-

sieren. Dieser Ansatz bietet darüber hinaus den Vorteil, dass für zukünftige Arbeiten auch weitere Effekte, wie die Berücksichtigung von Abplatzungen zur Bewertung von Bestandsstrukturen, die noch nicht mit feuerbeständigen Betonen hergestellt sind, oder der Implementierung weiterer Phasen, berücksichtigt werden können. [98]

### 7.3.2 Thermisches Materialverhalten

Die Grundlage zur Temperaturverteilung im Bauteil bildet die Differentialgleichung nach *Fourier*, vgl. Gleichung (7.2). [289]

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \cdot \left( \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta z^2} \right) \quad (7.2)$$

mit $T$	Temperatur
$t$	Zeit
$a$	$= \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p}$ Temperaturleitfähigkeit
$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit
$\rho$	Rohdichte
$c_p$	spezifische Wärme
$x, y, z$	Raumkoordinaten

Thermo-hygrisch-mechanische Materialmodelle werden beispielsweise auch in der numerischen Berechnung in der Geotechnik in Bezug auf Phänomene der Bodenvereisung erfolgreich eingesetzt [429].

*Richter*[514] verwendet im üblichen Hochbau gängige Wärmeübergangskoeffizienten, z. B. nach *Richter*[514] oder *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159], erfolgreich zur Nachrechnung von Versuchen und kann auch thermische Verformungen bis ca. 600 °C mit akzeptablen Abweichungen nachrechnen. Da der Wärmeübergang keine konstante Größe ist, sondern maßgeblich von den Randbedingungen abhängt, ist diese Größe bereits ausgiebig erforscht worden. *Babrauskas*[26] gibt daher Empfehlungen für den Ansatz von Wärmeübergangsbedingungen, vgl. Gleichung (7.3).

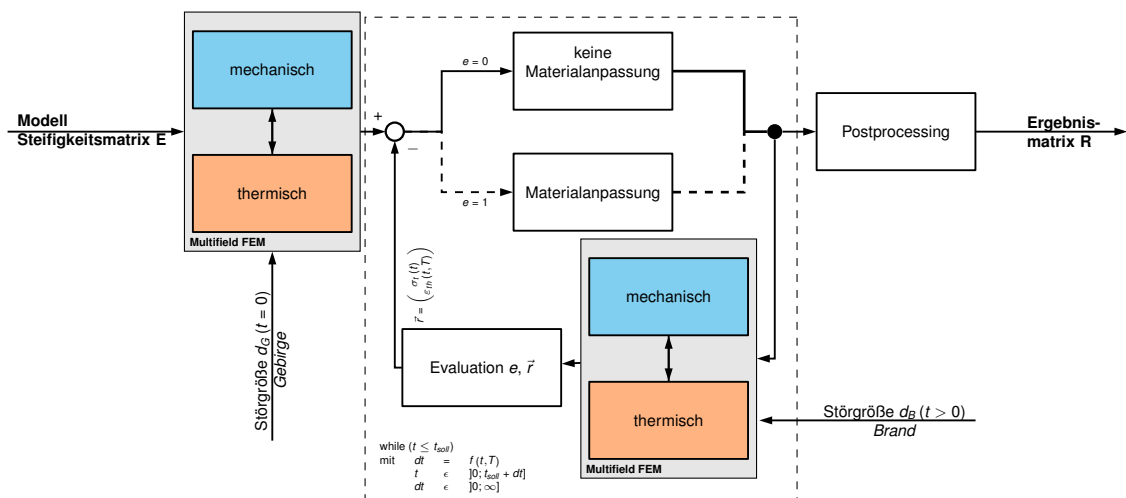


Abbildung 7.6: Regelschema zur irreversiblen Betonschädigung für die Abkühlphase und nach dem Brand

$$\alpha_c = 5 \cdot \sqrt[3]{T_f - T_w} \quad (7.3)$$

mit  $\alpha_c$  Wärmeübergangskoeffizient  
 $T_f$  Lufttemperatur  
 $T_w$  Oberflächentemperatur

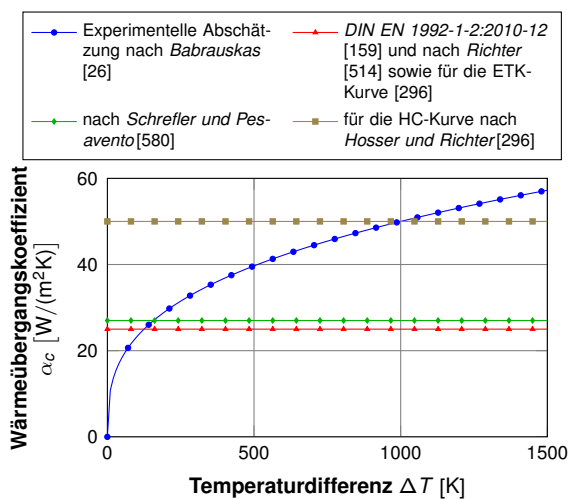
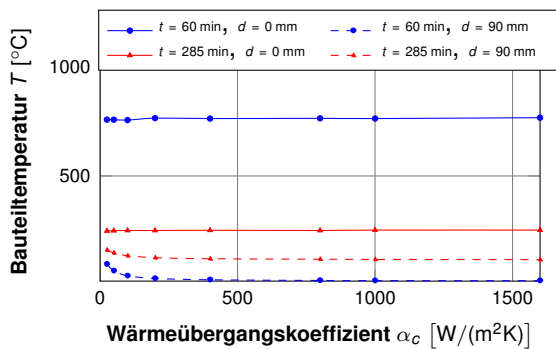


Abbildung 7.7: Wahl des Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_c$

Der Wärmeübergangskoeffizient wird wesentlich durch die Temperaturdifferenz zwischen der Bauteiloberfläche und der Lufttemperatur an der Bauteiloberfläche bestimmt, vgl. Abb. 7.7. Erfahrungsgemäß liegt  $\alpha_c$  zwischen 5 bis  $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  für eine freie Konvektion

bzw. bis zu  $500 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  bei erzwungener Konvektion [103]. Neben den Vorgaben des EC 2 zur Anwendung eines Wärmeübergangskoeffizienten von  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  gibt es noch weitere Ansätze, z. B. der Ansatz nach Babrauskas [26] aus Ähnlichkeitsbetrachtungen unter Berücksichtigung der Grashof-Zahl und der Nußelt-Zahl [75]. Steinert [605] entwickelt den Ansatz nach Babrauskas [26] weiter und interpretiert dessen Ansatz für Tunnelbrände. Der Ansatz nach Babrauskas [26] (ursprünglich für den Hochbau entwickelt) liefert die Berechnung des konvektiven Wärmeübergangs auch im Vergleich zu versuchstechnischen Untersuchungen zum Thema Tunnelbrände eine realistische Näherung. Einzig für brandherdferne Wärmeübergangsbedingungen empfiehlt Steinert [605] einen Minimalwert des Übergangs von  $\alpha_c = 7 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  anzusetzen, um damit in Versuchsprogrammen berechneten Wärmeübergangsbedingungen besser gerecht zu werden. [605]

Andreozzi et al. [21] stellen für den Ansatz eines kleineren Wärmeübergangskoeffizienten von  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  kleinere Abweichungen von einem vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung der CFD-FEM Interaktion als bei einem Wert von  $\alpha_c = 35 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  fest. Die CFD-FEM Interaktion



**Abbildung 7.8: Einfluss der Wärmeübergangszahl auf die Temperaturentwicklung im Bauteil**

wird auch für Stahlbetonkonstruktionen diskutiert. Die Hauptanwendung dieser Technik dürfte wohl eher im Maschinenbau liegen.

In Bezug auf den Wärmeübergangskoeffizient ist dessen Effekt auf die Temperaturentwicklung im Bauteil vergleichsweise gering. Der Einfluss auf die Temperatur an der Oberfläche bis zum Ende der Vollbrandphase  $t_{voll}$  kann vernachlässigt werden. Lediglich im Abkühlungsbereich, ca. 3,50 h nach der Vollbrandphase, ist eine Beeinflussung des Temperaturprofils in Abhängigkeit der Größe des Wärmeübergangskoeffizienten beobachtbar, vgl. Abb. 7.8. Die hierfür erforderliche Größe des Wärmeübergangskoeffizienten übersteigt jedoch übliche Werte, vor allem in Bezug auf Tunnelkonstruktionen (vgl. *Steinert und Hagen* [604]), bei weitem, so dass im Rahmen dieser Arbeit vereinfacht ein konstanter Wärmeübergangskoeffizient von  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  nach EC 2 angenommen wird.

### 7.3.3 Abplatzungen

Erste Untersuchungen am Gesamtsystem führen beispielsweise *Savov et al.* [540] in einem vereinfachten Ansatz unter Berücksichtigung von Temperatur-induzierter Dehnungen, thermische Degradierung des Betons, temperaturabhängige Berücksichtigung der Reduktion der Steifigkeit und der Fließspannung der Bewehrung, der elas-

toplastischen Materialantwort für Material und Beton sowie Abplatzungen durch. Die Berücksichtigung von Abplatzungen erfolgt jedoch immer für einen unendlichen Zustand  $d_s^\infty$ . D. h. im wissenschaftlichen Sinne werden reale Abplatzungseffekte auch hier nicht berücksichtigt. *Savov et al.* [540] kommen zu dem Ergebnis, dass der Beispieletunnel (Lainzer Tunnel) erst bei einer Abplatztiefe von 50 % und einer Feuereinwirkung von 3 h zum Einsturz kommen kann. Die Autoren gehen von einer Überschätzung der Einwirkungen aus und definieren die Berechnungen daher als auf der sicheren Seite liegend. Der Ansatz der Umsetzung von Abplatzungen wird beispielsweise auch in einem numerischen Ansatz von *Weber* [655] erforscht, unterliegt jedoch noch nicht der Anwendungsreife. Eine hygrische Phase wird daher im Rahmen dieser Arbeit noch vernachlässigt.

## 7.4 Das thermo-mechanische Tragverhalten

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden für die Modellierung der Tunnelschale linear-elastische Materialgesetze empfohlen. Nur wenn damit keine ausreichende Systemsicherheit gewährleistet werden kann, können nichtlineare Berechnungsverfahren der Tunnelschale zum Ziel führen. Die Normalkräfte sind in Lockergestein kaum abhängig von der Biege- und Dehnsteifigkeit der Tunnelschale. Die Momente sind abhängig von der Biegesteifigkeit und in gut konstruierten Schalen nicht zur Lastabtragung erforderlich [545]. Bei einem bettungsfreien Firstebereich ist das bemessungsmaßgebende Biegemoment im Firstebereich wesentlich größer als bei allseitiger Bettung [168].

Für die Modellierung temperatur- und druckbelasteter Bauteile liegt der EC 2 eher auf der unsicheren Seite [204].

Nachweise und Rechenverfahren zur Temperaturentwicklung und Beanspruchung von Tunnel-

schalen im Brandfall befinden sich derzeit noch in der Entwicklung. Die Temperatur an der Schalenoberfläche ist überwiegend durch die Wärmestrahlung bestimmt. *Hörrle und Mayer*[287] treffen die Annahme, dass die Wärmestrahlung des Brandes isotrop ist und einen zylinderförmigen Bereich gleichmäßig erwärmt. Die Temperatur an der Schalenoberfläche hängt dabei primär vom Tunneldurchmesser ab. Maximale Dehnungen und Krümmungen treten erst nach Brandende auf. [287]

## 7.5 Modellbildung

Während räumliche Verfahren 1982 noch als unwirtschaftlich gelten [544], stellen diese dank der steigenden Rechenleistung heute ein gängiges Instrument zur Berechnung komplexer physikalischer Problemstellungen dar.

Allgemeine Grundlagen zur charakteristischen Sicherheitstheorie sind in *Bucak und Seiler*[97] zusammengefasst und werden hier daher nicht näher erläutert.

Generelle Einflussfaktoren auf die statische Berechnung zeigt Tabelle 7.2.

Allgemein konvergieren Spannungen nicht so stabil wie Deformationen. Zur Erreichung eines guten Konvergenzverhaltens muss einmal der Solver selbst konvergieren, damit ein „vernünftiges“ Ergebnis entsteht und zum anderen muss das Ergebnis konvergieren, d. h. dass die numerische Berechnung im Rahmen der eingestellten Berechnungsparameter eine vertrauenswürdige Lösung liefert. Dabei liegen folgende Randbedingungen zu Grunde: Systemgeometrie, Elementvernetzung und vor allem das Materialmodell. Die kritischste Komponente ist das Materialmodell, d. h. ein konvergiertes Ergebnis wird nur innerhalb der im Rahmen der von multiPlas<sup>®</sup> vordefinierten Materialparameter eine gültige Aussage liefern. In wie weit damit dann die Berechnungsergebnisse der Wirklichkeit entsprechen ist daher zunächst offen, vor allem im Bereich des

**Tabelle 7.2: Einflussfaktoren für die statische Berechnung [168]**

Einflussfaktoren	
1	
1	volle oder abgeminderte Firsteaulast
2	voller oder teilweiser Ansatz der tangentialen Lastkomponenten
3	Größe der Seitendruckzahl
4	Auftrieb
5	Größe des bettungsfrei gelassenen Firstebereichs
6	Bodensteifezahl (Bettungsmodul) $E_s$
7	Ansatz für radiale Bettungsfunktion
8	Ansatz für tangential wirkende Bettung
9	Steifigkeit des Ausbaus
10	geometrisch linear oder nichtlinear, Verformungen in Gleichgewichtsbedingungen berücksichtigt oder vernachlässigt
11	Größe der ungewollten Vorverformungen
12	Verformungen infolge von Längskräften
13	lineare oder nichtlineares Stoffgesetz
14	Berücksichtigung von plastischer Drehfähigkeit der Tunnelstufen
15	zeitabhängige Einflüsse (Kriechen)
16	Restspannungszustände aus Montage, Vortrieb und Verpressen
17	Einfluss von Nachbartunneln
18	ungewollte Auflockerungen im umgebenden Gebirge
19	Berücksichtigung von Temperaturunterschieden (Montagetemperatur ist oft relativ hoch)
20	plastisches Verhalten des Gebirges
21	Güte der Bauausführung ein sehr wichtiger, jedoch schwer erfassbarer Einfluss
22	Anzahl der für den Einzelnachweis zu kombinierenden Last- und Verformungsfälle

Materialmodells (Modellierung des Abplatzverhaltens, der lokalen Entfestigung des Betons, der Berücksichtigung von PP-Fasern (Einfluss auf thermodynamischen Eigenschaften des Betons), Berücksichtigung von Stahlbeton als Einheitsmaterial oder separate Modellierung). Ferner gilt es weitere Fragen zu beantworten, z. B.

- wie sieht es bei Öffnungen in der Tunnel-schale aus, z. B. bei Querschlägen,
- wie ist hier der Temperatureinfluss auf die Tragfähigkeit,
- welchen Einfluss haben Spaltmaße, Toleranzen, vor allem in Kombination mit Abdichtungen,
- welche Spaltöffnung benötigt das Feuer, um in der Spalttiefe wirken zu können
- oder ob eine adaptive Netzsteuerung Vorteile bringt (z. B. in der Berücksichtigung von Abplatzungen).

In linearen Simulationen werden Zwangsschnittgrößen oft überschätzt und Verformungen stark



unterschätzt. Elastoplastisches Materialverhalten mit äquivalenter Temperatur liefert die geringsten Zwangsmomente und somit die geringsten negativen Biegemomente, die Verformungen sind dabei bis zu dreimal so groß als bei einer linearen Berechnung. Nichtlineare Rechnungen liefern realistische Schnittgrößen für die Brandbemessung und Verformungen, die mit Experimentalergebnissen am besten übereinstimmen. Dabei liefern Materialmodelle nach EC 2 einem geringeren Zwang als nach CEB 208 [104]. Die Querschnittsform hat dabei einen wesentlichen Einfluss auf das Strukturverhalten im Brandfall, eine Gewölbeform wirkt günstig, jedoch mit einem Anstieg der Biegemomente, die sich gleichmäßig über den Querschnitt verteilen. [522] Die Betrachtung dieser Erkenntnisse beziehen sich jedoch nur auf das Ende der Erwärmungsphase, wenn der höchste Temperaturpunkt im Bauteil noch nicht erreicht ist bzw. sich durch die instationäre Temperaturentwicklung noch weitere maßgebende Effekte, insbesondere der dauerhaften Betonschädigung, einstellen.

### 7.5.1 Hochtemperatureinwirkung

Allgemeine Temperatureinwirkungen auf Tragwerke sind in *DIN EN 1991-1-2:2003-09* [156] geregelt. Die Wärmestromdichte  $\dot{h}_{net}$  (vgl. Gleichung (7.4)) im Übergang von atmosphärischen Bedingungen auf materielle Strukturen, z. B. Beton, setzt sich aus einem konvektiven ( $\dot{h}_{net,c}$ , Gleichung (7.5)) und einem radiativen ( $\dot{h}_{net,r}$ , Gleichung (7.6)) Anteil zusammen [159, 160].

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (7.4)$$

mit  $\dot{h}_{net}$  Wärmestromdichte  
 $\dot{h}_{net,c}$  Wärmestromdichte, konvektiver Anteil (Gleichung (7.5))  
 $\dot{h}_{net,r}$  Wärmestromdichte, Strahlungsanteil (Gleichung (7.6))

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (7.5)$$

mit  $\dot{h}_{net,c}$  Wärmestromdichte, konvektiver Anteil  
 $\alpha_c$  Wärmeübergangskoeffizient  
 $\theta_g$  Heißgastemperatur  
 $\theta_m$  Oberflächentemperatur des Bauteils

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma_B \cdot \left[ (\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (7.6)$$

mit  $\dot{h}_{net,r}$  Wärmestromdichte, Strahlungsanteil  
 $\Phi$  Konfigurationsfaktor  
 $\varepsilon_m$  Emissivität der Bauteiloberfläche  
 $\varepsilon_f$  Emissivität des Feuers  
 $\sigma_B$  Stephan-Boltzmann-Konstante  
 $\theta_g$  wirksame Strahlungstemperatur des Brandes  
 $\theta_m$  Oberflächentemperatur des Bauteils

### 7.5.2 Geometrische Nichtlinearität

Im Hochbau werden Stützen und verschiebliche Systeme mit Theorie II. Ordnung berechnet, da vor allem im Brandfall auf Grund der starken Abnahme des E-Moduls und der dadurch resultierenden Umlagerungen die Verformungen eine entscheidende Rolle spielen [440]. *Ahrens et al.* [10] beschreiben den Einfluss Theorie II. Ordnung auf das Ulmenbiegemoment als gering. Für das Firstbiegemoment kann jedoch der Einfluss nach Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit von Tunnelradius und Abweichung von der Sollage bis zu 25 % betragen. Nach *Duddeck* [169] kann jedoch der Einfluss geometrischer Nichtlinearität bei Tunneln, deren Ausbau „stärkeren Verformungen unterliegt“, in der Regel nicht vernachlässigt werden. Ferner unterstreichen *Windels* [673], *Windels* [674] und *Wissmann* [677] den maßgebenden Einfluss geometrischer Nichtlinearitäten auf dünne Tunnelwandungen. *Falter* [181] untersucht die Auswirkungen von Theorie II. Ordnung auch für Durchlässe aus PVC, Polyäthylen und Stahlblechen. Für den teilweise gebetteten Kreisring entwirft *Windels* [673] ein Bemessungsdiagramm.

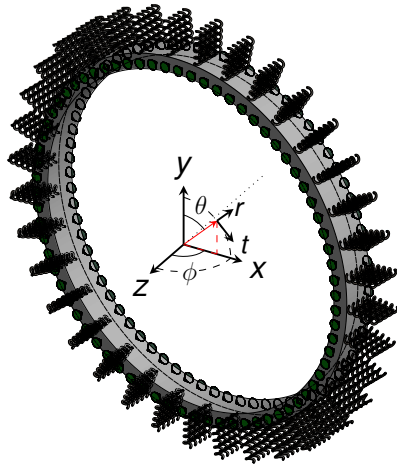
gramm nach Theorie II. Ordnung, da zur Herstellung eines Gleichgewichtszustandes eine Verformung des Tunnels an Sohle und Firste nach innen und an der Ulme nach außen erforderlich ist. Durch die stabilisierende Wirkung der Bettung werden so sehr dünne Strukturen umsetzbar, die eine erweiterte Betrachtung hinsichtlich ihrer geometrischen Nichtlinearität erfordern. Dünn sind in der Interpretation von Windels bereits Tunnel mit einem Radius von 2,65 m und einer Schalendicke von 0,10 m, d. h. einer Schlankheit von 0,02, die etwa halb so groß ist, wie die der hier untersuchten Strukturen (vgl. Kapitel 4). Bereits *Duddeck* [168] diskutiert kritisch, ob die nichtlinearen Effekte aus der Verformungsgeometrie in den Gleichgewichtsbedingungen so groß sind, dass sie nicht vernachlässigt werden dürfen. Lasten werden vor allem durch Ringdruckkräfte abgetragen, die Momente sind in der Regel relativ gering und werden nur für die Verträglichkeitsbedingungen benötigt. Wie bei Bogentragwerken muss daher die momentenvergrößernde Wirkung der Durchbiegung mindestens mit Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden, hinzukommen noch physikalische Nichtlinearitäten und zeitabhängige Verformungsanteile. Die Untersuchungen von *Duddeck* [168] zeigen, dass die nichtlineare Wirkung daher nicht mehr eine zu vernachlässigende Größe ist. Im Vergleich zu Stahlübbings ist die Zunahme der Schnittgrößen aus einem geometrisch nichtlinearen Ansatz kleiner als bei Stahlbeton. Die Frage, ob geometrische Nichtlinearitäten bei Stahlbeton-Tunnel berücksichtigt werden müssen, ist zu bejaen. [273] *Duddeck* [168] erforscht durch Vergleichsrechnungen, dass die Momente im Firstebereich infolge geometrischer Nichtlinearitäten um 5 % und durch physikalische Nichtlinearitäten 33 % zunehmen. [273] Im Brand treten diese Effekte noch deutlicher auf, da auf Grund des sich ändernden E-Moduls und der thermischen Ausdehnungen deutlich größerer Verformungen auftreten als in der Kaltberechnung. Bei steifer werdender Bettung nimmt der Einfluss der geometrischen Nichtlinearität ab [255]. Die Auswertungen

von *Hain und Horst* [255] zeigen, dass das Biegemoment im Firstebereich um 22 % für baupraktische Ausführungsbedingungen üblicher Tunnel zunimmt. Daher ist die geometrische Nichtlinearität in den meisten praktischen Fällen zu berücksichtigen [255]. Stahlbetontunnel kleineren Durchmessers mit mittlerer Überdeckung können mit linearen Theorien ausreichend erfasst werden. Für die Berechnung von Stahlbetontunneln mit Abmessungen, wie im U-Bahnbau, liefert jedoch eine linearisierte Theorie II. Ordnung zutreffendere Ergebnisse. Bei Tunneln mit großen Durchmessern und hohen Überdeckungen und hochwertigen Materialien, d. h. bei dünnem Ausbau, sollte eine geometrisch nichtlineare Theorie angewendet werden. Die Ergebnisse können sonst unter Umständen nicht mehr brauchbar verwendet werden [276]. Eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist notwendig, damit auch der Instabilitätsfall des Tunnelringes und die größeren plastischen Verformungen erfasst sind. Auch nach örtlicher Plastifizierung herrscht ein stabiler Tragzustand, da die Bettung den Ring stabilisiert. Ein Gelenkring ist hier standsicher. [345] Die Zunahme des Firstemomentes bei gleicher Belastung zwischen geometrisch linearer und nichtlinearer Rechnung liegt zwischen 4,20 bis 6,80 % in Abhängigkeit von der Ausbausteifigkeit [9].

Für dickere Auskleidungen aus Stahlbeton reichen die Bemessungsdiagramme nach Theorie I. Ordnung aus [589], für dünnere Auskleidungen aus metallischen Werkstoffen sind jedoch ebenfalls die Verformungseinflüsse in den Gleichgewichtsbedingungen nicht mehr vernachlässigbar [344].

### 7.5.3 Baugrund

Bodenkennwerte für den Steifemodul  $E_s$  des Baugrundes werden *Brem et al.* [89] entnommen und hier einheitlich zu  $50 \text{ MN/m}^2$  für mitteldicht gelagerten nicht bindigen Boden gewählt. Erweiterte Grundlagen zur Wahl von Bodenkennwerten bzw. zu verschiedenen internationalen



**Abbildung 7.9: Schematische Darstellung des FEM-Modells**

Lastansätzen kann *Williams*[302] entnommen werden.

### 7.5.4 Erstellung des FEM-Modells

Abb. 7.10 und Tabelle 7.3 fassen die im Rahmen dieser Studie angesetzten Parameter zur Simulation von Temperaturfeldern in einem Tunnel zusammen.

Generell wird versucht allgemeine Regeln zur Erstellung von FEM-Netzen einzuhalten, z. B. dass die Seitenverhältnisse der Elemente nicht größer als 5 bzw. die Winkel nicht kleiner als  $45^\circ$  sein sollten [427].

Das FEM-Modell wird als sogenanntes Multi-Field Modell umgesetzt, in dem ein thermisches Feld mit einem mechanischen Feld gekoppelt wird [24] (coupled structural-thermal analysis). Der Vorteil dieser Technik ist, dass so auf spezielle Feldeigenschaften entsprechende Konfigurationen hinsichtlich Wahl von Elementtypen, Elementgröße etc. getroffen werden können. Zur Lösung der Gleichungssysteme wird der Ansys® Multi-Field Solver verwendet. Ferner wird empfohlen für gekoppelte physikalische Effekte oder hoch-nichtlineare Gesetzmäßigkeiten die Gleichungen für die entsprechenden physikalischen

Phänomene entsprechend getrennt zu lösen und über den Multiphysics-Ansatz zu überlagern.

Das Modell wird im Finite-Elemente-Kern des Softwarepaketes Ansys® Multiphysics™ als sogenannte thermisch-strukturmechanisch gekoppelte Multifield-Analyse implementiert (vgl. Abschnitt 7.5.4), die schematische Modellgeometrie ist in Abb. 7.9 dargestellt. Im Rahmen einer Multifield-Analyse erfolgt die Kopplung der thermischen und strukturmechanischen Felder nicht klassisch global sequentiell (zuerst die vollständige Berechnung der Temperaturverteilung und anschließende Überlagerung des Temperaturfeldes mit der strukturmechanischen Berechnung [25]), sondern lokal sequentiell im sogenannten Stagger während jedes Integrations schritt. Dies hat den besonderen Vorteil, dass der Stagger eine zusätzliche Iterationsschleife über die in der Simulation implementierten Felder bildet, die zur numerischen Stabilisierung der Integrationszeitschritte beiträgt. Ferner bietet dies den Vorteil, dass auch während einer Simulation nahezu beliebige Änderungen am System durchgeführt werden können. Durch die Verwendung der Multifield-Technik können daher sowohl das thermische auch als das strukturmechanische Feld mit den jeweiligen optimalen Elementtypen und der für die jeweilige zu untersuchende Physik angepassten Netzstruktur unabhängig konfiguriert werden. Das Mapping des thermischen Feldes auf das strukturmechanische Feld erfolgt schließlich intern im Stagger. [98]

Die Wahl der temperaturabhängigen Materialparameter für den Beton wird nach normativem Ansatz in Anlehnung an *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] vorgenommen, deren Eingangsgrößen mit dem Zusatzmodul multiPlas® deklariert werden. Die temperaturabhängige Schädigung des Betons in der Erwärmungsphase wird im Programmablauf berücksichtigt. Eine besondere Herausforderung stellt die Implementierung eines Schädigungsmechanismus dar, der die bis zu einer bestimmten Temperatur erfahrene dauerhafte Schädigung eines Betonelementes auch



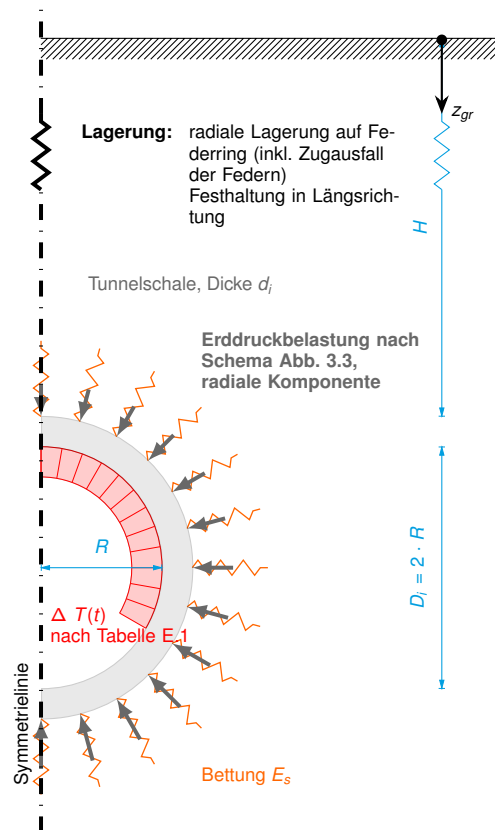
Koordinatendefinition s. Abb. 5.8 bzw. Abb. 7.9

**variable Systemparameter:**

Tunneldurchmesser	$D_i = 2 \cdot R = 6 \text{ bis } 14 \text{ m}, \Delta D = 4 \text{ m}$
Schalendicke	$d_i = 25 \text{ cm}, 45 \text{ cm bzw. } 75 \text{ cm}$
Temperatur in der Vollbrandphase	$T = 900 \text{ bis } 1500 \text{ }^\circ\text{C}, \Delta T = 300 \text{ }^\circ\text{C}$
Dauer der Aufwärmphase	$t_{\text{start}} = 300 \text{ s}, 1200 \text{ s bzw. } 2400 \text{ s}$
Dauer der Vollbrandphase	$t_{\text{voll}} = 600 \text{ s}, 1800 \text{ s bzw. } 3600 \text{ s}$
Dauer der Abkühlphase	$t_{\text{voll}} = 300 \text{ s bzw. } 6600 \text{ s}$
Ausdehnung der Rauchgase im Tunnelprofil	$\theta = \pm 60 \text{ s}, 90 \text{ s bzw. } 120 \text{ s}$

**fixe Systemparameter:**

Tunnellänge	$L = 1 \text{ m}$
Erdbelastung	nach Terzaghi, s. Abb. 3.3, Vernachlässigung der tangentialen Komponente
Überdeckung	$H = 100 \text{ m}$
Steifemodul	$E_s = 50 \text{ MN/m}^3$
Stellung der Brandlast in Tunnelquerrichtung	$x = 0 \text{ m}$
Betonfestigkeitsklasse	C45/55



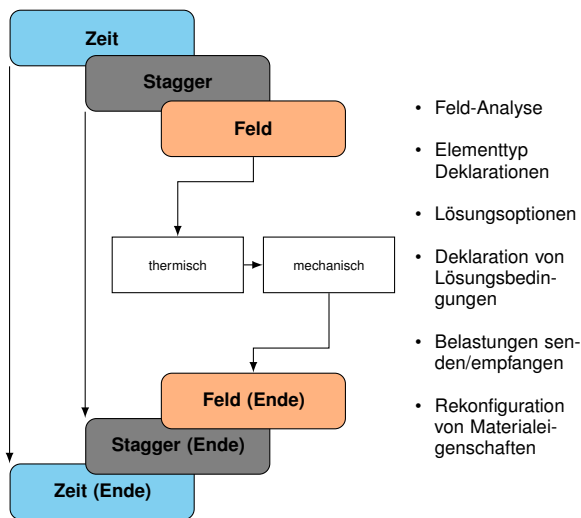
**Abbildung 7.10: Systemparameter zur thermisch-strukturmechanischen Simulation**

**Tabelle 7.3: Einflussgrößen für die thermisch-strukturmechanische Simulation**

Allgemein		Einflussgrößen	Untersuchungsziel
1	2	in der Simulation angesetzt	3
1	Tunnellänge $L$	konstant, s. Abb. 7.10	Herstellung einer numerischen Methode zur Bestimmung der Traglast von Tunnelschalen im Brandfall unter Berücksichtigung der thermischen Schädigung des Betons
2	Tunneldurchmesser $D_i$	variiert, s. Abb. 5.8	
3	Stellung der Brandlast im Tunnel (Längs- und Querrichtung)	mittig	
4	Temperaturprofil	variabel, s. Tabelle E.1	

nach der Erwärmungsphase berücksichtigt, da die Grundprogrammierung kommerzieller Softwaresysteme in der Regel bei einer Abkühlung schrittweise automatisch wieder die Materialeigenschaften der Ausgangstemperatur zuweist und damit jeglichen schädigenden Effekt eliminiert. Anders als beispielsweise bei speziellen Stahlsorten, der nach einer extremen Temperaturbeanspruchung, wie dem Schweißen, im wieder abgekühlten Zustand nahezu die gleichen Festigkeiten aufweisen muss [365], führt eine hohe Temperaturbeanspruchung bei Beton zu irreversiblen Schädigungen. Hierbei wird die Arbeits-

linie des Betons sowohl hinsichtlich der Festigkeit als auch der Dehnung bei Höchstlast für das Betonverhalten nach der Ersterwärmung angepasst und als neue Materialformulierung in der FEM-Rechnung berücksichtigt. Basis für das Materialverhalten bildet für diese Modifikation die Ansatzfunktion der Betonarbeitslinie nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]. Die Wahl der Festigkeitsschädigung erfolgt dabei temperaturabhängig auf Basis des *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159]. Die Anpassung der Dehnung bei Höchstlast geschieht dabei durch Subtraktion der lastinduzierten ther-



**Abbildung 7.11: Integrationsschema einer Mehrphasen-Analyse (in Anlehnung an [24])**

mischen Dehnung von der Dehnung bei Höchstlast nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159].

Das numerische Modell wird mit einem Algorithmus zur gekoppelten Feldanalyse, als sogenanntes Multi-Field-FEM Modell umgesetzt. Dabei kommt eine Multi-Field Solver Prozedur zum Einsatz, mit der Definition eines thermal-structural Stagger parallel flagged field interface condition in transient mode durch Verwendung eines Incomplete Cholesky Conjugate Gradient Solver für das thermische Feld und einem Preconditioned Conjugate Gradient Solver für die strukturmechanische Lösung inklusive der Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton. [24]

Gerade auch die Systemwahl führt zu sehr unterschiedlichen Schnittgrößen und ist daher immer an die entsprechenden Rahmenbedingungen anzupassen [239].

Die Diskretisierung erfolgt in mindestens drei Elementreihen in Richtung der Schalendicke. Die Variation des E-Moduls des Ringspaltmörtels zwischen  $3 \text{ MN/m}^2$  und  $500 \text{ MN/m}^2$  hat nur geringe Auswirkungen auf die Normalkräfte, die Biegemomente unterscheiden sich jedoch [680]. Da die betrachtete Primärtragwirkung im Rahmen dieser Aufgabe in Normalrichtung betrachtet wird,

sind konstruktive Detaileffekte, wie die mögliche Verpressung eines Ringspaltes hier unberücksichtigt.

Darüber hinaus werden spezielle Konfigurationen vorgenommen, um Konvergenzproblemen vorzubeugen, z. B. durch *Higgins* [278].

Darüber hinaus ist die individuelle Anpassung von Ansys über Subroutines möglich [500], das hier im Rahmen zur Konfiguration des Wärmeübergangskoeffizienten herangezogen wird, vgl. Gleichung (7.3).

Während das Eigengewicht des Tunnels in Simulationen bei Normaltemperatur oft vernachlässigt wird [231], ist es im Rahmen dieser Arbeit mit angesetzt, da durch die thermischen Effekte eine starke Materialschwächung eintritt.

Die Diskretisierung der thermischen und mechanischen Analyse sollte aufeinander abgestimmt werden. Für das Zeitintervall zur Berechnung der Temperaturverteilung in Stahlbetonquerschnitten werden ca. 2 bis 5 min empfohlen. [293]

## 7.6 Diskussion der Simulationsergebnisse

Während für gleichförmige Belastungen unter technisch geregelten Temperaturbelastungskurven keine räumliche Berechnung notwendig ist und die Diskussion dieser Annahme nach *Ohashi und Kodaira* [460] noch aussteht, kann im Rahmen dieser Arbeit festgestellt werden, dass auf Grundlage der physikalisch wirklichkeitsnahen Berechnung unterirdischer Strukturen, auf Grund des Zwangs durch eine Hochtemperatureinwirkung, der sich in Tunnellängsrichtung aufbaut, die Berechnung eines räumlichen Tunnelausschnittes unumgänglich ist.

Der maximale Zwang hängt dabei primär vom System ab und von der Materialausnutzung (Lastgeschichte). Der maximale Zwang kann auch erst nach dem Brand auftreten, wenn die

Temperaturwelle den inneren Bereich eines Bauteils erreicht. Ein Vergleich mit der Dehnung anhand von Berechnungen mit kommerziellen Softwaresystemen ist daher jedoch schwierig, da die Verformungen deutlich überschätzt werden können und deshalb nicht zwangsweise die Richtung der Verformungen korrekt sein muss (vgl. Abb. 3.44). Hier sind spezielle Berechnungen mit angepassten Materialmodellen erforderlich. Darüber hinaus ist die Deformation des Bauteils und damit der Spannungszustand auch von der Belastung während der Brandphase abhängig. Hohe Druckspannungen führen daher eher zu einer Bauteilverkürzung, nicht zu einer Verlängerung.

Vor allem für primär auf Biegung wirkende Tragwerke, die keine Option zur Umlagerung haben, stellen große Verformungen ein Problem dar. Beim Kreisring kann der Brand auch günstig wirken, da dadurch mehr eine Normalkrafttragwirkung entsteht [522].

### 7.6.1 Temperaturentwicklung im Querschnitt

Da die Anwendungsgrenzen des EC 2 auf eine maximale Erwärmungsgeschwindigkeit von 50 K/min begrenzt ist, soll hier kurz auf die Erwärmungsgeschwindigkeiten eingegangen werden. In Abb. 7.13 sind diesbezüglich die Erwärmungsgeschwindigkeiten getrennt für verschiedene thermische Einwirkungen und der materiellen Erwärmung des Betons in verschiedenen Schichten gegenübergestellt.

Klassische Brandkurven, wie die ETK oder die HC-Brandkurve, erreichen hier in der Entstehungsphase Erwärmungsgeschwindigkeiten von über 1000 K/min. Der Effekt auf die Struktur dürfte jedoch sehr gering sein, da die Temperaturänderungsrate rasch innerhalb weniger Sekunden unter die Anwendungsgrenze von 50 K/min des EC 2 fällt. Die Erwärmungsgeschwindigkeit der ZTV-ING-Brandkurve bleibt jedoch innerhalb der ersten 5 min konstant bei

240 K/min, so dass hier eine Beeinflussung der Temperaturentwicklung im Beton zu erwarten sein könnte.

Viel wichtiger scheint daher der Vergleich mit der realen Erwärmung des Betons selbst. Eine Änderungsgeschwindigkeit einer äußeren Temperaturerwärmung ist unerheblich, wenn sich diese Effekte nicht auch unmittelbar in der Betonstruktur selbst widerspiegeln. Da die Ermittlung der Materialkennwerte des EC 2 auf Versuchen basiert, die eben genau diese Randbedingung erfüllen, sind so die Festlegung der Materialparameter des EC 2 unweigerlich direkt an das materialtechnologische Verhalten des Betons gebunden.

Im speziellen Fall des Tunnelbaus ist die Temperaturentwicklung im Bauteil für verschiedene Schichttiefen in Abb. 7.13 (2) dargestellt. Die Auswertung wird exemplarisch an bereits existierenden Simulationen durchgeführt, die in Bezug auf die Dauer der Aufheizphase identisch mit der ZTV-ING-Brandkurve bei 5 min liegen, sich jedoch in der Größe der erreichten Höchsttemperatur unterscheiden. Darin wird klar ersichtlich, dass vor allem die Erwärmung der Randschicht sehr hohe Erwärmungsgeschwindigkeiten von über 400 K/min erfährt, obwohl bei einer Höchsttemperatur von 1500 °C und einer Aufheizperiode von 5 min lediglich 300 K/min zu erwarten wären. Dies ist im instationären Verhalten des Betons begründet. Die Wärmespeicherefähigkeit dämpft zunächst die Temperatureindringung stark ab und führt bei Temperaturen zwischen 100 °C und 200 °C zu einer weiteren Dämpfung der Temperatureindringung im Bauteil, da zunächst die eingetragene Energie in latente Wärme umgesetzt wird. Dadurch entsteht ein Zeitversatz zwischen der Temperatureinwirkung an der Betonoberfläche und der Temperaturentwicklung im Betonquerschnitt. Die durch die Temperatureindringung vorgegebene Potentialdifferenz führt schließlich dazu, dass nach der Phasenumwandlung des Wassers bei Temperaturen über ca. 200 °C die in die Betonstruktur eingetragene Energie direkt in Wärme umgesetzt werden

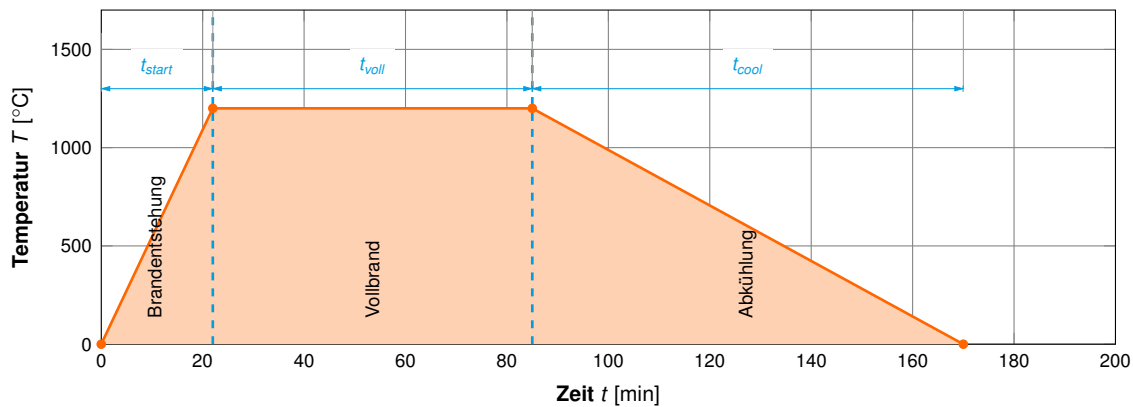


Abbildung 7.12: Deklaration der Untersuchungsvariablen

kann und so die Temperaturen im Beton rasch steigen. Durch diese im Vergleich zur Temperatureinwirkung zeitversetzte Temperaturentwicklung im Betonquerschnitt ist es so möglich, dass im Beton größere Temperatursteigerungsraten erreicht werden können, als durch eine Temperatureinwirkung vorgegeben sind.

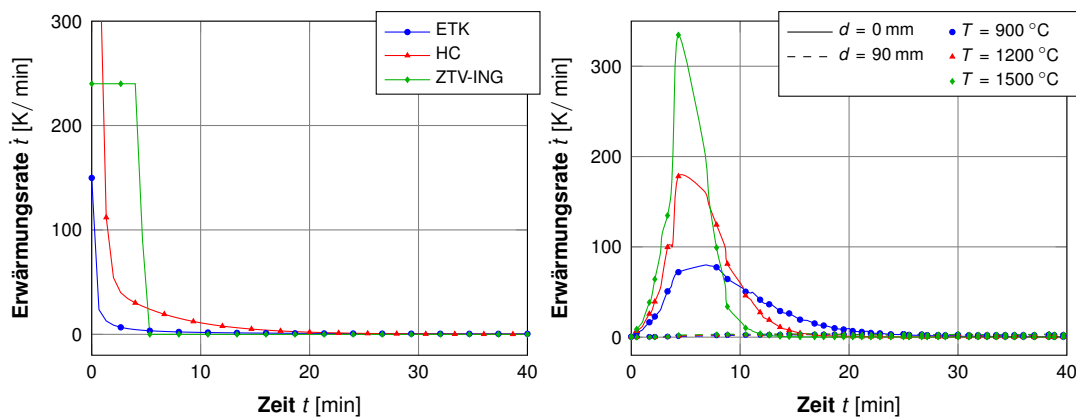
Der Effekt der dämpfenden Wirkung der Wärmespeicherfähigkeit setzt sich in tieferen Schichten im Bauteilquerschnitt fort, so dass bereits in geringen Schichttiefen die Erwärmungsgeschwindigkeit stark reduziert ist. Bereits ab wenigen Zentimetern Schichttiefe wird die für die Anwendung des EC 2 maßgebende Grenze von 50 K/min unterschritten.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass für die Anwendung der normativen Materialkennwerte nach EC 2 in der Berechnung und Bemessung von Tunnelstrukturen formell die Anwendungsgrenzen des EC 2 nicht eingehalten werden können. Die Auswirkungen auf den Gesamtquerschnitt werden im Rahmen dieser Untersuchungen als klein eingestuft, da nur die innere Randschicht der Tunnelschale, die direkt von der Temperatureinwirkung betroffen ist, von den Anwendungsgrenzen des EC 2 abweicht. Aus physikalischer Sicht wäre jedoch die Evaluierung der Materialkennwerte des EC 2 wünschenswert, um eine Tunnelstruktur ganzheitlich ohne Kompromisse in der Materialformulierung berechnen zu können. Dies betrifft vor allem die

thermischen Kennwerte, die die Temperaturverteilung im Querschnitt direkt beeinflussen. Falls die Kalibrierungstoleranzen der Materialkennwerte auch für schnelle Aufheizraten, wie sie in Tunneln auftreten, nicht ausreichen, könnte dies eine unmittelbare Auswirkung der berechneten instationären Temperaturentwicklung im Querschnitt haben.

### 7.6.2 Einfluss der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase

Abb. 7.14 bis Abb. 7.22 zeigen die Auswertung der Simulationsergebnisse hinsichtlich der Bewertung des Einflusses der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Entwicklung der tangentialen Spannungen  $\sigma_t$  für verschiedene Tunnelgrößen  $D_i = 6$  m bzw. 10 m und 14 m. Die Auswertung erfolgt zum einen in Abhängigkeit des Einflussbereiches einer thermischen Einwirkung  $\theta = \pm 60^\circ$  bzw.  $90^\circ$  und  $120^\circ$  jeweils für die Firste bzw. die Ulme. Als thermische Einwirkung liegt eine Brandkurve in der schematischen Form der ZTV-ING-Brandkurve zu Grunde, jedoch wurden die erreichten Temperaturen in der Vollbrandphase zwischen  $900^\circ\text{C}$  (niedrig) und  $1500^\circ\text{C}$  (hoch) variiert. Die Dauer der Vollbrandphase hat im Rahmen dieser Auswertung noch keinen Einfluss, da der Auswertungszeitraum lediglich die



(1) Technisch geregelte Brandkurven

 (2) Abstand  $d$  im Bauteil,  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ 
**Abbildung 7.13: Vergleich von Erwärmungsgeschwindigkeiten**

Brandentstehungsphase betrifft. Die dargestellten Kurven zeigen dabei drei unterschiedliche Phänomene. Zum einen wird der *Belastungsstatus* (vgl. Gleichung (7.7)) dargestellt, der ein Maß für die absolute Belastung des betrachteten Bauteils darstellt. Ferner ist der *Auslastungsstatus* (vgl. Gleichung (7.8)) ausgewertet, der ein Maß für die Bewertung der Materialausnutzung darstellt, da die temperaturabhängige Druckfestigkeit als Bezugsmaß berücksichtigt wird. Die Abbildungen werden ergänzt durch den *biaxialen Auslastungsstatus* (vgl. Gleichung (7.9)), der die erhöhte Tragfähigkeit des Betons unter einer mehraxialen Belastung bei erhöhter Temperatur berücksichtigt. Für die Interpretation der Diagramme bedeutet dies, dass bei einem ähnlichen Graphenverlauf der drei Zustände eine einaxiale Tragwirkung stattfindet wobei dann gleichzeitig der Einfluss der temperaturabhängigen Festigkeitsminderung des Betons gering ist. Bei einem abweichenden Graphenverlauf werden zum einen temperaturabhängige Effekte aufgezeigt und zum anderen wird das Potential einer mehraxialen Tragfähigkeit aufgeschlüsselt, das vor allem in den Bereichen hoher Temperaturen zum Tragen kommen kann, wenn durch thermischen Zwang eine mehraxiale Tragwirkung erreicht wird. Die Auswertung erfolgt je Tunnelgröße für drei Schichten, den beiden Randschichten innen und außen der Tunnelschale sowie einer

Schicht im Inneren der Tunnelschale. Als Auswertungsschichttiefe wird hier in Abhängigkeit der Dicke der Tunnelschale je eine Ebene gewählt.

$$\sigma_{B,t} = \frac{\sigma_t}{f_{ck}} \quad (7.7)$$

mit  $\sigma_{B,t}$  Auswertung des Belastungszustandes  
 $\sigma_t$  tangentielle Spannung im Bauteil  
 $f_{ck}$  Einaxiale Druckfestigkeit des Betons bei Normaltemperatur

$$\sigma_{A,t} = \frac{\sigma_t}{f_{ck,T}} \quad (7.8)$$

mit  $\sigma_{A,t}$  Auswertung des Auslastungszustandes  
 $\sigma_t$  tangentielle Spannung im Bauteil  
 $f_{ck,T}$  Einaxiale temperaturabhängige Druckfestigkeit des Betons

$$\sigma_{A,c2,t} = \frac{\sigma_t}{f_{c2,T}} \quad (7.9)$$

mit  $\sigma_{A,c2,t}$  Auswertung des Auslastungszustandes  
 $\sigma_t$  tangentielle Spannung im Bauteil  
 $f_{c2,T}$  biaxiale temperaturabhängige Druckfestigkeit des Betons

Innerhalb dieser Diagramme können bereits einige wesentliche Eigenschaften hinsichtlich der Tragwirkung unterirdischer Strukturen erschlossen werden. Der Spannungszustand im Firste-



reich bleibt vom thermischen Einwirkungsbereich  $\theta$  nahezu unberührt. Für hohe Temperaturen von  $1500\text{ }^{\circ}\text{C}$  in der Vollbrandphase zeigen sich im Firstebereich ebenfalls kaum Auswirkungen an der inneren Randzone  $d = 0\text{ mm}$  der Tunnelschale für kleine Tunneldurchmesser. Der Energieeintrag durch hohe Temperaturen ist bereits bei kurzen Brandentstehungsphasen so groß, dass die äußere Schicht kaum noch an der Lastabtragung beteiligt ist. Für niedrige und mittlere Temperaturen in der Vollbrandphase hat die Dauer der Brandentstehungsphase jedoch großen Einfluss auf den Betrag der tangentialen Spannung am Ende der Brandentstehungsphase. Für niedrige Temperaturen ist ein deutlicher Einfluss im Bereich zwischen 5 min (kurz) und 20 min (lang) zu verzeichnen, der Belastungsgrad steigt um ca. 40 % mit längerer Brandentstehungsdauer an. Darüber hinaus sinkt der Belastungsgrad wieder um ca. 8 %, d. h. es finden Umlagerungen zu weiter innen liegenden Querschnittsbereichen statt. Gleichzeitig steigt jedoch der Auslastungsgrad auf Grund steigender Temperaturen im Bauteil und der damit verbundenen Degradation der Festigkeit des Betons. Mittlere Temperaturen (hier  $1200\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) in der Vollbrandphase beeinflussen den Belastungsgrad der inneren Randzone in einem Zeitbereich von 5 bis 20 min kaum im Firstebereich. Darüber hinaus findet bis zu einem Auswertungszeitpunkt von 40 min eine kontinuierliche Entlastung der Randzone statt, d. h. die Tragwirkung der Tunnelschale wird in weiter innen liegende Tragschichten verlagert, die Randzone entzieht sich der Belastung. Dabei ist es interessant zu beobachten, dass der Belastungsgrad bei einer Dauer der Brandentstehungsphase von 5 min mit dem Ziel, hohe Temperaturen in der Vollbrandphase zu erreichen, niedriger ist, als derjenige bei einer niedrigen angestrebten Temperatur in der Brandentstehungsphase. Zum Zeitpunkt der Vollendung der Brandentstehungsphase nach 5 min ist die Tragfähigkeit des Betons bei  $1500\text{ }^{\circ}\text{C}$  in der Vollbrandphase überschritten, so dass keine Spannungen mehr aufgenommen werden können. Mittlere Tempera-

turen in der Vollbrandphase weisen daher den niedrigsten Belastungsgrad zu diesem Zeitpunkt auf. Dabei bietet der Beton noch Reserven in der Tragfähigkeit, so dass bei einer thermischen Belastung von  $1200\text{ }^{\circ}\text{C}$  noch Tragreserven zur Verfügung stehen und noch keine bzw. nur geringe Umlagerung von Spannungen in weiter innen liegende Schichten erfolgt. Während die Belastung im Falle niedriger Temperatureinwirkungen bei längeren Dauern der Brandentstehungsphase noch gesteigert werden kann, ist die Tragfähigkeit des Betons auf Grund der thermischen Degradierung der Betonfestigkeit erschöpft und kann nicht weiter gesteigert werden. Auffällig hierbei ist, dass der Auslastungsgrad einer mittleren Temperaturbelastung hierbei im Bereich von 20 min Brandentstehungsdauer über den Faktor 1,20 steigt. D. h. auf Grund der im Rahmen der Simulationsreihen in dieser Arbeit definierten materialtechnologischen Randbedingungen wird hier bereits eine mehraxiale Tragwirkung des Betons aktiviert.

Für den Ulmenbereich kann für einen Temperatureinwirkungsbereich von  $\theta = \pm 90^{\circ}$  bei hohen Temperaturen in der Vollbrandphase bis 20 min keine Veränderung in der Belastung in der inneren Randzone beobachtet werden. Bei längeren Dauern der Brandentstehungsphase fällt die Belastung der Randzone schnell ab und es werden Bereiche weiter innen in der Tunnelschale aktiviert. Für den Belastungsfall mittlerer und hoher Temperaturen in der Vollbrandphase können bis 20 min Dauer der Brandentstehungsphase weitere Reserven der Betontragfähigkeit aktiviert werden. Während bei niedrigen Temperaturen in der Vollbrandphase noch weitere Reserven bei längeren Dauern der Brandentstehungsphase aktiviert werden können, sinkt die Tragfähigkeit bei mittleren Temperaturen in der Vollbrandphase, da die Tragfähigkeitsgrenze in der Randschicht bei einer Brandentstehungsphase von 20 min erreicht wurde und daher keine weitere Steigerung der Belastung mehr möglich ist.

Die Auswertung tieferer Schichten einer Tunnelschale (vgl. Abb. 7.15) für niedrige, mittlere und hohe Temperaturen in der Vollbrandphase in temperaturbeaufschlagten Bereichen zeigt einen stetigen Anstieg des Belastungsniveaus um bis zu 40 %. Dabei wird im Firstebereich auch ein Wechsel des Vorzeichens durch Verlagerung der Belastung vom Zug- in den Druckbereich vollzogen. Außer im Ulmenbereich für niedrigere Temperaturen in der Vollbrandphase sind nahezu keine Einflüsse der Dauer der Brandentstehungsphase zu beobachten.

Für die äußere Randzone der Tunnelschale sind für die hier diskutierten Temperaturen der Vollbrandphase sowie des Bereiches der thermischen Einwirkungen an der Tunnelschale ähnliche Effekte zu beobachten. Durch den Aufbau von Zwang im inneren und mittleren Bereich der Tunnelschale während der Erwärmungsphase und Umlagerungen wird im Firstebereich das Belastungsniveau um nahezu 20 % reduziert. Der Ulmenbereich bleibt nahezu unabhängig von der Dauer der Brandentstehungsphase unverändert im Zugbereich.

Für die Tunneldurchmesser 10 m (mittel) und 14 m (groß) können die oben diskutierten Effekte grundsätzlich übertragen werden. Die Effekte sind ähnlich, nur ist das Belastungsniveau grundsätzlich höher einzustufen als bei Tunneln mit 6 m (klein) Durchmesser  $D_i$  (eine entsprechende Anpassung der Tunnelschalendicke vorausgesetzt). Lediglich für große Tunneldurchmesser führt eine stetige Verlängerung der Brandentstehungsphase bei hohen Temperaturen in der Vollbrandphase zu einer kontinuierlichen Reduzierung des Belastungsniveaus durch Entzug der Tragfähigkeit aufgrund kontinuierlicher Degradation der Betondruckfestigkeit, da auf Grund der hohen Temperaturen ein besonders hoher Energieeintrag in die Tunnelschale erfolgt.

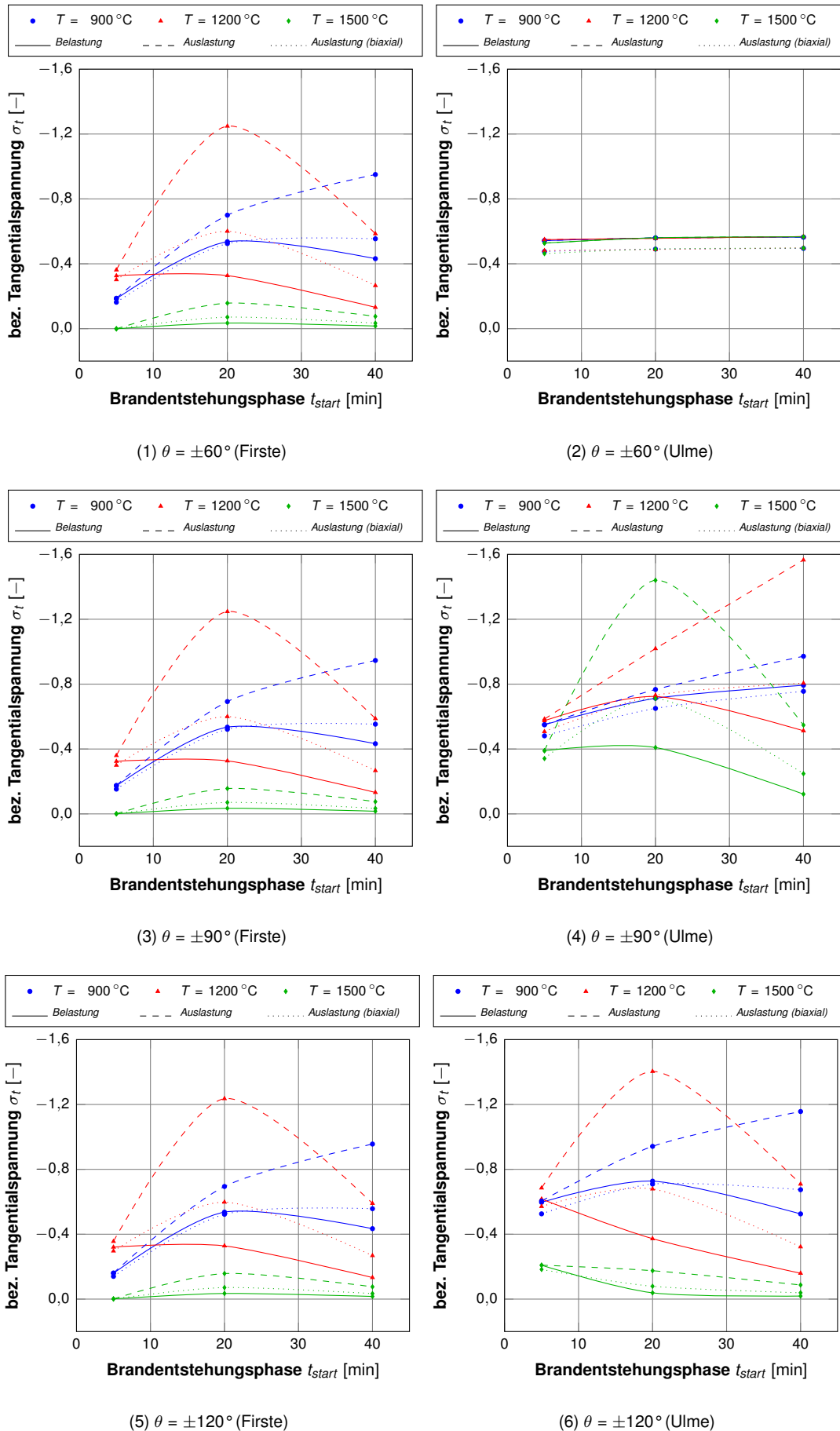


Abbildung 7.14: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  $d = 0\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$



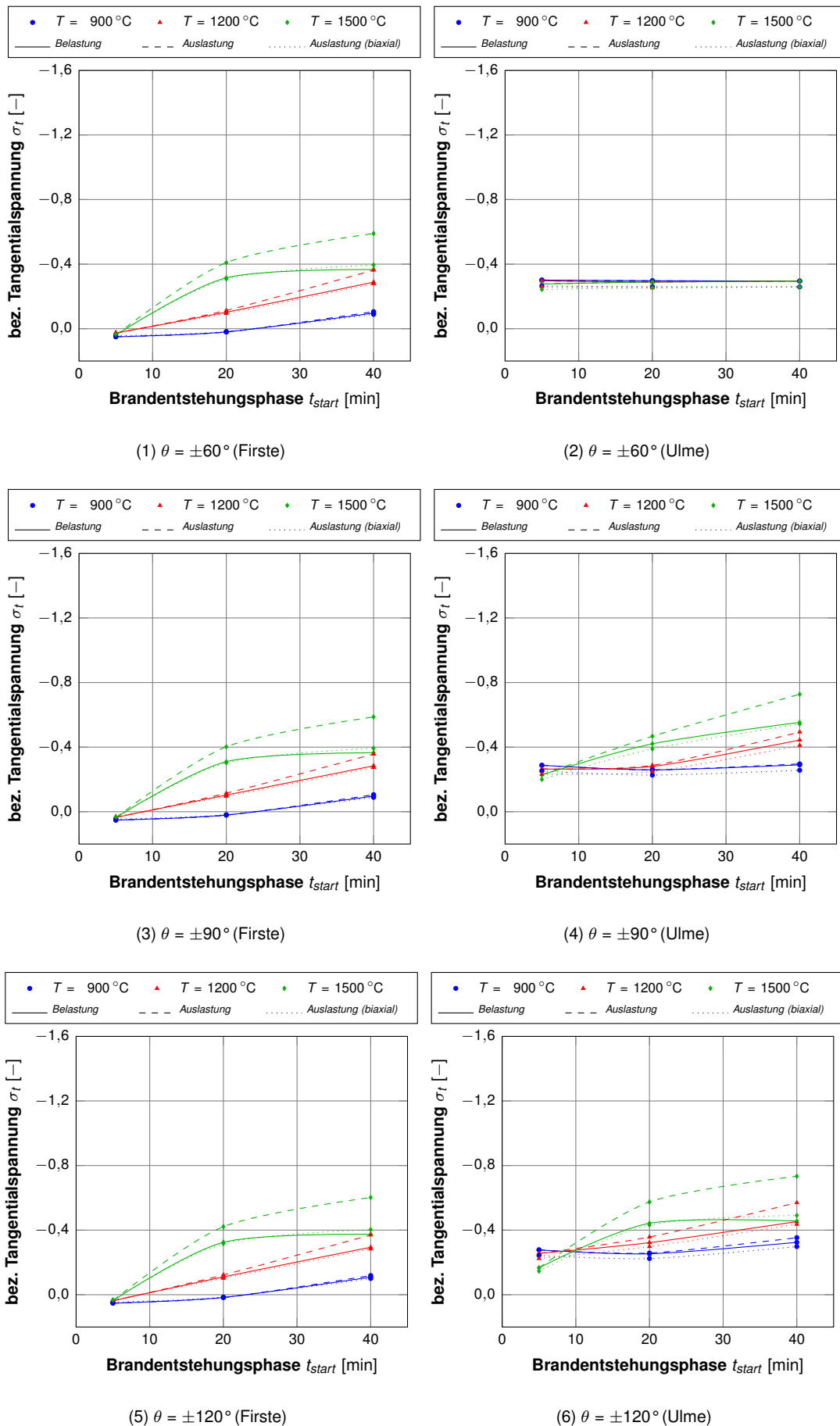


Abbildung 7.15: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  $d = 42\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

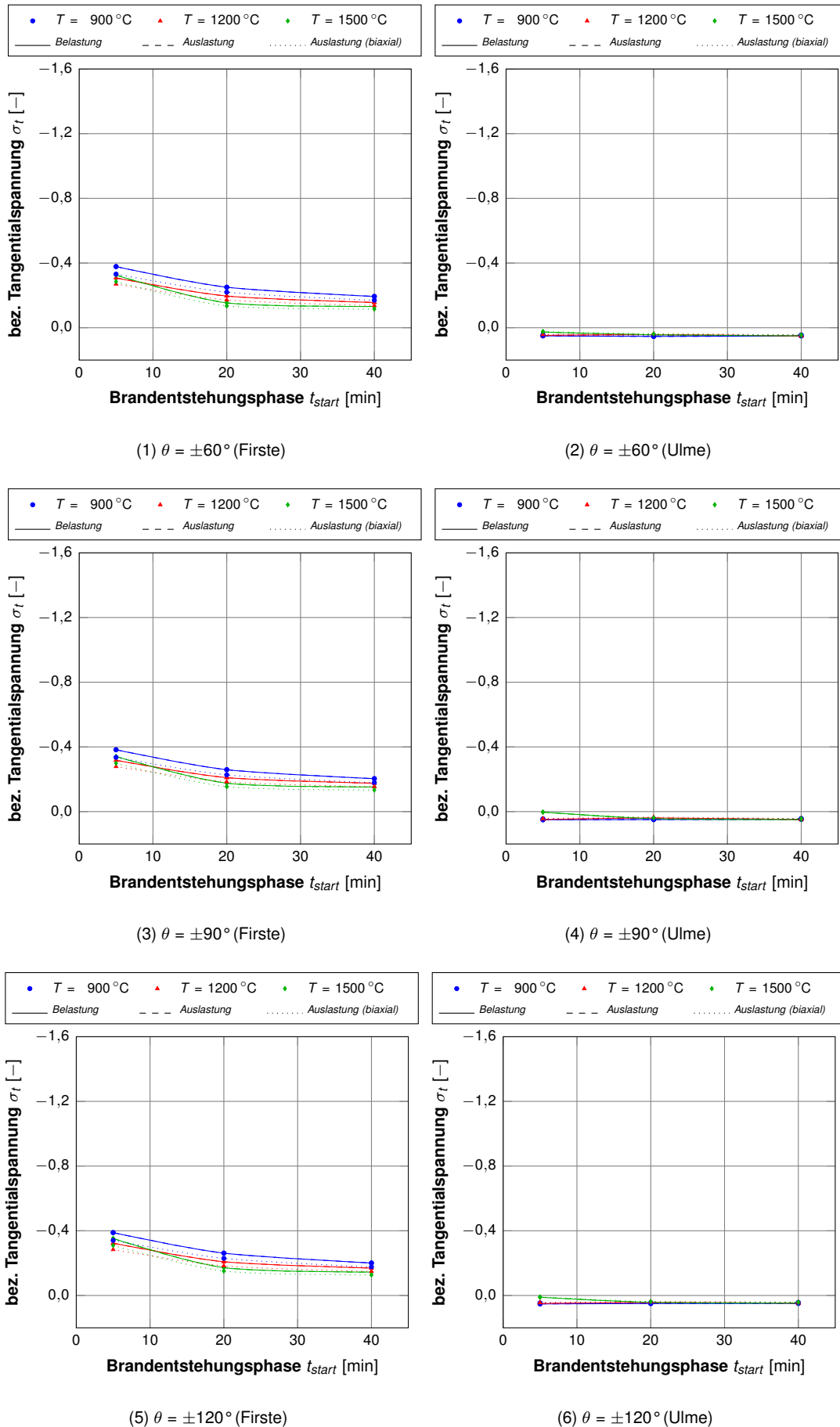


Abbildung 7.16: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 250$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

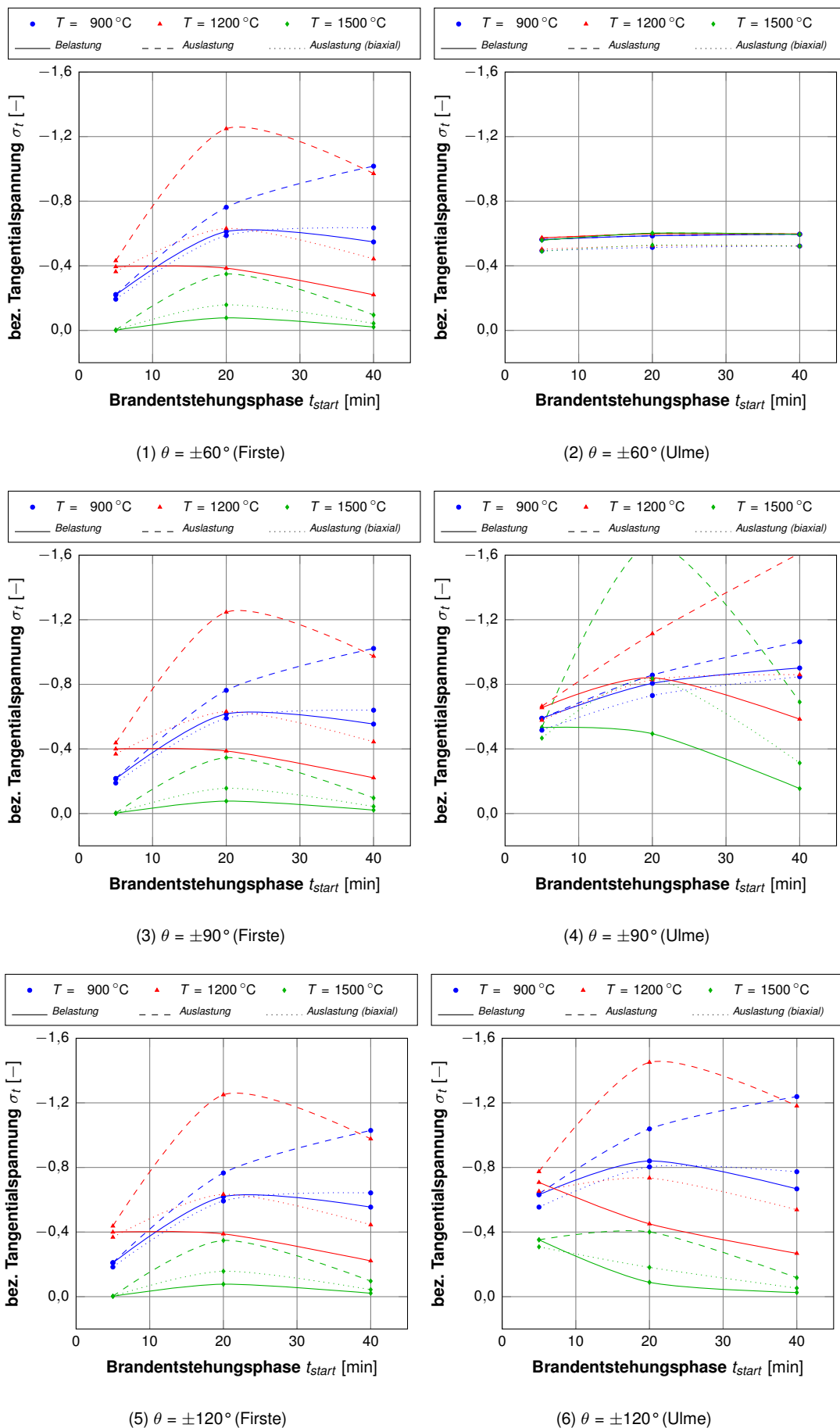


Abbildung 7.17: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 0\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

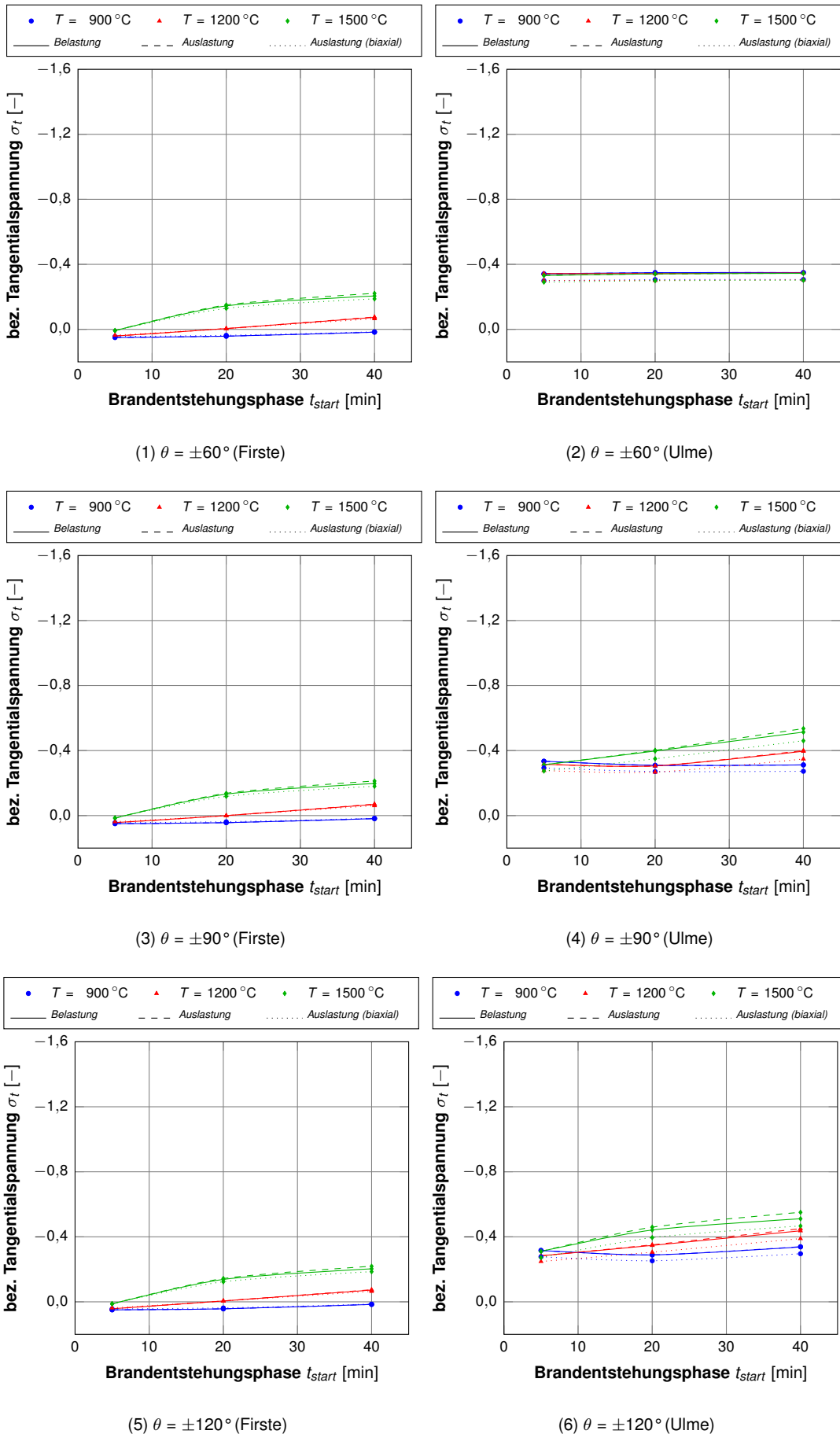


Abbildung 7.18: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 90\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

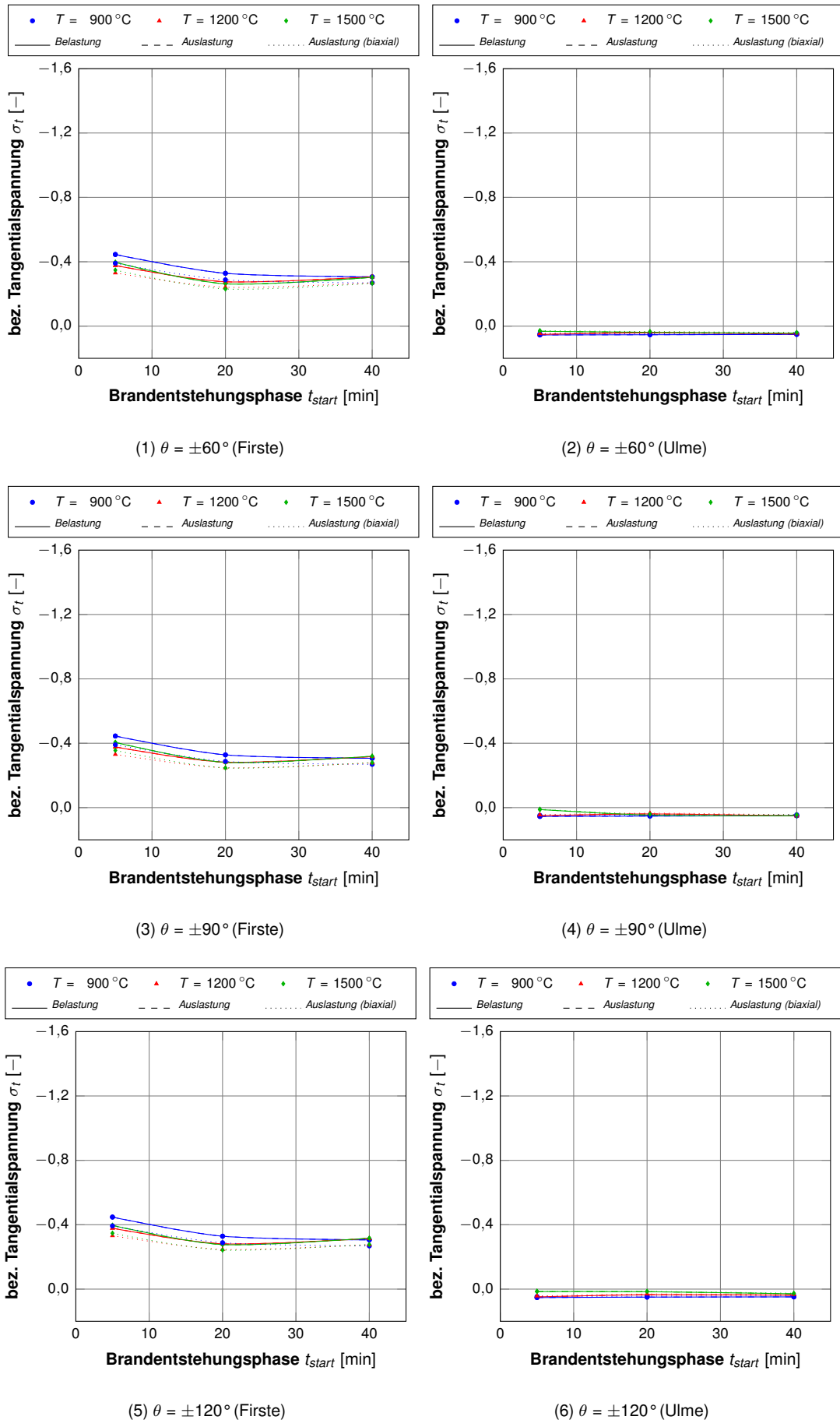


Abbildung 7.19: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 450\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

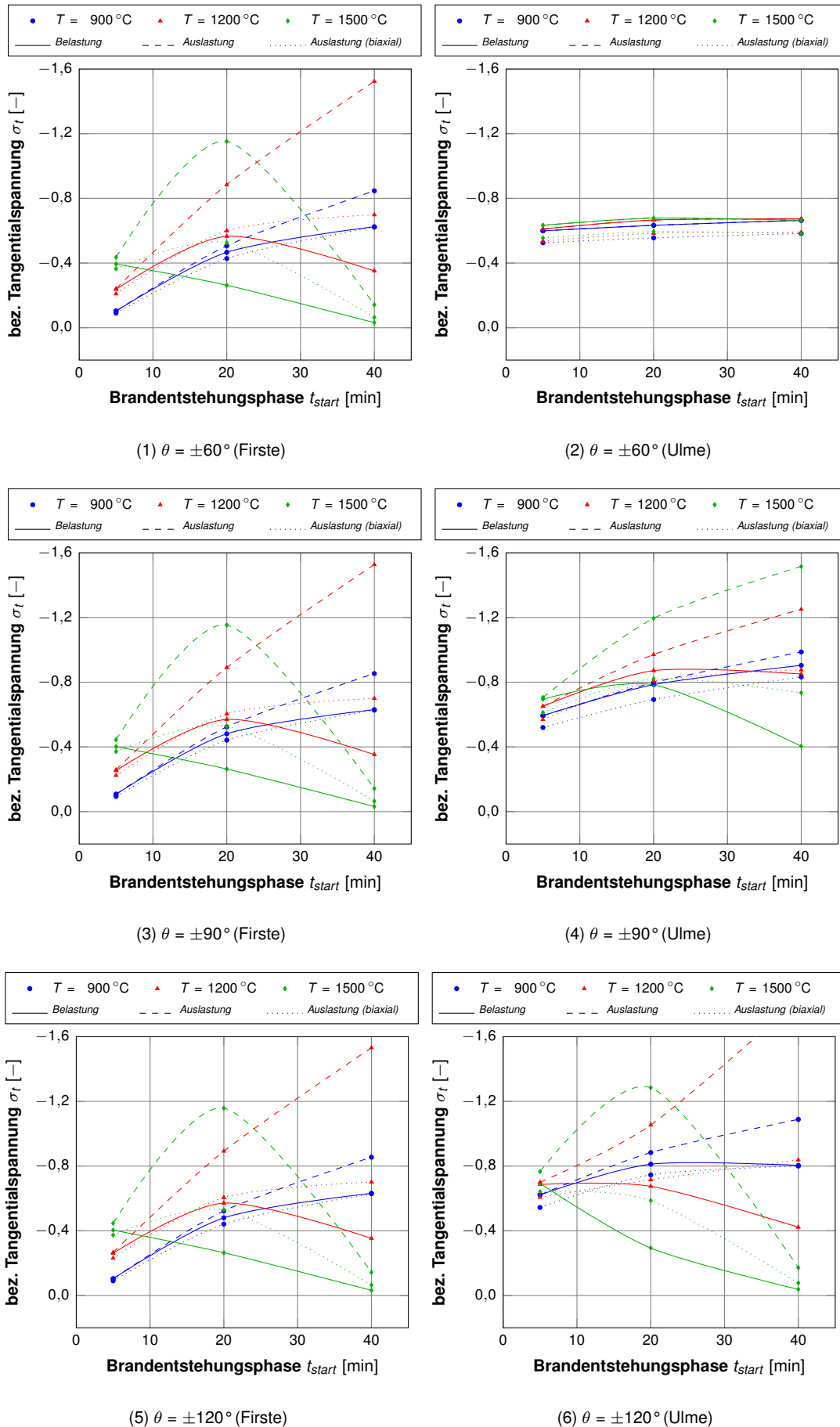


Abbildung 7.20: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 14\text{ m}$ ,  $d_{max} = 750\text{ mm}$ ,  $d = 0\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

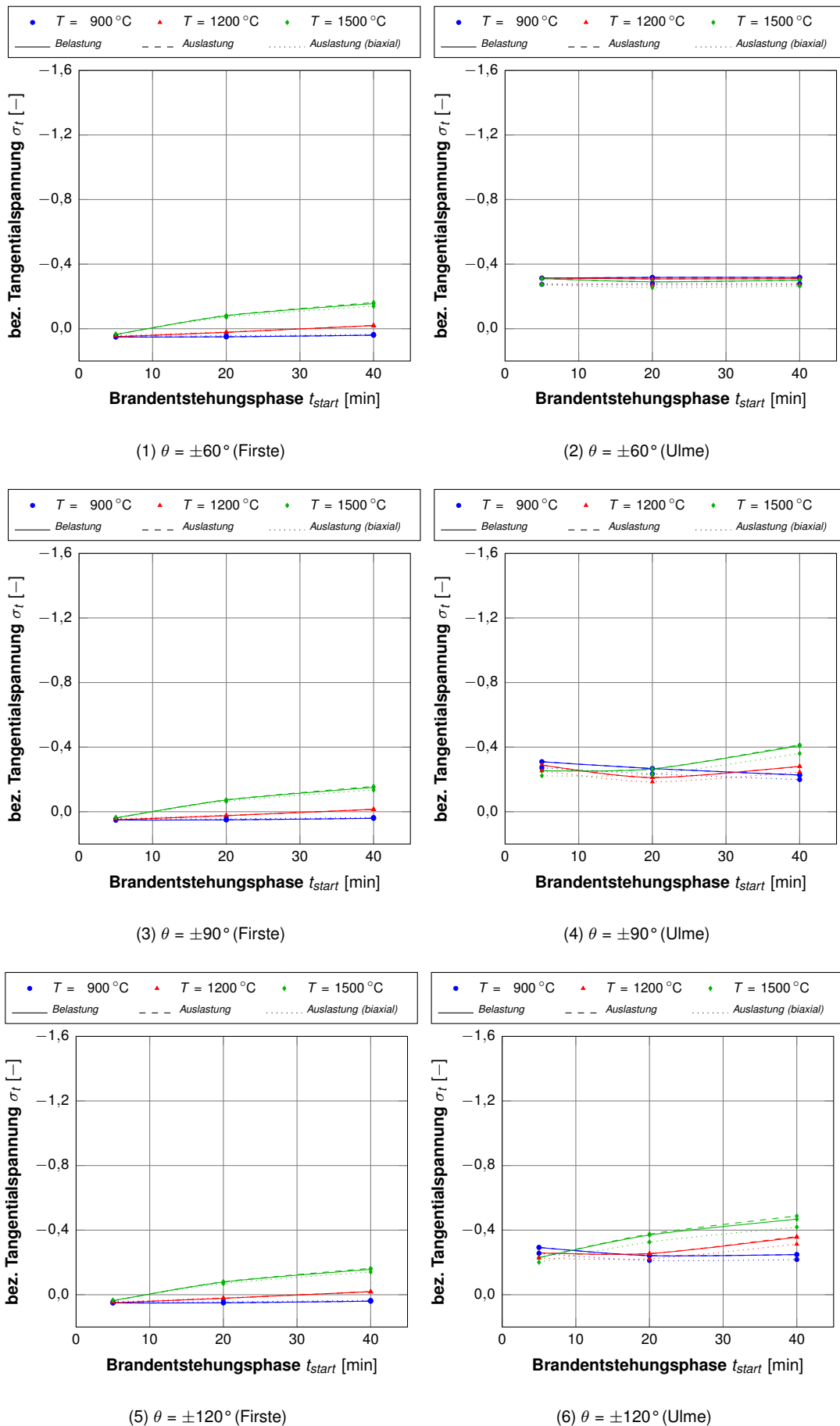


Abbildung 7.21: Einfluss der Dauer der Brandtsteigungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 14\text{ m}$ ,  $d_{max} = 750\text{ mm}$ ,  $d = 187,50\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$

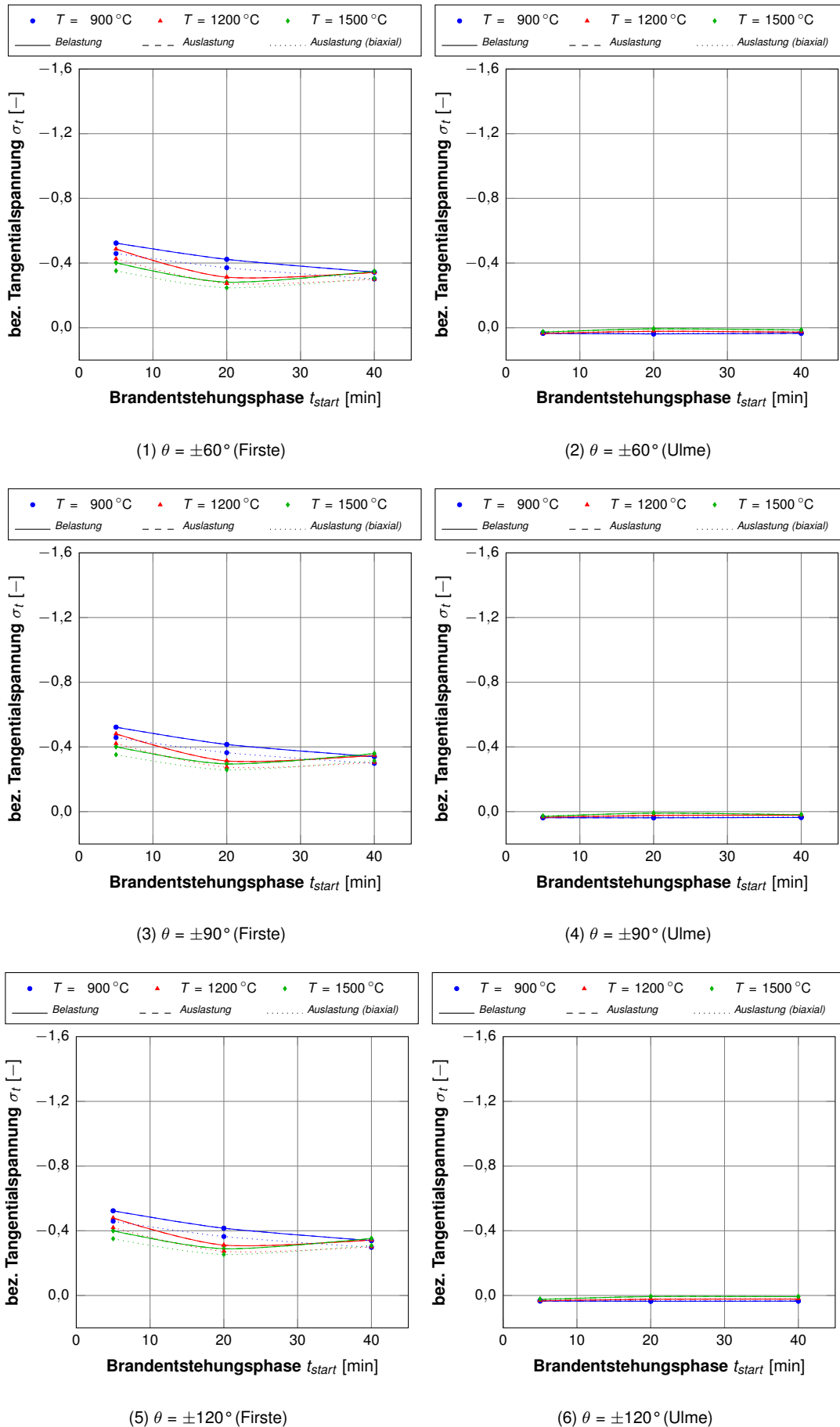


Abbildung 7.22: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase,  $D_i = 14\text{ m}$ ,  $d_{max} = 750\text{ mm}$ ,  $d = 750\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60\text{ min}$



### 7.6.3 Vollbrandphase

#### 7.6.3.1 Beschreibung der Parameterwahl

Im Folgenden werden nach der zuvor diskutierten Brandentstehungsphase Einflüsse auf die Spannungsentwicklung in der Vollbrandphase auf Grund thermischer Einwirkungen näher beleuchtet. Ein besonderer Fokus liegt dabei in der Betrachtung der Auswirkungen verschiedener Brandentstehungsszenarien, Vollbrandszenarien sowie der Diskussion verschiedener Höchsttemperaturen in der Vollbrandphase. Die geometrischen Parameter, wie die Größe der Tunnel und die thermische Einwirkungen werden analog den zuvor diskutierten Effekten variiert. Zusätzlich wird jetzt auch der Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung inkludiert. Einerseits wird hier basierend auf den fluidtechnischen Strömungssimulationen in Kapitel 5 eine Vollbrandphase der Dauer  $t_{voll} = 30$  min angesetzt. Andererseits wird in Anlehnung an die lange Version der ZTV-ING-Brandkurve die zweifache Dauer der im Rahmen der Strömungssimulationen ermittelten Vollbrandphase mit 60 min verwendet. Die Differenz von 5 min zwischen einer Vollbrandphase von 55 min (nach ZTV-ING bzw. RIL 853) und 60 min Dauer kann im Rahmen dieser Untersuchungen als vernachlässigbar gering eingestuft werden, unabhängig der hier gewählten Größe der Temperatur in der Vollbrandphase. Durch das Wärmespeichervermögen des Betons werden thermische Einflüsse im Zeitbereich weniger Minuten (insbesondere in Zeitbereichen mit Konstanttemperaturperioden) so stark gedämpft, dass deren Änderung kaum Einfluss auf die Entwicklung des Temperaturfeldes im Tunnelquerschnitt hat und damit auch das Spannungsprofil weitestgehend unbeeinflusst bleibt.

#### 7.6.3.2 Einfluss der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase

Nachdem die Dauer der Brandentstehungsphase  $t_{start}$  bereits zuvor separat diskutiert wird, soll diese nun auch hier wieder als Variationsparameter herangezogen werden, um deren Einfluss im Rahmen der oben durchgeführten Strömungssimulationen festgelegten Streubereiche auf die Entwicklung der tangentialen Spannungen am Ende der Vollbrandphase  $t_{voll}$  zu erörtern. Die Simulationsergebnisse sind exemplarisch für einen Tunneldurchmesser  $D_i = 10$  m in Abb. 7.23 bis Abb. 7.25 abgebildet, weitere Informationen zu diesen Untersuchungen können Anhang F.2 entnommen werden.

Insgesamt ist der Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Größe der tangentialen Spannungen  $\sigma_t$  gering. Weder im Firste- noch im Ulmenbereich können signifikante Beeinflussungen der Spannungsentwicklung festgestellt werden. Das Belastungs- sowie das Auslastungsniveau ist jedoch grundsätzlich deutlich geringer für die innere Randzone der Tunnelschale bzw. deutlich größer für innere Schichten in der Tunnelschale als noch zum Ende der Brandentstehungsphase  $t_{start}$ . Die Temperatureindringung in die Tunnelschale ist bereits weiter fortgeschritten. Daher ist die innere Randzone durch die höheren Temperaturen in der Tunnelschale stärker geschwächt. Dadurch finden auch mehr Umlagerungsvorgänge in die Innenbereiche der Tunnelschale statt.

Eine leichte Beeinflussung der tangentialen Spannung im Firste- und Ulmenbereich ist lediglich für mittlere Tunneldurchmesser in inneren Schichten der Tunnelschale und Dauern der Vollbrandphase im Bereich von 30 min zu verzeichnen. Die instationären Umlagerungsvorgänge in der Tunnelschale sind bei diesen kurzen Branddauern noch in der



Entwicklungsphase und daher ist im Vergleich zu längeren Branddauern von ca. 60 min das strukturmechanische Beanspruchungsniveau um ca. 10 bis 15 % geringer.

Hervorzuheben sind die hohen Auslastungsniveaus im Bereich der inneren Randzonen der Tunnelschalen. Für jeden untersuchten Tunneldurchmesser werden hier Werte zwischen  $-1,20$  und  $-1,60$  beobachtet. Dies bedeutet, dass hier bereits die erhöhte zweiaxiale Tragkraft des Betons zum Tragen kommt, da sich in Kombination mit der Temperaturentwicklung in der Tunnelschale nicht nur tangentielle, sondern auch longitudinale Zwangsspannungen in Tunnellängsrichtung aufbauen, die in ihrer mehraxialen Wirkung die Tragfähigkeit des Betons im Vergleich zu einer rein einaxialen Beanspruchung erhöhen.

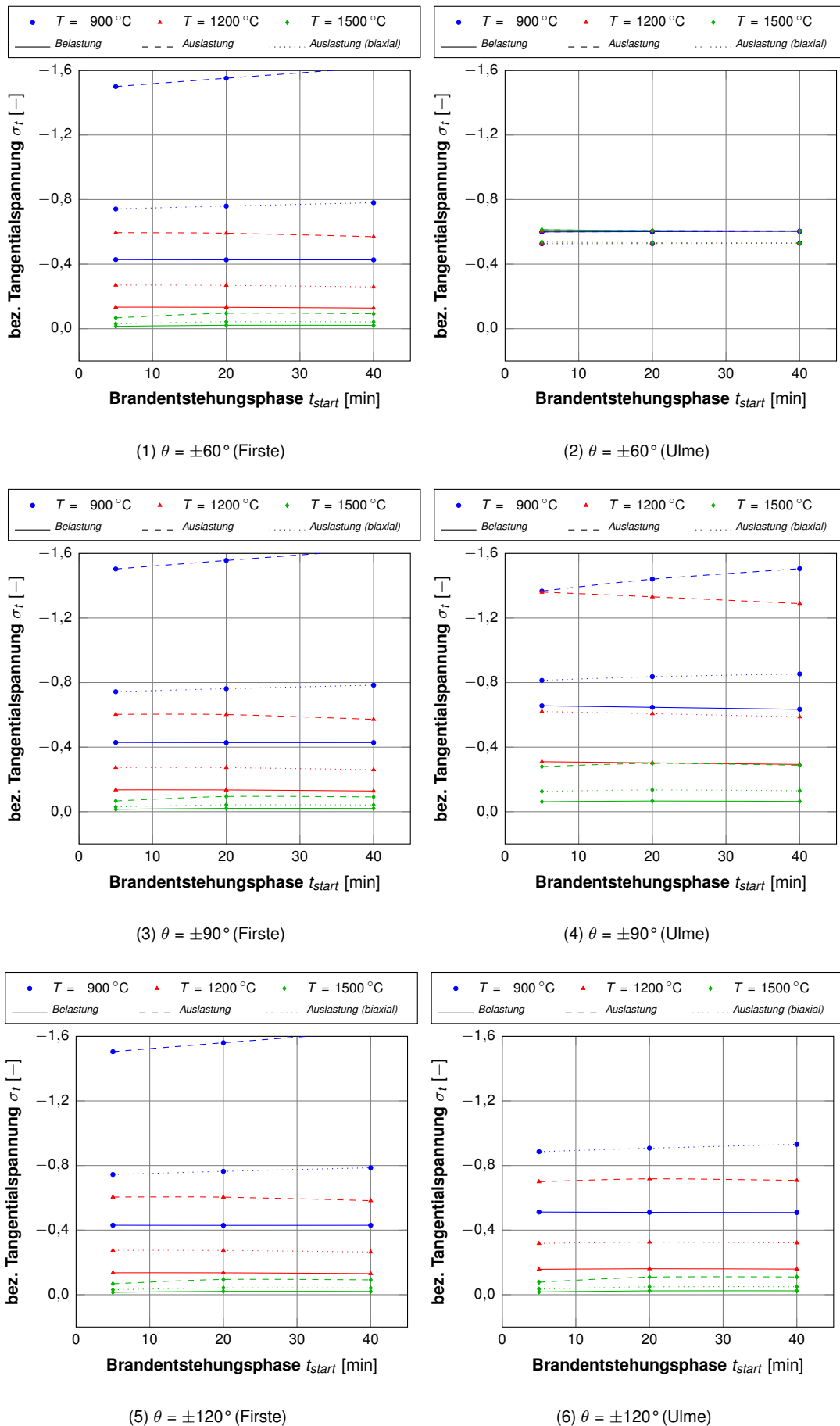


Abbildung 7.23: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

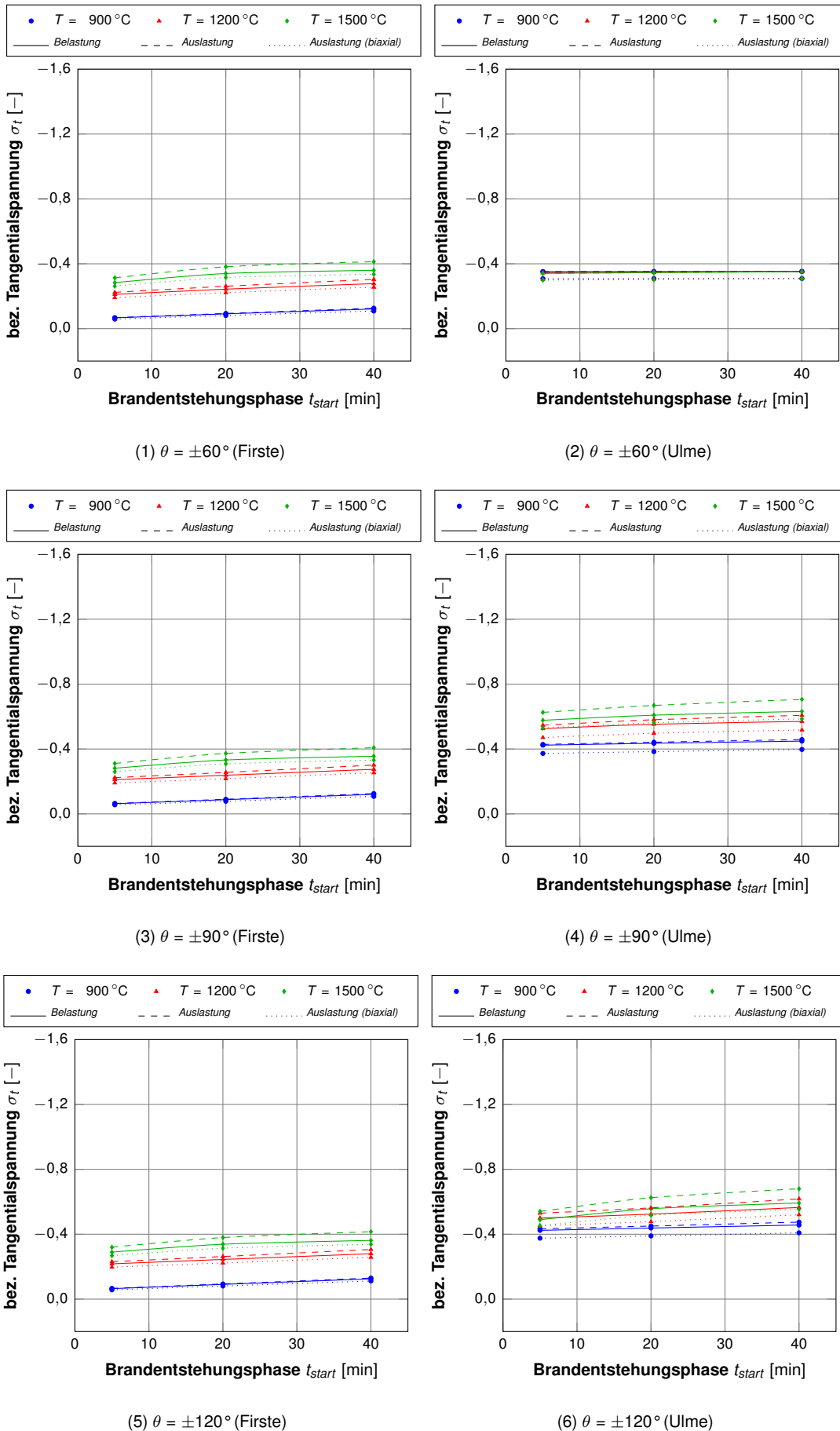


Abbildung 7.24: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 90\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 30\text{ min}$

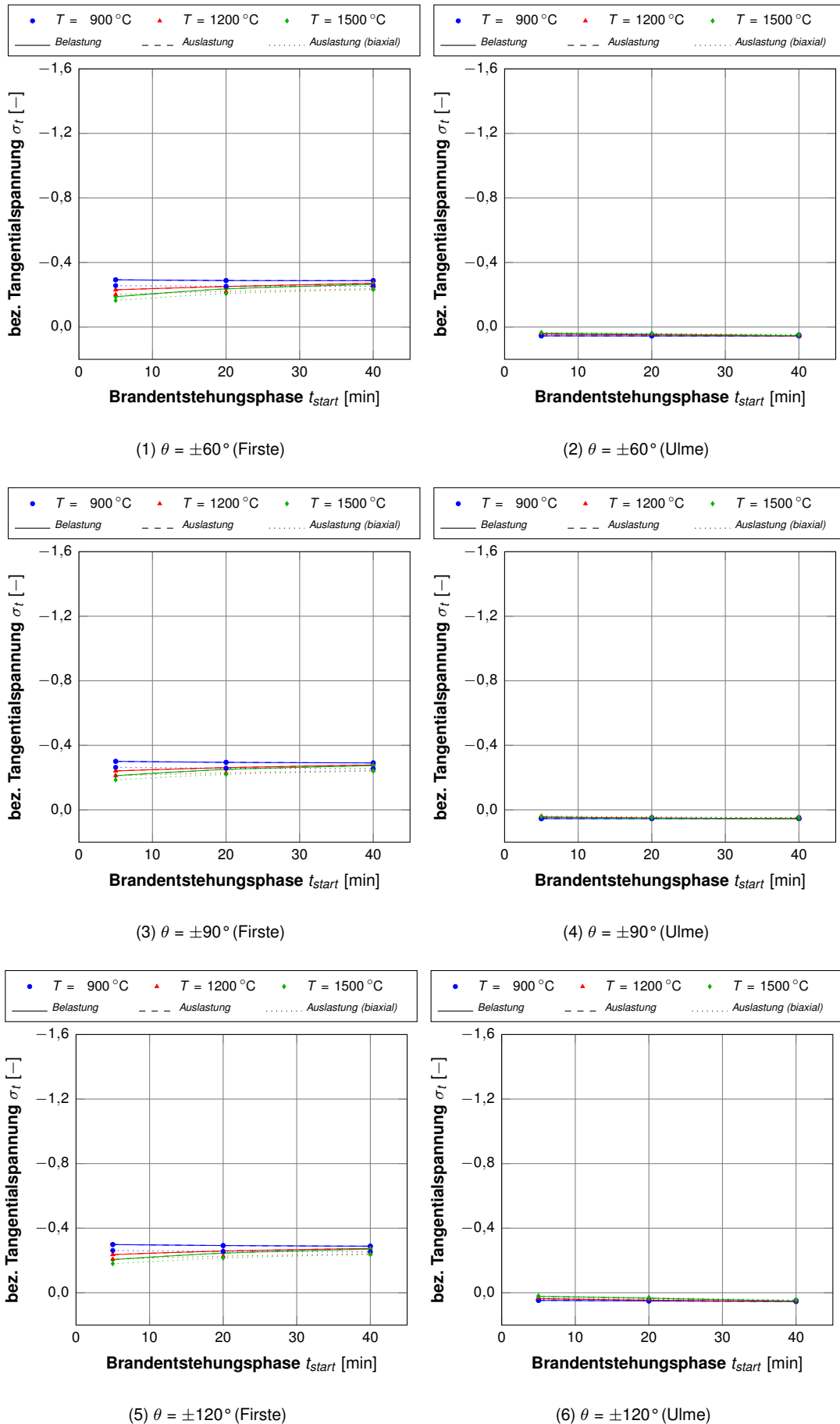


Abbildung 7.25: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 450\text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 30\text{ min}$



### 7.6.3.3 Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase

In einer weiteren Parametervariation sind die Simulationsergebnisse in Abb. 7.26 bis Abb. 7.28 exemplarisch für einen Tunneldurchmesser  $D_i = 10$  m gegenübergestellt. Darin enthalten ist die Auswertung der tangentialen Spannung am Ende der Vollbrandphase für die Variation der Dauer der Vollbrandphase  $t_{voll}$  für verschiedene Lagen in der Tunnelschale  $d$  sowie für verschiedene Einwirkungsbereiche der Temperatur  $\theta$  an den Positionen Firste und Ulme. Weitere Informationen zu diesen Untersuchungen können Anhang F.2 entnommen. Das Spektrum der Tunnelprofilvariation sowie der Temperatur in der Vollbrandphase ist identisch mit den zuvor illustrierten Auswertungen.

Für kleine Tunneldurchmesser mit einer mittleren bis hohen Temperaturbeanspruchung in der Vollbrandphase kann im Rahmen dieser Auswertung keine Beeinflussung des Spannungsniveaus in der inneren Randzone des Tunnelquerschnittes im Firstebereich festgestellt werden. Das Belastungsniveau bleibt konstant niedrig. Umlagerungsvorgänge durch thermische Reduktion der Tragfähigkeit zu Schichten im Inneren der Tunnelschale sind hier schon soweit abgeschlossen, dass die Dauer der Vollbrandphase, der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Studien, keinen Einfluss zeigt. Für kleine Tunnel unter einer kleinen Temperaturbelastung erfolgt mit steigender Dauer der Vollbrandphase eine Umlagerung des Kraftflusses zu weiter innen liegenden Schichten der Tunnelschale, wobei das Belastungsniveau deutlich größer ist, als das durch mittlere und hohe Temperatureinwirkungen hervorgerufene Spannungsbild. Auf Grund der niedrigeren Potentialdifferenz zwischen der Temperatureinwirkung und der Kerntemperatur der Tunnelschale ist das treibende Gefälle der Temperatureindringung deutlich geringer als bei mitt-

leren bzw. hohen Temperaturbelastungen. Das bedeutet, dass sich die Temperaturentwicklung in der Tunnelschale deutlich gemäßigter entwickelt als bei mittleren bzw. hohen Temperatureinwirkungen. Daher wird für kleine Temperatureinwirkungen auch nach der Vollbrandphase noch ein Belastungsniveau von ca. 40 % der Zylinderdruckfestigkeit bei Normaltemperatur erreicht. Lange Vollbrandphasen führen hier nur zu einer geringen Reduktion des Belastungsniveaus in der Randzone durch Umlagerung zu weiter innen liegenden Schichten von ca. 8 %. Hierbei ist anzumerken, dass die temperaturabhängige Materialauslastung deutlich über 1 liegt, d. h. für kleine Temperatureinwirkungen wird auch nach der Vollbrandphase eine spürbare mehraxiale Lastabtragung des Betons erreicht. Im Temperatureinwirkungsbereich um  $\theta = \pm 90^\circ$  können jedoch für niedrige und mittlere Temperaturen Lastumlagerungen zu weiter innen liegenden Schichten beobachtet werden.

Die Schichten in der Tunnelschale erfahren mit zunehmender Dauer der Vollbrandphase eine kontinuierliche Erhöhung des Belastungsniveaus für niedrige und mittlere Temperatureinwirkungen, sowohl für den Firste- als auch für den Ulmenbereich. Für hohe Temperaturen sind die Umlagerungsvorgänge weitestgehend schon vor dem Ende der Vollbrandphase abgeschlossen, nur für eine lange Dauer der Vollbrandphase von ca. 60 min finden weitere Umlagerungsvorgänge statt, so dass das Belastungsniveau für der Temperatureinwirkung zu gewandte Schichten der Tunnelschale um ca. 8 % fällt. Für mittlere Temperaturen sind die Umlagerungsvorgänge ab einer Dauer der Vollbrandphase von ca. 30 min im Firstebereich abgeschlossen. Nur im Ulmenbereich finden für mittlere Temperatureinwirkungen dann noch Umlagerungen statt, so dass das Belastungsniveau um ca. 5 % in der Temperatureinwirkung zugewandten Schichten sinkt. Gleichzeitig steigt generell das Auslastungsniveau an, da durch den anhaltenden Temperatureintrag in

das Bauwerk weiterhin eine thermische Degradierung des Betons stattfindet.

Im Betrachtungsfall der äußeren Randzone der Tunnelschale kann beobachtet werden, dass im Firstebereich eine kontinuierliche Reduktion des Belastungsniveaus für niedrige, mittlere und hohe Temperatureinwirkungen beobachtet werden kann. Vor allem bei langen Dauern der Vollbrandphase von ca. 60 min wird hier ein Wechsel von einer Drucktragwirkung hin zu einer Zugwirkung erreicht. Vor allem bei Tunnelprofilen, die nicht auf einen Wechsel der Beanspruchungsrichtung dimensioniert sind, kann es hier während der Brandphase zu Schäden in der Tragstruktur kommen. Ferner besteht durch die Zugbeanspruchung die Gefahr der Rissbildung und der damit verbundenen Gefahr des Eindringens von Schadstoffen in die Betonstruktur, die für äußere Randzonen der Tunnelschale nur durch eine funktionsfähige Trennschicht zwischen der tragenden Tunnelschale und dem Baugrund sichergestellt werden kann.

Für mittlere und große Tunneldurchmesser können die oben getroffenen Aussagen grundsätzlich übernommen werden. Das globale Belastungsniveau ist jedoch mit zunehmender Tunnelgröße auch größer, da die Tunnelschale einer größeren Belastung aus dem Baugrund entgegen wirken muss. Im Bereich der inneren Randzone treten ab ca. 30 min Dauer der Vollbrandphase kaum noch Umlagerungen auf, die Aktivitäten bzgl. der Verlagerung der Lastabtragung auf steifere, tragfähigere Teile der Tunnelstruktur nehmen ab. Im Bereich der äußeren Randzone mittlerer Tunnelgrößen fällt auf, dass die Tragwirkung unabhängig der hier variierten Streubreite der Dauer der Vollbrandphase im Gegensatz zu kleinen und großen Tunnelstrukturen im Firstebereich unter einem Belastungsniveau von 20 bis 30 % der Druckfestigkeit des Betons stattfindet. Die Größe der thermischen Einwirkung beeinflusst dabei die Größe der Druckbelastung über die Dauer der Vollbrandphase kaum.

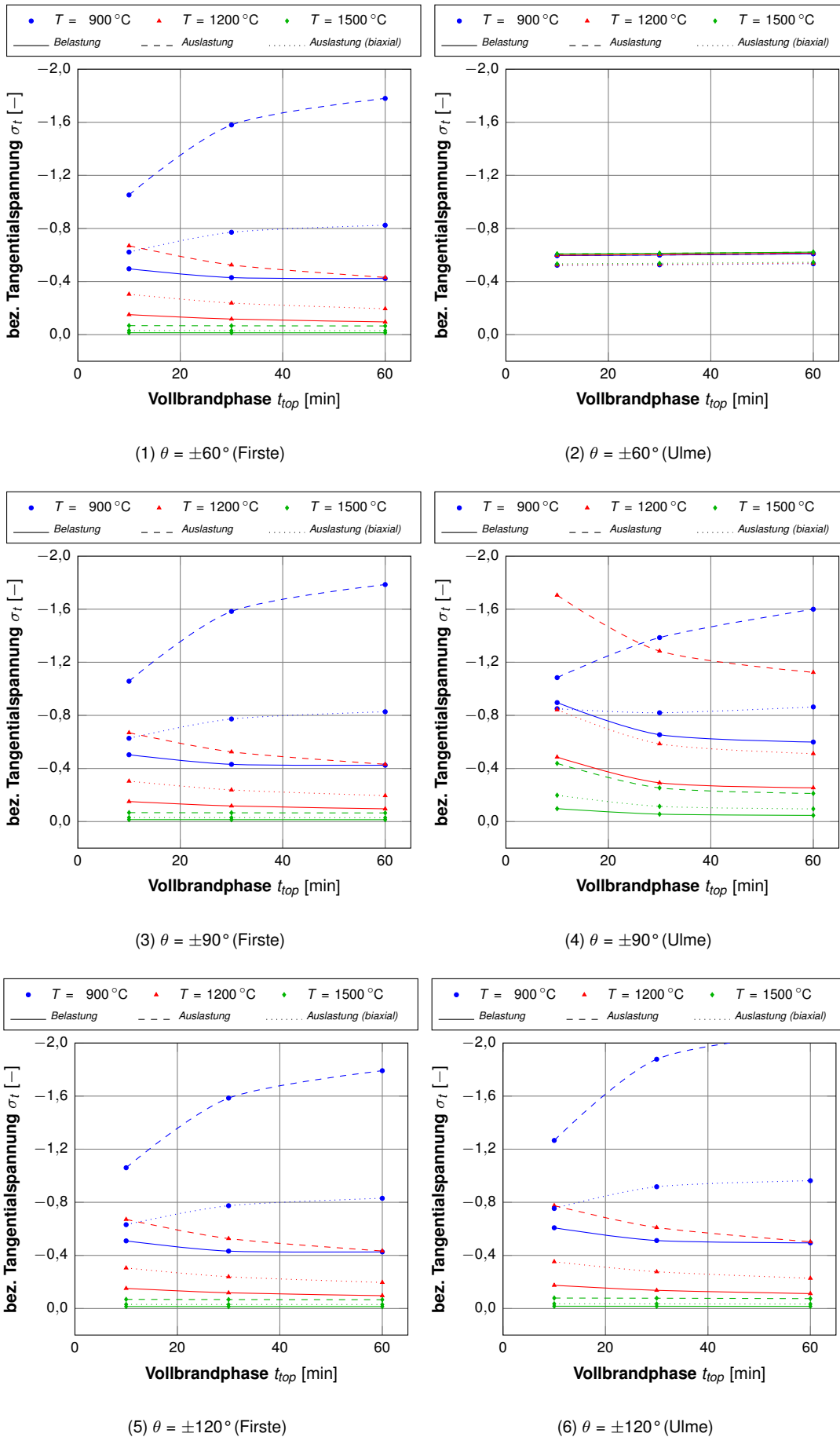


Abbildung 7.26: Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 0\text{ mm}$



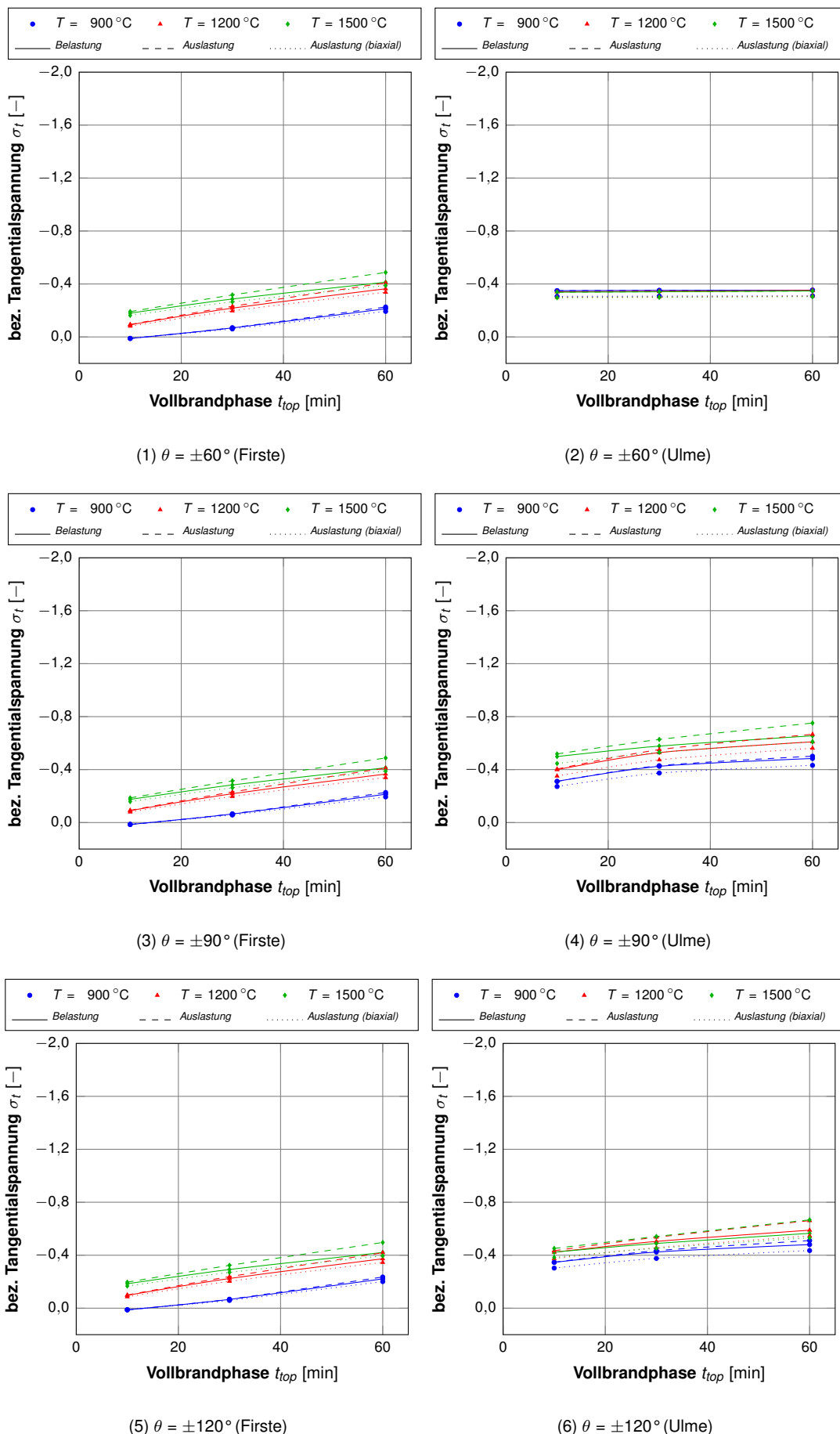


Abbildung 7.27: Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $d = 90\text{ mm}$

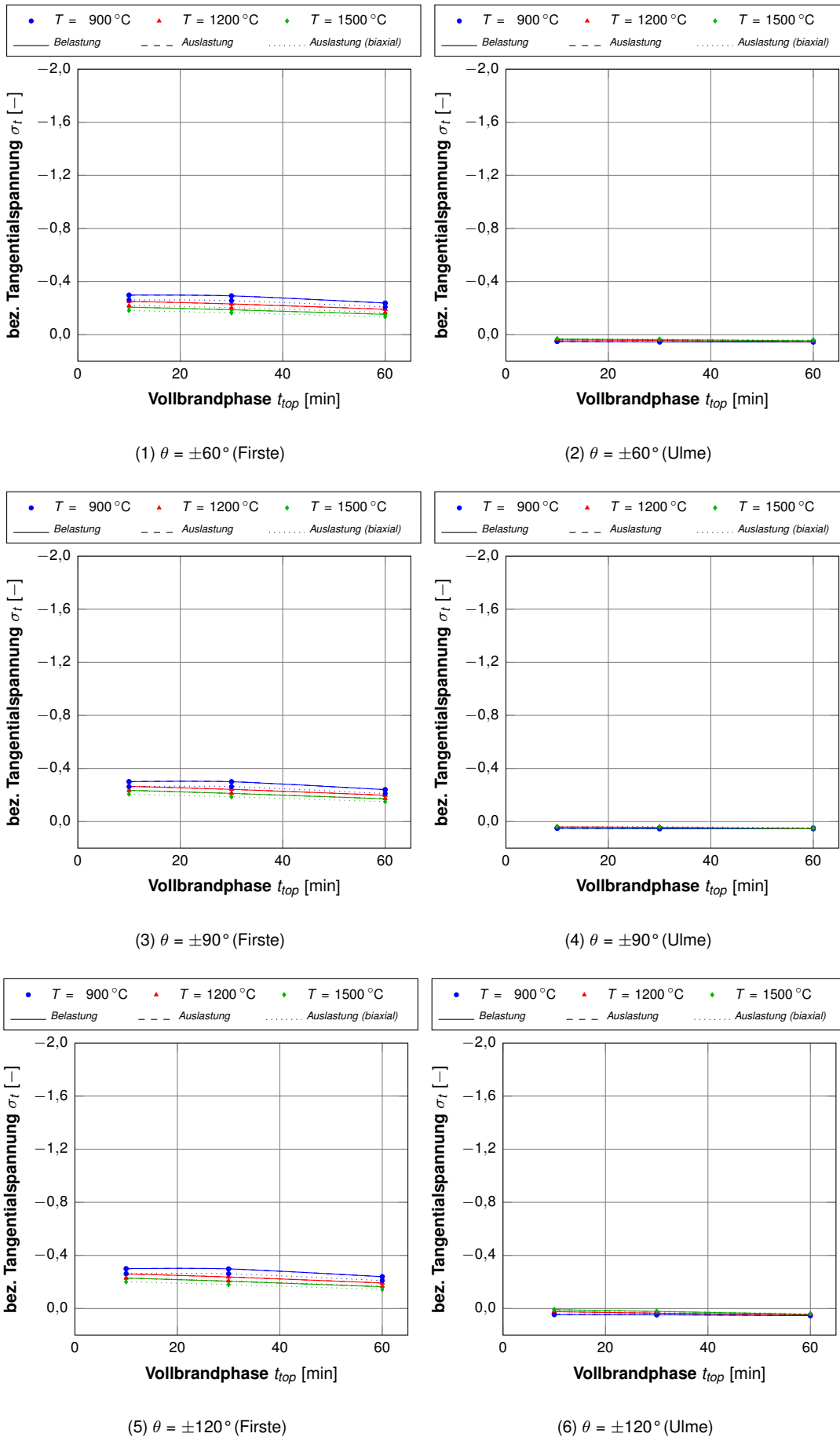


Abbildung 7.28: Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 450$  mm

#### 7.6.3.4 Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase

Eine weitere anschauliche Auswertung des Einflusses der Temperatur in der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung am Ende der Vollbrandphase ist in Abb. 7.32 bis Abb. 7.44 illustriert. Vergleichsbasis bildet hier eine einheitliche Brandentstehungsphase  $t_{start}$  von 5 min Dauer.

Für kleine Tunneldurchmesser ist der Einfluss einer hohen Temperatur in Form einer thermischen Einwirkung an der inneren Randzone der Tunnelschale deutlich spürbar. Eine Temperaturerhöhung in der Vollbrandphase von 900 °C auf 1200 °C führt bereits zu einer Reduzierung des Belastungsniveaus der Randschicht um ca. 30 %. Die Reduktion basiert dabei primär auf dem Effekt der thermischen Schädigung der Betonstruktur als auch auf der Bildung thermischen Zwangs in inneren Schichten auf Grund der Eindringung der Temperaturfront in die Betonstruktur, so dass weiter innen liegende Schichten der Tunnelschale zur Lastabtragung aktiviert werden müssen. Dies ist sowohl für den Firste- als auch für den Ulmenbereich zu beobachten. Bei Temperaturen größer als 1200 °C ergeben sich für die Randzone keine weiteren Veränderungen. Jedoch steigt für weiter innen liegende Schichten die Auslastung der Tragfähigkeit des Betons bei annähernd gleich bleibendem Belastungsniveau durch die thermische Reduzierung der Tragfähigkeit des Betons an. Eine Reduzierung der Vollbrandphase von 60 min auf 30 min bewirkt kaum eine Beeinflussung des Tragverhaltens in den Randschichten der Tunnelschale. Jedoch ist ein deutlicher Einfluss auf die inneren Schichten der Tunnelschale zu erkennen. Bei kurzen Vollbrandphasen von ca. 30 min bewirkt eine Erhöhung der Temperatur in der Vollbrandphase eine Erhöhung des Belastungsniveaus um ca. 15 % im Firstebereich und um ca. 5 % im Ulmenbereich.

Ähnliche Effekte sind auch bei mittleren und großen Tunneldurchmessern zu beobachten, nur bei insgesamt größeren Belastungsniveaus als bei kleinen Tunneln. Entsprechend wirken sich die Effekte der Änderung der Dauer der Vollbrandphase bei gleichzeitiger Variation der Temperatur in der Vollbrandphase entsprechend stärker aus. Im Vergleich zu kleinen Tunneln werden so bei mittleren Tunnelgrößen sowohl bei Vollbrandphasen mit 60 min Dauer als auch bei Vollbrandphasen mit 30 min Dauer Steigerungen des Belastungsniveaus durch eine Erhöhung der Temperatur in der Vollbrandphase und der damit hervorgerufenen thermischen Zwängungen in der Tunnelschale erreicht. Durch eine Temperaturerhöhung in der Vollbrandphase werden so im Firstebereich bis zu 20 % größere Belastungsniveaus sowohl für den Firste- als auch für den Ulmenbereich in den inneren Schichten einer Tunnelschale erreicht. Für kürzere Vollbrandphasen ist dabei das globale Belastungsniveau unter der Berücksichtigung der Variation der thermischen Einwirkung um ca. 15 % geringer als bei länger andauernden Vollbrandphasen. Für den Ulmenbereich wird durch die Annahme einer kürzer andauernden Vollbrandphase eine Reduktion des thermischen Zwangs von ca. 10 % erreicht. Ähnliche Ableitungen können auch für große Tunneldurchmesser getroffen werden. Eine Erhöhung der Temperatur in der Vollbrandphase bewirkt auch hier eine Steigerung des thermischen Zwangs um ca. 20 %. Im Vergleich zu mittleren Tunneln kann für große Tunneldurchmesser jedoch kein Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf den thermischen Zwang im Inneren der Tunnelschale festgestellt werden. Der thermische Zwang ist im Rahmen dieses Auswertungskriteriums nur von der Größe der Temperatur in der Vollbrandphase abhängig.

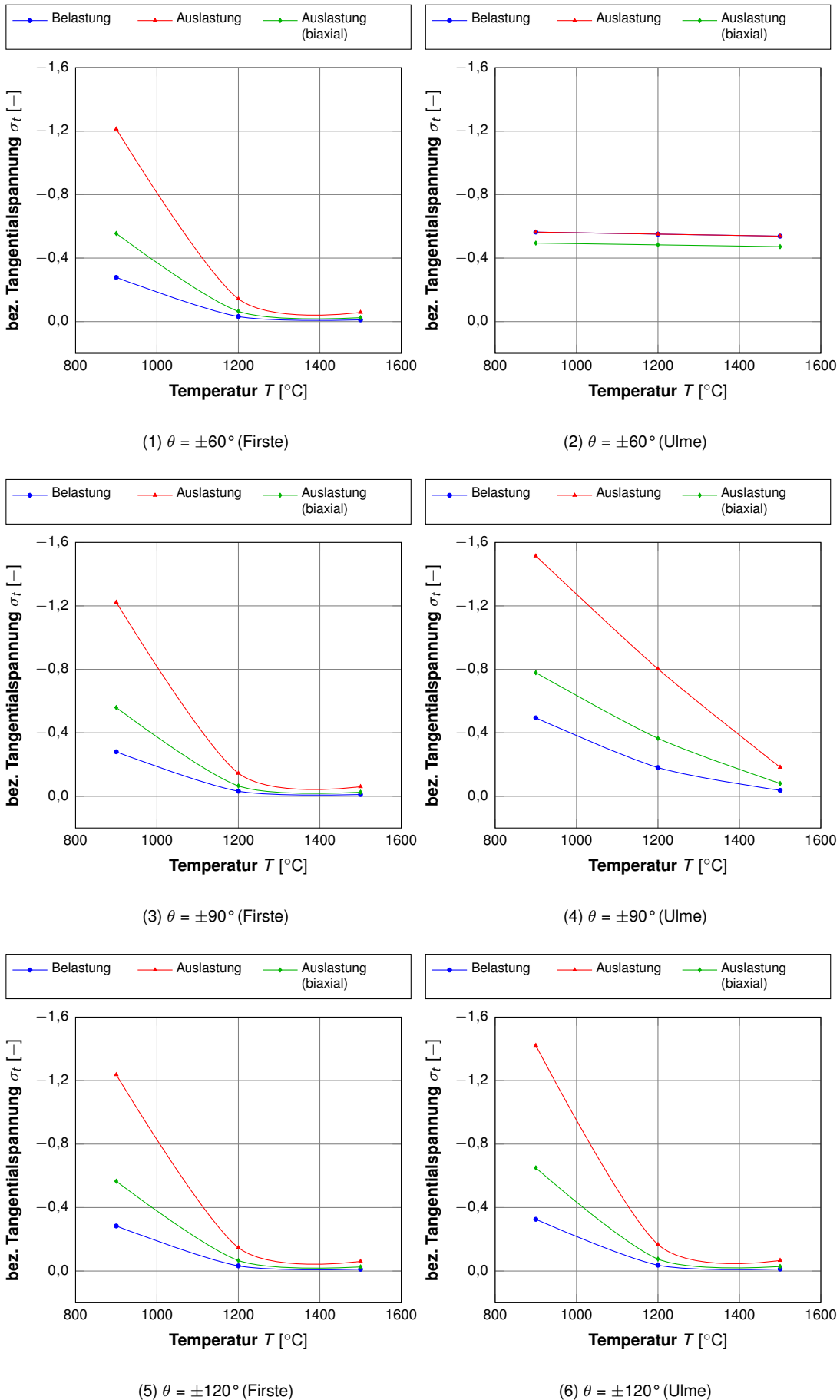


Abbildung 7.29: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  $d = 0 \text{ mm}$ ,  $t_{voll} = 60 \text{ min}$

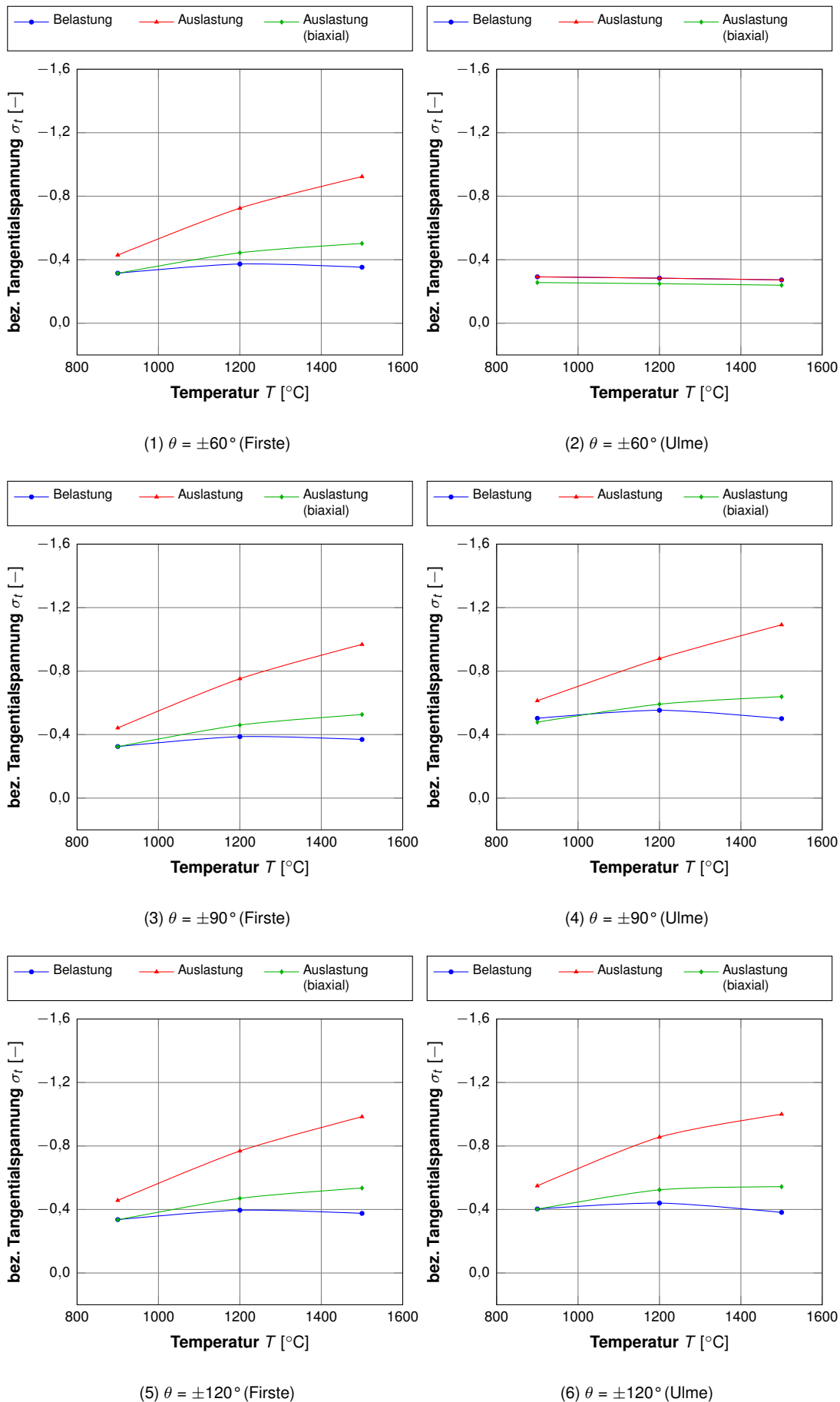


Abbildung 7.30: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 42$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

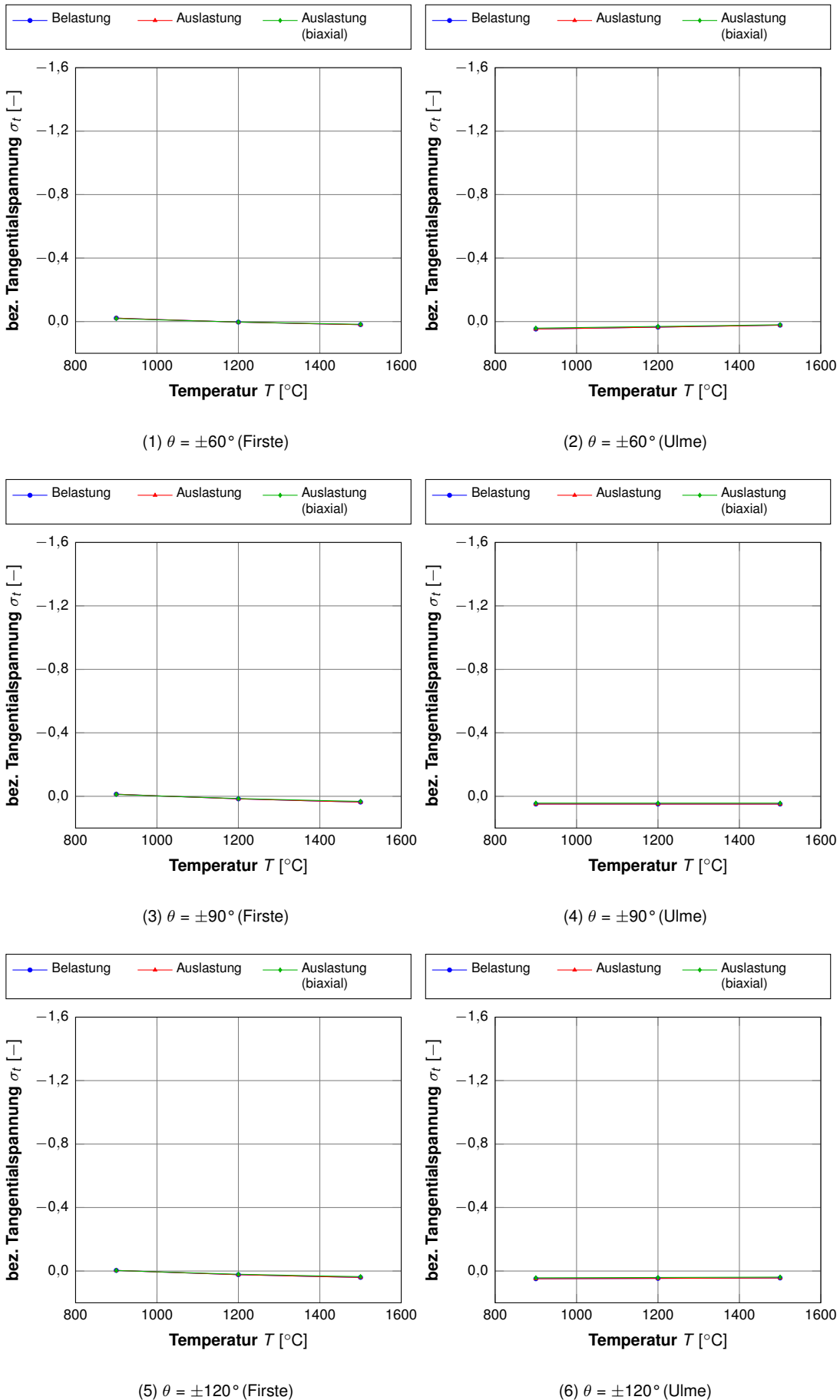


Abbildung 7.31: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 250$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

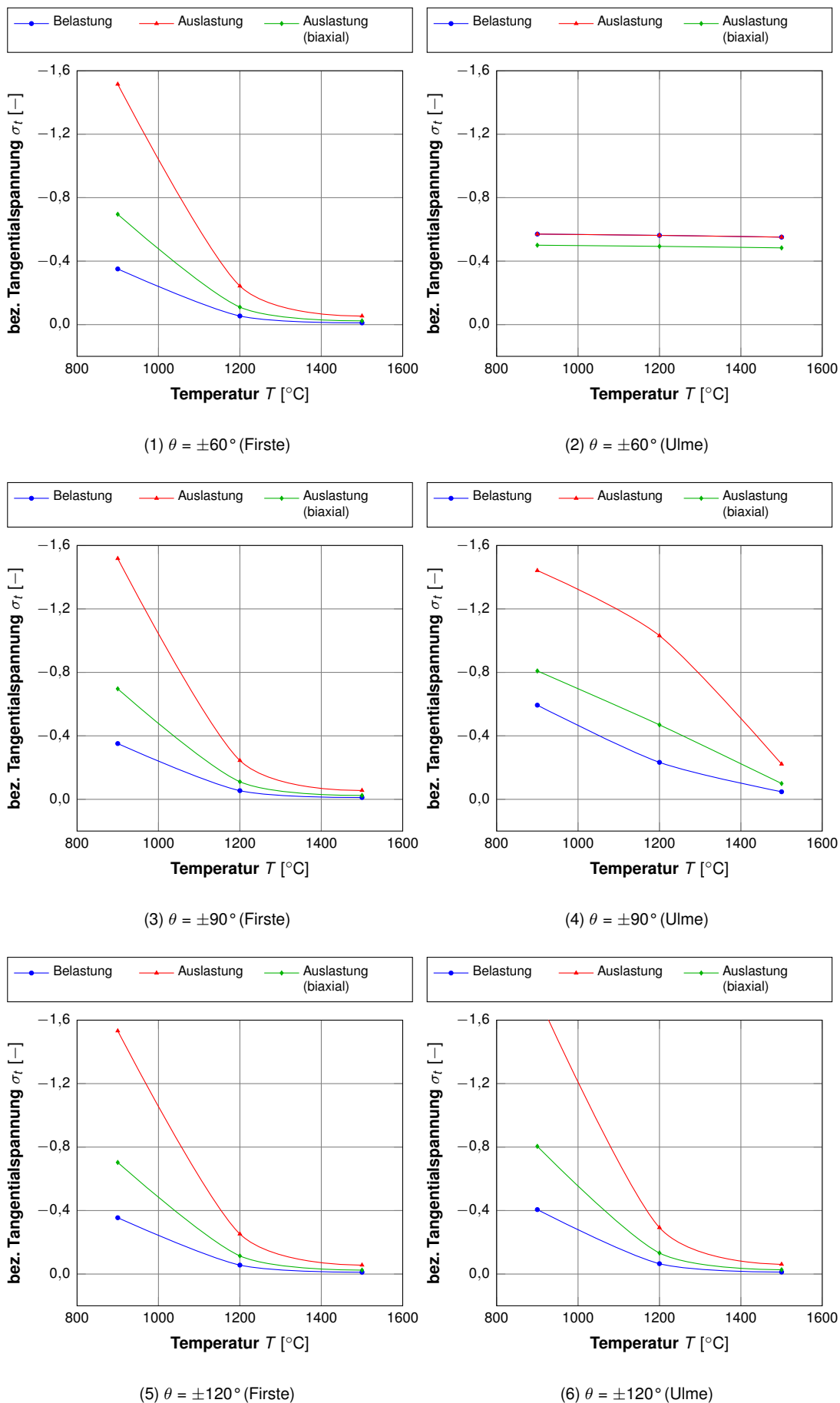


Abbildung 7.32: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

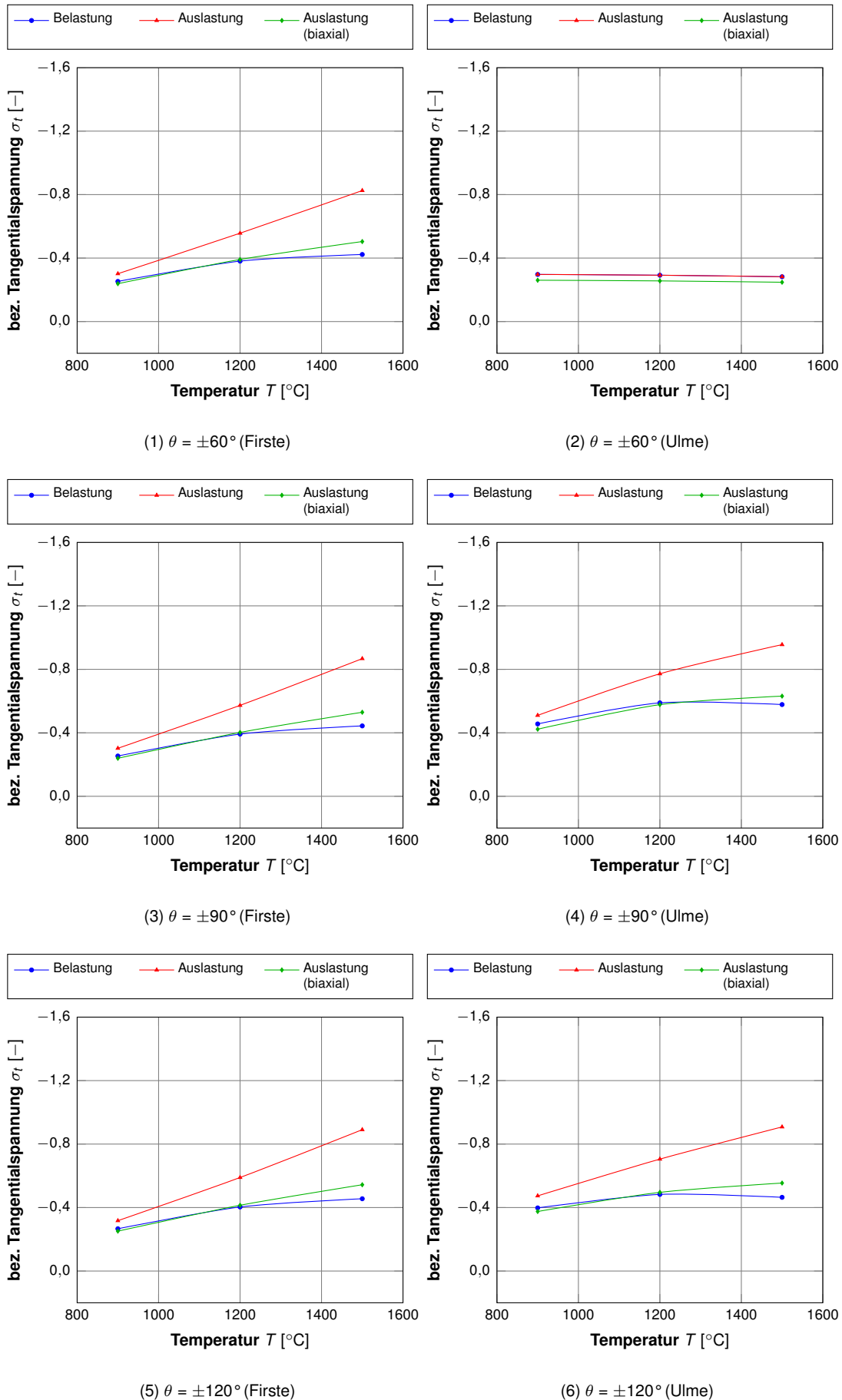


Abbildung 7.33: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 42$  mm,  $t_{voll} = 30$  min



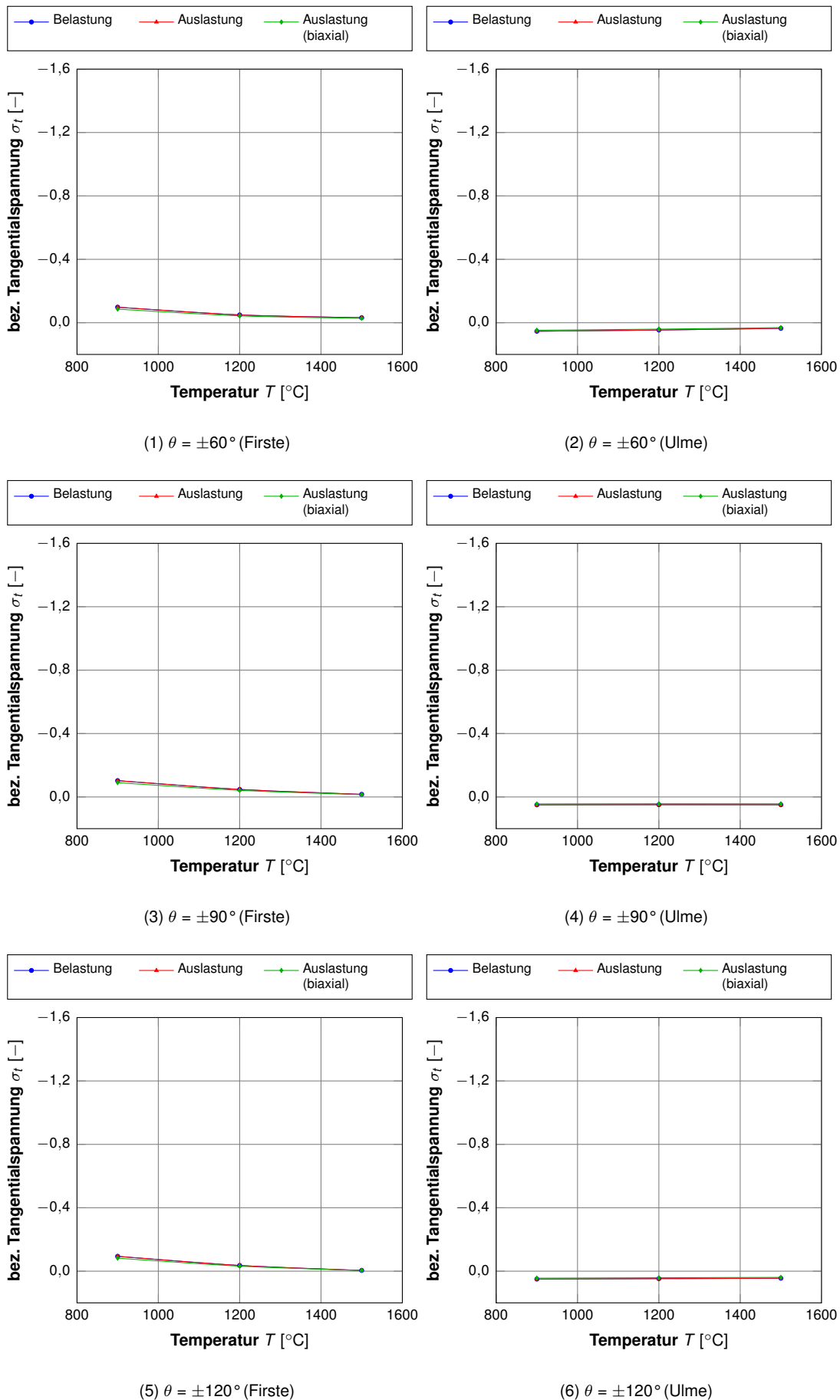


Abbildung 7.34: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $d = 250$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

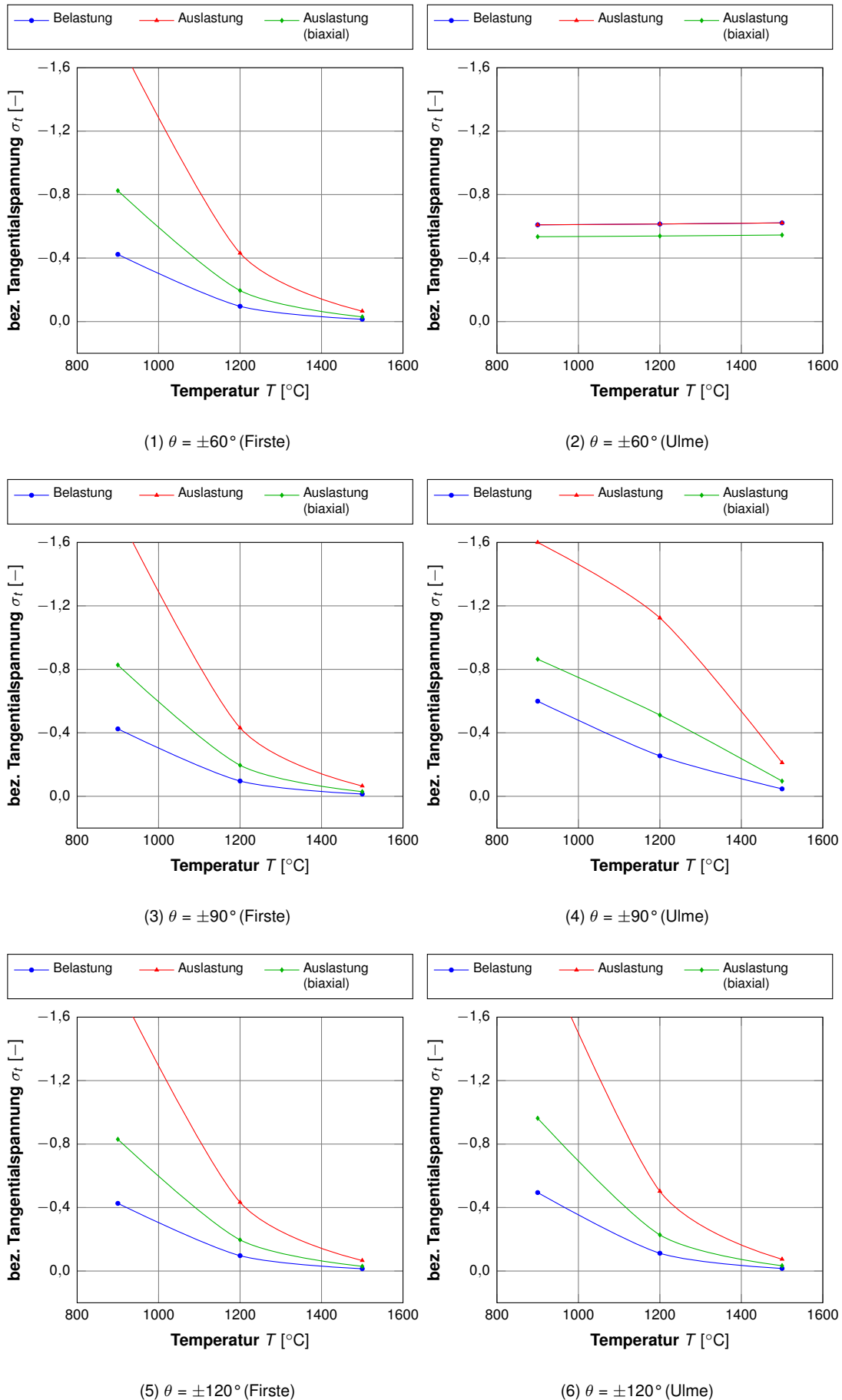


Abbildung 7.35: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

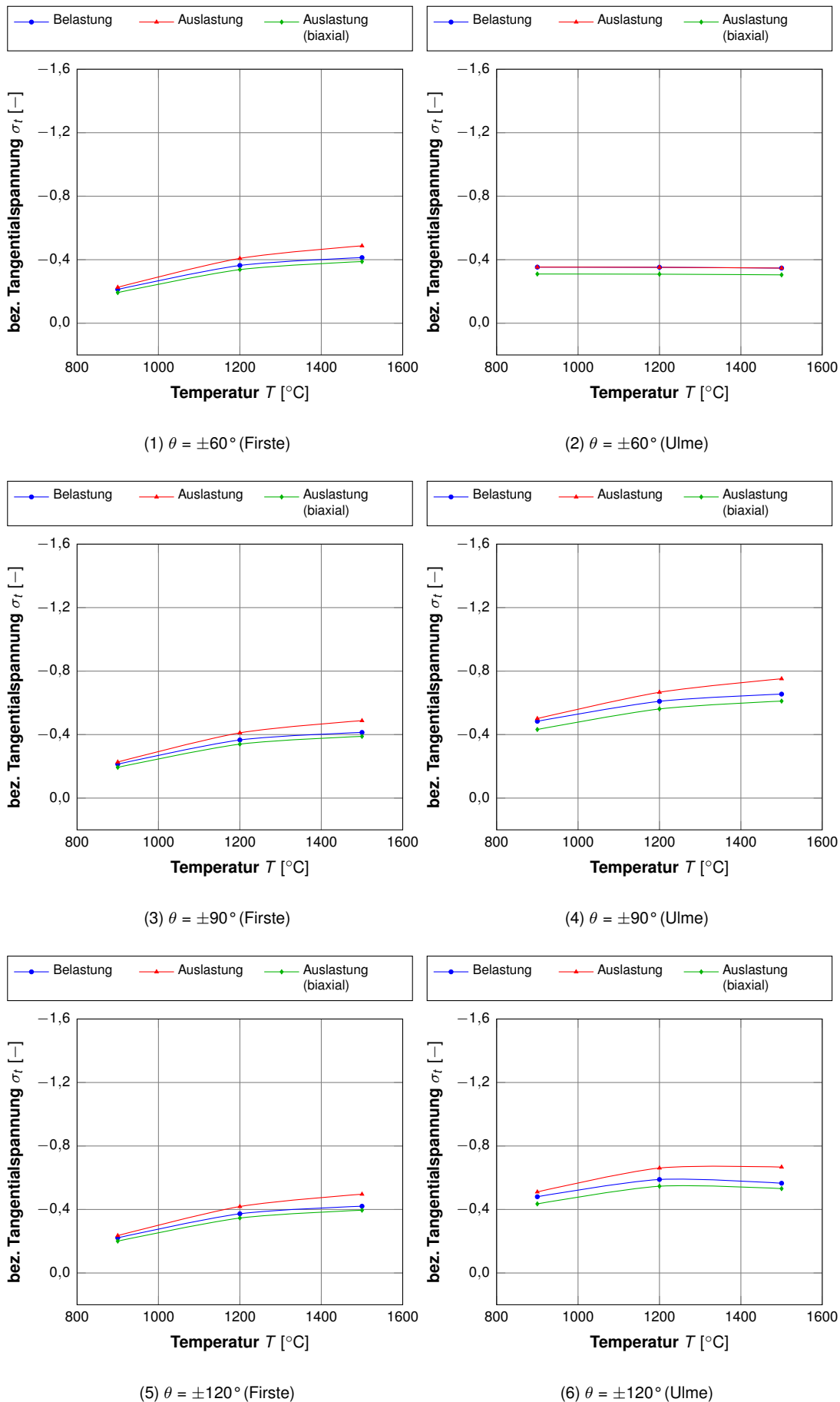


Abbildung 7.36: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 90$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

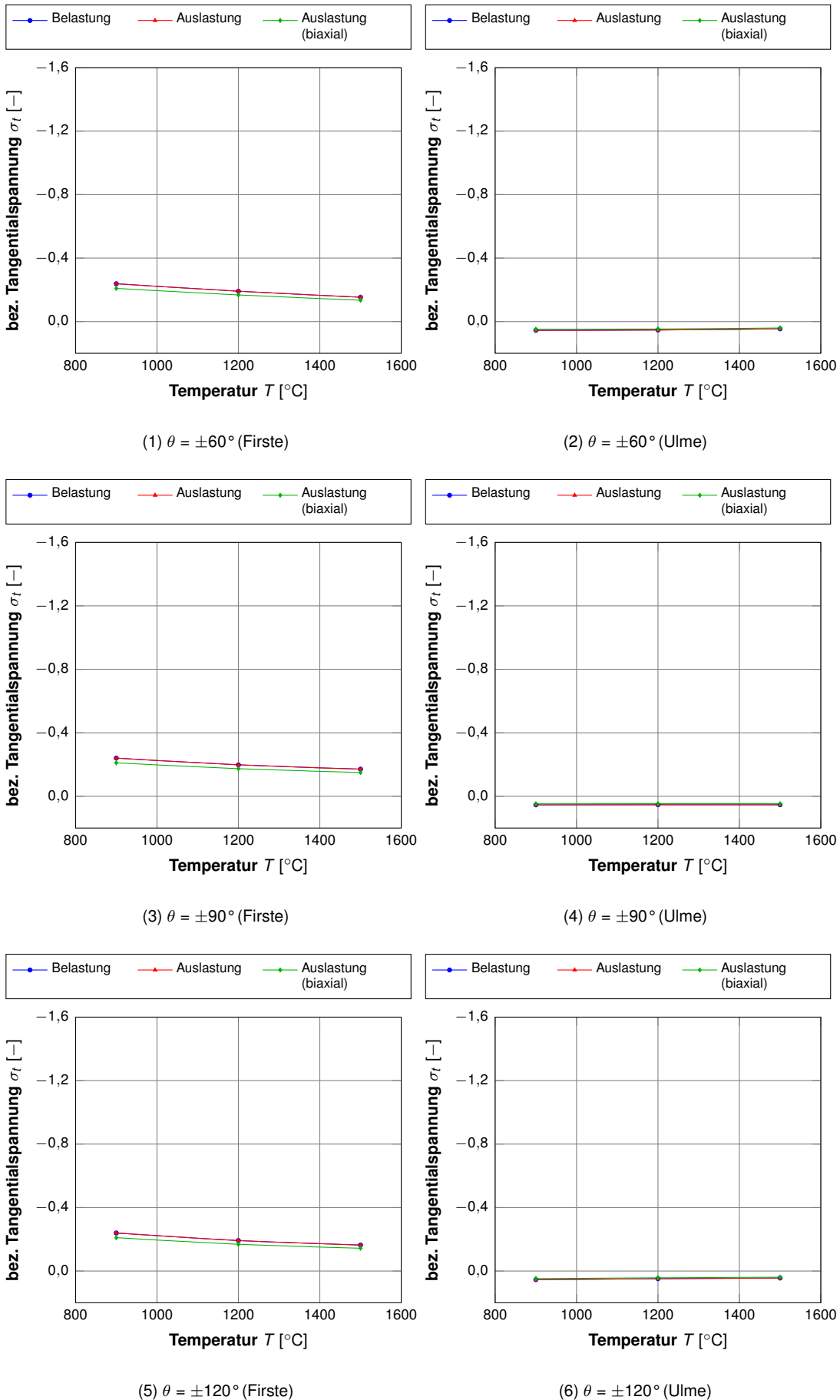


Abbildung 7.37: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 450$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

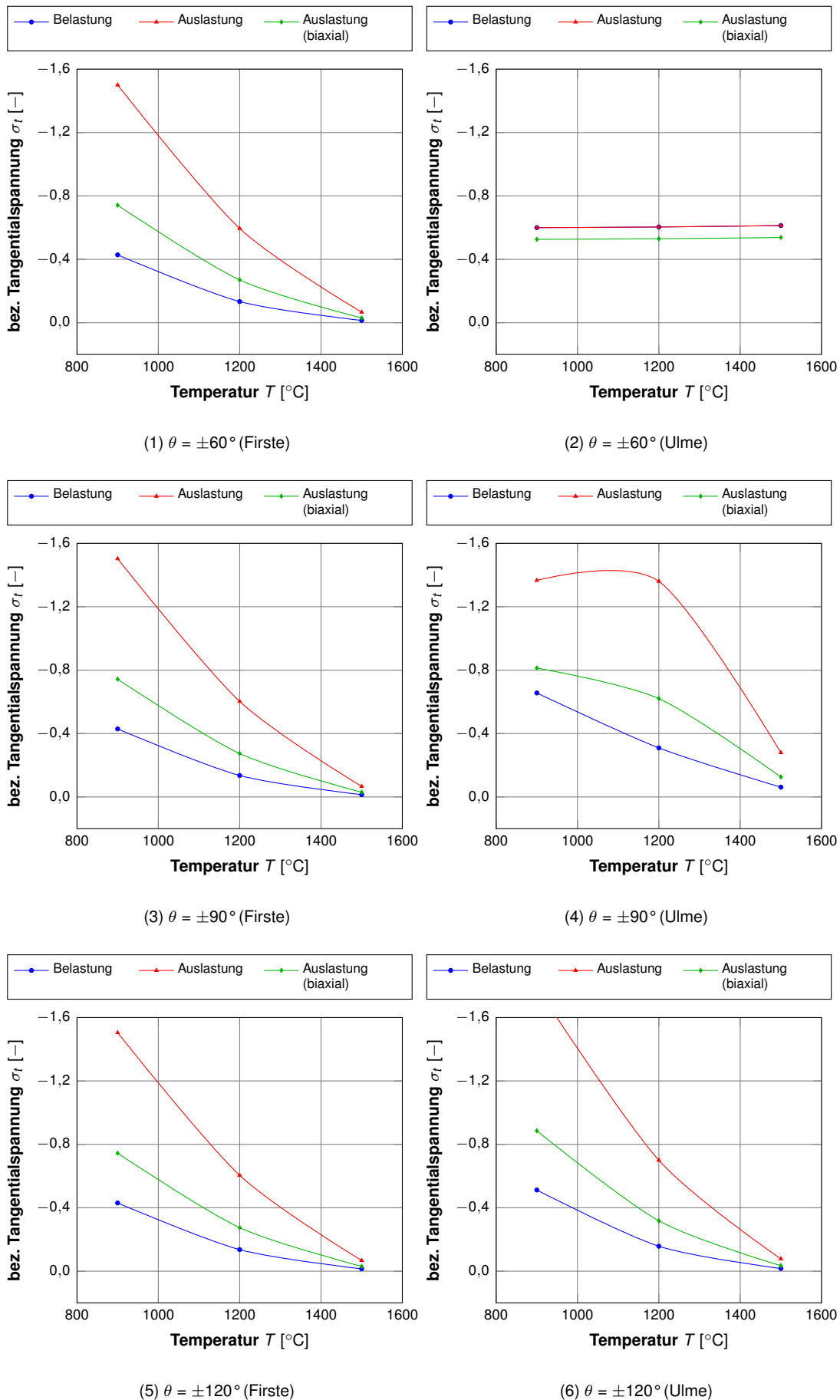


Abbildung 7.38: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

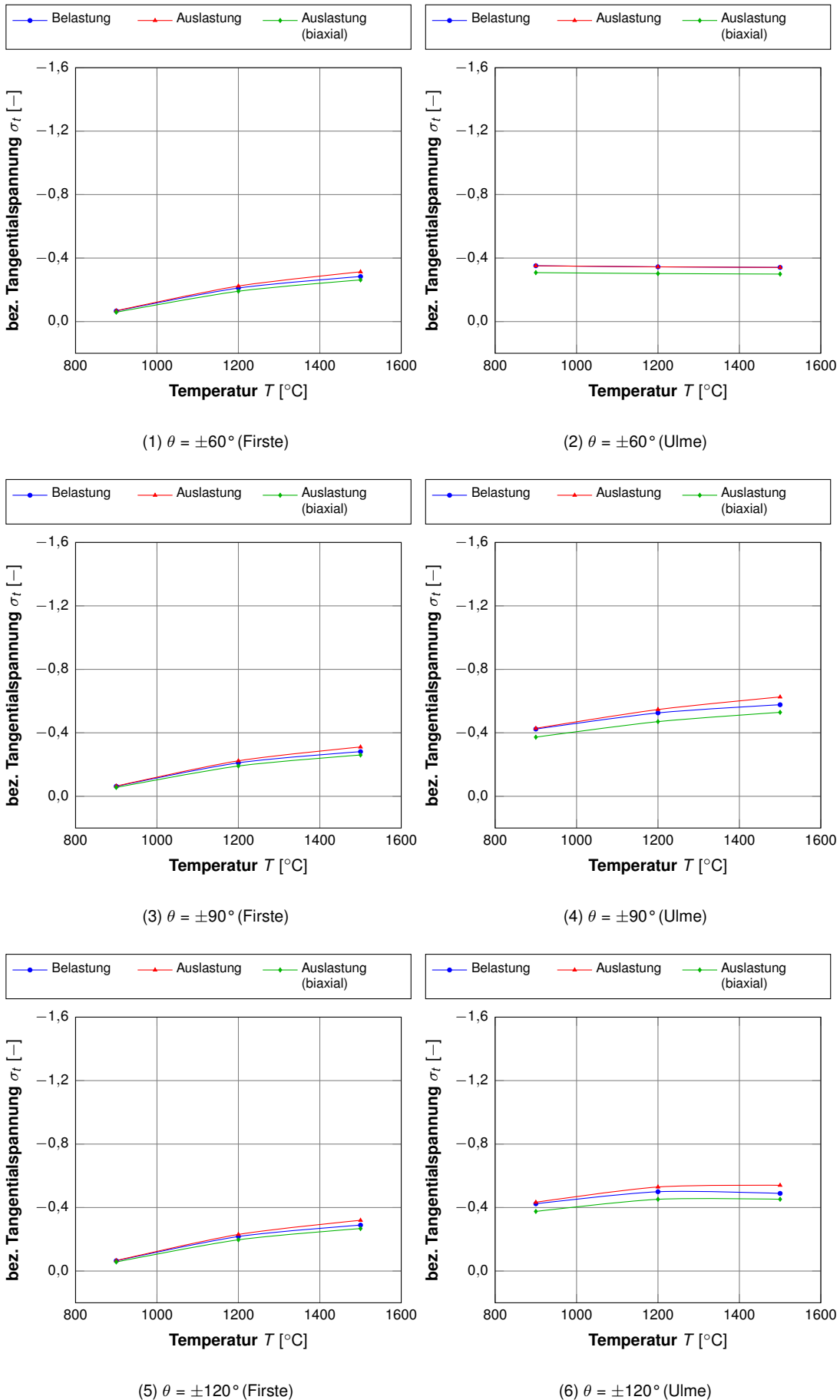


Abbildung 7.39: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 90$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

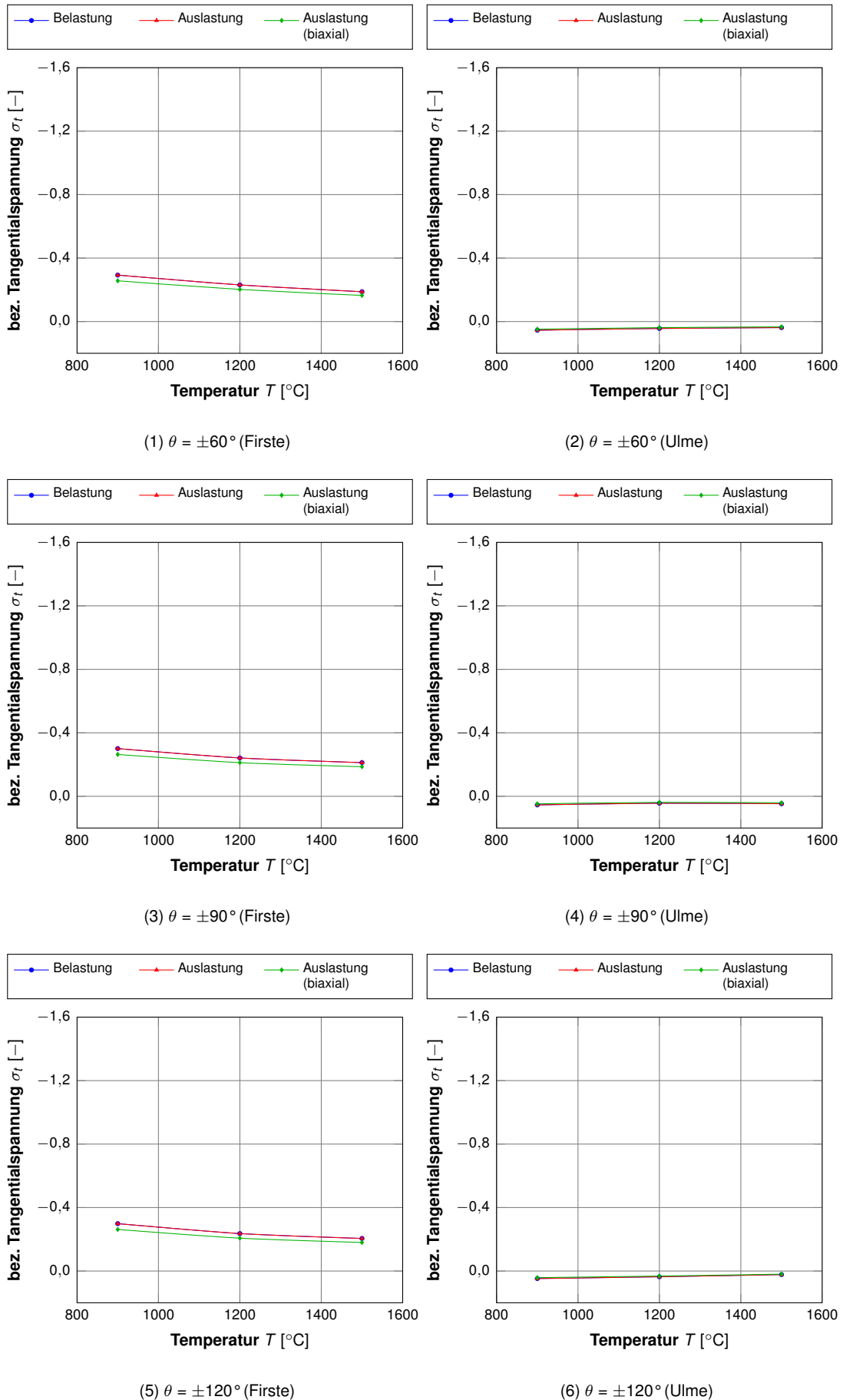


Abbildung 7.40: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $d = 450$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

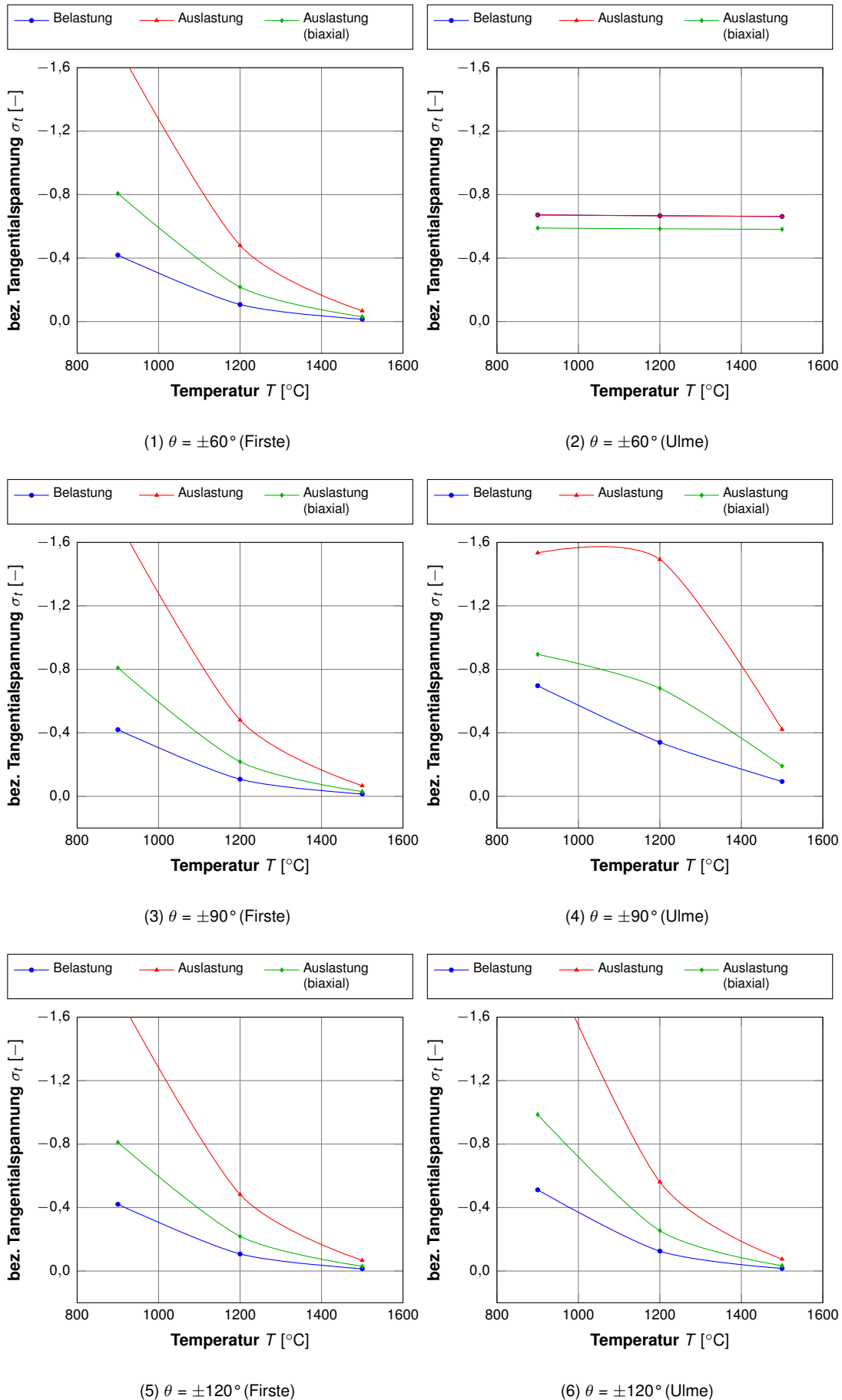


Abbildung 7.41: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 60$  min



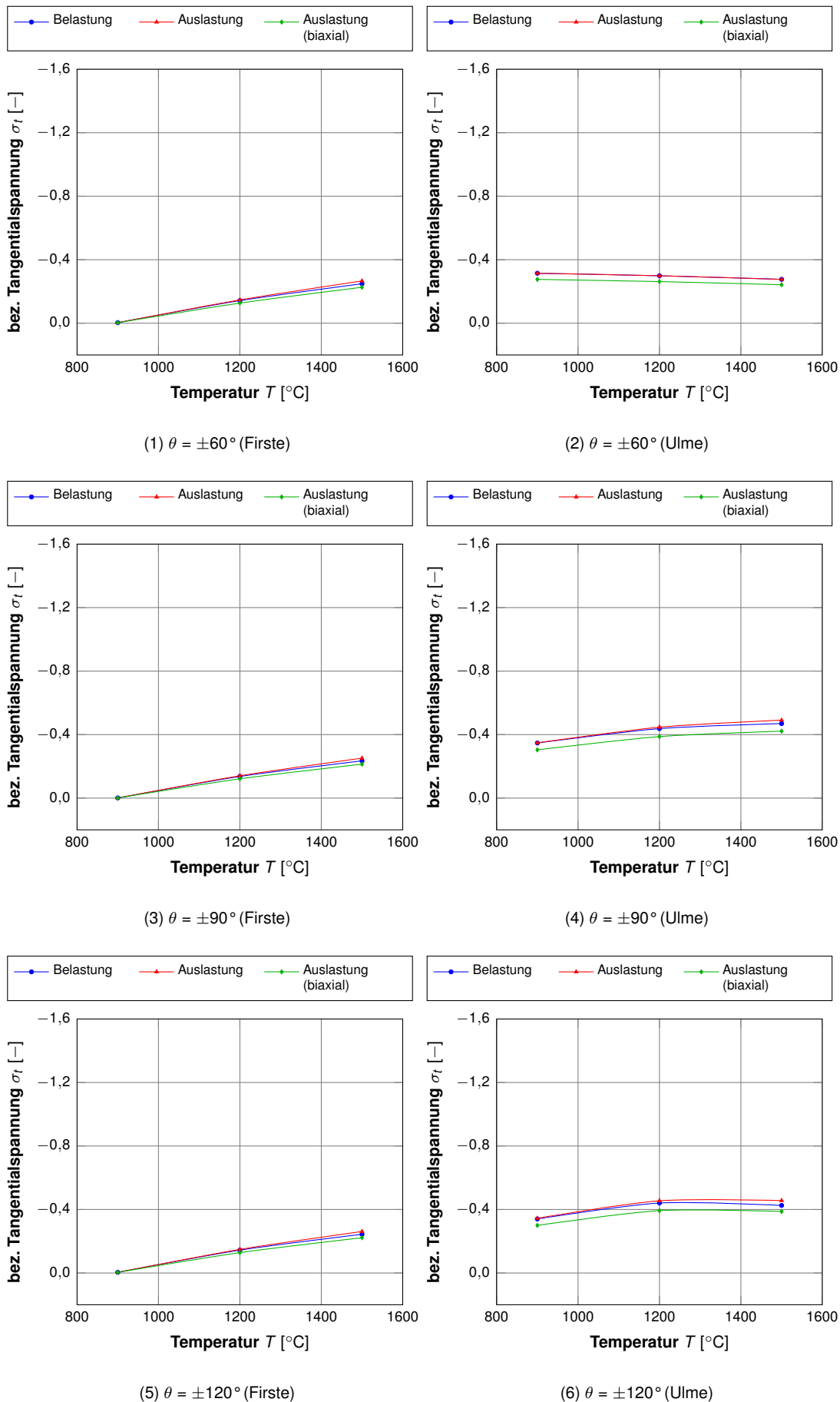


Abbildung 7.42: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 187,50$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

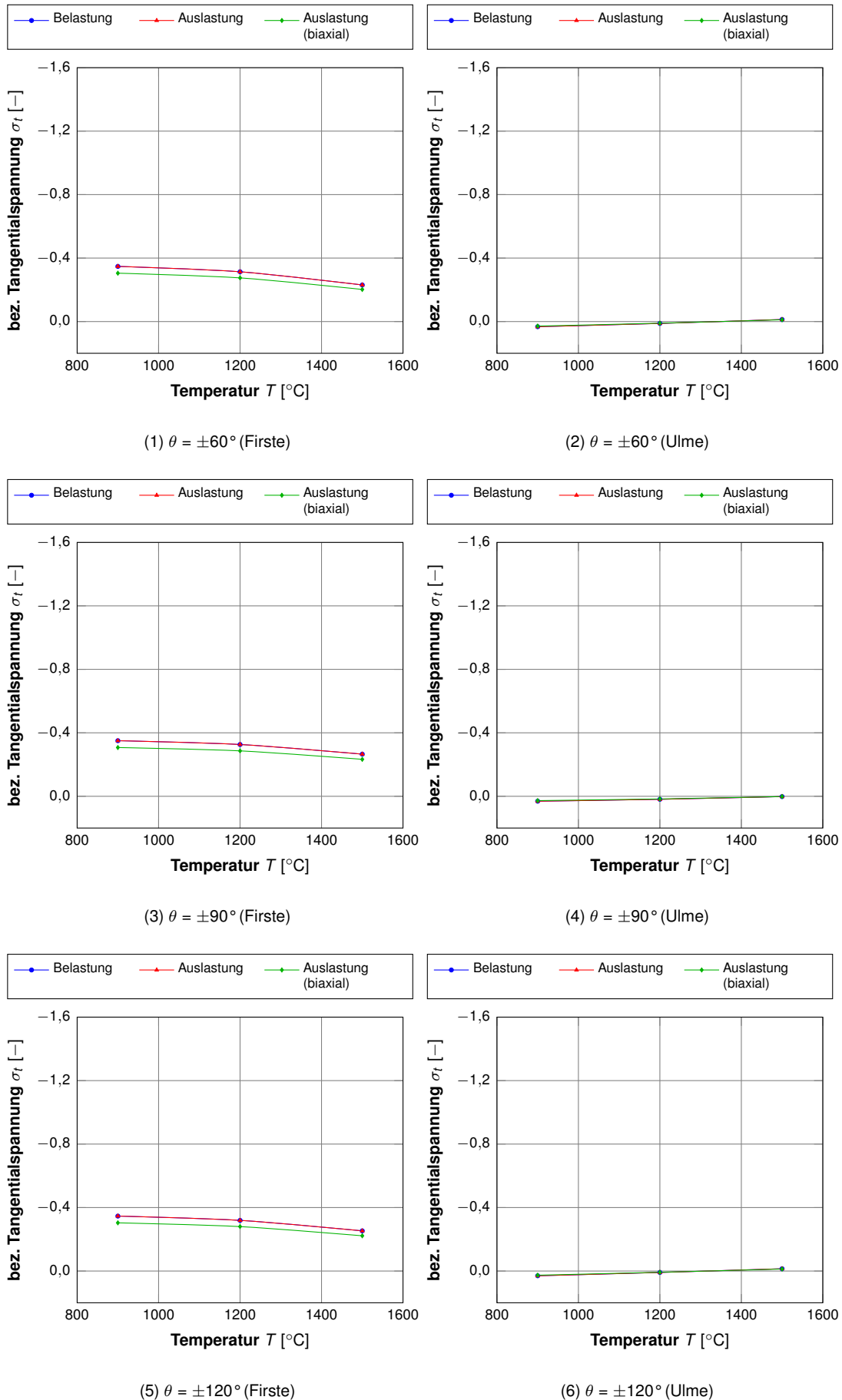


Abbildung 7.43: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 750$  mm,  $t_{voll} = 60$  min

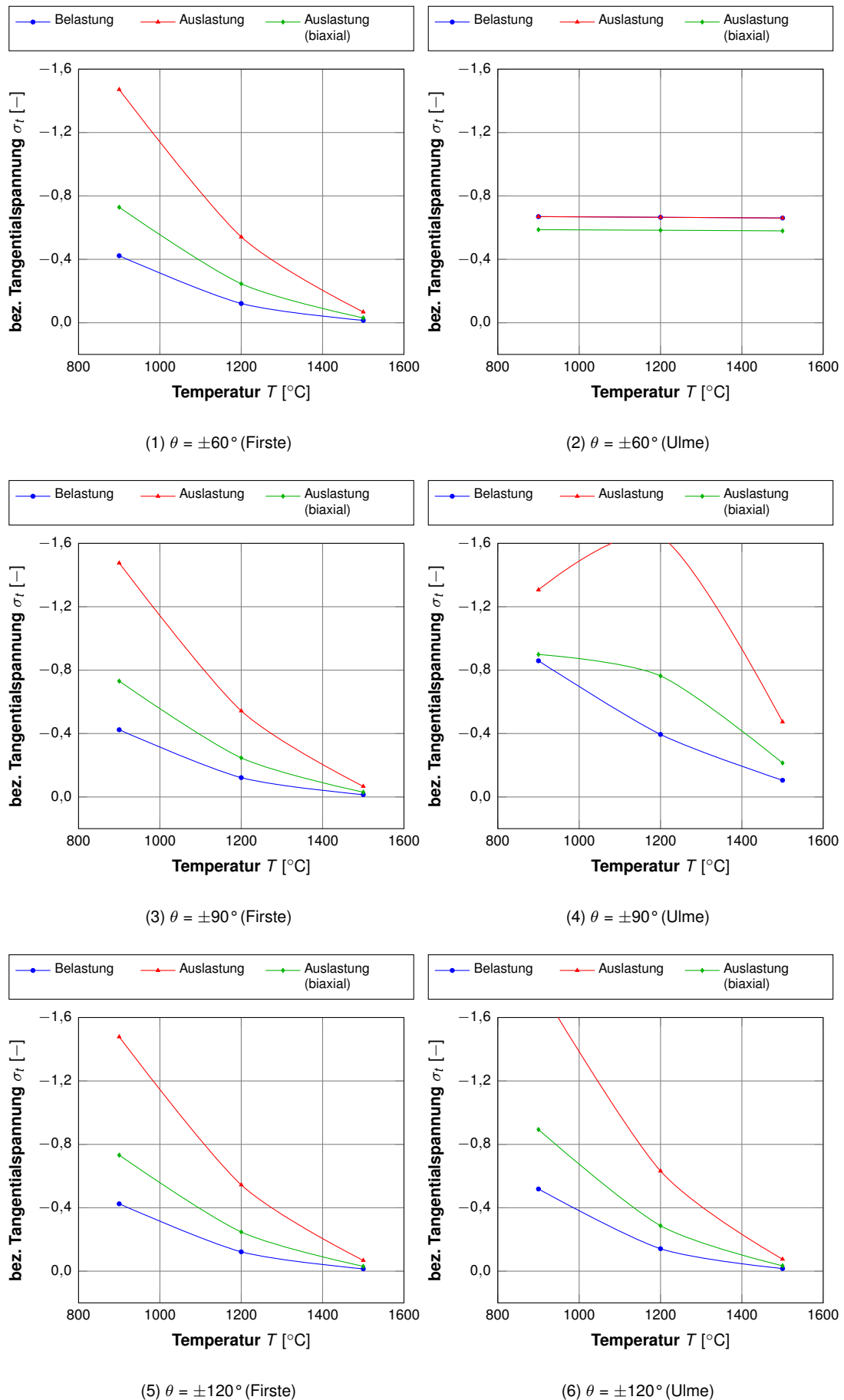


Abbildung 7.44: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 0$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

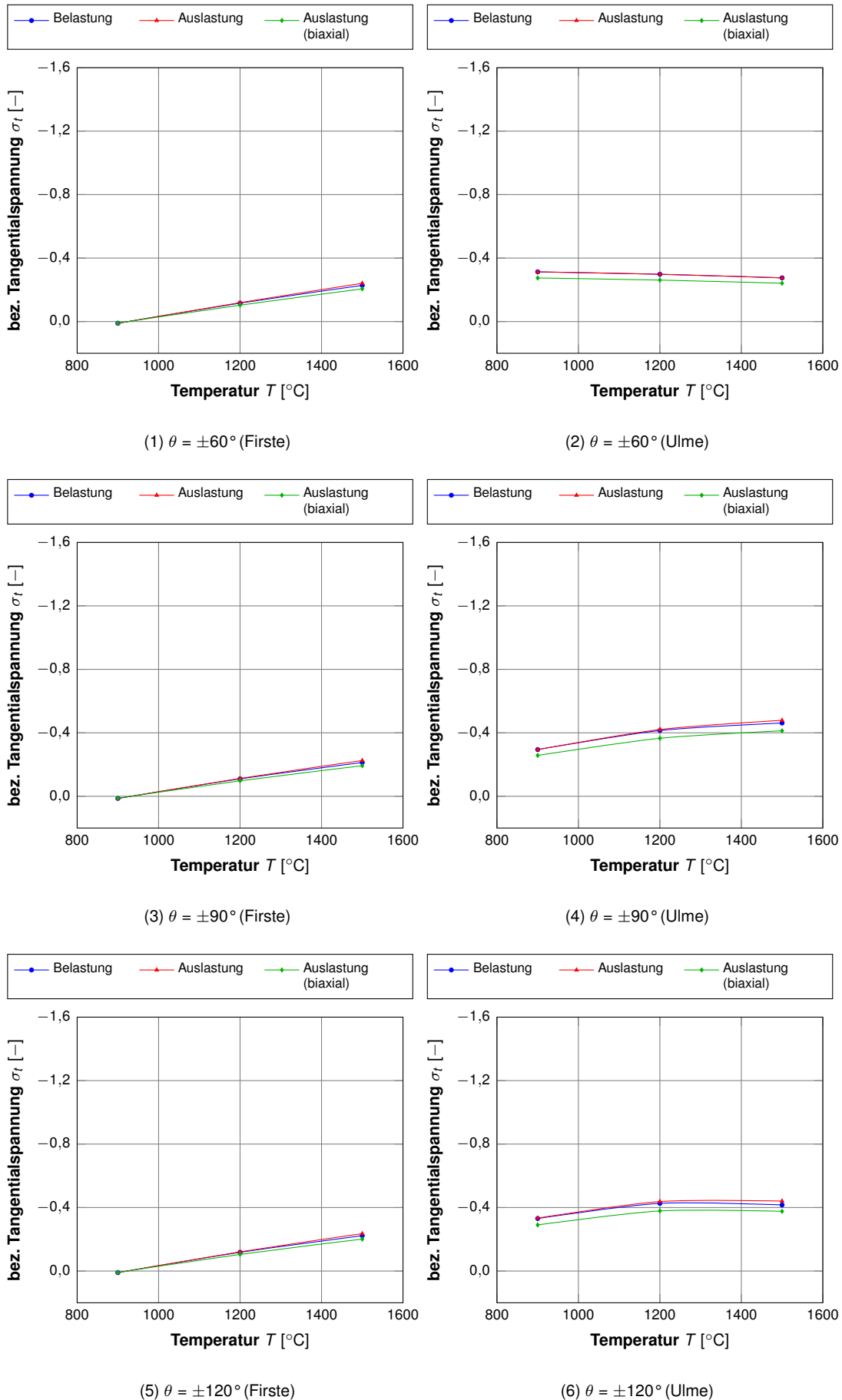


Abbildung 7.45: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_j = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 187,50$  mm,  $t_{voll} = 30$  min

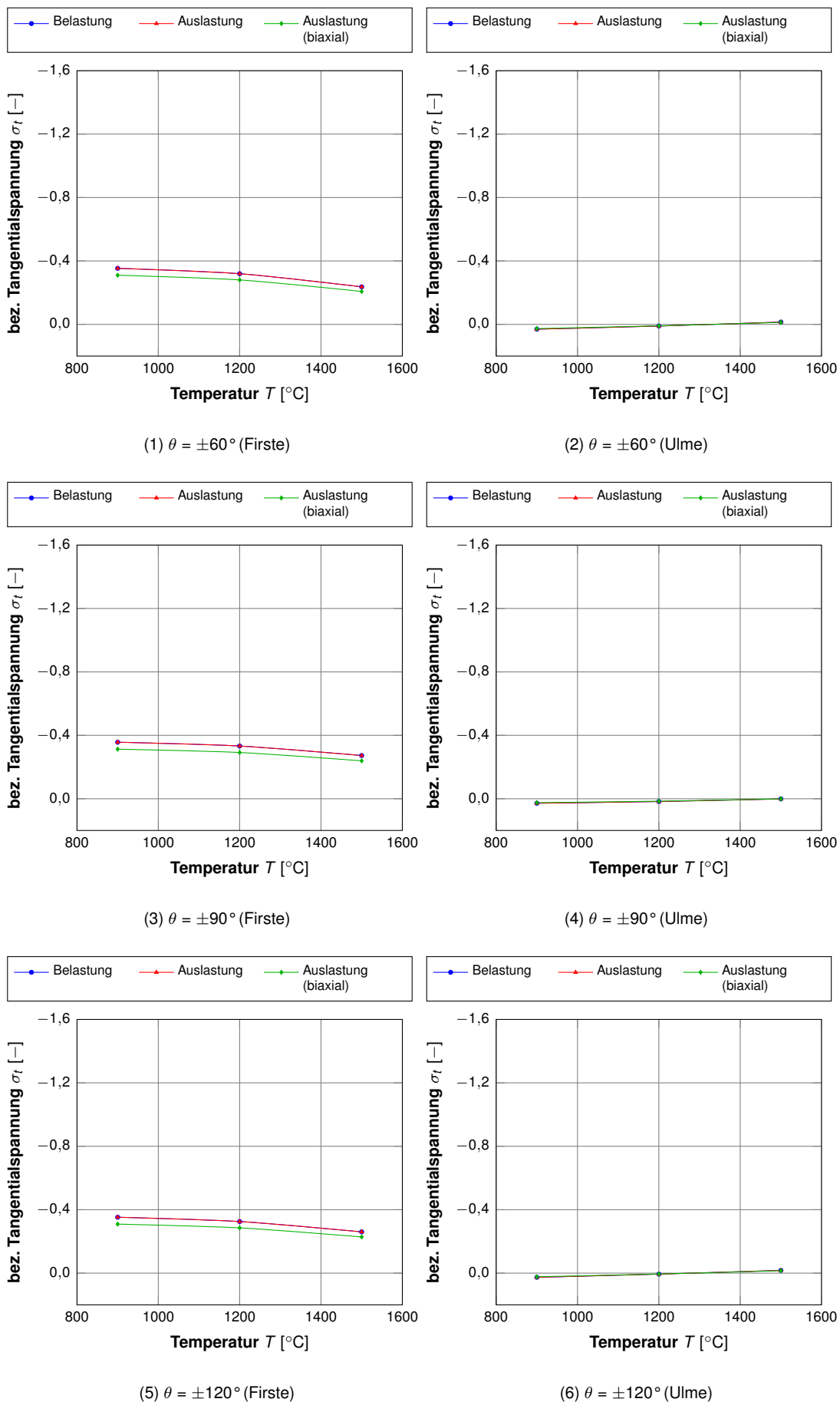


Abbildung 7.46: Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase  $t_{voll}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $d = 750$  mm,  $t_{voll} = 30$  min



## 7.6.4 Abkühlungsphase und nach dem Brand

Ein besonderer Zeitpunkt der Bewertung einer Tunnelstruktur nach einem Brandereignis stellt die Bewertung der Resttragfähigkeit dar, wenn die thermische Einwirkung beendet ist und die Temperaturen im Bauteil wieder auf Normaltemperatur gesunken sind. Eine Auswahl auf Basis der zuvor durchgeführten Auswertungen charakteristischer thermischer Einwirkungskombinationen wird im Rahmen der Studien dieser Arbeit auch einer Betrachtung der Phase nach einem Brandereignis unterzogen. Die Ergebnisse der gekoppelten thermisch-strukturmechanischen Berechnungen sind in Anhang F dokumentiert. Die Berechnungen erfolgen für die Auswertungsphase der Abkühlung sowie zur Bestimmung des Spannungsprofils im Querschnitt unter Berücksichtigung der dauerhaften Materialschädigung des Betons. Wesentliche Ergebnisse dieser Berechnungen werden hier extrahiert und diskutiert.

Für die Bestimmung des Tragzustandes nach einem Brandereignis gilt es zu beachten, dass durch die Wärmespeicherefähigkeit die durch eine thermische Einwirkung eingetragene Energie noch im Bauteil gehalten wird, auch wenn die thermische Einwirkung bereits beendet ist. Die geringe Potentialdifferenz zwischen den atmosphärischen Bedingungen im Brandraum und der Tunnelstruktur bewirkt so einen langsamen Energieausgleich zwischen der Atmosphäre im Brandraum und der Materie der Tunnelstruktur. Dies bewirkt, dass es nach einer Hochtemperatureinwirkung auf eine Tunnelschale noch einige Zeit dauert, bis im Tunnelquerschnitt wieder umgebungsübliche Normaltemperaturen erreicht werden und der Temperaturgradient in der Tunnelschale wieder dem Temperaturprofil zwischen Baugrund und dem Luftraumprofil entspricht. Beispielsweise sind nach einem Großbrandereignis mit 1500 °C in der Vollbrandphase 105 min nach dem Brand noch Oberflächentem-

peraturen bis ca. 130 °C zu erwarten, während in randnahen Zonen noch bis zu 190 °C auftreten und mittlere Querschnittsbereiche noch über 50 °C erwärmt sind (vgl. Abb. F.123). Das bedeutet, dass vor allem bei der Berechnung von Großbrandereignissen bereits in der Berechnung Zeiträume von mehreren Stunden nach einem Brandereignis zu berücksichtigen sind, um die Temperaturgeschichte ausreichend abbilden zu können. Temperaturen von 100 °C und mehr beeinflussen bereits die Festigkeit des Betons und führen darüber hinaus durch unterschiedliche temperaturabhängige Dehnungszustände in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons zu unterschiedlichen Spannungsentwicklungen und Umlagerungen im Querschnitt. Der Einfluss auf die Tragwirkung des Gesamtsystems kann nur tunnelindividuell beantwortet werden, da neben besonderen Belastungszuständen, z. B. durch nahe Bebauungen an der Oberfläche, auch das statische System des Tunnels und der Ausnutzungsgrad der Tunnelstruktur in der Kaltbemessung das Verhalten des Betons nach dem Brand beeinflussen. Vor allem bei hochausgenutzten Strukturen können auch kleinere Umlagerungen durch thermische Vorgänge nach dem Brand zur Verschiebung maßgebender Bemessungsszenarien führen.

Abb. 7.47 und Abb. 7.48 zeigen zwei extremale Brandereignisse, die im Rahmen dieser Studie untersucht werden und veranschaulichen deutlich die thermisch-strukturmechanische Interaktion während und nach einer thermischen Einwirkung. In Abb. 7.47 ist ein kleines Brandereignis dargestellt, das eine Temperatur von 900 °C in der Vollbrandphase erreicht und nach 30 min Vollbrand wieder beendet ist. Im Bereich der Brandentstehungsphase und der Vollbrandphase ist deutlich der mehraxiale Spannungszustand erkennbar, der sich im Beton während einer Temperaturbeanspruchung auf Grund des thermischen Zwangs einstellt. Der Zwang in Längsrichtung erreicht dabei auch Größenordnungen, die sich in tangentialer Richtung für die jeweilige Schicht

einstellen. Betroffen ist hierbei vor allem das innere Drittel der Tunnelschale. Für kleine thermische Belastungen fällt so auf, dass die Kombination aus geringer Temperatur in der Vollbrandphase und kurzer Branddauer die inneren Tragschichten nicht spürbar dauerhaft schwächen können, da der Zeitraum der thermischen Einwirkung nicht ausreichend ist, um große Temperaturänderungen im Tunnelquerschnitt hervorzurufen. Der Bewertung der Tunnelstruktur nach einem Brandereignis liegt daher ein Spannungsprofil zu Grunde das in der Verteilung und der Größenordnung in etwa mit dem Ausgangsspannungsprofil des Tunnels vor dem Brandereignis vergleichbar ist. Hierbei entstehen vor allem für Tunnel, die die Biegetragwirkung nicht nur aus Verträglichkeitsgründen, sondern auch zur Lastabtragung benötigen, entscheidende Vorteile, da die Struktur auch nach einem thermischen Ereignis die Tragwirkung grundsätzlich beibehält, für die sie im Kaltfall bemessen ist, beispielsweise für Rechtecktunnel. Zusätzlich entstehen jedoch irreversible Zwangsbeanspruchungen in Tunnellängsrichtung im Ulmenbereich, die in die Gesamtbewertung der Struktur mit einfließen müssen. Dauerhafte Zwangsbeanspruchungen entstehen dabei vor allem in Bereichen mit einer Druck-Druck-Beanspruchung, d. h. im Ulmenbereich. Im Firstbereich wird durch die kombinierte Druck-Zug-Beanspruchung im Brandfall schnell die Tragfähigkeit des Betons überschritten, so dass die inneren Schichten einer Tunnelschale hier keinen Beitrag mehr zur Lastabtragung leisten können. Während einer thermischen Beanspruchung befindet sich nahezu das gesamte temperaturbeaufschlagte Tunnelprofil auf Grund des thermischen Zwangs unter einer Druckbeanspruchung, die grundsätzlich als günstig für die Tragwirkung eines kreisrunden Tunnelprofils einzustufen ist, wenn die Materialfestigkeit nicht überschritten wird.

Im Gegensatz dazu ist in Abb. 7.47 ein extremes Temperaturereignis dargestellt, das durch besonders hohe Temperaturen von 1500 °C in

der Vollbrandphase und einer Dauer von 60 min gekennzeichnet ist. Die Abkühlungsphase erfolgt in Anlehnung an die ZTV-ING-Brandkurve langsam über 110 min. Hierbei ergeben sich deutliche Unterschiede in der Entwicklung des Spannungsprofils im Tunnelquerschnitt während einer Temperaturbeanspruchung im Vergleich zu Ereignissen mit niedriger Temperatur und kurzen Vollbranddauern. Die Brandentstehungsphase ist noch mit kleineren Brandereignissen vergleichbar. Der Zwang in den inneren Bereichen der Tunnelschale steigt schnell bis über 80 % der einaxialen Druckfestigkeit bei Normaltemperatur an und in tieferen Schichten beginnt die Entwicklung von Zwangsspannungen. Am Ende der Vollbrandphase ist jedoch bereits die materialtechnologische Tragfähigkeit der inneren Randzone überschritten, es kann sich kein thermischer Zwang mehr aufbauen, da die Festigkeitsgrenzen des Betons überschritten sind. Die Temperaturfront ist zu diesem Zeitpunkt bereits so weit in die Tunnelschale eingedrungen, dass sich in weiter innen liegenden Bereichen der Tunnelschale erhöhte Zwangsspannungen aufbauen können und so eine mehraxiale Tragwirkung des Betons erreicht wird. Die Drucktrajektorien sind nun so geneigt, dass im Vergleich zur Tunnellängsachse ein spiralförmiger Kraftfluss entsteht. Im Zeitbereich der Abkühlungsphase werden jedoch die Zwangsspannungen nahezu gänzlich abgebaut. Das geschieht jedoch nicht durch alleinigen Rückgang der Temperaturen, sondern dadurch, dass die Festigkeit des Betons überschritten wird und dadurch über die inneren Schichten der Tunnelschale keine großen Lasten mehr übertragen werden können. Im Querschnittsinneren sind zu diesem Zeitpunkt immer noch Temperaturen von bis zu 300 °C vorhanden. Die thermische Schädigung der Betonstruktur führt so zu einer Reduktion der Tragfähigkeit der inneren Randzonen der Tunnelschale, wodurch eine Umlagerung des Kraftflusses in weiter innen liegende Zonen des Querschnittes der Tunnelschale hervorgerufen wird. Dies führt weiter zu einer Reduktion der Biegespannungen hin zu einer primären Normal-



spannungstragwirkung. Im weiteren Verlauf nach der Abkühlung führt die Wärmespeicherfähigkeit des Betons zu einer langsamen Abkühlung, wodurch weitere Teile der Tunnelschale durch hohe Temperaturen beaufschlagt werden, so dass sich der Effekt der Reduzierung der Biegespannung und Erhöhung der Normalspannungstragwirkung noch weiter fortsetzt. Das Spannungsprofil nach einem Brandereignis unterscheidet sich damit entscheidend von dem Spannungsprofil, das vor einem Brandereignis in der Kaltbemessung einer Tunnelstruktur angesetzt wird. Solange im Tunnelquerschnitt genug Reserven vorhanden sind, um die thermische Schädigung des Betons in der inneren Randzone in äußere Schichten umlagern zu können, stellt eine thermische Beanspruchung mit besonders hohen Temperaturen in der Vollbrandphase und lang andauernden Vollbrandphasen grundsätzlich ein positives Ereignis dar (die Konstruktion mittels feuerfestem Beton vorausgesetzt). Dadurch wird eine Vergleichmäßigung des Spannungsprofils im Querschnitt der Tunnelschale erreicht. Hiermit erfolgt automatisch eine Anpassung der Tragwirkung der Tunnelschale an die äußere Belastungssituation durch primäre Abtragung der äußeren Lasten über Normalspannungswirkung. Für den Fall der Anwendung von rechteckigen Tunnelquerschnitten kann dieser Einwirkungsfall zu katastrophalen Folgen in Form eines Tunneleinsturzes führen, da durch die tiefe Eindringung der Temperaturen auch die für die Lastabtragung wichtige Bewehrung soweit geschädigt werden kann, dass deren Wirkung nicht mehr sichergestellt werden kann.

Kritisch zu betrachten ist für diese Art der Simulation die Materialumwandlung zu Beginn der Abkühlungsphase von einem Beton inklusive LITS (lastinduzierte-thermische Dehnung) hin zu einem Beton, der nach der Ersterwärmung keine LITS mehr beinhaltet. Auf Basis der hier verwendeten Materialtechnologie muss für numerische Betonelemente bei hoher Temperatur (Elemente mit einem per Definition der Arbeitslinien nach

EC 2 sehr niedrigen E-Modul) ein Teil der elastischen Verformungsarbeit in eine irreversible Verformung umgewandelt werden, da die niedrigen E-Moduli des EC 2 physikalisch betrachtet keine realen elastischen Verformung darstellen. Hier werden vereinfacht die Effekte der LITS durch eine Reduzierung des E-Moduls erfasst. Daher sind die Materialparameter des EC 2 auch nur für die Ersterwärmung verwendbar, da die Komponenten der dauerhaften thermischen Materialschädigung unter hohen Temperaturen nicht explizit berücksichtigt sind. Dieser Effekt zeigt sich besonders bei Simulationen mit sehr hohen Temperaturen als kritisch, da ausreichende Datensätze zur Quantifizierung und Kalibrierung dieses Effektes im Rahmen dieser Arbeit nicht zur Verfügung stehen (vgl. Abb. 7.48). Die transiente Materialumwandlung erfolgt hier zum Zeitpunkt des Abkühlungsbeginns für hohe Temperaturen tendenziell schneller als dies im realen Bauteil geschehen würde. Weitere Untersuchungen, die zur Kalibrierung numerischer Verfahren herangezogen werden können, sind daher wünschenswert.



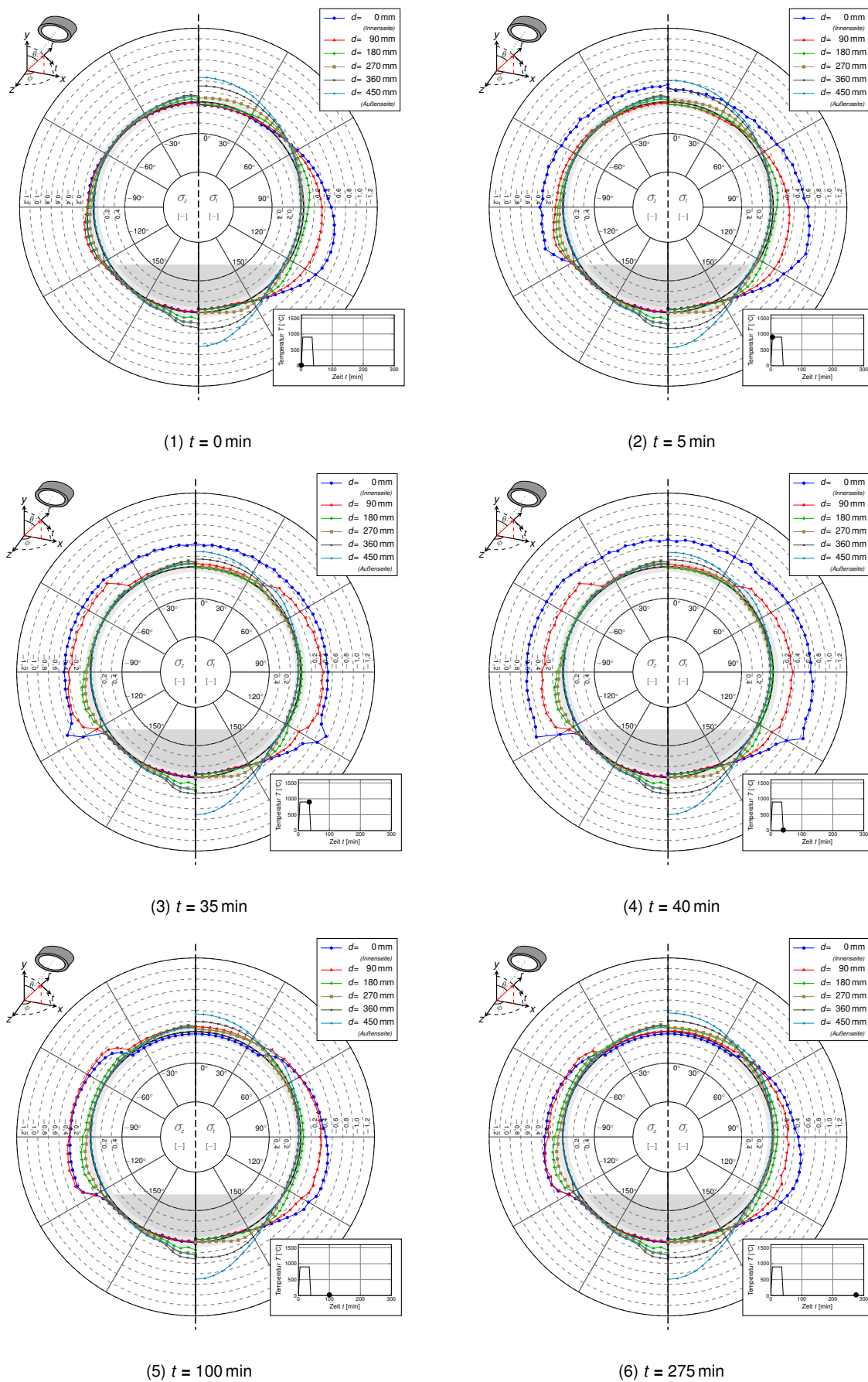


Abbildung 7.47: Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



In Abb. 7.49 und Abb. 7.50 wird der Einfluss der Temperatur in der Vollbrandphase sowie die Dauer der Vollbrandphase am Beispiel eines Tunnels mit einem Innendurchmesser von  $D_i = 10$  m für einen Temperatur-Einwirkungsbereich von  $\theta = \pm 60^\circ$  bzw.  $\theta = \pm 120^\circ$  gegenübergestellt. Darin wird klar ersichtlich, dass bei kurzen Branddauern der Einfluss der Temperatur in der Vollbrandphase von untergeordneter Bedeutung ist sowie kaum Längszwangsspannungen entstehen, die eine Bewertung der thermischen mehraxialen Tragwirkung des Betons erfordern. Das Spannungsprofil nach einem thermischen Ereignis ist dabei grundsätzlich mit dem Spannungsprofil für die Kaltbemessung vergleichbar. Lediglich für sehr hohe Temperaturen werden kleinere Umlagerungen im Firstebereich hervorgerufen.

Für Großbrände (vgl. Abb. 7.50) sind die thermischen Auswirkungen deutlich erkennbar. Hierin zeigt der Einfluss der Temperatur in der Vollbrandphase eine Entwicklung, die den Biegezustand in der Tunnelschale schrittweise reduziert, bis bei einer Temperatur von  $1500^\circ\text{C}$  in der Vollbrandphase nahezu ausschließlich die inneren Schichten des Tunnelquerschnittes an der Lastabtragung mitwirken. Dabei hat vor allem die innere Randzone der Tunnelschale (Brandseite) durch die thermische Schädigung des Betons die Tragwirkung vollständig verloren und dient nunmehr vornehmlich als Schutzschild vor schädlichen Temperatureindringungen in den Betonquerschnitt bzw. auch als thermisches Schutzschild für weitere, zukünftige thermische Ereignisse. Voraussetzung hierbei ist jedoch die Ausführung der Tunnelschale mit feuerbeständigem Beton. Für kleinere und mittlere Temperaturen wird die Biegetragwirkung deutlich reduziert, jedoch nicht aufgehoben. Die Potentialdifferenz bei Temperaturen von  $1200^\circ\text{C}$  oder geringer reicht hier nicht aus, um die innere Randzone der Tunnelschale soweit zu schädigen, dass sich diese gänzlich der Lastabtragung entziehen würde. Zusätzlich ist hier die mehraxiale Tragwirkung des Betons unter thermischen Zwang zu berücksich-

tigen, die für erhöhte Temperaturen überproportional größer ist als für Beton bei Normaltemperatur. Zwangzonen bilden sich hierbei vor allem im Ulmenbereich aus. Im Firstebereich kommt es, wie auch bei hohen Temperatureinwirkungen, zu Umlagerungen hin zu einer primären Normalspannungstragwirkung.

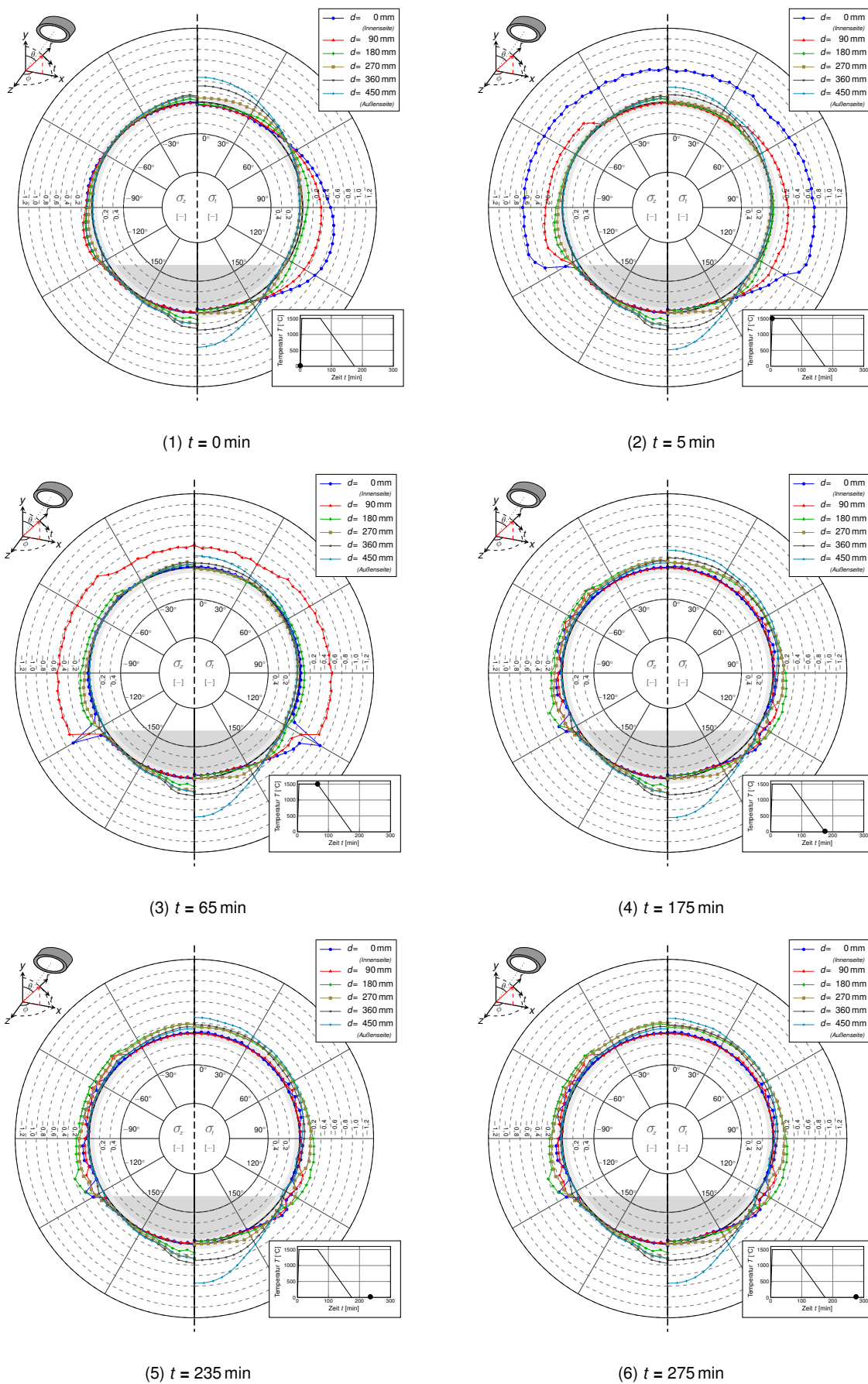
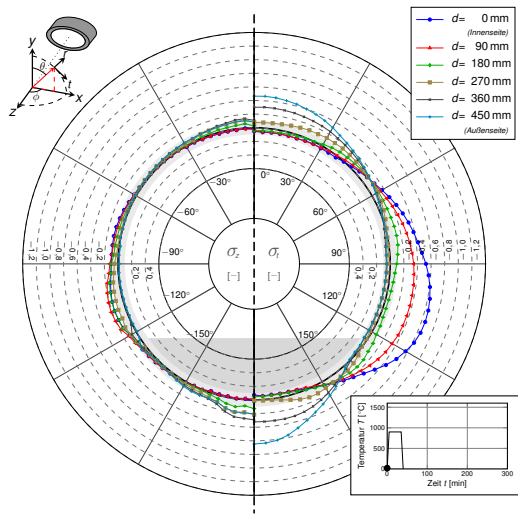
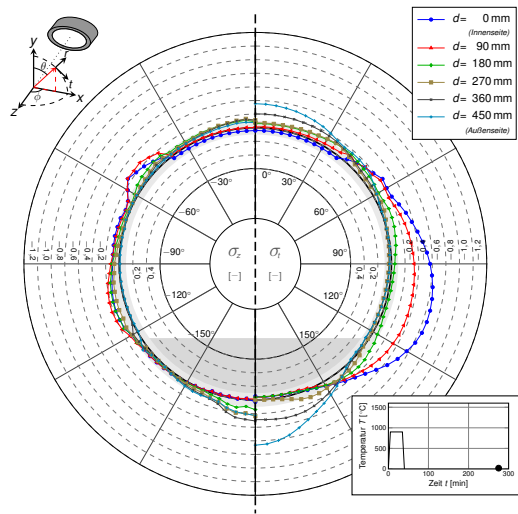


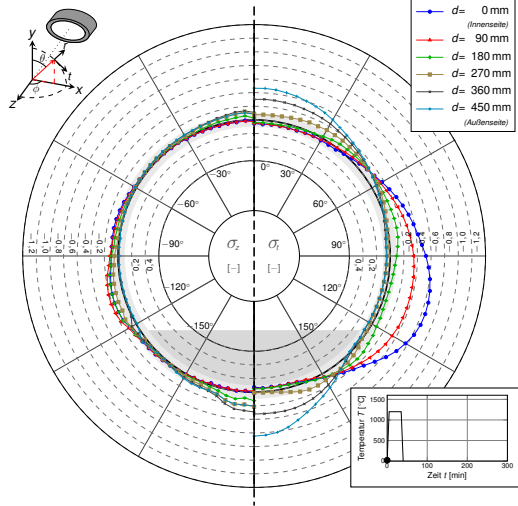
Abbildung 7.48: Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



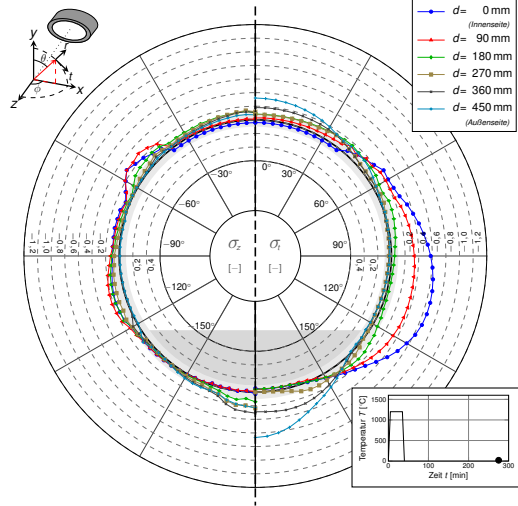
(1)  $t = 0 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 900^\circ \text{C}$



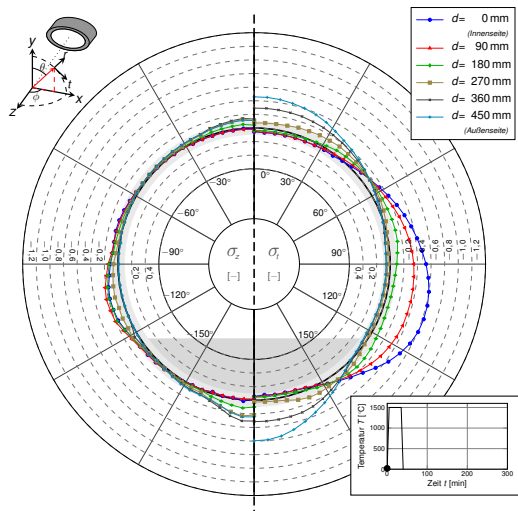
(2)  $t = 275 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 900^\circ \text{C}$



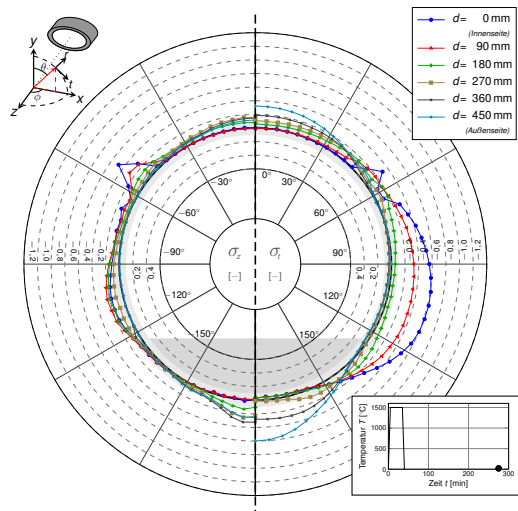
(3)  $t = 0 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 1200^\circ \text{C}$



(4)  $t = 275 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 1200^\circ \text{C}$



(5)  $t = 0 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 1500^\circ \text{C}$



(6)  $t = 275 \text{ min}, \theta = 60^\circ, T_{\text{voll}} = 1500^\circ \text{C}$

**Abbildung 7.49: Vergleich der Spannungszustände unter der Berücksichtigung der Resttragfähigkeit von Beton nach einer Hochtemperaturbeanspruchung,  $D_i = 10 \text{ m}, z = 0 \text{ m}$**

Diese Studien zeigen, dass der Ansatz verschiedener thermischer Lasten in einem Spektrum, das auf Grund der zuvor durchgeführten Strömungssimulationen sinnvoll erscheint, erhebliche Auswirkungen auf das Spannungsprofil in einer Tunnelschale nach einer Temperaturbeanspruchung haben kann. Dabei spielen vor allem viele Aspekte, die bis zum Stand dieser Arbeit noch nicht vollumfänglich innerhalb technischer Regelwerke für die Anwendung in der Ingenieurpraxis erfasst sind, eine entscheidende Rolle, beispielsweise die mehraxiale Tragwirkung des Betons unter hohen Temperaturen oder die Beurteilung der Restfestigkeit des Betons, in die neben der reinen thermischen Beanspruchung auch die Spannungsgeschichte einen wesentlichen Einflussparameter bildet. Darüber hinaus ist neben der reinen Bewertung der Tragfähigkeit auch die Kombination mit dem für moderne Normengenerationen wichtigen probabilistischen Teilsicherheitskonzept wichtig, da in die Bewertung der Resttragfähigkeit auch eine Restnutzungsdauer des Gesamtbauwerks Einfluss finden kann. In der Langzeitbewertung sind jedoch auch weitere Aspekte zu betrachten, wie die zeitabhängige Entwicklung der Resttragfähigkeit, die innerhalb der ersten Monate nach einer Temperaturbeanspruchung abnehmen kann, um anschließend wieder zu steigen. (vgl. Abschnitt 3.3) In diesem Zusammenhang sind weiterführende wissenschaftliche Studien zu empfehlen, um eine konsequente Weiterentwicklung bisher erforschten Wissens anzustoßen, um zukünftig für eine nachhaltige und ressourcenschonende Planung der Ingenieurpraxis entsprechende Materialgesetze zur Verfügung stellen zu können.

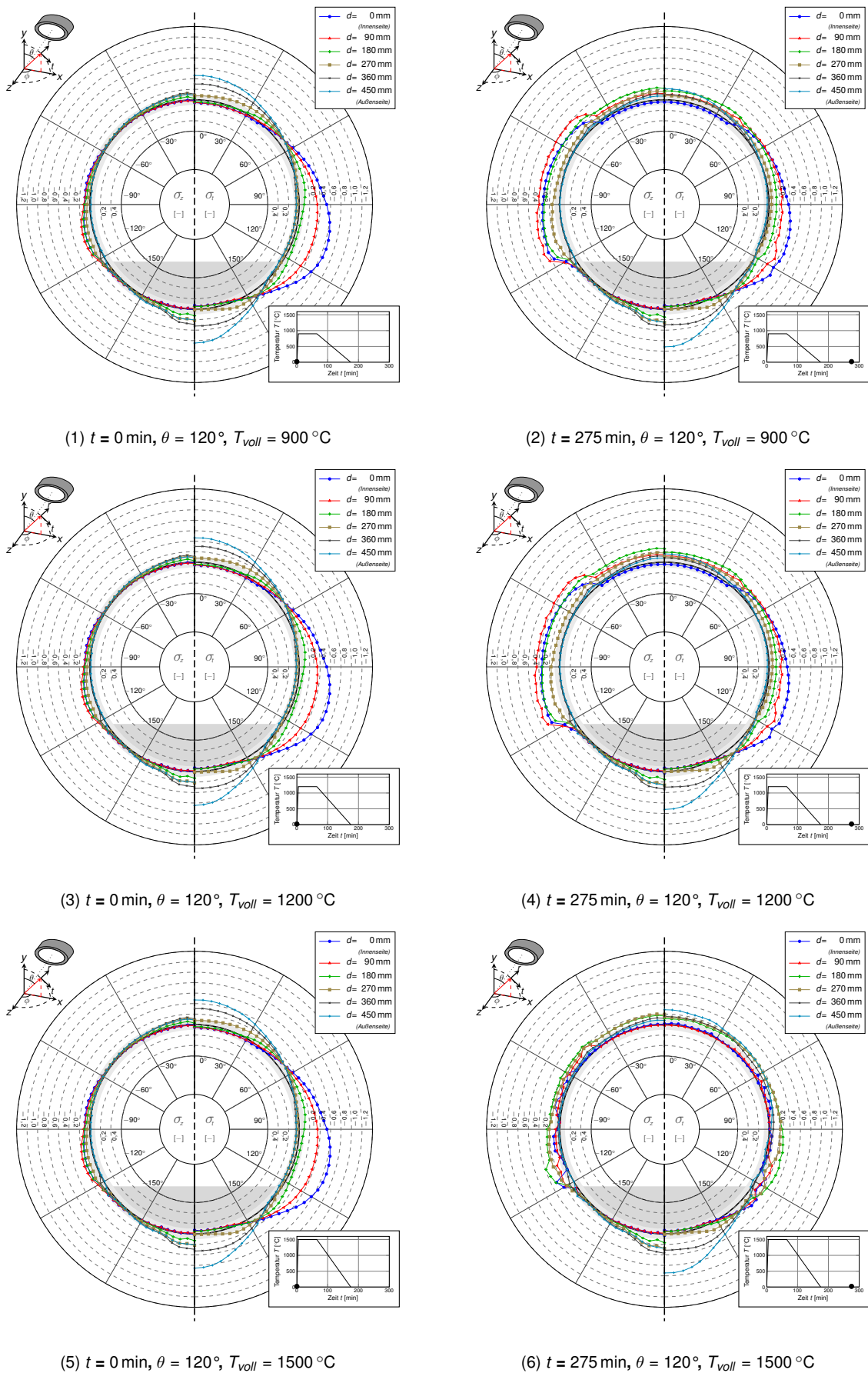
## 7.7 Zusammenfassende Bewertung der Brandphase inklusive der Abkühlungsphase

Zusammenfassend lassen die zuvor durchgeführten Überlegungen einige Erkenntnisse bzgl. der Tragwirkung unterirdischer Strukturen im Falle einer Hochtemperaturbeanspruchung ableiten. Allgemein können im Rahmen der Validierung der hier durchgeführten Studien bereits eruierte Schlussfolgerungen anderer Autoren bestätigt werden, z. B. ist der Einfluss einer Temperatursteigerung in der Vollbrandphase von untergeordneter Bedeutung, wie auch bereits durch *Schmid et al.* [547] durch eine Erhöhung der Temperatur in der Vollbrandphase von 1200 °C auf 1300 °C bestätigt wird. Eine weitere Temperaturerhöhung auf 1500 °C bewirkt grundsätzlich auch keinen spürbaren Einfluss auf die Spannungsentwicklung einer Tunnelschale während einer Brandbeanspruchung, vor allem nicht in Schichten der inneren Randzone einer Tunnelschale. Bei Temperaturen bis 1200 °C ist die thermische Schädigung der Betonmatrix in der Randzone schon so fortgeschritten, dass diese nur noch einen kleinen Beitrag zum Gesamttragverhalten einer Tunnelschale liefern kann. Die Wärmespeicherfähigkeit des Betons führt darüber hinaus zu einer Dämpfung der Temperatureindringung in den Betonquerschnitt, so dass deutlich größere Energiemengen nötig wären, um eine spürbare thermische Beeinflussung durch Zwang in den inneren Schichten einer Tunnelschale zu erreichen. Die innere Randzone wirkt bei hohen Temperaturbelastungen dann als thermisches Schutzschild für tiefer liegende Schichten, deren Wirkung in der Erwärmungsphase durch die latente Energieumwandlung des Wassers im Beton unterstützt wird. Im Gegenzug führt jedoch eine Reduzierung der thermischen Einwirkung, z. B. auf 900 °C zu einer deutlichen Schwächung der Effekte thermischer Einwirkungen auf die Spannungsentwick-



lung in einer Tunnelschale, vor allem wenn es gelingt, die Dauer der Vollbrandphase zu reduzieren und auch die geometrische Ausdehnung thermischer Einwirkungen auf den Firstebereich zu begrenzen. Die hier durchgeführten Berechnungen zeigen, dass durch den Ansatz kleinerer Brandlasten das Spannungsprofil im Tunnelquerschnitt nur kaum beeinflusst wird. Dies bietet vor allem in der Nachrechnung von Tunnelstrukturen Vorteile, wenn es gilt Bauwerke zu bewerten, die noch vor dem Inkrafttreten technischer Regelwerke zur Berücksichtigung von extremen Brandereignissen erstellt werden. Die geringe Beeinflussung des Spannungsprofils in der Tunnelschale führt dazu, dass die Tragwirkung des Tunnels kaum durch das thermische Ereignis beeinflusst wird und so mechanische Einwirkungen in der Art abgetragen werden können, wofür die Tragstruktur des Tunnels ursprünglich planerisch ausgelegt ist. Dies betrifft vor allem auch Tunnelstrukturen mit rechteckigem Querschnitt, da diese äußere Belastungen durch Biegetragwirkung in den Baugrund ableiten müssen und so nur kaum Tragreserven durch Umlagerungen in der Tragstruktur aktiviert werden können. Darüber hinaus kann eine Reduzierung des thermischen Energieeintrages in die Tunnelschale zu einer Reduzierung des Abplatzungsrisikos führen. Im Neubau hingegen kann der Trend zur Ausführung größerer Tunnel in Kombination mit einer interdisziplinären Planung der Anlagentechnik zur Rechtfertigung kleinerer Brandlasten beitragen. Grundsätzlich führt bei der Annahme feuerbeständiger Betone als Baustoff für eine Tunnelschale eine thermische Einwirkung bei kreisrunden Tunnelquerschnitten zu einer Verbesserung des Systemtragverhaltens. Durch die thermische Einwirkung, in Form einer thermischen Degradierung des Betons, werden große Randspannungen reduziert und so die Lastabtragung von einer kombinierten Biege- und Normalspannung hin zu einem primären Normalspannungszustand umgelagert. Durch die Reduzierung des Biegeanteils, der hier nur aus Verträglichkeitsgründen benötigt wird, wird ein homogeneres

Spannungsprofil über die Dicke einer Tunnelschale aufgebaut. Für den Anwendungsfall rechteckiger Tunnelquerschnitte unterliegen jedoch auch Neubauten den gleichen Einschränkungen wie Bestandsbauwerke, so dass für die Lastabtragung, beispielsweise im Firstebereich, eine Biegetragwirkung erforderlich ist, um die äußere Belastung in den Baugrund abzuleiten. Eine Reduzierung einer thermischen Einwirkung kann auch hier dazu beitragen, die Planung, unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen einer Tunnelstruktur, so zu optimieren, dass durch die konstruktive Systembildung im Kaltbemessungsfall auch Heißbemessungszustände abgedeckt werden können, um so eine ressourcenschonende und nachhaltige Planung von unterirdischen Bauwerken zu fördern.



**Abbildung 7.50: Vergleich der Spannungszustände unter der Berücksichtigung der Resttragfähigkeit von Beton nach einer Hochtemperaturbeanspruchung,  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $z = 0\text{ m}$**



## 7.8 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse aus der thermisch-strukturmechanischen Simulation

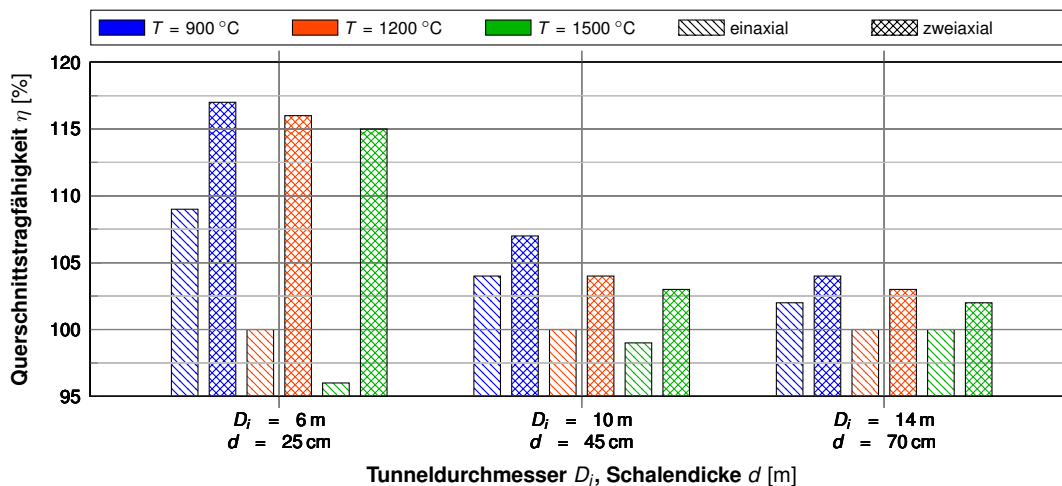
Ein wesentlicher Schritt zur Durchführung der vorangegangenen Untersuchungen war die Erstellung einer möglichst allgemeinen numerischen Methode zur Berechnung von Tunnelstrukturen mittels Ansys®/multiPlas®, um die thermische und strukturmechanische Nichtlinearität des Betons, insbesondere während der Abkühlungsphase, berücksichtigen zu können. Der Quellcode ist dabei so gestaltet, dass Anpassungen der Materialeigenschaften in Abhängigkeit der Temperatur- und Lastgeschichte elementweise durchgeführt werden. Der Anspruch hierbei war ein möglichst modularer Aufbau, so dass in weiteren Arbeiten Zusatzbausteine, wie Methoden zur Berücksichtigung von Abplatzungen oder weitere Phasen, leicht inkorporiert werden können. Hierzu war es erforderlich, neben der reinen ingenieurtechnischen Formulierung der Problemstellung, einige rein numerische Optimierungen vorzunehmen, beispielsweise die Komprimierung von Speicherplatzreservierungen für Arrays, um so die numerischen Berechnungszeiten zu optimieren. Dies geschah beispielsweise über die Anwendung einer angepassten Round-Robin-Datenbanktechnik zur Handhabung von Entscheidungsparametern für die thermische Schädigung des Betons (z. B. Temperaturen). Ein Schema der entwickelten numerischen Methode ist in Abb. 7.6 dargestellt.

In Abb. 7.51 ist die Resttragfähigkeit einiger ausgewählter Simulationsergebnisse nach einem Brandereignis dargestellt. Veranschaulicht wird die Tragfähigkeit verschiedener Tunnelgeometrien in Abhängigkeit von drei Brandszenarien. Als Vergleichshorizont wird je Tunnelgröße eine Brandbeanspruchung nach ZTV-ING für ei-

ne Vollbrandphase von 60 min bei 1200 °C angenommen (100 %). Die Temperatur in der Vollbrandphase variiert von 900 bis 1500 °C. Dargestellt ist ferner eine Extremwertbetrachtung zwischen der einaxialen und zweiaxialen Tragfähigkeit der jeweiligen Tunnelschale. Auf Grund der hohen Nichtlinearität des thermischen Materialverhaltens von Beton, dessen Deformationen aus einer kombinierten thermischen und strukturmechanischen Belastung größtenteils irreversibel sind, könnte sich die reale Resttragfähigkeit zwischen diesen Werten befinden. Es zeigt sich, dass vor allem bei niedrigen Temperaturen (z. B. 900 °C) und dünnen Schalen eine Erhöhung der Resttragfähigkeit zwischen 10 % und 18 % erwartet werden könnte, zumal damit auch das Abplatzungsrisiko sinkt (z. B. für die Bewertung von Bestandsbauwerken). Die hier durchgeführten Berechnungen zeigen für Tunnel ab einer Schalendicke von 45 cm keine spürbare Veränderung der Resttragfähigkeit für im Vergleich zur ZTV-ING höhere Temperaturen (1500 °C). Die Ergebnisse der Berechnungen bis 1500 °C in der Vollbrandphase sind jedoch eher theoretischer Natur. Da Beton ab ca. 1100 °C zu schmelzen beginnt, d. h. sich die Schalendicke während eines Brandes reduziert, ist für derartige Temperaturentendenzen mit einer geringeren Resttragfähigkeit durch entsprechenden Querschnittsverlust zu rechnen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass derzeit eine Berechnung der Resttragfähigkeit von Beton im wissenschaftlichen Sinn nicht zufriedenstellend möglich ist. Die hierfür benötigten Materialparameter stehen nicht oder nur unzureichend zur Verfügung. Beispielsweise wird in den hier durchgeführten Berechnungen die thermische Dehnung nach EC 2 zur Berechnung des thermischen Zwangs angesetzt, vgl. Abb. 3.21. Diese thermische Dehnung dient im eigentlichen Sinn der Ermittlung der freien thermischen Dehnung ohne Behinderung. Bereits die freie thermische Dehnung des Betons ist jedoch nichtlinear, begründet durch den thermischen Dehnungsun-





**Abbildung 7.51: Vergleich der Auswirkungen verschiedener Brandszenarien auf die Resttragfähigkeit von Tunnelschalen**

terschied zwischen Zementpaste und Zuschlag (Rissbildung), d. h. diese ist zumindest teilweise irreversibel. Des Weiteren ist noch nicht ausreichend erforscht, wie viel Zwang unter einer gleichzeitigen thermischen Einwirkung mit mechanischer Druckbelastung durch Rissbildung abgebaut wird (kurz- und langfristig).

Das Ziel dieser Arbeit ist es, eine numerische Grundlage zur besseren Vorhersage der Resttragfähigkeit von Tunnelschalen aus Beton zu entwickeln. Dabei wurde der Grundlagenstand der Materialtechnologie zusammengefasst und ein numerisches Modell zur Berechnung von Tunnelschalen mit einem thermischen Schädigungsmechanismus entwickelt. Die durchgeführten Simulationen zeigen die grundsätzliche Anwendbarkeit des numerischen Modells auf verschiedene Tunnelgeometrien und Brandszenarien. Hierbei bietet die hier angewendete multifield-Simulationstechnik eine Basis für zukünftige Arbeiten, da die Integration weiterer Mechanismen, z. B. die Berücksichtigung von Abplatzungen, modular möglich ist. In einem weiteren Schritt, zur Überführung der Simulationsmethode auf die Anwendung praktischer Problemstellungen, sind jedoch noch weitere Untersuchungen, vor allem im Bereich der Materialforschung, erforderlich, um das entwickelte numerische Modell zu kalibrieren

und komplettieren (s. hierzu auch nachfolgende Abschnitte).



## Diskussion der Forschungsergebnisse

**Tabelle 8.1: Zu lösende Einzelprobleme für eine stochastische Untersuchung und für eine zutreffende Sicherheitsanalyse [168]**

Einzelproblem <sup>1</sup>	
1	Bestimmung der Verteilungsfunktion der Berechnungsparameter (Streuung der Messwerte in jedem Tunnelquerschnitt).
2	Wahrscheinlichkeitsuntersuchungen für das Auftreten ungünstiger Kombinationen der Einzelannahmen in den Querschnitten entlang der Tunnelachse eines gleichzeitig auszubauenden Tunnelabschnittes.
3	Einfluss jeder Einzelannahme auf die den Grenzzustand (Wasserundichtigkeit oder Bruch) charakterisierenden Größen.
4	Über einen Teil der oben aufgezählten Ansätze lässt sich nicht statistisch, sondern nur nach Ermessen entscheiden.

### 8.1 Zusammenfassung der wichtigsten Problemstellungen

Viele Tunnel werden gebaut, obwohl die Anwendungsgrenzen der jeweils gültigen technischen Regelwerke bekannt sind, z. B. auch Tunnel, die einer Brandgefahr ausgesetzt sind: Eurotunnel, Mont Blanc Tunnel, Great Belt Link, Tauerntunnel oder der Gotthard Tunnel. [578]

Die Auflistung in Tabelle 8.1 zeigt beispielhaft eine Auswahl von Einzelproblemen, die für die Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes erforder-

lich sind. In der Übertragung auf den Tunnelbau sind dabei jedoch nicht einmal die entsprechenden Häufigkeitsverteilungen der Eingangsgrößen bekannt. Daher ist die Entwicklung einer entsprechenden (probabilistischen) Sicherheitstheorie wohl auch in Zukunft nicht oder nur schwer zu realisieren. [168]

Ein weiteres Grundproblem ist die im Vergleich zum Forschungsbedarf vergleichsweise geringen zur Verfügung stehenden finanziellen Mittel. Auf Grund der relativ geringen Häufigkeit von schweren Brandereignissen in Tunneln scheint der erforderliche Aufwand für Forschungen auf diesem Gebiet klein im Vergleich zum allgemein zur Verfügung stehenden öffentlich geförderten Budget für Forschungsaufgaben. Während im 6. Rahmenprogramm der European Community for Research Technological Development and Demonstration Activities (2002-2006) insgesamt 17,50 Mrd. € investiert worden sind, vielen davon beispielsweise nur 665 Mil. € für den Teilbereich der Infrastruktur an [338]. Im Speziellen steht dabei die Personenrettung im Vordergrund. Auch im internationalen Vergleich liegt die Forschungspriorität bei Großbrandversuchen mit komplexen Lastszenarien, Strukturkomponenten und Materialeigenschaften bei hohen Tempera-



turen (mehraxial, Verbindungen, Bauteile unter komplexer Belastung, Systemversuche) primär auf der Quantifizierung des Niveaus der Sicherheit zur Personenrettung [13], jedoch nicht auf den strukturmechanischen Konsequenzen der Tragstruktur.

Daher scheint die Entwicklung eines Sicherheitskonzeptes sowie die Erforschung von Materialkenngrößen und Systemtragverhalten für Sonderlastfälle im Tunnelbau, z. B. von Brandereignissen, ähnlich den Problemstellungen im Hochbau schwierig, da der Stichprobenumfang für stochastische Zwecke sehr gering ist oder die Gewinnung von Materialkenngrößen zur numerischen Simulation mit viel Zeitaufwand verbunden ist. Auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit evaluierten Literatur scheint daher in Bezug auf Brandereignisse in Tunneln die Bemessung einer Struktur auf die Brandlast eines Schwerverkehrs (z. B. eines LKW oder eines Tankzuges) im Rahmen des menschlichen Sicherheitsempfindens speziell im Tunnelbau ein ausreichendes Maß an Sicherheit für eine kombinierte thermisch-strukturmechanische Betrachtung eines Tunnelbauwerkes widerzuspiegeln.

Zur numerischen Berechnung einer Struktur aus Beton sind daher vor allem im Zuge der Entwicklung des Kraftwerks- sowie des Hochbaus in den 1960er bis 1980er Jahren einige wissenschaftliche Arbeiten verfasst worden, mit dem Ziel, das Verhalten des Baustoffs Beton unter einer kombinierten thermischen-strukturmechanischen Beanspruchung durch Quantifizierung von Materialparametern, z. B. der temperaturabhängigen Druckfestigkeit, zu bestimmen. Der Fokus lag dabei primär auf der Beurteilung des Bruchzustandes einfacher Bauteile, wie Stützen oder Biegebalken, in der Erwärmungsphase einer Temperaturbeanspruchung nach ETK. Zur ganzheitlichen Beurteilung einer Brandbeanspruchung von der Brandentstehungsphase, über die Vollbrandphase und der Abkühlung bzw. des Verhaltens des Betons nach einem Brandereignis (Entwicklung der Restfestigkeit, Dauerhaftigkeit)

fehlen daher entsprechende Materialkenngrößen in ausreichendem Umfang zur Implementierung in entsprechende Regeln der Technik, um dem praktischen Ingenieur damit ein Hilfsmittel zur Bemessung eines Tragwerks unter Brandbeanspruchung in die Hand geben zu können. Der Diskussion der im Rahmen dieser Arbeit erarbeiteten Erkenntnisse liegt daher der Fokus zur Durchführung weiterer Untersuchungen zu Grunde, mit dem Ziel, die charakteristischen temperaturabhängigen Materialkenngrößen des Beton im EC 2 zu erweitern. Dabei liegt der Fokus in der wirklichkeitsnahen Vorhersage von Deformationen in der Berechnung von brandbeaufschlagten Strukturen zum einem im Bereich der Abkühlungsphase und nach dem Brand sowie zum anderen auf komplexen, zwangbehafteten Systemen, wie Tunnel.

## 8.2 Technische Regelwerke mechanischer Materialkenngrößen

Im White Paper on transport der Europäischen Kommission wird die Sicherheit der Tunnelstruktur als verbindlicher Punkt in einer Reihe von Anforderungen an die Tunnelsicherheit aufgeführt [620]. Harmonisierte Regeln zur Sicherheit in Straßentunneln und Eisenbahntunneln werden im Europäischen Parlament diskutiert. Ein Novum ist hierbei 2004 die Einführung von regelmäßigen Kontrollen während der Nutzungszeit gewesen [380]. Der Fokus liegt hierbei oft primär auf der Personenrettung.

Die Anwendung technischer Regelwerke für die Berechnung brandbeaufschlagter Strukturen, wie dem EC 2, ist bisher auf einfache Bauteile, wie Stützen und Balken, in der Erwärmungsphase eines Brandes begrenzt. Die mechanischen Materialkenngrößen, wie die Betondruckfestigkeit, sowie thermische Parameter, wie die Wärmespeicherefähigkeit,

sind für Anwendungsfälle kalibriert, die so im Tunnelbau nicht auftreten (Belastungsniveau, schnelle Aufheizraten, Abkühlungsphase) und sind so nur für die Ersterwärmung (ohne Abkühlungsphase) gültig. Im Rahmen dieser Arbeit zeigen jedoch die hohe Nichtlinearität der Materialgesetze (temperaturabhängige mechanische Eigenschaften, die instationäre Änderung der mechanischen Eigenschaften (LITS), die mehraxiale Beanspruchung durch Berücksichtigung der Ausdehnungsbehinderung in Tunnellängsrichtung und die Interaktion mechanischer, chemischer, thermischer und hygrischer Phasen, dass eine Berechnung komplexer, zwangbehafteter Strukturen auf Basis aktueller technischer Regelwerke schon während der Erwärmungsphase nicht möglich ist. Vor allem auch die Bewertung einer Struktur nach dem Brand steht insbesondere im Tunnelbau im Fokus, da eine Nicht-Umlagerungsfähigkeit des Gebirges dazu führt, dass ein Tunnel auch nach dem Brand die Lasten des Gebirges abtragen können muss. Hier spielt insbesondere die Restdrucktragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit der Betonmatrix eine entscheidende Bewertungsrolle, die aktuell über technische Regelwerke kaum oder nicht abgedeckt sind. Darüber hinaus kann durchaus auch eine wiederholte Brandeinwirkung diskutiert werden, da Erfahrungen der letzten Jahrzehnte zeigen, dass Tunnelanlagen, wie der Mont Blanc Tunnel oder der Eurotunnel öfters Großbrandereignisse erfahren mussten. Neben den mechanischen Parametern unter einer wiederholten Temperaturbelastung des Betons spielen hier auch die thermischen Parameter eine wichtige Rolle. Im Falle der Wärmespeicherfähigkeit ist die dämpfende Wirkung der Temperatureindringung durch die latente Energieumwandlung des Wassers bei einer wiederholten thermischen Belastung über 100 °C nicht mehr vorhanden. Daher kann so die Temperaturfront tiefer in ein Bauteil eindringen als bei einer Ersterwärmung. Diese Phänomene werden derzeit nicht in technischen Regelwerken abgebildet und bilden daher

Potential für zukünftige Forschungsarbeiten zur Erweiterung aktueller Regelwerke.

Hinsichtlich konstruktiver Ausführungsregeln wird die deutsche ZTV-ING [701] bereits als nicht mehr zeitgemäß hinsichtlich der Auswirkungen auf die Betonstruktur angesehen, da beispielsweise ein Minimum von 6 cm Betondeckung sehr teuer sein kann und einige Tunnel eine 300 °C Temperatur in der Bewehrungslage ohne nennenswerten Verlust in der Tragfähigkeit überstehen könnten. Galvanisierte Bewehrung schützt dagegen nicht vor Abplatzungen. [285]

## 8.3 Brandlast

Neben den Materialkenngrößen des Betons bildet die Einwirkung selbst Potential zur Anpassung. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die gleiche Brandlast system- und randbedingungsabhängig zu großen Streuungen im Vergleich zu normativen Ansätzen in der instationären Temperaturentwicklung im Tunnel führen kann, die in den aktuellen Regelwerken vorgeschlagenen Temperatur-Zeit-Kurven einschließt, jedoch große Streuungen zu normativen Ansätzen darlegt. In Norwegen wird bereits der Weg beschritten, dass die Brandlast durch eine HRR vorgegeben wird und nicht durch eine Temperatur-Zeit-Kurve. Im Allgemeinen wird daher eine leistungsorientierte Anforderung zur Beschreibung des Widerstands der Tragstruktur bevorzugt. Daher sind einige Aktivitäten im Gange, um die Anforderungen an den Feuerwiderstand zu homologisieren [285].

Evtl. erscheint es daher sinnvoll, einen Ansatz zur Formulierung einer maßgebenden Einwirkung, z. B. in Form einer HRR, die dann als Belastung in einer Simulation angesetzt wird, zu verfolgen [392]. Zu berücksichtigen ist, dass unter verschiedenen Randbedingungen unterschiedliche Ergebnisse, d. h. Temperaturfelder, erzielt werden können, z. B. wird die Rauchgasschichtdicke bei geeigneten Tunneln geringer als bei ho-



horizontalen Tunneln [462], entsprechend ändert sich auch die Temperaturverteilung im Ringquerschnitt, die so in aktuellen Regelwerken nicht berücksichtigt wird.

Entsprechend eines Ansatzes zur Vorhersage eines Brandes auf Basis von ökonomischen, umweltspezifischen Dauerhaftigkeitsbetrachtungen inklusive der Inkorporation des tatsächlichen Verkehrsaufkommens eines bestimmten Tunnels auf stochastischer Basis und Wahrscheinlichkeitstheorien [286], scheint ein Ansatz gegeben, mit dem eine Brandlast für einen bestimmten Tunnel definierbar scheint, für die die Struktur ausgelegt werden könnte.

Bisherige Untersuchungen zu Brandereignissen in Tunneln werden oft an idealisierten, numerischen Tunnelmodellen oder Großversuchen durchgeführt, die in ihren Randbedingungen den realen Randbedingungen eines Tunnelsystems nicht vollumfänglich entsprechen können, z. B. Versuche nach *Dehn et al.* [137]. Des Weiteren werden oft Brandlasten angesetzt, die im Vergleich zu einem LKW oder einem Tankzug relativ klein sind und damit vor allem in der Branddauer und der Temperaturentwicklung nicht repräsentativ sind. Daher kann nicht sicher geschlossen werden, dass auf Basis solcher Versuche die ZTV-ING-Brandkurve immer auf der sicheren Seite liegt [137].

Relevante Brandszenarien mit Ereignisbäumen und Wahrscheinlichkeiten für die Funktion bzw. den Ausfall von anlagentechnischen und abwehrenden Maßnahmen lassen sich grundsätzlich identifizieren. Die Wirksamkeit einer Sprinkleranlage ist dabei höher einzuschätzen, als die einer Werkfeuerwehr. Erfahrungen aus Japan zeigen, dass automatische Feuerlöschanlagen (Sprinkler) eine effektive Methode sind, um die Temperaturen soweit abzukühlen, dass eine effektive Bekämpfung des Feuers möglich wird [103]. Die Zuverlässigkeitsanalyse an Systemen ergibt, dass ein Versagen einer Sprinkleranlage im Hochbau bei 2% liegt [298]. Solche anlagentechnischen Maßnahmen könnten daher auch in der Zugrun-

delegung einer tunnelindividuellen Brandlast berücksichtigt werden, um die Temperatureinwirkung zu verringern. Solche Maßnahmen können insbesondere in der Nachrechnung von Tunneln hilfreich sein, um eine möglichst realitätsnahe Berechnung durchführen zu können.

Für den Bereich des Hochbaus gibt es bereits Ansätze, die Brandeinwirkung auf das Teilsicherheitskonzept des Bauwesens zu überführen. In der Zuverlässigkeitsanalyse der Bauteile können dabei die Brandlast und die Wärmefreisetzungsraten als wichtigste Einflussgrößen identifiziert werden. Ein Vorschlag die Brandlastdichte und die Wärmefreisetzungsraten grundsätzlich mit charakteristischen Werten vorzugeben (90% Fraktile) liegt bereits vor. Zusätzlich sind Teilsicherheitsbeiwerte für die Brandlastdichte und die Wärmefreisetzungsraten zu berücksichtigen, die von der Bauwerksnutzung und der Größe der brandschutztechnisch abgetrennten Nutzungseinheit abhängen [298]. Eine solche Ableitung wäre grundsätzlich auch für den Tunnelbau denkbar. Durch die Ableitung von Interaktionsdiagrammen für Brandlasten bzw. Temperaturen einer Brandeinwirkung auf der Basis numerischer Studien zur Strömungssimulation verschiedener tunnelspezifischer Randbedingungen könnte ein entsprechendes Anwendungsdokument für die Ingenieurpraxis geschaffen werden, um für möglichst realitätsnahe Berechnungen eine dem allgemeingültigen Sicherheitsniveau entsprechende Brandlast abzuleiten und in einer gekoppelten thermischen-strukturmechanischen Simulation anzuhängen. Insbesondere die Betrachtung von lokalen Detailströmungen (für den Hochbau vgl. *Prahl und Emmons* [498]), z. B. in der Nähe von Durchschlägen oder zu bestimmten Bauzuständen (z. B. ein Brand in der Tunnelbohrmaschine während die Pressenkräfte auf den Tunnelring wirken [337]) und deren temperaturtechnischen Ansatz für die Dimensionierung der Struktur bilden einen weiteren Themenkomplex, den es gesondert zu untersuchen und bewerten gilt.

Einen weiteren Themenbereich zum Ansatz einer Brandlast im Tunnelbau stellt die Beurteilung der Auswirkung eines Brandes in Tunnellängsrichtung dar. Durch die Rauchausbreitung und Beeinflussung von Bereichen weiter entfernt von der Brandlast durch hohe Temperaturen, ist unter Umständen keine Lastumlagerung im Gebirge mehr möglich, wenn der Bereich der Brandbeeinflussung zu groß wird, da die Stützweite zur Umlagerung in Tunnellängsrichtung unter Umständen nicht mehr vom Gebirge hergestellt werden kann.

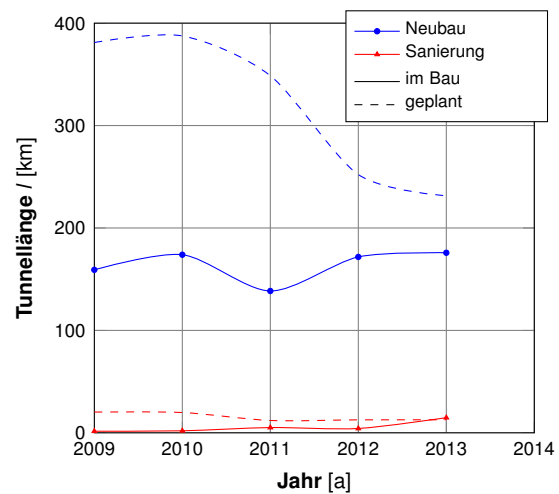


Abbildung 8.1: Aktivität im Tunnelbau in Deutschland [247–249]

## 8.4 Tunnelnachrechnung

Die Nachrechnung von Tunneln im Rahmen von Teil- und Vollsaniierungen wird in Zukunft an Bedeutung gewinnen. Beispielsweise wird derzeit bereits begonnen alte Eisenbahntunnel aus den 1860er Jahren aktuellen Nutzungsanforderungen anzupassen [247–249], vgl. Abb. 8.1. Tunnel und Brücken sind hinsichtlich Investition und Folgekosten die teuersten Anlagenteile der Verkehrsinfrastruktur. Eine strukturierte Richtlinie zur Nachrechnung von Tunneln im Vergleich zum Brückenbau fehlt. Auf Grund der steigenden Anforderungen an die Bauwerke, vor allem auch durch die Verschärfung der Regelwerke, sind vor allem im Bestand Teilstrukturen nur noch nachweisbar in dem nichtlineare Verfahren herangezogen werden und die Einwirkungen möglichst nichtlinear und realitätsnah abgebildet werden [193].

Ein besonderes Problem in der Bewertung von Bestandsbauwerken stellt das Phänomen der Betonabplatzungen dar, da diese meist noch nicht mit feuerbeständigen Betonen hergestellt wurden. Im Rahmen technischer Regelwerke ist die RIL 853 eines der ersten Regelwerke, das die Bewertung des Abplatzungsrisikos konservativ auf der sicheren Seite erlaubt. Die Abschätzung und Vorhersage von Betonabplatzungen wird heute beispielsweise durch ein Mehrpha-

sen-Betonmaterialmodell (chemisch-thermisch-hydrisch-mechanisch) möglich. Die Umwandlung der gespeicherten elastischen Energie in die kinetische Energie des Abplatzens kann so durch die interaktive Betrachtung aller Phasen des Betons abgeschätzt werden. [214] *Kusterle et al.* [379] und *Glatz* [458] präsentieren zeitabhängige Abplatzfunktionen für verschiedene Prüfkörperkonfigurationen, die anzuwenden sind, wenn Abplatzungen größer 1 cm zu erwarten sind. Theoretische Ansätze unter Kalibrierungsansätzen von Versuchen werden durch *Zeiml et al.* [690] beschrieben. Hierbei geht es vor allem um die Energie und Geschwindigkeiten der abgeplatzten Teilchen.

## 8.5 Anlagentechnik

Die Anlagentechnik von Tunneln wird nicht in der strukturmechanischen Berechnung eines Tunnels für ein definiertes Brandereignis berücksichtigt. Die Studien im Rahmen dieser Arbeit zeigen jedoch, dass auf diesem Gebiet zum einen bereits sehr viel Aktivität vorhanden ist, da auch die Anlagentechnik spezifischen Brandschutzanforderungen (Charakter des Verkehrs, meteorologische und tunnelindividuelle Randbedingungen [456]) genügen muss. Zum anderen bilden



die Strömungsverhältnisse in einem Tunnel während eines Brandes einen maßgebenden Parameter zur Beeinflussung des Abbrandverhaltens einer Brandlast und damit auch der Temperaturentwicklung im Brandraum mit entsprechenden Konsequenzen für die Struktur. Eine geschickte Anlagensteuerung (Verringerung der Brandenergiefreisetzung durch Ventilationssteuerung, Einsatz von automatischen Löschanlagen bzw. Erhöhung der Effektivität regulärer Feuerwehren durch Ventilationssteuerung) könnte einerseits die Reduzierung der Temperaturen in der strukturmechanischen Bemessung eines Tunnels ermöglichen und damit zur Reduzierung von Zwangskräften tangential und longitudinal beitragen. Andererseits hat eine geringere Potentialdifferenz zwischen Brandraum und Tunnelquerschnitt auch geringere hygrische Bewegungen zur Folge und könnte dadurch auch das Abplatzungsrisiko verringern. Gerade in der Nachrechnung des Tunnelbestandes stellt dies eine interessante Theorie in der Entwicklung realitätsnaher, tunnelindividueller Brandlasten dar.

Dieser Gedanke wird bereits auf internationaler Ebene verfolgt. *Chen et al.* [108] und *Prahl und Emmons* [498] erforschen beispielsweise auf Grund schwerer Brandereignisse in Europa die Brandeinwirkung auf Tunneln in Thailand und versuchen Erfahrungen internationaler Forschung umzusetzen. Zur Optimierung der Rettung von Personen werden schlussfolgernd Sprinkleranlagen empfohlen. Darüber hinaus ermöglichen heute moderne Überwachungssysteme eine frühzeitige Branddetektion, z. B. durch Video oder glasfasergestützte Linienbrandmelder [8, 250]. Auf einer anderen Ebene wird versucht die Effektivität regulärer Feuerwehren durch Optimierung des „Backlayering-Effektes“ zu erreichen. Backlayering ist ein Effekt, bei dem der Rauch sich entgegen der Stromrichtung ausbreitet. Für die Feuerbekämpfung ist es jedoch notwendig, dass die Löscheinheiten für eine möglichst effektive Bekämpfung des Feuers bis zu 14 m an den Brandherd herankommen [103].

Neben separaten Konzepten für die brandtechnische Auslegung von Tunnelanlagen, bietet daher vor allem die kombinierte Betrachtung von strukturtechnischen und betrieblichen [223] Parametern ein großes Wirkpotential für die brandschutztechnische Optimierung, wie z. B. auch in der RABT 2015 durch den Einsatz von stationären Brandbekämpfungsanlagen gefordert [37].

Zudem bieten die technischen Möglichkeiten auch die Option zur Optimierung der sicherheitstechnischen Alarmierungstechnik hinsichtlich der Automatisierung. Dies erlaubt nicht nur verschiedene Fahrzeuge zu identifizieren und über ein numerisches Überwachungssystem zu verfolgen, sondern ist auch so einsetzbar, dass beispielsweise Gefahrguthinweise auf Tankzügen erkannt werden. Anhand dessen können bei einem Störrereignis entsprechende Notfallszenarien gestartet werden, z. B. kann die Lüftungssteuerung oder die Sprinkleranlage eingesetzt bzw. die Feuerwehr bereits vor Erreichen des Brandherdes über Details zum Brandgut informiert werden. [602]

Als weiteres Beispiel der erfolgreichen Quantifizierung von Anforderungen hinsichtlich des Brandschutzes kann die Verlängerung des Peltiering-Tunnels in München genannt werden. Durch anlagentechnische Maßnahmen, der Dimensionierung von Rauch- und Wärmeabzugsöffnungen, konnte hier erreicht werden, dass die Anforderung des Brandschutzes von 1200 °C der ZTV-ING-Brandkurve auf 850 °C nach ETK-Brandkurve (30 min) reduziert werden, um so die Anforderungen aus dem Brandschutz an die Schutzziele des Tunnels anzupassen und eine Optimierung der Planung und Gestaltung des Tunnels zu ermöglichen [575]. Derartige Szenarien können auch für reguläre Tunnel Potential zur nachhaltigen und ressourcenschonenden Planung von Tunnelanlagen bergen, vor allem in der Tunnelnachrechnung.

Eine effiziente Wirkungsweise anlagentechnischer Systeme kann bei einem Brand im Ham-





**Abbildung 8.2: LKW-Unfall im Elbtunnel Hamburg [182]**

burger Elbtunnel am 02.12.2015 bereits unter Beweis gestellt werden. Dank einer schnellen und effizienten Entrauchung können die Brandbekämpfungseinheiten den Brand zügig löschen. Der ökonomische Schaden durch diesen Unfall kann auf diese Weise gering gehalten werden, so dass nur vergleichsweise geringe Instandhaltungskosten anfallen [182], vgl. Abb. 8.2. Dieses Brandereignis lässt im Blickwinkel der strukturellen Tragwirkung des Tunnels auch im Vergleich zur ZTV-ING-Brandkurve geringere thermische Belastungen auf die Tunnelschale vermuten. Additiv kann eine entsprechende Ausbildung von Feuerwehren noch weitere Reserven hinsichtlich der Rettung von Personen und damit indirekt zum Strukturschutz aktiviert werden [661]. Dies wäre auch dahingehend sinnvoll, um für den Löschvorgang das entsprechende thermische Verhalten des Betons zu schulen, um die Strukturschädigung möglichst gering zu halten.

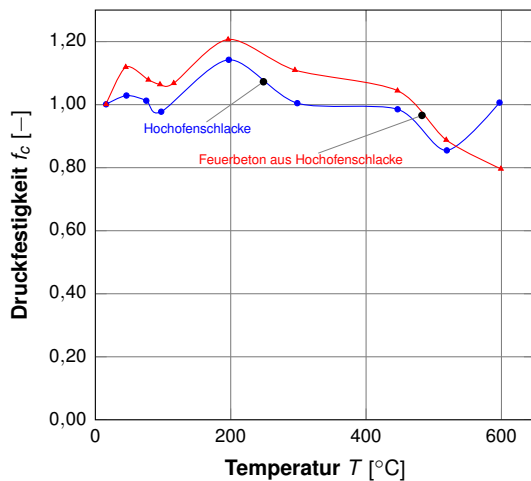
## 8.6 Materialtechnologie

Ein entscheidendes Kriterium in der numerischen Berechnung von Systemen unter einer Brandbeanspruchung stellt die realistische, physikalisch korrekte Formulierung des Materialgesetzes dar. Insbesondere in diesem Bereich fehlen noch Untersuchungen zur Quantifizierung von Materialkenngrößen, nicht nur für die Beschreibung der Erwärmungsphase, sondern vor

allem auch zur Bewertung der Abkühlungsphase und des Systems nach einem Brand. Eine stationäre Betrachtung ist hierbei jedoch nicht ausreichend, da sich das Materialverhalten des Betons bereits während der Erwärmungsphase ändert und damit eine kontinuierliche Veränderung der Steifigkeit eines Bauteilquerschnittes einhergeht. Diese Änderung tritt transient, instationär auf und ist nicht nur eine Funktion der Temperatur, sondern neben weiterer Kriterien beispielsweise auch eine Funktion der Zeit und des Belastungsniveaus, das sich in Form von Umlagerungen im Tunnelquerschnitt auch während eines Brandes variabel ändern kann. Auf Basis aktueller technischer Regelwerke, wie dem EC 2, ist daher eine realitätsnahe Vorhersage, vor allem der Verformungen, nicht möglich.

Das Temperaturverhalten von hochfestem Beton (HPC) und Normalbeton ist unterschiedlich [482], daher ist auch für diesen Bereich eine Erweiterung der aktuellen technisch geregelten Materialkenngrößen empfehlenswert. *Phan und Carino* [485] schlagen dabei eine Anpassung der Materialparameter für höherfeste Betone nach finnischem Vorbild vor, da deren Materialbeschreibungen neuere Betonsorten besser widerspiegeln.

Für sehr hohe Temperaturen werden sogenannte Feuerbetone entwickelt und verwendet [658]. Heutige Betonrezepturen können dabei derart gestaltet werden, dass Temperaturen von 500 bis 600 °C erreicht werden, ohne einen Verlust von Festigkeit zu erleiden, vgl. Abb. 8.3. Weitere Ansätze ziehen auch den schichtweisen Aufbau einer Tunnelschale in Betracht, in der die äußere Schicht z. B. aus einer faserbewehrten Schicht besteht und so die Tragwirkung und die Schutzwirkungsziele optimal aufeinander abgestimmt werden können [114]. Keine Vorteile stellen sich für UHPC bei flacher Überdeckung ein, da wegen fehlender Auflast die Normalkraft im Ring fehlt. Hier hat der Normalbeton mit Biegebewehrung Vorteile. HPC und UHPC sind im Grunde nur für sehr tiefe Tunnel interessant, wo sehr hohe



**Abbildung 8.3: Modifizierter Beton zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei erhöhten Temperaturen [186]**

Normalkräfte wirken [231]. So werden beispielsweise jetzt auch selbstverdichtende Betone bzw. Stahlfaserbetone mit besonders hoher Feuerbeständigkeit entwickelt [41, 70].

Für die Sanierung nach einem Brandereignis empfehlen *Caner et al.* [101] den Beton, der 300 °C überschritten hat, zu entfernen und geschädigte Bereiche nach einem Brand mit der gleichen Mixtur zu erneuern, um eine möglichst gute strukturelle Integrität zwischen erneuerter und alter Betonschicht zu erzeugen. Dem kann nicht zugestimmt werden. Schon um Schwindrisse in der Reprofilierung zu vermeiden, wäre eine Anpassung der Betonmischung empfehlenswert. Des Weiteren sollte eine für Brandbeanspruchungen optimierte Betonmischung verwendet werden, um bei einem erneuten Brandereignis einen besseren Widerstand gegenüber der thermischen Beanspruchung zu erreichen, z. B. durch Vermeidung von Abplatzungen. Wenn mit reduziertem Schalenquerschnitt die Tragwirkung sichergestellt ist, kann so eine Optimierung der inneren Schicht als Hitzeschild erfolgen, um die Schutzziele des Feuerwiderstandes auch bei einem weiteren Brandereignis erfüllen zu können.

Neben den klassischen Materialkenngrößen, wie Festigkeiten, bildet das Abplatzen des Betons während eines Brandereignisses bei sehr schnellen Aufheizraten ein zusätzliches Kriterium, das es zu berücksichtigen gilt. Dies ist insbesondere für ältere Tunnel relevant, die noch nicht mit feuerbeständigen Betonen hergestellt wurden. Bezüglich der genauen Vorgänge und Mechanismen des Abplatzens bestehen noch immer unterschiedliche Auffassungen und werden aktuell noch kontrovers diskutiert. *Zhang und Davie* [694] formulieren jedoch ein mathematisches Modell zur Beschreibung der hygrisch-thermisch-mechanischen Schädigung des Betons. Diese Materialmodell ist jedoch noch nicht ausgereift genug, um damit beliebige Bemessungsaufgaben durchführen zu können. *Ožbolt et al.* [467] formulieren ein transientes 3D thermisch-hygrisch-mechanisches Materialmodell für Beton zur Simulation von Abplatzungen in einem FEM Programm. Abplatzungen werden dabei durch eine Interaktion aus relativ hohen Porendrücken und geometrischen Nichtlinearitäten (Instabilitäten) verursacht, s. auch *Ožbolt et al.* [468]. Ein Ähnliches Materialmodell entwerfen *Gawin et al.* [212], das den Wärme- und Massetransport im Beton berücksichtigt. In dieser Arbeit werden bereits Versuche mit schnellen Aufheizraten betrachtet (ca. 25 K/min), das der Temperaturentwicklung im Brandraum von Tunneln bereits näher kommt als bisherige, ältere Versuchsreihen. Ferner entwickeln *Houry et al.* [350] ein Materialmodell, um das Verhalten und die Gefahr speziell von Abplatzungen zu untersuchen. In diesem Materialmodell sind thermische, hygrische und mechanische Gesetze vollständig gekoppelt, auch speziell für HPC und UHPC. Beton wird dabei als Mehrphasenmodell formuliert. Das Materialmodell berücksichtigt ebenfalls Effekte aus chemisch-physikalischen Phasen, wie Hydratation-Dehydratation, Evaporation-Kondensation, Absorption-Desorption als auch Verfeinerungen, wie Schädigungseffekte auf die Permeabilität und Nichtlinearitäten aus Temperatur und Druck. Weiterhin wird zum ersten Mal das

Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton unter direkten Zug bei hoher Temperatur ermittelt und in das Materialmodell implementiert. Das Modell berücksichtigt neben normalem Kriechen auch transientes Kriechen (HITECO Model). Eine erfolgreiche Vorhersage des Porendrucks in einem Mehrphasenmodell durch die zeitlichen Vorhersage der Stelle und der Magnitude des Porendrucks gelingt bereits, siehe beispielsweise *Pont et al.* [495]. Diese Betrachtungen basieren primär auf der Erfassung des Betonverhaltens auf Materialebene. In einem nächsten Schritt ist die Übertragung dieser Erkenntnisse auf Systemebene erforderlich. Weiterhin besteht vor allem auch Forschungsbedarf im Hinblick auf das Abplatzungsverhalten höherfester Betone [485].

## 8.7 Numerische Systemvorhersage

In der numerischen Formulierung, beispielsweise eines temperaturabhängigen Schädigungsmechanismus für Beton, existieren grundsätzlich keine Grenzen. Nahezu alle Phänomene und Gesetzmäßigkeiten sind in virtuellen Umgebungen abbildbar. Im speziellen für Beton gilt es hier die Herausforderung zu bewältigen, Materialparameter stationär vor der Berechnung zu formulieren und Methoden zu entwickeln, die sich während eines Brandes verändernden Größen während der Simulation interaktiv kombinieren und gegenseitige Einflussnahmen von Materialgrößen abbilden, z. B. die Abhängigkeit der Arbeitslinien im Druckbereich von Temperatur, Zeit, Belastungsniveau und Zementgehalt des Betons sowie der Spannungsgeschichte. Auf Grund dieser Erkenntnisse ist eine einfache Systemvorhersage mit linear-elastischen Materialgesetzen nicht mehr trivial möglich, da neben mechanischen auch thermodynamische, chemische und hygri-sche Phänomene interaktiv berücksichtigt werden müssen. Eventuell bieten hier zukünftige Arbeiten das Potential zur Ableitung von Bemessungshilfen, wenn es gelingt diese aufwendige Betrachtung des Betons in der Auswertung von Simulationsergebnissen auf gängige Planungsvariablen, wie die Temperatur in der Vollbrandphase, die Tunnelgröße, die Überdeckung durch den Baugrund oder ähnliche, zu übertragen, um auf deren Basis Bemessungshilfsmittel für die Ingenieurpraxis abzuleiten.

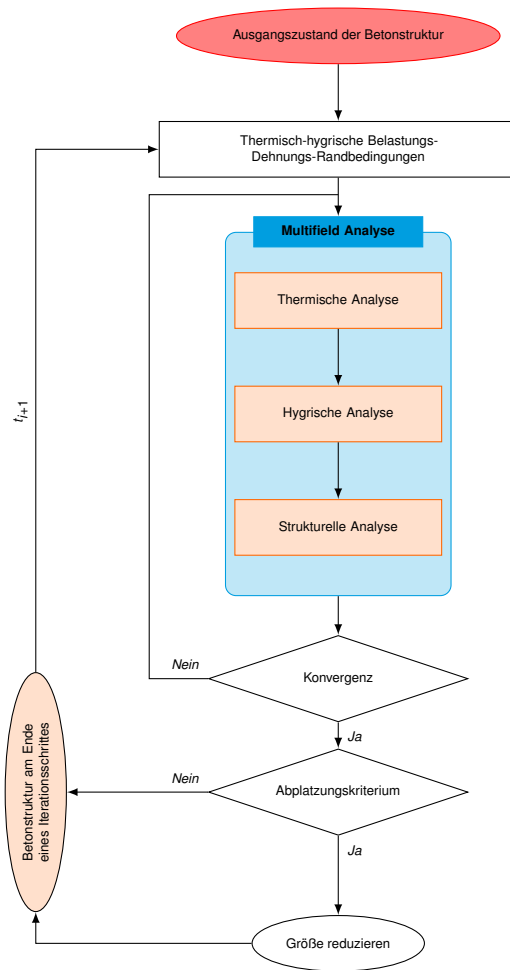
Aktuelle numerische Methoden können bereits rein thermische Vorgänge zwischen Struktur und CFD Simulation [579] koppeln. In weiteren Schritten ist die Kopplung aller physikalischen Vorgänge einer temperaturbeaufschlagten Betonkonstruktion sinnvoll, um eine realitätsnahe Berechnung von Tunnelschalen unter einer Brandbeanspruchung zu ermöglichen. Auf Grund der Fortschritte in der Simulationstechnik und der Zunahme der Rechenleistung werden auf CFD Simulationen basierende und abgeleitete Brand-szenarien in der Brandprüfung von Tunnelbauteilen zunehmen [135]. Gekoppelte Mehrfeldmodelle werden beispielsweise bereits erfolgreich angewendet, um das Verhalten von Beton unter Einbezug der hygri-schen Phase inklusive einer stochastischen Porenraumverteilung zu beschreiben [465]. Gekoppelte Verfahren bieten daher Potential zur wirklichkeitsgetreueren Berechnung komplexer Systeme, vgl. Abb. 8.4. Ein Entscheidungskriterium zur Berechnung gekoppelter Mehrphasen-Simulationen stellt die zur Verfügung stehende Rechenleistung dar, da diese Simulationen entsprechend ressourcenintensiv sind. Supercomputer werden dabei beispielsweise bereits zur Vorhersage verwendet, um neue Betonrezepturen zu simulieren [83]. Bereits in den 1990er Jahren wird begonnen Beton als räumlichen Mehrphasen-Baustoff zu betrachten und numerisch in dessen thermischen, hygri-schen und mechanischen Phasen zu beschreiben [409]. Eine kombinierte Feldberechnung wird dabei erfolgreich in der Geotechnik umgesetzt, um die thermischen, hygri-schen, mechanischen und chemischen Vorgänge im Gebirge um einen Tunnel herum zu simulieren [693]. Untersuchun-



gen verschiedener Verfahren für thermisch-hygrisch-mechanische Probleme sind auch für Tunnelstrukturen denkbar und möglich [580, 581]. Durch die Mehrfeldtechnologie kann der Baustoff Beton direkt seiner Natur entsprechend auch in der numerischen Simulation als chemisch-thermisch-hygrisch-mechanischen Baustoff mit poröser Struktur behandelt werden [213, 678]. Die Integration stochastischer Verfahren ermöglicht dabei die Quantifizierung der Systemunschärfe [429]. Optimierungsmethoden werden bereits eingesetzt, um einfache Stahlbetonquerschnitte unter Brandbeanspruchung zu optimieren [252]. Dieser Studie geht jedoch eine intensive Studie zur Sensitivität zur Gewinnung eines Metamodells voraus, um letztendlich die Optimierung einleiten zu können.

Ältere Vorschläge zu Überschlagsformeln für die Brandbemessung von Tübingtunneln wirken im Rahmen der Diskussionen in dieser Arbeit als zu pauschal was Abplatzungskriterien, die Temperaturentwicklung im Bauteil und die Schwerlage der Zwangskraft anbelangt [676] und sollten daher in zukünftigen Studien entsprechend den neuen Erkenntnissen angepasst und weiterentwickelt werden. Dagegen bieten rheologische Ansätze von dedizierten Materialkenngrößen beispielsweise die Möglichkeit zur Integration individueller Teilmodelle in ein Gesamtsystem [334].

Die zuvor beschriebenen technologischen Methoden zur Simulation von Mehrphasen-Systemen beruhen primär auf der Betrachtung der Materialebene. Das im Rahmen dieser Arbeit umgesetzte Mehrphasen-Modell zur Systemvorhersage bietet daher eine Basis zur Weiterentwicklung im Rahmen zukünftiger Arbeiten, um schrittweise die komplexen Zusammenhänge des temperaturbeaufschlagten Betons in Tunnelsystemen simulieren zu können.



**Abbildung 8.4: Thermisch-hygrisch-mechanische Mehrphasenkopplung von Beton bei erhöhter Temperatur [186]**

## 8.8 Experimentelle Forschung

„Gründliche Kenntnisse in den Naturwissenschaften lassen sich nur durch eigene Tätigkeit an dem Objekte der Wissenschaft erlangen und keineswegs durch einseitiges Bücherstudium.“ [205]

Das im obigen Zitat beschriebene Vorgehen aus dem Jahr 1856 bildet nach wie vor Basis zur Erweiterung und Weiterentwicklung bestehenden Wissens sowie zur Kalibrierung numerischer Verfahren. Falls für Bauarten, die aufgrund des komplexen Trag- und Verformungsverhaltens unter Brandeinwirkung kein Nachweis über anerkannte technische Regelwerke geführt werden kann, ist der Nachweis eines auf Basis eines

Brandversuches erstellten Prüfzeugnisses erforderlich, für das eine bauaufsichtlich anerkannte Stelle kontaktiert werden muss [289]. Gerade im Tunnelbau sind solche Versuche nicht ohne weiteres umsetzbar. Zur genauen Quantifizierung wäre die Betrachtung des Gesamtsystems inklusive der Emulation des Baugrundes erforderlich. Das würde jedoch zu erheblichen Kosten in der Versuchsdurchführung führen, da die technische Komplexität zur Umsetzung eines solchen Versuches schon alleine auf Grund der versuchstechnisch aufzubringenden Kräfte eine maßgebende Herausforderung in der Versuchsplanung voraussetzt. Experimentelle Untersuchungen konzentrieren sich daher oft auf Systemausschnitte. Die Abbildung der entsprechenden Randbedingungen zum Gesamtsystem können dabei oft nur mit Kompromissen umgesetzt werden und entsprechen oft nicht realen Randbedingungen im Tunnelquerschnitt.

Diese Randbedingungen implizieren eine entsprechende Weiterentwicklung in der Prüfmethodik, die gleichzeitig die experimentelle Untersuchung von Systemausschnitten erlaubt und dabei möglichst wenige Kompromisse in den Randbedingungen zum System zulässt. Bereits in den 1980er Jahren wird daher in Deutschland versucht, die sogenannte „hybride Versuchstechnik“ (vgl. Abb. 8.5) unter dem Begriff „kommunizierende Versuchstechnik“ [28] zur Kopplung von Experiment und Simulation in Echtzeit anzuwenden. Erste Entwicklungsarbeiten zeigen die Ansätze dieser Methodik [28]. Es entstehen erste Ideen zur mehraxialen Substrukturuntersuchung [405–407] unter dem Begriff BTIM-Concept, die primär auf die Untersuchung von statischen und dynamischen (pseudodynamisch) Stabwerken ausgelegt sind [408]. Dabei entwickelt sich die Erkenntnis, dass für die Erdbebenforschung 80 % der Stahlkonstruktionen und 50 % der Stahlbetonkonstruktionen von dieser Testmethode profitieren könnten [408]. Eine kontinuierliche Anwendung dieser komplexen Versuchstechnik, mit Ausnahme von pseudodynamischen Versuchen,

kann jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht verfolgt bzw. recherchiert werden. Ferner ist das Einsatzspektrum auf Grund der damals zur Verfügung stehenden Rechnerleistung sehr begrenzt. Dies führt schließlich zur Entwicklung der „intelligenten Prüfmaschine“ in Braunschweig [15, 355].

Diese Methodik bietet dabei die Möglichkeit beispielsweise auch Abplatzungen durch die Messung mit Hilfe einer Schallemissionsanalyse [517] in den Versuchsablauf zu integrieren. Eine Grenze dieser Methode stellt dabei auch heute noch die Rechenleistung von IT-Systemen dar, die in der Kopplung zwischen Versuch und Experiment die Versuchsergebnisse in Echtzeit verarbeiten muss und dabei gleichzeitig mit dem Versuchsablauf das Systemverhalten numerisch simuliert. Vor allem die Entwicklung neuartiger Rechensysteme wird dabei helfen, Moores Law [437] in absehbarer Zeit zu ersetzen, wodurch sehr viel mehr Rechenleistung als heute zur Verfügung stehen wird [139, 451, 454]. In wissenschaftlichen Untersuchungen kann beispielsweise schon mit Hilfe von Quantencomputern eine Leistungssteigerung um den Faktor 3600 nachgewiesen werden [416]. Damit wird die Berechnung gleich komplexer Probleme in deutlich schnellerer Zeit möglich sein als heute.

## 8.9 Vorschlag einer Methode zur Bestimmung des Systemtragverhaltens unterirdischer Strukturen

In den vorangegangenen Diskussionen kann eine effekttechnologischer Beeinflussung thermischer Einwirkungen auf unterirdische Strukturen im Hochtemperaturbereich diskutiert werden. Auf Grund des komplexen kombinierten thermisch-mechanisch-hygrisch-chemischen Materialverhaltens des Betons und der in vielen Bereichen

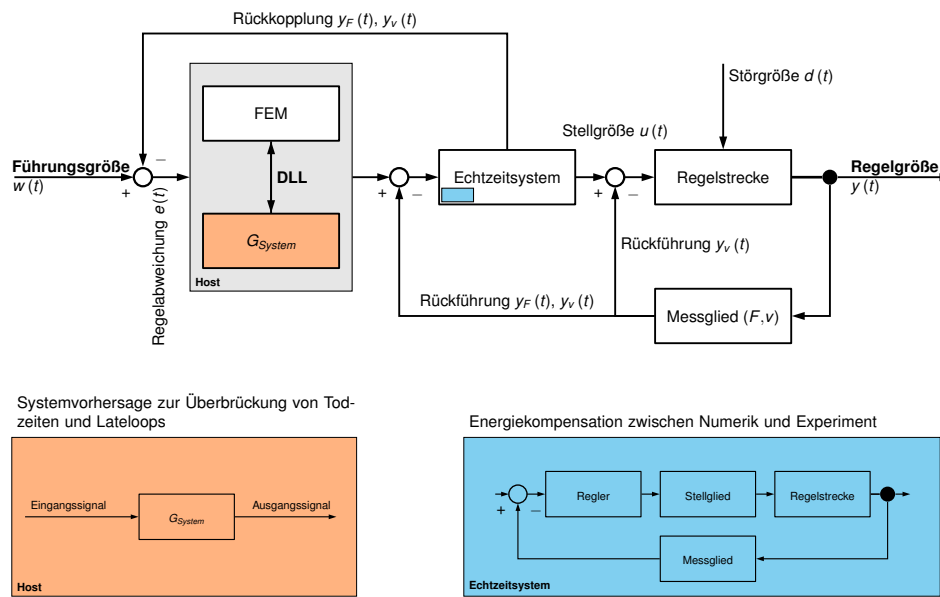


Abbildung 8.5: Hybrider Regelkreis [99]

zwar bekannten physikalischen Vorgänge im Beton, fehlt jedoch nach wie vor die umfassende Quantifizierung des Materialverhaltens von Beton im Hochtemperaturbereich, um auch abkühlende und materialtechnologische Veränderungen nach einem Brandereignis im Rahmen eines probabilistischen Sicherheitskonzeptes für ingenieurtechnische Bemessungsaufgaben anwenden zu können.

Deshalb sollen hier noch fehlende Untersuchungen bzw. die Interaktion verschiedener Fachgebiete diskutiert werden, um so im Rahmen einer Methode zur Bewertung des Gesamtsystemtragverhaltens einen Weg aufzuzeigen, um beliebige Kombinationen aus thermischer Einwirkung und statischem System eines Tunnels zu untersuchen. Die Komponenten zur schrittweisen Erarbeitung dieser Methode sind in Abb. G.1 schematisch dargestellt.

Wesentliche Basis stellen dabei eine Reihe weiterer grundlegender Untersuchungen dar, deren Ausarbeitung Basis für die Schaffung weiterer Erkenntnisse im komplexen Systemtragverhalten unterirdischer Strukturen unter Brandbeanspruchung ist. Hierzu gibt es bereits eine breite Basis literarischer Werke, die an einigen Punkten

durch weitergehende Untersuchungen erweitert werden können.

Die Basis dieser Vorgehensweise kann dabei in verschiedene Säulen (Kategorien) unterteilt werden, vgl. Abb. G.1 ( ). Diese Kategorien umfassen unter anderem die Einwirkungsseite zur Erfassung und Quantifizierung von thermischen und statischen Einwirkungen. Darüber hinaus bildet die materialtechnologische Formulierung von Materialgesetzen, die die zu betrachtende Physik wiedergeben können, sowohl für das Bauwerk, den Tunnel selbst, aber auch zur Beschreibung des Baugrundes zentrales Element in der Berechnung von Tunnelstrukturen. Zentrales Element moderner Berechnungsmethoden bilden numerische System zur Lösung von Systemgleichungen, die neben der Speisung mit den physikalischen Informationen des Systems auch die Sicherstellung der Absorption numerischer Störungen berücksichtigen, um eine Verfälschung von Berechnungsergebnissen zu vermeiden. Wesentliche Punkte, die es noch zu erforschen gilt, bzw. in der Berechnung zwangbehafteter Tunnelsysteme berücksichtigt werden sollten, sind in Abb. G.1 innerhalb der entsprechenden Kategorie stichpunktartig zusammengefasst.

Im Rahmen thermisch-strukturmechanischer Berechnungen stellt die Quantifizierung thermischer Einwirkungen ein zentrales Element dar, vgl. Abb. G.1 „Thermische Einwirkung“. Gerade im Tunnelbau existieren international viele verschiedene Temperatur-Zeit-Kurven zur Charakterisierung verschiedener Brandlasten, deren sicherheitstechnische Abdeckung möglicher Brandszenarien in verschiedenen Ländern jeweils unterschiedlich interpretiert wird. Darüber hinaus finden auch tunnelindividuelle Brandkurven Anwendung. Hierbei ist generell zu hinterfragen, welche sicherheitstechnischen Aspekte und Schutzziele durch den Ansatz einer Brandlast auf Basis von Temperatur-Zeit-Kurven in Tunnelstrukturen zu erreichen sind. Aus diesen Aspekten könnten Schutzziele abgeleitet werden, die es erlauben mit probabilistischen Verfahren eine Brandlast zu definieren, unter deren Ansatz entsprechende Schutzziele erreicht werden können. Die Charakterisierung einer Brandlast könnte dabei nicht wie bisher auf Temperatur-Zeit-Kurven basieren, sondern auf einer energiebasierten bzw. heizwertbasierten Brandlast, die unter zusätzlicher Berücksichtigung der Anlagentechnik (Lüftungsanlagen, Sprinklersysteme etc.) in unterschiedlichen Tunnelsystemen zu verschiedenen Temperatur-Zeit-Kurven führen können als bisher in Tunneln normativ angesetzt werden müssen. Darüber hinaus kann die Brandlastbeaufschlagung von speziellen Tunnelbereichen (Querschläge, Portale etc.) zu weiteren Erkenntnissen in der thermischen Beanspruchung dieser Bereiche führen. Der Übergang zu tunnelindividuellen Brandlasten ist jedoch nur durch aufwendige Berechnungsverfahren möglich, die so ungeeignet für die Anwendung in der Ingenieurpraxis scheinen. Daher könnte eine Parameterstudie unter dem Ansatz energiebasierter bzw. heizwertbasierter Brandlasten eine ausreichende Datenbasis liefern, um darauf aufbauend Ingenieurmodelle für die praktische Anwendung in der brandschutztechnischen Bemessung von Tunnelstrukturen abzuleiten, die beispielsweise

Parameter wie die Tunnelquerschnittsgröße, die Lage der Brandlast im Tunnel oder die Längsströmung als Eingangsgrößen zur Ableitung tunnelindividueller Temperaturen für die Bemessung haben können. Hierbei stellt die Definition von Schutzzielen bzw. darauf aufbauend die quantitative Bezifferung einer Brandlast ein wesentliches Entscheidungskriterium dar. Auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit zur Verfügung stehenden Literatur, scheint die Fachmeinung, dass ein brennender LKW ein gutes Maß für eine Brandlast im Tunnelbau darstellt, ein allgemeines, international akzeptiertes Sicherheitsniveau widerzuspiegeln. Eine probabilistische Quantifizierung blieb jedoch bisher aus.

Einen weiteren wichtigen Aspekt stellt die Boden-Bauwerk-Interaktion im Tunnelbau dar, vgl. hierzu Abb. G.1 „Boden-Bauwerk-Interaktion“. Der Baugrund ist im Fall unterirdischer Bauwerke nicht nur Einwirkung, sondern zugleich auch Widerstand, so dass eine Trennung zwischen Einwirkung und Widerstand nicht eindeutig möglich ist [188]. Insbesondere in der thermisch-strukturmechanischen Berechnung von Tunnelbauwerken birgt die Interaktion der Tunnelschale mit dem Bauwerk sowohl Gefahr als auch Nutzen. Bei sehr steifem Baugrund besteht die Gefahr, dass durch die thermische Expansion des Betons Zwangsspannungen entstehen, die die Betonmatrix zusätzlich zur thermischen Schädigung des Betons zu einer weiteren Schädigung der Betonstruktur führen kann. Andererseits jedoch kann die strukturelle Schädigung der Betonmatrix zu einer Reduzierung der Belastung der Tunnelschale durch Lastentzug kommen, wenn der umgebende Baugrund eine Lastumlagerung im Baugrund zulässt und standfest ist. Eine lokale Entlastung kann jedoch auch zu einer zusätzlichen Belastung angrenzender Tunnelschalen in Längsrichtung führen. Auf Grund der Erkenntnisse in dieser Arbeit bezüglich der räumlichen Ausbreitung von Heißgasen werden jedoch weite Teile einer Tunnelstruktur mit Temperaturen über



1000 °C beaufschlagt, so dass bei einer Reduzierung der Tragfähigkeit der Tunnelschale durch eine Hochtemperaturbeanspruchung primär eine Lastumlagerung quer zur Tunnelachse stattfinden könnte.

Ein weiterer ganz wesentlicher Aspekt bildet die Quantifizierung betontechnologischer Materialkennwerte (vgl. Abb. G.1) zur realitätsnahen Berechnung thermisch beanspruchter unterirdischer Strukturen. Nach *DIN EN 1992-1-2:2010-12* [159] ist die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton für den Fall natürlicher Brände, insbesondere im Bereich der Abkühlungsphase, zu modifizieren und so streng genommen nicht anwendbar. Die Anwendung normativer Materialparameter nach EC2 führt in der brandschutztechnischen Bemessung von Tunnelstrukturen zu einigen Fragestellungen. Zum einen sind die thermischen Materialparameter im Rahmen von reinen Erwärmungs-Brandkurven, z. B. der ISO-834-Brandkurven, kalibriert worden. Brandkurven, wie die Hydrocarbon-Brandkurve, sind grundsätzlich in ihrer Charakteristik mit der ISO-834-Brandkurve vergleichbar. Realitätsnahe Brandeinwirkungskurven, wie die ZTV-ING-Brandkurve, haben jedoch eine grundlegend andere Charakteristik. Die Brandentstehungsphase wird hier deutlich kürzer abgebildet und diese Brandkurven beinhalten auch eine Abkühlungsphase. In der Kalibrierung thermischer Parameter ist vor allem auch der Bewertungszeitpunkt maßgebend, je länger die Branddauer, desto weiter weichen die nach EC2 berechneten Temperaturverteilungen von realen Messungen ab. Eine Kalibrierung betontechnologischer thermischer Parameter für beliebige Brandszenarien in zukünftigen Arbeiten wird dazu beitragen, die Bewertung thermisch beanspruchter Strukturen durch realitätsnähere Berechnungen zu verbessern. In diesem Zusammenhang ist vor allem die möglichst genaue Vorhersage der Systemdeformation als Bewertungsgrundlage von maßgebender Bedeutung, da bei zwanggefähr-

deten Bauwerken die Deformation eine direkte Auswirkung auf die Spannungsverteilung im Querschnitt und auch der Spannungsgeschichte hat. Diesbezüglich ist zur physikalisch richtigen Berechnung von thermisch beanspruchtem Beton insbesondere der Einfluss lastinduzierter thermischer Dehnungen wichtig. Vor allem in der Berechnung von natürlichen Bränden, die eine Abkühlungsphase beinhalten, ist die thermische Änderung des Materialverhaltens in der Materialformulierung des Betons zu berücksichtigen, um realistische Spannungs- und Deformationszustände zu berechnen. Zur effektologischen Betrachtung der komplexen physikalischen Effekte im Beton existieren bereits ausreichend Untersuchungen. Jedoch ist die Quantifizierung dieser Effekte nach wie vor nicht eindeutig möglich. Das Spektrum der bereits untersuchten Materialkenngrößen ist nicht ausreichend, um aktuell technisch geregelte Betonsorten abzudecken (Beton mit hoher Festigkeit oder hohem Zementgehalt). Deren Untersuchungsrandbedingungen von Materialparametern sind den Randbedingungen des Hochbaus angenähert und daher nicht beliebig auf Ingenieurbauwerke übertragbar (Temperaturen, Belastungsniveau, Erwärmungsgeschwindigkeiten). Zum anderen ist auch die Interaktion und Beeinflussung von Materialkenngrößen untereinander nicht erfasst, z. B. Auswirkungen durch die Änderung des Belastungsniveaus während der Erwärmungsphase durch Umlagerungen im Querschnitt. Beispielsweise führt der Auslastungsgrad im Druckbereich während einer Erwärmungsphase zur Beeinflussung des Tragpotentials des Betons nach der Erwärmungsphase. Darüber hinaus besitzt der Beton Selbstheilungspotential, um nach einer Erwärmungsphase wieder an Druckfestigkeit zu gewinnen. Dennoch ist die Quantifizierung dieses Effektes nach wie vor nicht eindeutig möglich, so dass derzeit eine Anwendung in der Bemessung von Tragwerken nur im Rahmen wissenschaftlicher Studien möglich ist. Darüber hinaus werden viele Versuche nur im Rahmen von materialtechnologischen Unter-



suchungen durchgeführt und gegebenenfalls an einfachen Bauteilen kalibriert. Da insbesondere das Niveau der Druckbelastung Einfluss auf viele temperaturabhängige Größen hat, sind für die Anwendung temperaturabhängiger Materialparameter für Beton zusätzliche Untersuchungen zu empfehlen. In der Bewertung von Brandereignissen auf Betonstrukturen sind grundsätzlich zwei verschiedene Zeitpunkte zu unterscheiden. Während des Brandes, wenn die höchsten Temperaturen im Bauwerk auftreten (größter Zwang) und ein Zeitpunkt lange nach einem Brandereignis, für den ein Bauwerk unter Berücksichtigung der dauerhaften Materialschädigung des Betons noch tragfähig sein muss. Insbesondere ist auch der Bewertung der Dauerhaftigkeit besondere Beachtung zu schenken, da die kombinierte thermisch-strukturmechanische Beanspruchung des Betons zu einer Gefügeveränderung durch Mikrorissbildung durch unterschiedliche thermische Ausdehnungskoeffizienten zwischen Zuschlag, Zement und Bewehrung zu einer Gefügelockerung führt und damit die Eindringung von Schadstoffen erleichtert wird. Neue Materialtechnologien bieten zudem die Option zur Berücksichtigung der thermischen Eigenschaften von neuen Betonsorten, z. B. ultrahochfeste Betone mit sehr niedrigem Wassergehalt und keramischen Zuschlägen für Hitzeschilde [518].

Eine Zusammenfassung oben untersuchter physikalischer betontechnologischer Eigenschaften könnte beispielsweise im Rahmen einer Anwendungsrichtlinie der Ingenieurpraxis für die Planung und Bemessung von unterirdischen Strukturen zur Verfügung gestellt werden. Eine realitätsnahe Bemessung unter Berücksichtigung von konkreten Schutzziele bietet so Potential zur nachhaltigen und ressourcenschonenden Planung von Tunnelstrukturen.

Klassische thermisch-strukturmechanische Berechnungen (vgl. Abb. G.1), wie sie oft in kommerziellen Bemessungsalgorithmen zur Anwendung kommen, stellen im physikalischen Sinne

eine sehr rudimentäre Art zur Berechnung unterirdischer Betonstrukturen unter thermischer Beanspruchung dar. Das komplexe Verhalten des Betons ist über rein normative Ansätze entweder nur indirekt, z. B. implizite lastinduzierte-thermische Dehnungen oder der latente Phasenübergang des Wassers als Peak in der Wärmespeicherfähigkeit, oder gar nicht, z. B. die Dampfdruckentwicklung durch verdampfendes Wasser, enthalten. Darüber hinaus gibt es neben den physikalischen Effekten durch thermische Energiezufuhr noch chemische Effekte im Beton, z. B. die Veränderungen in der Zementmatrix durch Entzug von Wasser. Moderne Simulationsmethoden, z. B. die Finite Elemente Methode, bieten jedoch heute bereits das Potential nicht nur thermisch-strukturmechanische Felder zu überlagern, sondern zusätzlich auch beispielsweise hygri-sche und chemische Felder zu integrieren, um noch weitere Effekte des Betons direkt auf physikalischer oder chemischer Ebene zu inkorporieren. Da vereinfachte Methoden oft den Nachteil haben, dass hinsichtlich ihrer Anwendung oft starke Grenzen formuliert werden müssen, für die die Vereinfachungen kalibriert sind, bietet die Option der direkten Berücksichtigung betontechnologischer Effekte analog zu ihrer Physik bzw. Chemie eine effiziente Methode zur realitätsnahen Berechnung komplexer Strukturen. Insbesondere zur physikalisch korrekten Berechnung von unterirdischen, zwanggefährdeten Verkehrsbauwerke sind technisch geregelte Materialmodelle derzeit nicht ausreichend detailliert, um den Deformationszustand und damit auch den Spannungszustand korrekt wiederzugeben. Darüber hinaus können auch weitere Effekte, wie die Berücksichtigung von Betonabplatzungen, direkt in einer instationären, transienten Berechnung berücksichtigt werden, da für den Abplatzungsmechanismus maßgebende Effekte, z. B. der Aufbau eines Porenwasserdruckes über eine stochastische Porenraumverteilung, direkt über die physikalische Formulierung des Mechanismus realistisch in numerische Berechnungen integrierbar sind. Ferner führt die Entwicklung numerischer



Systeme dazu, dass über gemeinsame Speicherbereiche im jeweiligen IT-System, z. B. Dynamic-Link-Libraries, eine plattformübergreifende Kommunikation verschiedener numerischer Systeme ermöglicht wird, z. B. in der Integration Echtzeitbasierter Systeme zur Versuchssteuerung und Verwendung von Messergebnissen direkt in einer numerischen Berechnung [99, 542]. Darüber hinaus führt die kontinuierliche Leistungssteigerung numerischer Systeme dazu, dass heute auch komplexe, rechenaufwendige Systeme im Rahmen von Sensitivitäts- und Robustheitsuntersuchungen von Tragsystemen einsetzbar sind. Somit ist es auch möglich, kritische Variablen für die Bemessung zu identifizieren, die für die Bemessung einer Struktur besonders sorgfältig zu bewerten sind, um so auch eventuelle Versuchsprogramme konkret definieren zu können, damit für die für die Bemessung kritischen Informationslücken bewertet und geschlossen werden können. Darüber hinaus bietet die Kombination von Strömungssimulationen und strukturmechanischen Simulationen die Möglichkeit, die Vorgänge des thermischen Wärmeübergangs vom Fluid auf die Struktur realistisch zu kombinieren.

So sind auch Planungsansätze (vgl. Abb. G.1 „Tunnelplanung“) konsequent und kontinuierlich zu hinterfragen, um die Gültigkeit von Planungsansätzen regelmäßig dem Stand technischer Entwicklungen anzupassen. So können beispielsweise anlagentechnische Kenngrößen, z. B. der Längslüftungsmodus im Ereignisfall oder die Dämpfung der Energiefreisetzung im Brandfall durch Sprinkleranlagen, als Eingangsgrößen für die strukturmechanische Berechnung zur tunnelindividuellen Bestimmung von thermischen Einwirkungen herangezogen werden, beispielsweise im Bereich der Nachrechnung bestehender Tunnelanlagen. Ein interdisziplinärer Informationsaustausch, z. B. zwischen der Anlagentechnik und der Strukturplanung, fördert so einen effizienten Planungsprozess. Darüber hinaus besteht durch die Entwicklungen im Individualver-

kehr ein beständiger Wandel in der Quantifizierung von Brandlasten, z. B. durch die Weiterentwicklung elektrischer Antriebssysteme. Ferner bieten neue Technologien auch die Möglichkeit zu einer Veränderung der Bewertungsschemata für brandschutztechnische Gefahren, da beispielsweise die Entwicklung autonomer Systeme auch dahingehend verfolgt werden, um das Unfallrisiko durch den Faktor „Mensch“ weiter zu reduzieren [551], was unweigerlich auch dazu führt, dass das Risiko eines schweren Brandereignisses in unterirdischen Bauwerken durch menschliches Versagen reduziert werden kann, insbesondere das schwerer LKW-Brände.

Die Entwicklung neuer Technologien, z. B. elektrische Antriebssysteme, impliziert auch die kontinuierliche Fortführung von Brandgroßversuchen (vgl. Abb. G.1 „Tunnelplanung“) für diese Technologien, um den Ansatz virtueller Brandlasten in numerischen Systemen zu überprüfen und Rechenvorschriften zu kalibrieren. In diesem Zusammenhang besteht grundlegend Bedarf Brandversuche in realistischen Maßstäben durchzuführen. Dies kann dazu beitragen, um zur Kontrolle numerischer Systeme eine ausreichende Datenbasis zu erlangen, insbesondere zur Berechnung von fluiden Strömungsproblemen. So kann die Weiterentwicklung und Kalibrierung von Algorithmen unterstützt werden.

Die Steigerung der Komplexität in der Berechnung impliziert auch die entsprechende Weiterentwicklung der Versuchstechnik, um möglichst realistische Belastungszustände zu erzeugen und so die Vergleichbarkeit zwischen Versuch und Berechnung gegeben bleibt. Ein besonderes Problem des Bauwesens ist es, dass Gesamtsystemversuche auf Grund der Versuchskörpergröße in der Regel nicht als Einzelversuch durchgeführt werden können und müssen daher auf kleinere Bauteilversuche begrenzt werden, die nur einen Ausschnitt eines Gesamtsystems abbilden können und durch geeignete kleinmaßstäbliche Materialversuche ergänzt werden müssen.

Kleinversuche (vgl. Abb. G.1) bilden dabei eine Basis, um allgemeine materialtechnologische Materialparameter zu ermitteln, die beispielsweise in der Kalibrierung numerischer Materialmodell herangezogen werden können oder der Identifizierung einzelner Effekte, wie der Quantifizierung der Einzelkomponenten lastinduzierter-thermischer Dehnungen, der Ermittlung struktureller mechanischer Einflüsse durch zusätzliche Porenraumbildung, beispielsweise durch PP-Fasern oder der Bestimmung der Restfestigkeit, dienen. Jedoch auch diese Versuche unterliegen der stetigen Fortführung entsprechender Untersuchungen, um neuen Anforderungen und technologischen Entwicklungen des Betons gerecht zu werden. So können beispielsweise Untersuchungen zum mehraxialen thermischen Tragverhalten von Beton mit Temperaturen fortgeführt werden, die nicht nur, wie viele bisherige Untersuchungen, den Anforderungen des Kraftwerksbaus entsprechen, sondern auch den Randbedingungen der thermischen Belastung unterirdischer Bauwerke standhalten.

Im Rahmen experimenteller Untersuchungen sind jedoch auch Randbedingungen statistischer Versuchsplanungen bzw. statistischer Auswerteverfahren zu berücksichtigen, um so eine belastbare Datengrundlage zur Anwendung probabilistischer Verfahren im Bauwesen zur Ableitung geeigneter materialtechnologischer Kenngrößen für die Bemessung im Rahmen eines charakteristischen Teilsicherheitskonzeptes zu gewährleisten.

Wenn es gelingt die zuvor diskutierten einzelnen, separat betrachteten Themen zu kombinieren, könnte eine Untersuchungsmethode geschaffen werden, die im Rahmen üblicher Versuchskörpergrößen deutlich realistischere Bewertungen sogar an Gesamtsystemen ermöglicht. Dies könnte mit der sogenannten hybriden Versuchstechnik umgesetzt werden, vgl. Abb. G.1 (■). Die hybride Versuchstechnik ermöglicht die Kombination von Experiment und numerischer Berechnung. So gelingt es Tragwerksteile, deren Be-

urteilung auf rein numerischer Basis mangels zu wenig bekannter physikalischer Vorgänge im Bauteil als nicht ausreichend sicher eingestuft werden, in einem realen Versuch auszulagern und parallel dazu das Gesamtsystem numerisch abzubilden und zu berechnen. Die stetige Weiterentwicklung von IT-Systemen ermöglicht so die Kopplung von Versuch und Experiment in Echtzeit. Dies ist vor allem für Systeme von Vorteil, deren zeitliches Verhalten Auswirkungen auf das Gesamtsystemverhalten hat, z. B. die transiente Durchwärmung eines Bauteils. Dadurch kann das Bauteilverhalten direkt in das Systemtragverhalten integriert werden und so die Interaktion zwischen Versuch und numerischer Simulation zu einer realistischen Beurteilung von Bauteilen und Systemen führen. Ein einfacher Versuchsaufbau kombiniert mit dem Potential virtueller Methoden schafft so das Potential nahezu beliebig komplexe Strukturen effizient zu untersuchen und zu bewerten, das vor allem für zwangbehaftete Systeme, wie Tunnel, das Verhalten des Gesamtsystems integriert.



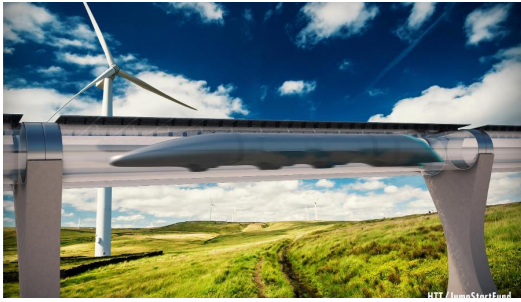
---

## Abschließende Bewertung

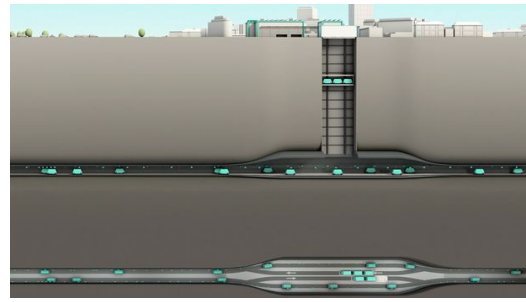
Als Schlussfolgerung der Studien dieser Arbeit über die Reaktion unterirdischer Strukturen auf eine Hochtemperaturbeanspruchung kann grundsätzlich dem allgemeinen Tenor, dass eine Dimensionierung unterirdischer Strukturen nicht für das kritischste denkbare Brandereignis durchgeführt werden sollte, zugestimmt werden, da als logische Schlussfolgerung ein generelles Verbot von Tunnelkonstruktionen die unausweichliche Konsequenz wäre [241]. Diese Aussage ist hier auf den Tunnelbau bezogen und kann generell natürlich auch auf andere Bereiche des Bauwesens übertragen werden. Die Aufgabe liegt hierbei in der Definition einer charakteristischen Brandlast, die die Sicherheits-erwartung des Menschen widerspiegelt. Hierbei gilt die Brandlast eines LKW international als ausreichend. Auf dieser Basis entsteht im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen der Ansatz zur Diskussion der Brandlast im Speziellen für unterirdische Strukturen. Hierbei wird eine thermische Einwirkung auf Basis einer energiebasierten Brandlast definiert, die in Abhängigkeit unterschiedlicher, tunnelindividueller Randbedingungen thermische Belastungen für eine Tragstruktur liefert. Das Abbrandverhalten und die Energieentwicklung der Brandlast selbst

sind hierbei als eine charakteristische Einwirkung tunnelindividueller Randbedingungen abgeleitet. Für zukünftige Arbeiten ermöglicht dieser Ansatz auch die Berücksichtigung weiterer Parameter, z. B. die Tunnelnutzung oder geographische, meteorologische und anlagentechnische Randbedingungen. Dabei sind in Abhängigkeit der Tunnelrandbedingungen sowohl günstigere als auch ungünstigere thermische Einwirkungen möglich, als im Spektrum technischer Regelwerke bisher abgebildet sind. Das Ziel der Untersuchung tunnelindividueller Brandlasten in zukünftigen Arbeiten sollte dabei sein, die im Rahmen aufwendiger numerischer Strömungsberechnungen ermittelten tunnelindividuellen Temperaturfelder auf Abhängigkeiten üblicher Eingangsgrößen der Tunnelplanung (z. B. Längslüftungsgeschwindigkeit, Tunneldurchmesser) zurückzuführen, um so dem planenden Ingenieur ein Hilfsmittel bereitstellen zu können, das es erlaubt, tunnelindividuelle Temperaturprofile für eine thermisch-strukturmechanische Berechnung einfach abzuleiten.

Durch Weiterentwicklungen im Individualverkehr als auch unter Berücksichtigung der jeweiligen Tunnelnutzung und des darauf aufbauenden Gefahrenpotentials bedarf die Sicherheit in unterir-



(1) Überschall Rohrpost zur Personenbeförderung [509]



(2) Planungsstudie für autonomen Güterverkehr in der Schweiz [552]

**Abbildung 9.1: Beispiele möglicher neuer Verkehrskonzepte für den Personen- und Güterverkehr**

dischen Verkehrsanlagen daher nicht nur nach großen katastrophalen Ereignissen einer Evaluation [243, 412]. Diese sollte steter Bestandteil der Verkehrsplanung darstellen, um durch die Anwendung neuer Methoden und Techniken der Veränderung des Verkehrsbildes, z. B. neue Verkehrskonzepte im Personen- und Güterverkehr auf Basis autonomer Systeme (vgl. Abb. 9.1), gerecht zu werden. Dadurch kann beständig ein hohes Maß an Sicherheit in rohrartigen bzw. unterirdischen Verkehrsanlagen gewährleistet werden.

Insbesondere für die Tunnelnachrechnung bildet diese Vorgehensweise Vorteile, da diese Tunnel oft nicht mit feuerbeständigen Betonen hergestellt wurden und bauliche Änderungen zur Verbesserung des Feuerwiderstandes mit entsprechend hohem Aufwand verbunden sind. Durch die Bestimmung einer tunnelindividuellen Brandlast kann es so gelingen unter Umständen günstigere Temperaturfelder abzuleiten, als nach normativen Regeln anzusetzen wären. Falls natürliche Umgebungsbedingungen hierfür nicht ausreichend sind, kann die Entwicklung der Energiefreisetzung zusätzlich durch anlagentechnische Maßnahmen gesteuert werden, um so eine für das Bauwerk optimale Brandlaststeuerung zu erreichen, die nicht nur nach bisheriger Herangehensweise möglichst optimale Bedingungen für die Personenrettung schafft, sondern auch in der Lage sein könnte, optimierte Randbedingungen (niedrigere Temperaturen) für eine ther-

misch-strukturmechanische Berechnung herzustellen. Niedrigere Temperaturen reduzieren dabei nicht nur die Zwangentwicklung während eines Brandes, sondern reduzieren vor allem auch das Abplatzungsrisiko.

Für Tunnelneubauten, die mit feuerbeständigen Betonen hergestellt werden, können dabei hohe Temperaturen am Beispiel kreisrunder Tunnel auch günstig wirken, da hiermit eine Vergleichmäßigung der Spannungsverteilung durch Reduzierung des Biegeanteils erreicht wird. Die genaue Quantifizierung dieses Effektes bedarf jedoch noch weiterer Untersuchungen, da das komplexe thermisch-mechanische Tragverhalten des Betons in Form von Materialkenngrößen aktuell nicht zur Verfügung steht, um beliebige Brandszenarien inklusive deren Abkühlungsphase ganzheitlich numerisch abbilden zu können.

Die Beobachtungsmethode bildet im Tunnelbau dabei nach wie vor eine feste Basis zur Bewertung des Systemverhaltens [169]. In diesem Sinne sind zur Validierung der Ergebnisse dieser Arbeit auch weitere versuchstechnisch begleitete Arbeiten zu empfehlen, um die Vorhersagequalität numerischer Betrachtungen, vor allem im Bereich der Resttragfähigkeit nach einem Brandereignis, weiter zu verfeinern, zu verbessern und weiterzuentwickeln.

---

# Literatur

- [1] *170 perish in Alpine tunnel inferno*, Telegraph Media Group Limited, 12. Nov. 2000,  
Adresse: <http://www.telegraph.co.uk/news/worldnews/europe/1374137/170-perish-in-Alpine-tunnel-inferno.html>, besucht am: 18.5.2015 12:49.
- [2] *1996 Channel Tunnel Fire*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 21. März 2015,  
Adresse: [http://en.wikipedia.org/wiki/1996\\_Channel\\_Tunnel\\_fire](http://en.wikipedia.org/wiki/1996_Channel_Tunnel_fire), besucht am: 18.5.2015 17:04.
- [3] *2008 Channel Tunnel Fire*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 21. März 2015,  
Adresse: [http://en.wikipedia.org/wiki/2008\\_Channel\\_Tunnel\\_fire](http://en.wikipedia.org/wiki/2008_Channel_Tunnel_fire), besucht am: 18.5.2015 17:08.
- [4] Aaserud, M.: *Statens vegvesen innrømmer at brann i tunnel er en kjempeutfordring*, VG Nyheter, 5. Aug. 2013,  
Adresse: <http://www.vg.no/nyheter/innenriks/branner/vegvesenet-om-brannen-det-er-vaart-skrekksenario/a/10112586/>, besucht am: 19.5.2015 12:58.
- [5] Abdel-Rahman, A.; Ahmed, G.: *Computational heat and mass transport in concrete walls exposed to fire*, in: *Numerical Heat Transfer, Part A: Applications* 29 (1996), Nr. 4, S. 373–395.
- [6] Bekanntmachung 2008/163/EG, Amtsblatt der Europäischen Union: *Entscheidung der Kommission vom 20. Dezember 2007 über die technische Spezifikation für die Interoperabilität bezüglich „Sicherheit in Eisenbahntunneln“ im konventionellen transeuropäischen Eisenbahnsystem und im transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystem*, Bonn: Eisenbahn-CERT, 2008.
- [7] Acker, P. et al.: *RILEM TC 107-CSP: Creep and Shrinkage prediction models: Principles of Their Formation - Measurement of time-dependent strains of concrete*, in: *Materials and Structures* 31 (Okt. 1998), S. 507–512.
- [8] Ah, M. v.: *FibroLaser sorgt für zuverlässige Branderkennung in Straßen- und Bahntunnels*, in: *Siemens Fachartikel* (Mai 2010).
- [9] Ahrens, H.: *Geometrisch und physikalisch nichtlineare Stabelemente zur Berechnung von Tunnelauskleidungen*, Dissertation, Bericht Nr. 76-14, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Jan. 1976.



- [10] Ahrens, H.; Lindner, E.; Lux, K.-H.: *Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)“*, in: *Die Bautechnik* 57 (1982), Nr. 8, S. 260–273.
- [11] Ahrens, H.; Lindner, E.; Lux, K.-H.: *Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)“*, in: *Die Bautechnik* 57 (1982), Nr. 8, S. 303–311.
- [12] Albert, H.: *Preventive Fire Protection for Underground Trains Operated by the Hamburg Hochbahn AG*, in: *Fire Safety Journal* 8 (1984/85), S. 63–71.
- [13] Almand Kathleen, H.; Phan, L. T.; MacAllisoter Therese, P.; Starners, M. A.; Gross, J. L.: *NET-SFPE Workshop for Development of a National R&D Roadmap for Structural Fire Safety Design and Retrofit of Structures: Proceedings*, Technischer Bericht NISTIR 7133, Gaithersburg, Maryland, USA: National Institute of Standards und Technology, Apr. 2004.
- [14] Altoubat, S.; Lange, D.: *The Picket Effect at Early Age and Experiment Separating its Mechanisms in Tension*, in: *Materials and Structures* 35 (2002), S. 211–218.
- [15] Ameler, J.: *Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Juni 1997.
- [16] Amouzandeh, A.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Real-scale CFD simulations of fire in single- and double-track railway tunnels of arched and rectangular shape under different ventilation conditions*, in: *Engineering Structures* 77 (2014), S. 193–206.
- [17] Amundsen, F. H.: *Data on Large Tunnel Fires*, Technischer Bericht PEC D ERS2, Entwurf, Oslo, Norwegen: Norwegian Public Roads Administration, 20. Apr. 2000.
- [18] *Analytical Methods of Determining Fire Endurance of Concrete and Masonry Members - Model Code Approved Procedures*, 13, Building Construction Information from the Concrete und Masonry Industries, Skokie, Illinois, 1987.
- [19] Anderberg, A.; Thelandersson, S.: *Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures*, Forschungsbericht Bulletin 54, 8, Lund, Schweden: Lund Institute of Technology, 1976.
- [20] Anderberg, Y.; Forsen, N. E.: *Fire Resistance of Concrete Structures*, Dez. 1982.
- [21] Andreozzi, A.; Bianco, N.; Musto, M.; Rotondo, G.: *Influence of wall emissivity and convective heat transfer coefficient on the adiabatic surface temperature as thermal/structural parameter in fire modeling*, in: *Applied Thermal Engineering* 51 (2013), S. 573–585.
- [22] Annerel, E.; Taerwe, L.: *Approaches for the Assessment of the Residual Strength of Concrete Exposed to Fire*, in: *International workshop "Fire Design of Concrete Structures-From Materials Modelling to Structural Performance"*, University of Coimbra, Portugal, Nov. 2007, S. 489–500.
- [23] Annerel, E.; Taerwe, L.: *Strain model for traditional and self-compacting concrete during fire*, in: *Fire and Materials* 37 (2013), S. 217–229.
- [24] *ANSYS Mechanical APDL Coupled-Field Analysis Guide*, ANSYS, Inc., Canonsburg, PA, USA, Nov. 2013.
- [25] Aschaber, M.; Feist, C.; Hofstetter, G.: *Numerische Simulation des Verhaltens von Betontragwerken unter Brandeinwirkung*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 9, S. 578–587.
- [26] Babrauskas, V.: *COMP2-A Program for Calculating Post-Flashover Fire Temperatures*, Technischer Bericht 99I, Washington, D. C.: National Bureau of Standards, Juni 1979.
- [27] Baehr, H. D.; Kabelac, S.: *Thermodynamik: Grundlagen und technische Anwendungen*, 14. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2007.



- [28] Bahr, G.: *Kommunizierende Versuchstechnik*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Juli 1985.
- [29] Baker, G.: *The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete*, in: *Materials and Structures* 29 (Juli 1996), S. 383–388.
- [30] Bäker, M.: *Numerische Methoden in der Materialwissenschaft*, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig: Braunschweig, 2009.
- [31] Baldauf, H.; Timm, U.: *Betonkonstruktionen im Tiefbau*, Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, 1988.
- [32] Baldwin, R.; North, M.: *A stress-strain relationship for concrete at high temperatures*, in: *Magazine of Concrete Research* 25 (Dez. 1973), Nr. 85, S. 208–212.
- [33] Balke, H.: *Einführung in die Technische Mechanik: Kinetik*, Springer-Verlag: Berlin, 2006.
- [34] Balke, H.: *Einführung in die Technische Mechanik: Festigkeitslehre*, 2. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2010.
- [35] Balke, H.: *Einführung in die Technische Mechanik: Statik*, 3. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2010.
- [36] Balthaus, H.; Dahl, J.; Schaab, A.; Billig, B.: *Brandschutzbeton für Tunnelkonstruktionen - Grundlagen, Ergebnisse von Brandversuchen und Hinweise für die Anwendung*, in: *Tunnelbau* (2005), S. 307–336.
- [37] Baltzer, W.: *Änderungen in den neuen RABT 2015*, in: *BAST Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 11–23.
- [38] Baltzer, W.; Mayer, G.: *Quantitative Sicherheitsbewertung und optimierte Fluchtwegkennzeichnung für Brandunfälle in Straßentunneln*, in: *Forschung und Praxis* 40 (2003), STUVA-Tagung (Dortmund): Tunnel - Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 135–141.
- [39] Basaran, M.: *Stress Sate Dependent Damage Modeling with a Foucs on the Lode Angle Influence*, Dissertation, Aachen: Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Juli 2011.
- [40] Bathe, K.-J.: *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall: New Jersey, USA, 1996.
- [41] Baublatt: *Neuer Hochleistungsbeton hält Feuer stand*, Docu Media Schweiz GmbH, 5. Jan. 2016,  
Adresse: [http://www.baublatt.ch/aktuelles/news/neuer-hochleistungsbeton-haelt-feuer-stand?xing\\_share=news#](http://www.baublatt.ch/aktuelles/news/neuer-hochleistungsbeton-haelt-feuer-stand?xing_share=news#), besucht am: 10.1.2016 13:06.
- [42] Baum, H.; McGrattan, K. B.; Rehm, R.: *Three Dimensional Simulations of Fire Plume Dynamics*, in: Hasemi, Y. (Hrsg.): *Fire safety science: Proceedings of the fifth international symposium*, International Association for Fire Safety Science, Melbourne, Australia, 1997, S. 511–552.
- [43] Bažant, Z. P.; Chern, J.-C.: *Stress-Induced Thermal and Shrinkage Strains in Concrete*, in: *Journal of Engineering Mechanics* 113 (1987), Nr. 10, S. 1493–1511.
- [44] Bažant, Z. P.; Cusatis, G.; Cedolin, L.: *Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory*, in: *Journal of Engineering Mechanics* (Juni 2004), S. 691–699.
- [45] Bažant, Z. P.; Thonguthai, W.: *Pore pressure and drying of concrete at high temperature*, in: *Journal of the Engineering Mechanics Division – ASCE* 104 (Sep. 1978), Nr. 5, S. 1059–1079.
- [46] Bažant, Z. P.; Thonguthai, W.: *Pore pressure in heated concrete walls: theoretical prediction*, in: *Magazine of Concrete Research* 31 (Juni 1979), Nr. 107, S. 67–76.
- [47] Bažant, Z.; Chern, J.: *Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism*, in: *Material and Structures* 18 (1985), Nr. 103, S. 1–20.



- [48] Bažant, Z.; Xi, Y.: *New Test Method to Separate Microcracking from drying Creep: Curvature Creep at Equal Bending Moments and Various Axial Forces*, in: Bažant, Z.; Carol, I. (Hrsg.): *Creep and Shrinkage of Concrete*, 5, E & Fn Spon: Barcelona, Spanien, Sep. 1993, S. 77–82.
- [49] *EN 1992-1-2:2004-07: Background Documents to EN 1992-1-2 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Teil 1-2: General rules - Structural fire design*, Juli 2004. (unveröffentlicht)
- [50] Beard, A.; Carvel, R. (Hrsg.): *Handbook of Tunnel Fire Safety*, 2. Aufl., ICE Publishing: London, 2012.
- [51] Beaulieu, P. A.: *Parallel Panel Experiment of FRP Composites*, Technischer Bericht 0003024286, Norwood, MA, USA: FM Global, Dez. 2007.
- [52] Beer, G. (Hrsg.): *Technology Innovation in Underground Construction*, CRC Press/Balkema: 2010.
- [53] Behnen, G.; Nevrlý, T.; Fischer, O.: *Soil-structure interaction in tunnel lining analyses*, in: *geotechnik* 38 (Juni 2015), Nr. 2, S. 96–106.
- [54] Behnood, A.; Ghandehari, M.: *Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*, in: *Fire Safety Journal* 44 (2009), S. 1015–1022.
- [55] Béliidor, B. F. d.: *Erster Theil, in: Herrn Belidors Ingenieur-Wissenschaft bey aufzuführenden Vestungs-Werken und bürgerlichen Gebäuden. Mit einer Zuschrift an den König von Frankreich*. Weigel: Nürnberg, 1757.
- [56] Belytschko, T.; Liu, W. K.; Moran, B.: *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*, John Wiley & Sons: Chister, Großbritannien, 2000.
- [57] Bergmeister, K.: *Beton unter hohen Temperaturen - eine Frage der Tunnelsicherheit*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), Nr. 2, S. 74–80.
- [58] Bertram, A.: *Elasticity and Plasticity of Large Deformations: An Introduction*, 2. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2008.
- [59] Beyer; Sturm, P.: *Forschungsprojekt - Auswirkungen des Temperaturverlaufs auf die Dimensionierung von längsgelüfteten Straßentunneln*, Forschungsbericht FVT-93/10/Be V&U 10/10/6400, Wien: Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie bmvit, Nov. 2010.
- [60] Beyer; Sturm, P.; Höpperger, B.: *Betrachtung der Wärmefreisetzung im Brandfall*, Technischer Bericht FVT-110/10/Be V&U 10/10/6400, Wien, Österreich: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 20. Dez. 2010.
- [61] Bézier, P.: *Essai de Definition Numerique des Courbes et des Surfaces Experimentales - Tome 1: Textes*, Dissertation, Paris: Université Pierre et Marie Curie, Feb. 1977.
- [62] Bézier, P.: *Essai de Definition Numerique des Courbes et des Surfaces Experimentales - Tome 2: Figures*, Dissertation, Paris: Université Pierre et Marie Curie, Feb. 1977.
- [63] Bézier, P.: *Définition numérique des courbes et surfaces I*, in: *Automatisme* 11 (Dez. 1966), Nr. 12, S. 625–632.
- [64] Bézier, P.: *Définition numérique des courbes et surfaces II*, in: *Automatisme* 12 (Jan. 1967), Nr. 1, S. 17–21.
- [65] Bézier, P.: *Procédé de définition numérique des courbes et surfaces non mathématiques - Système UNISURF*, in: *Automatisme* 13 (Mai 1968), Nr. 5, S. 189–196.
- [66] Bézier, P.: *Numerical Control - Mathematics and Applications*, John Wiley & Sons: London, 1970.
- [67] Bézier, P.: *The Mathematical Basis of the UNISURF CAD System*, Butterworths: London, 1986.

- [68] Bézier, P. E.: *How Renault Uses Numerical Control for Car Body Design and Tooling*, in: *Automotive Engineering Congress, 8.-12. Januar*, Society of Automotive Engineers, Detroit, Michigan, USA, Jan. 1968, S. 1–7.
- [69] Binbin, W.: *Comparative Research on FLUENT and FDS's Numerical Simulation of Smoke Spread in Subway Platform Fire*, in: *Procedia Engineering* 26 (2011), S. 1065–1075.
- [70] Bisby, L. A.; Green, M. F.; Kodur Venkatesh, K. R.: *Response to fire of concrete structures that incorporate FRP*, in: *Progress in Structural Engineering and Materials* 7 (2005), S. 136–149.
- [71] Blanchard, E.; Boulet, P.; Desanghere, S.; Cesmat, E.; Meyrand, R.; Garo, J. P.; Vantelon, J. P.: *Experimental and numerical study of fire in a midscale test tunnel*, in: *Fire Safety Journal* 47 (2012), S. 18–31.
- [72] Blom, C. B. M.: *Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils*, Dissertation, Delft: Technische Universiteit Delft, Dez. 2002.
- [73] Blossfeld, J.: *Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln*, Technischer Bericht B67, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, Aug. 2009.
- [74] Blume, G.: *Rauch- und Heißgasbewegungen bei Tunnelbrandversuchen mit wirklichkeitsnahen Brandlasten*, in: *Tunnel* (1995), Nr. 2, S. 90–99.
- [75] Blume, W.: *Ingenieurmodell zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen auf der Basis von experimentell ermittelten Verbrennungseffektivitäten*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Sep. 2002.
- [76] Böhrnsen, J.-U.; Zahid, M.; Kebriaei, R.: *Constitutive Material Models*, Skript, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Mai 2010.
- [77] Bonnard, D.; Recordon, E.: *Der Donnerbrühl-Tunnel in Bern - Experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 78 (März 1960), Nr. 10, S. 168–171.
- [78] Boresi, A. P.; Schmidt, R. J.; Sidebottom, O. M.: *Advanced Mechanics of Materials*, 5. Aufl., John Wiley & Sons: New York, USA, 1993.
- [79] Borst, R. d.; Peeters, P. P.: *Analysis of concrete Structures under Thermal Loading*, in: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 77 (1989), S. 293–310.
- [80] Bosse, A.: *Maniere vniverselle de Mr. Desargves, pour pratiquer la perspective par petit-pied, comme le Geometral*, Des-Hayes: Paris, Frankreich, 1648.
- [81] Both, C.; Haar, P. v. d.; Tan, G. L.; Wolsink, G. M.; Hoeksma, J.: *Fire protection for Tunnels, Part 1: Fire Test Procedure*, Technischer Bericht CVB-R1161 (rev. 1), Delft: TNO Building and Construction Research, Okt. 2000.
- [82] Both, K.; Haack, A.: *Present-Day Design Fire Scenarios and Comparison with Test Results and Real Fires: Structures & Equipment*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 73–86.
- [83] Boutin, C.: *Supercomputer Simulations Yield Method for Predicting Behavior of New Concrete Formulas*, Tech Beat, National Institute of Standards und Technology (NIST), 21. Jan. 2015, Adresse: <http://www.nist.gov/itl/math/concrete-012115.cfm>, besucht am: 22.1.2015 07:21.
- [84] Braestrup, M. W.: *Structural Concrete as a Plastic Material*, in: *IABSE reports of the working commissions* 34 (1981), S. 3–16.
- [85] Brahim, K.; Mourad, B.; Afif, E. C.; Ali, B.: *Study of the Temperature Distribution in a Road Tunnel under the Effect of Two Ventilation Systems*, in: *Journal of Environmental Engineering (Reston, VA, United States)* (Mai 2011), Nr. 2, S. 231–242.



- [86] *Brand auf Zugstrecke unter dem Ärmelkanal: Verkehr im Eurotunnel läuft wieder*, 19. Jan. 2015,  
Adresse: <http://www.tagesschau.de/ausland/eurotunnel-109.html>, besucht am: 19.1.2015 07:39.
- [87] *Brand im Tunnel Bahnhof Friedrichstraße (11.10.2013)*, in: *Berliner Zeitung* (2013).
- [88] Breinlinger, F.: *Heißbemessung im Stahlbetonbau - liefern physikalisch korrekte Methoden anwendbare Ergebnisse für die Praxis?*, in: *Baustatik - Baupraxis e.V.* 2014, S. 363–370.
- [89] Brem, G. et al.: *Empfehlungen für statische Berechnungen von Schildvortriebsmaschinen*, in: *Tunnel* (2005), Nr. 7, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB) – Arbeitskreis Schildstatik, S. 44–59.
- [90] Bresler, B.: *Response of reinforced concrete frames to fire*, in: *IABSE congress report*, 1976, S. 273–280.
- [91] Bresler, B.: *Analytical Prediction of Structural Response to Fire*, in: *Fire Safety Journal* 9 (1985), S. 103–117.
- [92] Brousse, B.: *Comparison of Fire Safety Problems for the various Transport Modes in Tunnels*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 117–126.
- [93] Brousse, B.; Lacroix, D.: *Technical Report - Part 2: Fire Safe Design*, Forschungsbericht, Anhang 3, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [94] Bruckner, J.: *Feuer im U-Bahn-Tunnel*, in: *Süddeutsche Zeitung* (Jan. 2014).
- [95] Bruns, H.: *Grundlinien des wissenschaftlichen Rechnens*, B. G. Teubner: Leipzig, 1903.
- [96] Brux, G.: *Entwicklungen beim Tunnelausbau mit Tübbing*, in: *BauPortal* (2013), Nr. 11, S. 50–51.
- [97] Bucak, Ö.; Seiler, C.: *Praxisbeispiele für Einwirkungen nach neuen Normen*, Bauwerk: München, Apr. 2007.
- [98] Burghard, S.; Fischer, O.: *Neue Erkenntnisse zur Brandeinwirkung und Lastabtragung für die Neuplanung und Nachrechnung von Tunnelschalen*, in: Fischer, O. (Hrsg.): *19. Münchener Massivbau Seminar*, 19, Technische Universität München, Förderverein Massivbau der TU München e.V.: München, Nov. 2015, S. 43–57.
- [99] Burghard, S.; Scheufler, W.; Fischer, O.: *Anwendung der hybriden Versuchstechnik auf adaptive Seildämpfer*, Technischer Bericht SB2215101, Schlussbericht (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Juni 2015.
- [100] *Caldecott Tunnel Bore Reopens Following Car Fire*, CBS San Francisco und Bay City News Service, 1. Nov. 2013,  
Adresse: <http://sanfrancisco.cbslocal.com/2013/11/01/car-fire-blocking-caldecott-tunnel-bore/>, besucht am: 20.5.2015 14:01.
- [101] Caner, A.; Zlatanic, S.; Munfah, N.: *Structural Fire Performance of Concrete and Shotcrete Tunnel Liners*, in: *Journal of Structural Engineering* (Dez. 2005), S. 1920–1925.
- [102] Carvel, R. O.; Beard, A. N.; Jowitt, P. W.; Drysdale, D. D.: *Variation of heat release rate with forced longitudinal ventilation for vehicle fires in tunnels*, in: *Fire Safety Journal* 36 (2001), S. 569–596.
- [103] Carvel, R. O.: *Fire Size in Tunnels*, Dissertation, Riccarton, Edinburgh, Großbritannien: Heriot-Watt University, Sep. 2004.
- [104] CEB Bulletin D'Information N° 208, Kordina, K.: *Fire Design of Concrete Structures, in accordance with CEB/FIP Model Code 90 (Final Draft)*, Comite Euro-International Du Beton CEB, Juli 1991.
- [105] Chakrabarty, J.: *Theory of Plasticity*, 3. Aufl., Elsevier Butterworth-Heinemann: Amsterdam, Niederlande, 2006.

- [106] Chang, S.-H.; Choi, S.-W.; Bae, G.-J.; Lee, S.-H.; Ahn, S.-Y.: *A new numerical model to simulate continuous fire-induced damage and spalling in an underground structure*, in: *ITA-AITES World Tunnel Congress 2009*, 35, International Tunnelling und Underground Space Association (ITA-AITES), 2009.
- [107] Chavez, J.: *An Experimental Investigation of Internally Ignited Fires in Nuclear Power Plant Control Cabinets, Part 1: Cabinet Effect Tests*, Technischer Bericht NUREG/CR-4527/1of2, Washington, DC, USA: Sandia National Laboratories, Apr. 1987.
- [108] Chen, F.; Chien, S.-W.; Lee, Y.-P.; Lin, C.-F.; Sie, H.-R.: *The integrated strategies for fire safety of long road tunnels in Taiwan*, in: *Procedia Engineering* 62 (2013), S. 36–45.
- [109] Chen, L. F.; Hu, L.; Tang, W.; Yi, L.: *Studies on buoyancy driven two-directional smoke flow layering length with combination of point extraction and longitudinal ventilation in tunnel fires*, in: *Fire Safety Journal* 59 (2013), S. 94–101.
- [110] Chen, W.-F.: *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill Book Company: 1982.
- [111] Chen, W.-F.; Saleeb, A. F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials, Volume 1: Elasticity and Modeling*, Elsevier: 1994.
- [112] Cognos, B.: *Ingenieurmethoden des Brandschutzes (Fire Safety Engineering) Gestern, Heute und Morgen / Übermorgen*, in: *Jahresfachtagung 2009 - Fachabteilung und Betriebsicherheitsverordnung*, Aachen, 2009.
- [113] Coile, R. V.; Criel, P.; Aspee, R.; Taerwe, L.: *Prediction of the spatial occurrence of fire induced spalling in concrete slabs using random fields*, in: *Third International Workshop on concrete spalling due to fire exposure*, 2013.
- [114] Colombo, M.; Martinelli, P.; Prisco, M. di: *A design approach for tunnels exposed to blast and fire*, in: *Structural Concrete* 16 (2015), Nr. 2, S. 262–272.
- [115] *Commuters Escape Fire Following In Crash Caldecott Tunnel*, CBS San Francisco und Bay City News Service, 16. März 2015, Adresse: <http://sanfrancisco.cbslocal.com/2015/03/16/vehicle-fire-in-caldecott-tunnel-backs-up-leaves-some-commuters-stranded/>, besucht am: 20.5.2015 13:48.
- [116] Consolazio, G.; McVay, M.; Rish III, J.: *Measurement and prediction of pore pressures in saturated cement mortar subjected to radiant heating*, in: *ACI Materials Journal* 95 (1998), Nr. 5, S. 526–536.
- [117] Cook, R. D.: *Finite Element Modeling for Stress Analysis*, John Wiley & Sons, Inc.: New York, 1995.
- [118] Cox, G.: *The Challenge of Fire Modelling*, in: *Fire Safety Journal* 23 (1994), S. 123–132.
- [119] Crisfield, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures: Advanced Topics*, Bd. 2, John Wiley & Sons: Chichester, Großbritannien, 2000.
- [120] Crisfield, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures: Essentials*, Bd. 2, John Wiley & Sons: Chichester, Großbritannien, 2000.
- [121] Croll; Höpperger; Sturm: *3D CFD-Berechnung der Temperaturkurven - RVS-Forschungsauftrag: Temperaturkurven stromab eines Brandes im Tunnel*, Forschungsbericht D579/AD-0001/Rev.1, Wien: Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie bmvit, Nov. 2010.
- [122] Cyllok, M.; Achenbach, M.: *Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall: Absicherung der nicht-linearen Zonenmethode durch Laborversuche*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 1, Sonderdruck, S. 39–44.
- [123] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 162 (1. Aufl.), Seekamp, H.; Becker, W.; Struck, W.; Kordina, K.; Wierig, H.-J.: *Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand*, Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, 1964.



- [124] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 164 (1. Aufl.), Weigler, H.; Fischer, R.; Dettling, H.: *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen*, Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, 1964.
- [125] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 173, Hilsdorf, H.: *Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons, Zusammenfassung und Kritik der früheren Versuche und Vorschlag für eine neue Prüfmethode*, Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, 1965.
- [126] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 229, Kupfer, H.; Cölestin, Z.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung; Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsige Belastung*, Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, 1973. ISBN 3433006393
- [127] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 590, Huismann, S.: *Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung*, Beuth: Berlin, 2010.
- [128] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 337/2, Schneider, U.: *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen*, 1982.
- [129] Dahmen, W.; Reusken, A.: *Numerik für Ingenieure und Naturwissenschaftler*, 2. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2008.
- [130] Danigelis, A.: *Cheese Fire Closes Norwegian Tunnel*, Discovery, 23. Jan. 2013, Adresse: <http://news.discovery.com/human/life/cheese-fire-closes-norwegian-tunnel-130123.htm>, besucht am: 19.5.2015 12:52.
- [131] Dankert, J.; Dankert, H.: *Technische Mechanik: Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik*, 4. Aufl., B. G. Teubner: Wiesbaden, 2006.
- [132] Davie, C.; Pearce, C.; Bicanic, N.: *Coupled heat and moisture transport in concrete at elevated temperatures – effects of capillary pressure and adsorbed water*, in: *Numerical Heat Transfer, Part A* 49 (2006), Nr. 8, S. 733–763.
- [133] Davis, R. O.; Selvadurai, A. P. S.: *Plasticity and Geomechanics*, Cambridge University Press: New York, USA, 2002.
- [134] Deen, R. C.: *Performance of a Reinforced Concrete Pipe Culvert under Rock Embankment*, Forschungsbericht, Lexington, Kentucky, USA: Department of Highways, Commonwealth of Kentucky, Aug. 1968.
- [135] Dehn, F.; Hauswaldt, S.; Juknat, M.: *Grundsätzliche Überlegungen zur Brandprüfung von Tunnelbetonbauteilen*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 12, S. 869–875.
- [136] Dehn, F.; Juknat, M.: *Konstruktiver Brandschutz im Tunnelbau - Neue Erkenntnisse aus Großbrandversuchen*, in: Fischer, O. (Hrsg.): *Münchener Massivbau Seminar 2014*, 18, Technische Universität München, Fischer, Oliver: München, Nov. 2014, S. 116–125.
- [137] Dehn, F.; Kotthof, I.; Neumann, N.; Hegemann, K.; Heide, U.; Schmidt, J.: *Brandversuche in Tunneln: Untersuchungen zum Austritt brennbarer Flüssigkeiten*, Forschungsbericht Heft 1103, MFPA Leipzig GmbH, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Dez. 2013.
- [138] Dehn, F.; Nause, P.; Juknat, M.; Orgass, M.; König, A.: *Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln*, Technischer Bericht B73, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßentunnel, Sep. 2010.
- [139] Derntl, C.; Schneider, M.; Schalko, J.; Bittner, A.; Schmiedmayer, J.; Schmit, U.; Trupke, M.: *Arrays of open, independently tunable microcavities*, in: *Optical Express* 22 (2014), Nr. 18, S. 22111–22120.
- [140] Desai, C. S.; Gallagher, R. H. (Hrsg.): *Mechanics of Engineering Materials*, John Wiley & Sons: 1984.

- [141] Desponds, R.: *Der Donnerbühl-Tunnel in Bern - Bau eines Eisenbahntunnels nach der Schild-Methode*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 78 (März 1960), Nr. 10, S. 165–168.
- [142] Dessel, J. v.; Martin, Y.; Höj, N. P.; Haack, A.; Brousse, B.; Lacroix, D.; Rhodes, N.: *General report*, Forschungsbericht, Anhang 1, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [143] DIBt-Richtlinie 2: *DIBt-Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2 in Verbindung mit DIN 1045-1*, ISSN 1438-7778, Deutsches Institut für Bautechnik, Apr. 2002.
- [144] Diederichs, U.; Ehm, C.; Thienel, K.-C.: *Zum mehrachsigen Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei hoher Temperatur*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [145] Diederichs, U.: *Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Juli 1982.
- [146] *DIGI-SCHMIDT Betonprüfhammer: Formfaktor*, Technischer Bericht 2005 05 45 DIGI/BPH-1 D/E, Schwerzenbach, Schweiz: Proceq SA, 2005.
- [147] *DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Aug. 2008.
- [148] *DIN 1080-1:1976-06: Begriffe, Formelzeichen und Einheiten im Bauingenieurwesen, Teil 1: Grundlagen*, Juni 1976.
- [149] *DIN 1080-2:1980-03: Begriffe, Formelzeichen und Einheiten im Bauingenieurwesen, Teil 2: Statik*, März 1980.
- [150] *DIN 1080-3:1980-03: Begriffe, Formelzeichen und Einheiten im Bauingenieurwesen, Teil 3: Beton- und Stahlbetonbau, Spannbetonbau, Mauerwerksbau*, März 1980.
- [151] *DIN 4102-2:1977-09: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 2: Bauteile*, Sep. 1977.
- [152] *DIN 488-1:2006-11: Betonstahl, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen*, Nov. 2006. (Entwurf)
- [153] *DIN EN 1363-1:2012-10: Feuerwiderstandsprüfungen, Teil 1: Allgemeine Anforderungen*, Okt. 2012.
- [154] *DIN EN 1363-2:1999-10: Feuerwiderstandsprüfungen, Teil 2: Alternative und ergänzende Verfahren*, Okt. 1999.
- [155] *DIN EN 1990:2002-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, Okt. 2002.
- [156] *DIN EN 1991-1-2:2003-09: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke*, Sep. 2003.
- [157] *DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Dez. 2010.
- [158] *DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Jan. 2011.
- [159] *DIN EN 1992-1-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Dez. 2010.
- [160] *DIN EN 1992-1-2 NA:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2 NA: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Dez. 2010.



- [161] *DIN EN 1994-1-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Dez. 2010.
- [162] Dorgarten, H.-W.; Dahl, J.; Schaab, A.: *Brandresistente Tunnelkonstruktionen: Ergebnisse von Brandversuchen und Anwendungskriterien*, in: *Forschung und Praxis* 40 (2003), STUVA-Tagung (Dortmund): Tunnel - Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 159–164.
- [163] Dorn, T.; Haß, R.: *Rechnerische Ermittlung des Brandverhaltes von Stahl-, Stahlbeton- und Verbundbauteilen*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [164] Dowling, N. E.: *Mechanical Behavior of Materials*, 2. Aufl., Prentice Hall: New Jersey, USA, 1999.
- [165] Drucker, D. C.: *Relation of Experiments to Mathematical Theories of Plasticity*, in: *Journal of Applied Mechanics* 16 (1949), Nr. 4, S. 349–357.
- [166] Drucker, D. C.; Prager, W.: *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*, in: *Quarterly of Applied Mechanics* 10 (1952), Nr. 2, S. 157–165.
- [167] Drucker, D. C.; Mindlin Raymond, D.: *Stress Analysis by Three-Dimensional Photoelastic Methods*, in: *Journal of Applied Physics* 11 (Nov. 1940), Nr. 2, S. 724–732.
- [168] Duddeck, H.: *Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten*, in: *Bauingenieur* 47 (Feb. 1972), Nr. 2, S. 43–52.
- [169] Duddeck, H.: *Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein*, in: *Die Bautechnik* (Okt. 1980), Herausgegeben vom Arbeitskreis „Tunnelbau“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, S. 349–356.
- [170] Duddeck, H.; Städing, A.: *Zur Berechnung überschütteter Tunnel*, in: *Felsbau* 8 (März 1990), Nr. 3, S. 113–117.
- [171] Dunne, F.; Petrinic, N.: *Introduction to Computational Plasticity*, Oxford University Press: Oxford, USA, 2006.
- [172] Dwaikat, M.; Kodur, V.: *Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems*, in: *Fire Safety Journal* 44 (Apr. 2009), Nr. 3, S. 425–434.
- [173] EBA: *Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln*, Eisenbahn-Bundesamt EBA, Juli 2008.
- [174] Eckardt, S.; Schlegel, R.: *Dynardo Seminar 2013 - multiPlas, 16./17.04.2013*, Technischer Bericht, Dynardo, 2013.
- [175] EFNARC2006: *Specification and Guidelines for Testing of Passive Fire Protection for Concrete Tunnels Linings*, Experts for Specialised Construction und Concrete Systems EFNARC, März 2006.
- [176] Ehm, C.: *Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsialer Beanspruchung und hohen Temperaturen*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Dez. 1985.
- [177] Ehm, H.: *Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen*, Dissertation, Braunschweig: Technische Hochschule Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Juli 1966.
- [178] Eickmeier, D.: *Verbesserung des konstruktiven Brandschutzes durch den Einsatz von PP-Faserbeton*, in: *BASt Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 67–75.
- [179] *Erhöhter Brandschutz durch Kunststofffasern im Beton*, in: *Tunnel* (2012), Nr. 6, S. 73–77.



- [180] *Eurotap 2012*, EuroTest Quality Safety Mobility, 2012,  
Adresse: [http://eurotestmobility.hades.webhouse.dk/wp-content/uploads/2014/06/120910-Tunnel-Chronology-ok-27-8-12\\_EN.doc](http://eurotestmobility.hades.webhouse.dk/wp-content/uploads/2014/06/120910-Tunnel-Chronology-ok-27-8-12_EN.doc), besucht am: 18.5.2015 17:47.
- [181] Falter, B.: *Grenzlasten von einseitig elastisch gebetteten kreiszylindrischen Konstruktionen*, in: *Bauingenieur* 55 (1980), S. 381–390.
- [182] *Fast 50 Kilometer Stau nach Brand in Hamburger Elbtunnel*, WeltN24 GmbH, 2. Dez. 2015,  
Adresse: <http://www.n24.de/n24/Nachrichten/Panorama/d/7709812/fast-50-kilometer-stau-nach-brand-in-hamburger-elbtunnel.html>, besucht am: 10.1.2016 12:01.
- [183] Feizlmayr, A.: *Research in Austria on Tunnel Fire*, in: Stephens, H.; Rosemary Dowden, R.; King, A. L.; Patel, M. P. (Hrsg.): *Proceedings of the Second International Symposium on The Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*, 2, J2, The British Hydromechanics Research Association, The British Hydromechanics Research Association: Cambridge, Großbritannien, März 1976, J2-19–J2-40.
- [184] Fennell, D.: *Investigation into the King's Cross Underground Fire*, Technischer Bericht T022680 0001672 098, London, Großbritannien: Department of Transport, 21. Okt. 1988.
- [185] *Feuer im Tunnel von Sóller auf Mallorca*, Comprendes - Das Spanienmagazin, 7. Apr. 2010,  
Adresse: <http://www.comprendes-grancanaria.de/news/newsdetails/datum/2010/04/07/feuer-im-tunnel-von-soller-auf-mallorca/>, besucht am: 19.5.2015 17:36.
- [186] fib 38, Khoury, G. A.; Anderberg, Y.; Both, K.; Fellingner, J.; Høj, N. P.; Majorana, C.: *Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling*, Working Party 4.3-1, fédération internationale du béton (fib), Apr. 2007.
- [187] *Finnetunnel*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 29. Dez. 2015,  
Adresse: <https://de.wikipedia.org/wiki/Finnetunnel>, besucht am: 17.1.2016 12:27.
- [188] Fischer, O.: *Aktuelle Tendenzen in der Brandbemessung von Tunnelschalen*, in: *VSVI-Seminar „Ingenieurbau“*, 28.01.2014, 2014.
- [189] Fischer, O.: *Betonkonstruktionen im Tunnelbau I*, in: *Massivbau (Vorlesung/Übung)*, München: Technische Universität München, 2014 im WS 2014/2015.
- [190] Fischer, O.: *Der Boßlertunnel im Zuge des Alaufstiegs (NBS Wendlingen - Ulm) - Besondere Fragestellungen des Betonbaus in konventionell und mit TVM aufgefahrenen Tunnelbereichen*, in: Fischer, O. (Hrsg.): *Münchener Massivbau Seminar 2014*, 18, Technische Universität München, Fischer, Oliver: München, Nov. 2014, S. 106–115.
- [191] Fischer, O.: *Betonkonstruktionen im Tunnelbau II*, in: *Massivbau (Vorlesung/Übung)*, München: Technische Universität München, 2015 im SS 2015.
- [192] Fischer, O.: *Stuttgart 21 und Neubaustrecke Wendlingen- Ulm: Konventioneller und maschineller Tunnelbau unter komplexen Randbedingungen*, in: *Brückenbautagung der bayerischen Staatsbauverwaltung*, Würzburg, 2015.
- [193] Fischer, O.; Krottil, L.; Goj, K.: *Erkenntnisse und Empfehlungen für die Nachrechnung von Tunnelbauwerken unter Einbeziehung des Lastfalls Brand - Beispiel Tunnel Pfaffenstein BAB A93, Regensburg*, in: Pöllath, K. (Hrsg.): *Vorträge zum Deutschen Bautechniktag am 23.04. und 24.04.* 34, Eigenverlag: Düsseldorf, Apr. 2015.
- [194] Fischer, O.; Nevrlý, T.; Behnen, G.: *Fertigteile im Tunnelbau*, in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2014*, Wiley-VCH Verlag GmbH: Weinheim, 2014, S. 233–302.
- [195] Fischer, R.: *Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen*, Dissertation, Darmstadt: Technische Hochschule Darmstadt, Juli 1967.



- [196] *Five-vehicle pile-up in traffic tunnel starts fire*, The Nation, 31. Mai 2013, Adresse: <http://www.nationmultimedia.com/breakingnews/Five-vehicle-pile-up-in-traffic-tunnel-starts-fire-30207288.html>, besucht am: 20.5.2015 15:02.
- [197] Fleck, H.; Spang, J.; Gerhard, S.: *Beitrag zur statischen Berechnung von Tunnelauskleidungen*, in: *Die Bautechnik* 57 (Nov. 1980), Nr. 11, S. 361–367.
- [198] Fleury, R.: *Evaluation of Thermal Radiation Models for Fire Spread Between Objects*, Studienarbeit (unveröffentlicht), Christchurch, Neuseeland: University of Canterbury, 2010.
- [199] Foote, K.: *1986 LLNL Enclosure Fire Tests Data Report*, Technischer Bericht UCID-21236, Lawrence Livermore National Laboratory, 5. Aug. 1987.
- [200] Forney, G. P.: *Smokeview (Version 6.1.5) - A Tool for Visualizing, Fire Dynamics Simulation Data, Volume I: User's Guide*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1017-1, SVN Repository Revision: 17538, National Institute of Standards und Technology, Aug. 2013.
- [201] Forney, G. P.: *Smokeview (Version 6.1.5) - A Tool for Visualizing, Fire Dynamics Simulation Data, Volume II: Technical Reference Guide*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1017-2, SVN Repository Revision: 17538, National Institute of Standards und Technology, Aug. 2013.
- [202] Forney, G. P.: *Smokeview (Version 6.1.5) - A Tool for Visualizing, Fire Dynamics Simulation Data, Volume III: Verification Guide*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1017-3, SVN Repository Revision: 17538, National Institute of Standards und Technology, Dez. 2013.
- [203] Franke, J.; Hellsten, A.; Schlünzen, H.; Carissimo, B.: *Best Practice Guideline for the CFD Simulation of Flows in the Urban Environment*, Technischer Bericht Action 732, COST, 1. Mai 2007.
- [204] Franssen, J.-M.; Dotreppe, J.-C.: *Fire Tests and Calculation Methods for Circular Concrete Columns*, in: *Fire Technology* 39 (Jan. 2003), Nr. 1, S. 89–97.
- [205] Frick, J.: *Die physikalische Technik oder Anleitung zur Anstellung von physikalischen Versuchen und zur Herstellung von physikalischen Apparaten mit möglichst einfachen Mitteln*, Vieweg: Braunschweig, 1856.
- [206] Friebel, W.-D.; Blossfeld, J.; Kaundinya, I.: *Neueste Entwicklungen beim baulichen Brandschutz von Straßentunneln*, in: *Bautechnik* 87 (2010), Nr. 5, S. 243–253.
- [207] Friebel, W.-D.; Heimbecher, F.; Blossfeld, J.: *Baulicher Brandschutz bei Straßentunneln*, in: *Tunnelbau* (2011), S. 143–168.
- [208] Friebel, W.-D.; Kaundinya, I.; Tauscher, F.; Urbank, B.; Dehn, F.; Orgass, M.: *Erfolgreicher Einsatz von PP-Faserbeton am Tunnel Westtangente Bautzen*, in: *Tunnelbau 2014*, 38. Aufl., Ernst&Sohn: 2014, S. 201–226.
- [209] Gabay, D.: *Compared Fire Safety Features for Metro Tunnels*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 149–156.
- [210] Gabay, D.: *Technical Report - Part 2: Fire Safe Design - metro tunnels*, Forschungsbericht, Anhang 3, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [211] Gao, D.; Yan, D.; Li, X.: *Splitting strength of GGBFS concrete incorporating with steel fiber and polypropylene fiber after exposure to elevated temperatures*, in: *Fire Safety Journal* 54 (2012), S. 67–73.
- [212] Gawin, D.; Majorana, C.; Schrefler, B.: *Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature*, in: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 4 (1999), S. 37–74.

- [213] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A.: *Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation*, in: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 192 (2003), S. 1731–1771.
- [214] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A.: *Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete*, in: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 195 (2006), S. 5707–5729.
- [215] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B.: *Modelling of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at temperature above critical point of water*, in: *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 26 (2002), Nr. 6, S. 537–562.
- [216] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B.: *Modelling of deformations of high strength concrete at elevated temperatures*, in: *Concrete Science and Engineering/Materials and Structures* 37 (Mai 2004), Nr. 4, S. 218–236.
- [217] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A.: *What physical phenomena can be neglected when modelling concrete at high temperature? A comparative study. Part 1: Physical phenomena and mathematical model*, in: *International Journal of Solids and Structures* 48 (2011), S. 1927–1944.
- [218] Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A.: *What physical phenomena can be neglected when modelling concrete at high temperature? A comparative study. Part 2: Comparison between models*, in: *International Journal of Solids and Structures* 48 (2011), S. 1945–1961.
- [219] *Gemeinschaftstagung: Eurocode 2 für Deutschland*, Technischer Bericht, Berlin, 2010.
- [220] Gernay, T.; Franssen, J.-M.: *A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep*, in: *Fire Safety Journal* 51 (2012), S. 1–9.
- [221] Gernay, T.; Franssen, J.-M.: *A Comparison Between Explicit and Implicit Modelling of Transient Creep Strain in Concrete Uniaxial Constitutive Relationships*, in: *Proceedings of the Fire and Materials 2011 Conference*, Interscience Communications, Interscience Communications Ltd: San Francisco, USA, Jan. 2011, S. 405–416.
- [222] Gerstner, F. A. R.: *Handbuch der Mechanik - Mechanik fester Körper*, Bd. 1, Johann Spurny: Prag, Tschechien, 1831.
- [223] Geuder, S.: *Nachrüstung des Tunnels Farchant*, in: *BASt Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 67–75.
- [224] Glantschnigg, N.: *Untersuchungen zur Brandschadenfeststellung im Tauerntunnel*, in: *Zement+Beton* (1999), Nr. 4, S. 26–28.
- [225] Glatzl, J.; Nischer, P.; Steigenberger, J.; Wagner, O.: *PP-Faserbeton für erhöhte Brandbeständigkeit*, in: *Zement+Beton* 24 (2004), Nr. 3.
- [226] Gobiet, W.; Marec, M.; Eberl, G.; Pucher, K.; Hörhan, R.; Marach, H.; Ludwig, O.; Cianciosi, T.; Elmers, S.: *Brand im Tunnel*, Forschungsbericht Heft 500, Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Straßenforschung, 2000.
- [227] Gödde, L.: *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*, Dissertation, Bochum: Ruhr Universität Bochum, Mai 2012.
- [228] Goffi, V.: *Il Disegnatore Meccanico*, Ulrico Hoepli: Milano, Italien, 1932.
- [229] Gott, J. E.; Lowe, D. L.; Notarianni, K. A.; Davis, W.: *Analysis of High Bay Hangar Facilities for Fire Detector Sensitivity and Placement*, Technischer Bericht NIST TN 1423, Gaithersburg, MD, USA: National Institute of Standards und Technology, Feb. 1997.
- [230] Grant, B. G.; Jagger, S. F.; Lea, C. J.: *Fires in tunnels*, in: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* 356 (1998), Nr. 1748, S. 2873–2906.



- [231] Groeneweg, T.: *Shield driven tunnels in ultra high strength concrete - Reduction of the tunnel lining thickness*, Studienarbeit (unveröffentlicht), Delft: Delft University of Technology, Jan. 2007.
- [232] Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Wall, W. A.: *Technische Mechanik, Band 1: Statik*, 9. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg New York, 2006.
- [233] Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Wall, W. A.: *Technische Mechanik, Band 3: Kinetik*, 9. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg New York, 2006.
- [234] Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Wall, W. A.: *Technische Mechanik, Band 2: Elastostatik*, 9. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg New York, 2007.
- [235] Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Werner, E.: *Formeln und Aufgaben zur Technischen Mechanik 4*, 1. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 2008.
- [236] Gross, D.; Hauger, W.; Wriggers, P.: *Technische Mechanik, Band 4: Hydromechanik, Elemente der Höheren Mechanik, Numerische Methoden*, 7. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 2009.
- [237] Gross, D.; Seelig, T.: *Bruchmechanik - Mit einer Einführung in die Mikromechanik*, 5. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 2011.
- [238] Grosse, C.; Richter, R.; Özbolt, J.: *Acoustic emission analysis used to investigate the spalling effect of concrete under fire load*, in: *European Working Group on Acoustic Emission EWGAE*, Wien, Österreich, Sep. 2010.
- [239] Grübl, F.: *Modern Design Aspects of Segmental Lining*, in: *CTP-ITA Congress*, 2006.
- [240] Gui, J.; Waldron, P.: *Development of the stiffness damage test (SDT) for characterisation of thermally loaded concrete*, in: *Materials and Structures* 33 (Okt. 2000), S. 483–491.
- [241] Haack, A.: *Generelle Überlegungen zur Sicherheit in Verkehrstunneln*, in: *Bauingenieur* 77 (2002), Nr. 9, S. 421–430.
- [242] Haack, A.; Schreyer, J.: *Bemessungsbrände für S-Bahnen und den gemischten Reisezugverkehr*, Technischer Bericht, Köln: DB Station & Service AG, 21. Juni 2010.
- [243] Haack, A.: *Brandsicherheit bestehender Verkehrstunnel: Überprüfung, Bewertung und Nachrüstung bei U-, Stadt- und S-Bahnen*, in: Blennemann, F. (Hrsg.): *Unterirdisches Bauen 2001: Wege in die Zukunft*, 39, Forschung + Praxis, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh: München, Nov. 2001.
- [244] Haack, A.: *Technical Options for Fireproof Tunnel Linings - Limits, Advantages and Disadvantages of the Various Solutions*, in: *1<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas Seminário Internacional South American Tunnelling*, CBT – Video congress: São Paulo, Brasilien, 2004.
- [245] Haack, A.: *Tunnels: Challenges of Today and Tomorrow*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 5–15.
- [246] Haack, A.: *Technical Report - Part 1: Design Fire Scenarios*, Forschungsbericht, Anhang 2, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [247] Haack, A.; Schäfer, M.: *Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2011/2012): Analyse und Ausblick*, in: *Tunnel* (2012), Nr. 8, S. 12–23.
- [248] Haack, A.; Schäfer, M.: *Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2012/2013): Analyse und Ausblick*, in: *Tunnel* (2013), Nr. 8, S. 24–37.
- [249] Haack, A.; Schäfer, M.: *Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2013/2014): Analyse und Ausblick*, in: *Tunnel* (2014), Nr. 8, S. 16–27.
- [250] Haack, A.; Schreyer, J.; Grünwald, M.; Steinauer, B.; Brake, M.; Mayer, G.: *Brand- und Störfalldetektion in Straßentunneln - Vergleichende Untersuchungen: Vergleichende Un-*

- tersuchungen herkömmlicher Störfall- und Brandmeldesysteme mit neuen digitalen Auswertesystemen auf ihre Eignung zur schnelleren und sicheren Detektion von Stör- und Brandfällen in Straßentunneln*, Forschungsbericht Heft 925, STUVA - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Okt. 2005.
- [251] Haack, C.-D.; Morgen, K.; Vries, H. d.; Zimmermann, B.: *Brandschutzkonzept für Bau und Betrieb beim Linearbeschleuniger TESLA: gezielte Entrauchung und Abschottungen*, in: *Forschung und Praxis* 40 (2003), STUVA-Tagung (Dortmund): Tunnel - Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 148–153.
- [252] Habenberger, J.; Baumeyer, F.: *Analyse von brandbeanspruchten Stahlbetonquerschnitten mit Optimierungsmethoden*, in: *Baustatik - Baupraxis e.V. 2014*, Baustatik - Baupraxis e.V., Baustatik - Baupraxis e.V.: 2014, S. 11–18.
- [253] Haerter, A. A.: *Aerodynamic Specialties in Connection with the new Elbtunnel*, in: Stephens, H.; Rosemary Dowden, R.; King, A. L.; Patel, M. P. (Hrsg.): *Proceedings of the Second International Symposium on The Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*, 2, B3, The British Hydromechanics Research Association, The British Hydromechanics Research Association: Cambridge, Großbritannien, März 1976, B3-35–B3-46.
- [254] Hager, I.: *Behaviour of cement concrete at high temperatures*, in: *Technical Sciences* 61 (2013), Nr. 1, S. 145–154.
- [255] Hain, H.; Horst, H.: *Spannungstheorie 1. und 2. Ordnung für beliebige Tunnelquerschnitte unter Berücksichtigung der einseitigen Bettungswirkung des Bodens*, in: *STRASSE BRÜCKE TUNNEL* 22 (Apr. 1970), Nr. 4, S. 85–94.
- [256] Hamnis, A.; Maranghides, A.; Johnsson, R.; Donnelly, M.; Yang, J.; Mulholland, G.; Anleitner, R. L.: *Report of Experimental Results for the International Fire Model Benchmarking and Validation Exercise #3*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1013-1, National Institutes of Standards und Technology, Juni 2005.
- [257] Hamnis, A. et al.: *Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster - Experiments and Modeling of Structural Steel Elements Exposed to Fire*, Technischer Bericht NIST NCSTAR 1-5B, National Institutes of Standards und Technology, Sep. 2005.
- [258] Handke, D.: *Hochpräzise Tübbinge: Voraussetzung für ein qualitativ hochwertiges Tunnelbauwerk in einschaliger Bauweise*, in: *Tunnel* (2012), Nr. 8, S. 42–53.
- [259] Hannant, D. J.: *The effects of age up to 18 years under various exposure conditions on the tensile properties of a polypropylene fibre reinforced cement composites*, in: *Materials and Structures* 32 (März 1999), Nr. 216, S. 83–88.
- [260] Hansen, R.; Ingason, H.: *An engineering tool to calculate heat release rates of multiple objects in underground structures*, in: *Fire Safety Journal* 46 (2011), S. 194–203.
- [261] Hansen, R.; Ingason, H.: *Heat release rates of multiple objects at varying distances*, in: *Fire Safety Journal* 42 (2012), S. 1–10.
- [262] Hansen, R.; Ingason, H.: *Heat release rate measurements of burning mining vehicles in an underground mine*, in: *Fire Safety Journal* 61 (2013), S. 12–25.
- [263] Hansen, W.: *Constitutive Model for Predicting Ultimate Drying Shrinkage of Concrete*, in: *Journal of the American Ceramic Society* 70 (1987), Nr. 5, S. 329–332.
- [264] Harmathy, T.: *A Comprehensive Creep Model*, in: *Journal of Basic Engineering* (Sep. 1967), S. 496–502.
- [265] Harrison, R.: *Entrainment of Air into Thermal Spill Plumes*, Dissertation, Christchurch, Neuseeland: University of Canterbury, Aug. 2009.



- [266] Hartl, H.: *Development of a Continuum-Mechanics-Based Tool for 3D Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures and Application to Problems of Soil-Structure Interaction*, Dissertation, Graz, Österreich: Technische Universität Graz, 2002.
- [267] Hartz, U.: *Erläuterungen zur "DIBt-Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2 in Verbindung mit DIN 1045-1"*, in: *DIBt Mitteilungen* 33 (Apr. 2002), Nr. 2, S. 48.
- [268] Haugeneder, E.; Mang, H.; Chen, Z.-S.; Heinrich, R.; Hofstetter, G.; Li, Z.-K.; Mehl, M.; Torzicky, P.: *3D-Berechnungen von Tunnelschalen aus Stahlbeton*, Forschungsbericht Heft 382, Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten - Straßenforschung, 1990.
- [269] Häußler-Combe, U.: *Dreiaxiale Stoffgesetze für Beton - Grundlagen, Formulierungen, Anwendungen*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), Nr. 3, S. 175–186.
- [270] Heim, A.: *Untersuchungen über den Mechanismus der Gebirgsbildung im Anschluss an die geologische Monographie der Tödi-Windgällen-Gruppe - 1*, Benno Schwabe: Basel, Schweiz, 1878.
- [271] Heim, A.: *Untersuchungen über den Mechanismus der Gebirgsbildung im Anschluss an die geologische Monographie der Tödi-Windgällen-Gruppe - 2*, Benno Schwabe: Basel, Schweiz, 1878.
- [272] Heim, A.: *Untersuchungen über den Mechanismus der Gebirgsbildung im Anschluss an die geologische Monographie der Tödi-Windgällen-Gruppe - Atlas*, Benno Schwabe: Basel, Schweiz, 1878.
- [273] Hemmy, O.: *Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Juli 2003.
- [274] Hering, E.; Martin, R.; Stoher, M.: *Taschenbuch der Mathematik und Physik*, 5. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2005.
- [275] Herzke, K.: *Ventilation System of the New Elbtunnel in Hamburg*, in: Stephens, H.; Rosemary Dowden, R.; King, A. L.; Patel, M. P. (Hrsg.): *Proceedings of the Second International Symposium on The Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*, 2, B2, The British Hydromechanics Research Association, The British Hydromechanics Research Association: Cambridge, Großbritannien, März 1976, B2-5–B2-34.
- [276] Heselden, A.: *Studies of Fire and Smoke Behaviour Relevant to Tunnels*, in: Stephens, H.; Rosemary Dowden, R.; King, A. L.; Patel, M. P. (Hrsg.): *Proceedings of the Second International Symposium on The Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*, 2, J1, The British Hydromechanics Research Association, The British Hydromechanics Research Association: Cambridge, Großbritannien, März 1976, J1-1–J1-18.
- [277] Heydemann, H.: *Bahnvorhaben Stuttgart 21, Fildertunnel PFA 1.2: Gutachten zur Tunnelsicherheit bei S-21 im Brand- und Katastrophenfall*, Technischer Bericht, Stuttgart, 14. Juni 2013.
- [278] Higgins, J.: *Optaining & Optimizing Structural Analysis Convergence*, ANSYS, Inc., 18. Mai 2012.
- [279] Hinrichsmeyer, K.: *Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [280] Hinrichsmeyer, K.: *Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der Thermischen Schädigung von Beton*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Jan. 1987.
- [281] Hirst, K. E.: *Calculus of One Variable*, Springer-Verlag: London, 2006.

- [282] Hoffmann, E.-M.: *Nichtlineare Modelle zur Brandbemessung in Tunneln*, Master's Thesis (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Okt. 2014.
- [283] Hohm, V.; Hosser, D.: *Erweiterung des CFD-Modells FDS für spezielle Brandszenarien und Fragestellungen*, in: Hosser, D. (Hrsg.): *Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 - 25. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis*, 25, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, Sep. 2011, S. 65–82.
- [284] Höj, N. P.: *Technical Report - Part 2: Fire Safe Design - road tunnels*, Forschungsbericht, Anhang 3, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [285] Høj, N. P.: *Guidelines for Fire Safe Design Compared Fire Safety Features for Road Tunnels*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 127–138.
- [286] Høj, N. P.: *Hazards in Tunnels Structural Integrity*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 61–72.
- [287] Hörhle, D.; Mayer, P.-M.: *Temperaturentwicklung und Beanspruchung von Tunnelschalen im Brandfall*, in: *Bautechnik* 85 (2008), Nr. 6, S. 381–393.
- [288] *Horror-Crash in Viamala Tunnel*, 16. Sep. 2006,  
Adresse: <http://www.blick.ch/news/schweiz/horror-crash-in-viamala-tunnel-id116484.html>,  
besucht am: 5.12.2013 14:43.
- [289] Hosser, D.: *Leitfaden: Ingenieurmethoden des Brandschutzes*, Technischer Bericht TB 04-01, Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes e.V. (vfdB), Mai 2009.
- [290] Hosser, D.; Dorn, T.; Richter, E.: *Brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen nach Eurocode 2 - 5: Vergleichsrechnungen zur Untersuchung des Sicherheitsniveaus bei unterschiedlichen Bauarten*, Forschungsbericht RS II - 2 - 67 41 02 - 93.41, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Mai 1995.
- [291] Hosser, D.; Kampmeier, B.; Zehfuß, J.: *Überprüfung der Anwendbarkeit von alternativen Ansätzen nach Eurocode 1 Teil 1-2 zur Festlegung von Brandschutzanforderungen bei Gebäuden*, Forschungsbericht ZP 52-5-3.83-1 041/03, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Dez. 2006.
- [292] Hosser, D.; Kersken-Bradley, M.; Richter, E.; Zehfuß, J.; Bock, M.; Schaumann, P.; Scheer, C.; Winter, S.; Hahn, C.; Upmeyer, J.: *Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach Eurocode und DIN 4102 Teil 4*, Forschungsbericht, Abschlussbericht, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Nov. 1998.
- [293] Hosser, D.; Richter, E.: *Konstruktiver Brandschutz im Übergang von DIN 4102 zu den Eurocodes*, in: *Betonkalender*, Sonderdruck, Ernst&Sohn: 2009.
- [294] Hosser, D.; Richter, E.: *Hintergrundinformationen zum Eurocode 2 Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Forschungsbericht DBV 173, Abschlussbericht, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Okt. 2000.
- [295] Hosser, D.; Richter, E.: *Prüfung der Veränderungen im Schlusssentwurf der prEN 1992-1-2 Fassung 12/01 gegenüber der ENV 1992-1-2 Fassung 1997*, Forschungsbericht P 32-5-4.141-1027/02, Schlussbericht, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Dez. 2002.
- [296] Hosser, D.; Richter, E.: *Überführung von EN 1992-1-2 in EN-Norm und Bestimmung der nationalen festzulegenden Parameter (NDP) im Nationalen Anhang zu EN 1992-1-2*, Forschungsbericht ZP 52-5-7.240-1132/04, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Dez. 2007.
- [297] Hosser, D.; Siegfried, W.: *Vergleich von Simulationsmodellen für Brandschutztechnische Fragestellungen*, in: *Braunschweiger Brandschutz-Tage '93, 5. Fachseminar Brandschutz-Forschung und Praxis, 6. und 7. Oktober*, 5, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Hosser, Dietmar: Braunschweig, Okt. 1993, S. 49–66.



- [298] Hosser, D.; Weilert, A.; Klinzmann, C.; Schnetgöke, R.; Albrecht, C.: *Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für die brandschutztechnische Bemessung unter Anwendung von Ingenieurmethoden gemäß Eurocode 1 Teil 1-2 (Sicherheitskonzept zur Brandschutzbemessung)*, Forschungsbericht ZP 52-5-4.168-1239/07, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Nov. 2009.
- [299] Hostikka, S.; Kokkala, M.; Vaari, J.: *Experimental Study of the Localized Room Fires - NFSC2 Test Series*, Technischer Bericht 7210-PR-060, Espoo, Finland: Technical Research Center of Finland, 2001.
- [300] Houska, J.: *Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelbauwerk*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 78 (Sep. 1960), Nr. 38, S. 607–609.
- [301] *Howard Street Tunnel fire*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 17. Feb. 2015, Adresse: [http://en.wikipedia.org/wiki/Howard\\_Street\\_Tunnel\\_fire](http://en.wikipedia.org/wiki/Howard_Street_Tunnel_fire), besucht am: 20.5.2015 11:27.
- [302] HQUSACE 1110-2-2901, Williams, O.: *Tunnels and Shafts in Rock*, U.S. Army Corps of Engineers, Mai 1997.
- [303] Hu, L. H.; Chen, L. F.; Tang, W.: *A global model on temperature profile of buoyant ceiling gas flow in a channel with combining mass and heat loss due to ceiling extraction and longitudinal forced air flow*, in: *International Journal of Heat and Mass Transfer* 79 (2014), S. 885–892.
- [304] Hu, L. H.; Huo, R.; Peng, W.; Chow, W. K.; Yang, R. X.: *On the maximum smoke temperature under the ceiling in tunnel fires*, in: *Tunnelling and Underground Space Technology* 21 (2006), S. 650–655.
- [305] Hu, L.; Tang, W.; Chen, L.; Yi, L.: *A non-dimensional global correlation of maximum gas temperature beneath ceiling with different blockage-fire distance in a longitudinal ventilated tunnel*, in: *Applied Thermal Engineering* 56 (2013), S. 77–82.
- [306] Huang, S.; Burgess, I.: *Effect of transient strain on strength of concrete and CFT columns in fire Part 1: Elevated-temperature analysis on a Shanley-like column model*, in: *Engineering Structures* 44 (2012), S. 379–388.
- [307] Huhn, J.; Bromberger: *Wärmeübertragung (Ausgewählte Aufgaben)*, in: Technische Thermodynamik, Dresden: Technische Universität Dresden, 2008.
- [308] Huhn, J.; Bromberger: *Wärmeübertragung (Vorlesungsskript)*, in: Technische Thermodynamik, Dresden: Technische Universität Dresden, 2008.
- [309] Huhn, J.; Bromberger: *Wärmeübertragung (Wissensspeicher)*, in: Technische Thermodynamik, Dresden: Technische Universität Dresden, 2008.
- [310] Huismann, S.: *Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung*, Dissertation, Wien: Technische Universität Wien, März 2010.
- [311] Huo, J.; Zhang, J.; Wang, Z.; Xiao, Y.: *Effects of sustained axial load and cooling phase on post-fire behaviour of reinforced concrete stub columns*, in: *Fire Safety Journal* 59 (2013), S. 76–87.
- [312] Ichikawa, Y.; England, G.: *Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures*, in: *Nuclear Engineering and Design* 228 (März 2004), Nr. 1-3, S. 245–259.
- [313] Iding, R.; Bresler, B.; Nizamuddin, Z.: *Fires - T3 A Computer Program for the Fire Response of Structures - Thermal (Three Dimensional Version)*, Technischer Bericht UCB FRG 77-15, Berkeley, Kalifornien, USA: National Institute of Standard and Technology NIST, Okt. 1996.



- [314] Iftimie, T.: *Prefabricated lining, conceptional analysis and comparative studies for optimal solution*, in: Salam, A. (Hrsg.): *Tunnelling and Ground Conditions*, Balkema, Rotterdam, 1994.
- [315] Ingason, H. (Hrsg.): *Proceedings of the International Symposium on Catastrophic Tunnel Fires*, SP Swedish National Testing und Research Institute, Borås, Sweden, 2003.
- [316] Ingason, H.: *Model scale railcar fire tests*, in: *Fire Safety Journal* 42 (2007), S. 271–282.
- [317] Ingason, H.: *State of the Art Tunnel Fire Research*, in: *Fire Safety Science-Proceedings of the Ninth International Symposium*, International Association for Fire Safety Science: 2008, S. 33–48.
- [318] Ingason, H.: *Design fire curves for tunnels*, in: *Fire Safety Journal* 44 (2009), S. 259–265.
- [319] Ingason, H.; Li, Y. Z.: *Model scale tunnel fire tests with longitudinal ventilation*, in: *Fire Safety Journal* 45 (2010), S. 371–384.
- [320] Ingason, H.; Lönnermark, A.: *Brandbelastning och brandscenarier för järnvägstunnlar*, Technischer Bericht SP AR 2004:30, Borås, Schweden: SP Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut, 2004.
- [321] Ingason, H.; Lönnermark, A.: *Brandbelastning och brandscenarier för vägtunnlar*, Technischer Bericht SP AR 2004:32, Borås, Schweden: SP Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut, 2004.
- [322] Ingason, H.; Lönnermark, A.: *Recent Achievements Regarding Measuring of Time-Heat and Time-Temperature Development in Tunnels*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 87–96.
- [323] Ingason, H.; Lönnermark, A.: *Heat release rates from heavy goods vehicle trailer fires in tunnels*, in: *Fire Safety Journal* 40 (2005), S. 646–668.
- [324] Ingason, H.; Lönnermark, A.; Li, Y. Z.: *Runehamar Tunnel Fire Tests*, Forschungsbericht SP Report 2011:55, Schweden: SP Technical Research Institute of Sweden, 2011.
- [325] Irgens, F.: *Continuum Mechanics*, Springer-Verlag: Berlin, 2008.
- [326] Richtlinie: *Guidelines for Structural Fire Resistance for Road Tunnels*, International Tunneling Association ITA, Mai 2004.
- [327] ITA 3: *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, Working Group No. 2*, International Tunnelling Association, 2000.
- [328] Janberg, N. (Hrsg.): *Elbtunnel (4. Röhre)*, Deutsch, Structurae Version 6.5, 13. Juni 2015, Adresse: <http://structurae.de/bauwerke/elbtunnel-4-roehre>, besucht am: 13.6.2015 10:30.
- [329] Janssen, H. A.: *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*, in: *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure* 39 (Aug. 1895), Nr. 35, S. 1045–149.
- [330] Janßen, P.: *Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dez. 1983.
- [331] Jansson, R.: *Fire Spalling of Concrete*, Dissertation, Stockholm, Schweden: KTH Architecture und the Built Environment, 2013.
- [332] Jessen, W.: *Untersuchungen zur Längslüftung an einem Modelltunnel*, in: *BAST Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 45–58.
- [333] Jirásek, M.; Bažant, Z. P.: *Inelastic Analysis of Structures*, 1. Aufl., John Wiley & Sons, LTD.: Chichester, Großbritannien, 2002.
- [334] Jordaan, I.: *Analysis of creep in concrete structures under general states of stress*, in: *IABSE reports of the working commissions* 19 (1974), S. 1–18.



- [335] Julga, G.: *Problems of Operational Planning for Fires Connected with an Underground Rail Transport System - The Hamburg High Speed Railway*, in: *Fire Safety Journal* 8 (1984), S. 53–61.
- [336] Kachanov, L. M.: *Foundations of the Theory of Plasticity*, North-Holland Publishing Company: Amsterdam, Niederlande, 1971.
- [337] Kasper, T.; Meschke, G.: *Numerische Untersuchungen zu den Wechselwirkungen bei Schildvortrieben im Lockergestein*, in: *Bauingenieur* 80 (2005), S. 413–421.
- [338] Katalagarianakis, G.: *European Research Projects and Policy for Safe and Efficient Tunnels*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 17–21.
- [339] *Katzenbergtunnel*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 24. Okt. 2015, Adresse: <https://de.wikipedia.org/wiki/Katzenbergtunnel>, besucht am: 17.1.2016 12:46.
- [340] Kaundinya, I.: *Protection of road tunnel linings in cases of fire*, in: *Young Researchers Seminar 2007*, Centrum dopravního výzkumu (Transport Research Centre), Brno, Czech, 2007.
- [341] Kawamura, R.; Magome, M.; Kawamura, T.; Igarashi, Y.: *Study on a new Ventilation System to Effectively Eliminate Fire Smoke in a Tunnel*, in: Stephens, H.; Rosemary Dowden, R.; King, A. L.; Patel, M. P. (Hrsg.): *Proceedings of the Second International Symposium on The Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels*, 2, J3, The British Hydromechanics Research Association, The British Hydromechanics Research Association: Cambridge, Großbritannien, März 1976, J3-41–J3-56.
- [342] Keitel, H.: *Bewertungsmethoden für die Prognosequalität von Kriechmodellen des Betons*, Dissertation, Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Dez. 2011.
- [343] Kent, C.; Park, R.: *Flexural Members with Confined Concrete*, in: *Journal of the Structural Division* 97 (Juli 1971), Nr. 7, S. 1969–1990.
- [344] Kessler, H.: *Tabellen zur Berechnung schildvorgetriebener Tunnel - Theorie II. Ordnung mit Längskraftverformung*, Technischer Bericht 75-13, Braunschweig: Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, 1975.
- [345] Kessler, H.: *Die Bemessung und Traglastberechnung stählerner Tunnelauskleidungen*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dez. 1976.
- [346] Khoury, G.: *Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature*, in: *Magazine of Concrete Research* 58 (Aug. 2006), Nr. 6, S. 367–385.
- [347] Khoury, G.: *Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 2: strain during first cooling and subsequent thermal cycle*, in: *Magazine of Concrete Research* 58 (Aug. 2006), Nr. 6, S. 387–400.
- [348] Khoury, G.: *Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 3: isolation of strain components and strain model development*, in: *Magazine of Concrete Research* 58 (Sep. 2006), Nr. 7, S. 421–435.
- [349] Khoury, G.; Dias, W.; Sullivan, J.: *Deformation of concrete and cement paste loaded at constant temperatures from 140 °C to 724 °C*, in: *Materials and Structures* 19 (1986), Nr. 110, S. 97–104.
- [350] Khoury, G.; Majorana, C.; Pesavento, F.; Schrefler, B.: *Modelling of heated concrete*, in: *Magazine of Concrete Research* 54 (Apr. 2002), Nr. 2, S. 77–101.
- [351] Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan, P. J. E.: *Strain of concrete during first heating to 600 °C*, in: *Magazine of Concrete Research* 37 (Dez. 1985), Nr. 133, S. 195–215.
- [352] Khoury, G. A.: *Strain components of nuclear-reactor-type concretes during first heat cycle*, in: *Nuclear Engineering and Design* 156 (1995), S. 313–321.

- [353] Khoury, G. A.: *Passive fire protection in tunnels*, in: *Concrete* (Feb. 2003), S. 31–36.
- [354] Kiehl, S.: *Modellierung des Materialverhaltens von Beton mit Hilfe der FE-Methode*, Studienarbeit (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Juli 2013.
- [355] Kiel, M.: *Entwicklung einer intelligenten Prüfmaschine für brandbeanspruchte Gesamtragwerke*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [356] Kiel, M.: *Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einfluß von Brandbeanspruchung*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [357] Kiel, M.; Richter, E.; Hosser, D.: *Tunnelsegmente bei lokaler Brandeinwirkung - Berechnung unter Ansatz realistischer Stoffgesetze*, Forschungsbericht, Berlin: Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, 1988.
- [358] Kiel, M.: *Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einfluss von Brandbeanspruchung*, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Nov. 1987.
- [359] Kipfer, P.; Wanzenried, H.: *Der Donnerbühl-Tunnel in Bern - Statische Berechnung und Fabrikation der Tübbingringe*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 78 (März 1960), Nr. 12, S. 206–211.
- [360] Kirkner, D. J.; Kurama, Y. C.; Knaack, A. M.: *Concrete Fire Research*, Englisch, University of Notre Dame, 11. Mai 2015, Adresse: <http://www3.nd.edu/~concrete/concrete-fire-database/>, besucht am: 11.5.2015 10:52.
- [361] Klein-Heßling, W.; Roewekamp, M.; Riese, O.: *Evaluation of Fire Models for Nuclear Power Plant Applications: Fuel Pool Fire Inside A Compartment*, Technischer Bericht SR 2491, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS)mbH, Nov. 2006.
- [362] Klinger, M.: *Aktuelle Brandschutzregelwerke für Schienenfahrzeuge*, in: *EI-Eisenbahningenieur* (Mai 2012), S. 42–46.
- [363] Klingsch, E. W. H.: *Explosive Spalling of Concrete in Fire*, Dissertation, Zürich: ETH Zürich, 2014.
- [364] Klingsch, E.; Frangi, A.; Fontana, M.: *Explosive Spalling of Concrete in Fire*, Forschungsbericht, Zürich, Schweiz: ETH Zürich, Dez. 2013.
- [365] Klosse, E.: *Das Lichtbogenschweißen*, 5. Aufl., Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 1964.
- [366] Knaack, A. M.; Kurama, Y. C.; Kirkner, D. J.: *Stress-strain Properties of Concrete at Elevated Temperatures*, Forschungsbericht NDSE-09-01, Notre Dame, Indiana, USA: University of Notre Dame, Apr. 2009.
- [367] Kojić, M.; Bathe, K. J.: *Inelastic Analysis of Solids and Structures*, Springer-Verlag: Berlin, 2005.
- [368] Koloman, R.: *Tunnelauskleidung aus Betonfertigteilen*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 88 (1970), Nr. 46.
- [369] Kordina, K.: *Brände in unterirdischen Verkehrsanlagen*, in: *Bautechnik* 80 (2003), Nr. 5, S. 327–338.
- [370] Kordina, K.: *Planung unterirdischer Verkehrsanlagen gegen Brandgefahren*, in: *Tunnel* (2004), Nr. 5, S. 9–20.
- [371] Kostrzewa, M.: *Tunnelbetrieb in Deutschland*, in: *BASt Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 5–9.
- [372] Kowalski, R.: *Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature*, in: *Architecture Civil Engineering Environment* (2010), Nr. 2, S. 61–70.



- [373] Krampf, L.: *Brandschutztechnischer Nachweis von Betonkonstruktionen gemäß Eurocode 2*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [374] Kuna, M.; Brocks, W.; Richard, H.; Fulland, M.; Sander, M.; Sievers, J.; Scheider, I.; Mühllich, U.: *Anwendung numerischer Methoden in der Bruchmechanik*, Technischer Bericht, Dresden: Deutscher Verband für Materialforschung und -Prüfung e.V. DVM, 12. Feb. 2007.
- [375] Kupfer, H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*, Dissertation, München: Technische Universität München, 1972.
- [376] Kupfer, H.; Hilsdorf, H. K.: *Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses*, in: *ACI Journal* 66 (Aug. 1969), Nr. 52, S. 656–666.
- [377] Kusterle, W.; Lindlbauer, W.; Hanser, S.: *Polypropylen-Faserbeton als Brandschutzmaßnahme im Tunnelbau*, in: *beton* 55 (2005), Nr. 10, S. 480–486.
- [378] Kusterle, W.; Ruzicka, M.; Donauer, P.-F.; Muchsel, H.: *Brandschutzschichten in Verkehrstunnels*, in: Kusterle, W. (Hrsg.): *Spritzbeton-Technologie 2006: Berichtsband der 8. Internationalen Fachtagung, 26. und 27. Januar*, 8, Institut für Betonbau, Baustoffe und Bauphysik, Universität Innsbruck, Alpbach, Österreich, Jan. 2006.
- [379] Kusterle, W. et al.: *Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton*, Forschungsbericht Heft 544, Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 2004.
- [380] Lacroix, D.: *Guidelines for Fire Safe Design: Synthesis and Current Harmonisation Processes*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 107–115.
- [381] Lacroix, D.: *PIARC Design Criteria for Resistance to Fire For Road Tunnel Structures*, in: *Routes Roads* (Okt. 2004), Nr. 324, S. 64–71.
- [382] Lade, P. V.: *Mechanics of Engineering Materials*, in: Desai, C. S.; Gallagher, R. H. (Hrsg.), John Wiley & Sons: Chichester, 1984, S. 385–402.
- [383] Lange, D.; Jansson, R.: *A comparison of an explicit and an implicit transient strain formulation for concrete in fire*, in: *11th International Symposium on Fire Safety Science*, 11, University of Canterbury, International Association for Fire Safety Science (IAFSS): Canterbury, Neuseeland, Feb. 2014.
- [384] Langsdorf, K. C. v.: *Handbuch der gemeinen und höheren Mechanik fester und flüssiger Körper*, Mohr und Zimmer: Heidelberg, 1807.
- [385] Lässer-Feizlmayr, I.: *Brandversuche in einem Tunnel*, Forschungsbericht Heft 50, Teil 1, Wien: Bundesministerium für Bauen und Technik - Straßenforschung, 1976.
- [386] Lässer-Feizlmayr, I.: *Brandversuche in einem Tunnel - Anlagen*, Forschungsbericht Heft 50, Teil 2, Wien: Bundesministerium für Bauen und Technik - Straßenforschung, 1976.
- [387] Law, A.; Gillie, M.; Pankaj, P.: *Incorporation of Load Induced Thermal Strain in Finite Element Models*, in: *Acty Polytechnica* 49 (2009), Nr. 1, S. 11–15.
- [388] Law, A.; Gillie, M.: *Load induced thermal strain: implications for structural behaviour*, in: Tan, K. H.; Kodur, V.; Tan, T. H. (Hrsg.): *Fifth International Conference Structures in Fire SiF'08*, 5, Nanyang Technological University: Singapore, Mai 2008.
- [389] Lee, S. R.; Ryou, H. S.: *A numerical study on smoke movement in longitudinal ventilation tunnel fires for different aspect ratio*, in: *Building and Environment* 41 (2006), S. 719–725.
- [390] Lemmon, E. W.; Jacobson, R. T.; Penoncello, S. G.; Friend, D. G.: *Thermodynamic Properties of Air and Mixtures of Nitrogen, Argon, and Oxygen From 60 to 2000 K at Pressures to 2000 MPa*, in: *Journal of Physical and Chemical Reference Data* 29 (2000), Nr. 3, S. 331–385.
- [391] Li, L.-y.; Purkiss, J.: *Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures*, in: *Fire Safety Journal* 40 (2005), S. 669–686.

- [392] Li, Y. Z.; Ingason, H.: *The maximum ceiling gas temperature in a large tunnel fire*, in: *Fire Safety Journal* 48 (2012), S. 38–48.
- [393] Li, Y.; Ingason, H.; Lönnemark, A.: *Numerical Simulation of Runehamar Tunnel Fire Tests*, in: *6th International Conference 'Tunnel Safety and Ventilation' 2012*, 6, Graz, 2012, S. 203–210.
- [394] Lilliu, G.; Meda, A.: *Fire Analysis of RC Precast Segmental Tunnels*, in: *Application of Structural Fire Engineering, 29. April*, Prag, Tschechische Republik, Apr. 2011, S. 379–384.
- [395] Locker, M.: *Giant Goat Cheese Fire Shuts Down Norway Tunnel*, TIME, 23. Jan. 2013, Adresse: <http://newsfeed.time.com/2013/01/23/giant-goat-cheese-fire-shuts-down-norway-tunnel/>, besucht am: 19.5.2015 12:47.
- [396] Lönnemark, A.: *On the Characteristics of Fires in Tunnels*, Dissertation, Lund: Lund University, 2005.
- [397] Lönnemark, A.; Ingason, H.: *Gas temperatures in heavy goods vehicle fires in tunnels*, in: *Fire Safety Journal* 40 (2005), S. 506–527.
- [398] Lönnemark, A.; Ingason, H.: *The Effect of Cross-sectional Area and Air Velocity on the Conditions in a Tunnel during a Fire*, Technischer Bericht SP Report 2007:05, Schweden: SP Technical Research Institute of Sweden, 2007.
- [399] Lu, L.; Lu, X.; Fan, P.: *Full-Ring Experimental Study of the Lining Structure of Shanghai Changjiang Tunnel*, in: *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan, Okt. 2006.
- [400] Lubliner, J.: *Plasticity Theory*, University of California at Berkeley, Pearson Education, Inc.: Berkley, USA, 2006.
- [401] Lutikholt, A.: *Ultimate Limit State Analysis of a Segment Tunnel Lining*, Studienarbeit (unveröffentlicht), Delft: TU Delft, Juli 2007.
- [402] *M4 reopens after car catches fire in Brynglas tunnels*, BBC News, 11. Feb. 2011, Adresse: <http://www.bbc.com/news/uk-wales-south-east-wales-12430494>, besucht am: 20.5.2015 13:40.
- [403] Ma, X.; Qiu, G.; Grabe, J.: *Zur thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelten Simulation eines Energiepfahls*, in: *Geotechnik* 34 (2011), Nr. 4, S. 264–275.
- [404] Maevski, I. Y.: *Design Fires in Road Tunnels*, Technischer Bericht NCHRP synthesis 415, Washington, D.C., USA: National Cooperative Highway Research Program, 2011.
- [405] Maier, W. (Erfinder), Maier, W. (Inhaber): *Prüfvorrichtung für stabförmige Bauteile, insbesondere Tragwerksabschnitt des Ingenieurbaus*, Pat., DE 3425359, B1, 4. Juli 1985.
- [406] Maier, W. (Erfinder), Maier, W. (Inhaber): *Prüfvorrichtung für stabförmige Bauteile, insbesondere Tragwerksabschnitt des Ingenieurbaus*, Pat., DE 3425359, A1, 30. Jan. 1986.
- [407] Maier, W. (Erfinder), Maier, W. (Inhaber): *Method and Apparatus for Testing a Test Piece*, Pat., US 5,056,370, 15. Okt. 1991.
- [408] Maier, W.; Clark, A. J.: *The BTM-Concept - An Experimental Method to Simulate the Behavior of Substructures Consisting of Truss or Beam Members*, in: *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Bd. IV, Tokyo-Kyoto, Japan, Aug. 1988, S. 23–28.
- [409] Majorana, C.; Mazars, J.: *Thermohygro-metric and mechanical behaviour of concrete using damage models*, in: *Materials and Structures* 30 (Juli 1997), S. 349–354.
- [410] Malvern, L. E.: *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*, Prentice-Hall, Inc.: New Jersey, USA, 1969.



- [411] Mämpel, H.; Peter, C.; Steiner, B.; Beier, M.; Eickmeier, D.: *Bühlentunnel: Erfahrung aus dem Vortrieb und Festlegung der Betonrezeptur für die Innenschale aus PP-Faserbeton*, in: *Tunnel* (2014), Nr. 1, S. 33–40.
- [412] Mann, W.: *Brandsicherheit bestehender Verkehrstunnel: Überprüfung, Bewertung und Nachrüstung der Straßentunnel in Stuttgart*, in: Blennemann, F. (Hrsg.): *Unterirdisches Bauen 2001: Wege in die Zukunft*, 39, Forschung + Praxis, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh: München, Nov. 2001.
- [413] Mannsfeld, T. R.: *Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall*, Dissertation, Leipzig: Bergische Universität Wuppertal, 2011.
- [414] Mase, G. E.: *Schaum's Outline of Theory and Problems of Continuum Mechanics*, McGraw-Hill Book Company: New York, 1970.
- [415] McCaffrey, B. J.: *Purely Buoyant Diffusion Flames: Some Experimental Results*, Technischer Bericht NBSIR 79-1910, Washington, D.C., USA: National Bureau of Standards, Okt. 1979.
- [416] McGeoch, C. C.; Wang, C.: *Experimental Evaluation of an Adiabatic Quantum System for Combinatorial Optimization*, in: *Proceedings of the ACM International Conference on Computing Frontiers*, CF '13, ACM: Ischia, Italy, 2013, 23:1–23:11.
- [417] McGrattan, K. B.; Hamnis, A.; Stroup, D.: *Sprinkler, Smoke & Heat Vent, Draft Curtain Interaction - Large Scale Experiment and Model Development*, Technischer Bericht NISTIR 6196-1, National Institutes of Standards und Technology, Sep. 1998.
- [418] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 1: Mathematical Model*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [419] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 1: Mathematical Model*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [420] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 2: Verification*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [421] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 2: Verification*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [422] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 3: Validation*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [423] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 3: Validation*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [424] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - Technical Reference Guide, Volume 4: Configuration Management*,

- Technischer Bericht NIST Special Publication 1018, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, Dez. 2013.
- [425] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - User's Guide*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1019, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [426] McGrattan, K.; Hostikka, S.; McDermott, R.; Floyd, J.; Weinschenk, C.; Overholt, K.: *Fire Dynamics Simulator - User's Guide*, Technischer Bericht NIST Special Publication 1019, Sixth Edition, National Institute of Standards und Technology, 4. Nov. 2013.
- [427] Meißner, H.: *Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.* In: *Geotechnik* 14 (1991), Nr. 1, S. 1–10.
- [428] Menétrey, P.; Willam, K. J.: *Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization*, in: *ACI Structural Journal* 92 (Mai 1995), Nr. 3, S. 311–318.
- [429] Meschke, G.; Alsahly, A.; Dang, T. S.; Freitag, S.; Gall, V. E.; Ninić, J.; Stascheit, J.; Zhou, M.: *Numerische Simulation im Tunnelbau*, in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.) *Betonkalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7*, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG: 2014, S. 171–232.
- [430] Meyer, R.: *Mehrxiales Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept im Vor- und Nachbruchbereich*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, März 1991.
- [431] Meyer-Ottens, C.: *Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dez. 1972.
- [432] Micolitti, G.: *Technical Report - Part 2: Fire Safe Design - rail tunnels*, Forschungsbericht, Anhang 3, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.
- [433] Mier, J. G. M. v.: *Fracture Processes of Concrete, Assessment of Material Parameters for Fracture Models*, CRC Press: Boca Raton, Florida, USA, 1997.
- [434] Mindeguia, J.-C.; Hager, I.; Pimienta, P.; Carré, H.; Borderie, C. L.: *Parametrical study of transient thermal strain of ordinary and high performance concrete*, in: *Cement and Concrete Research* 48 (2013), S. 40–52.
- [435] Möbius, A. F.: *Lehrbuch der Statik*, 1, Georg Joachim Göschen: Leipzig, 1837.
- [436] Modetta, F.; Wörndle, S.; Näher, N.; Matter, J.; Janele, S.; Feurer, A.; Roselfstra, G.: *Brand-schutz im Tunnel: Schutzziele u. Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik*, Forschungsbericht FGU 2008/003-OBf, Schweiz: Schweizerische Eidgenossenschaft - Bundesamt für Strassen (ASTRA), Dez. 2011.
- [437] Moore, G. E.: *Cramming more components onto integrated circuits*, in: *Electronics* 38 (Apr. 1965), Nr. 8, S. 114–117.
- [438] Mörth, W.; Mayer, A.: *Zuschlagoptimierte Betone für Tunnelinnenschalen mit hohem Brandwiderstand*, in: *Zement+Betton* (2005), S. 28–33.
- [439] Moseley, H.: *The mechanical principles of engineering and architecture*, Longman, Brown, Green, und Longmans: London, Großbritannien, 1843.
- [440] Müller, R.; Zimbauer, J.: *Grundlagen der Heißbemessung von Stahlbetonbauteilen auf der Basis des EC2*, [www.ibdrm.de](http://www.ibdrm.de) (25.06.2012), 2005.
- [441] Müllers, I.: *Tunnelbemessung für Extremereignisse*, in: *BASt Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 77–79.
- [442] *multiPlas - Elastoplastic Material Models for Ansys*, Release 5.0.679, Dynamic Software und Engineering GmbH, Weimar, Feb. 2013.



- [443] *multiPlas Release 5.1.0 for Ansys 14.5.7 und 15.0 - Elastoplastic Material Models for Ansys - General Multisurface Plasticity*, User's Manual, Dynardo GmbH, Weimar, März 2014.
- [444] N24 Nachrichten: *Fast 50 Kilometer Stau nach Brand in Hamburger Elbtunnel*, WeltN24 GmbH, 2. Dez. 2015,  
Adresse: <http://www.n24.de/n24/Nachrichten/Panorama/d/7709812/fast-50-kilometer-stau-nach-brand-in-hamburger-elbtunnel.html>, besucht am: 5.12.2015 12:11.
- [445] National Institute of Standards and Technology (Hrsg.): *CFAST*, 22. Feb. 2012,  
Adresse: [http://www.nist.gov/el/fire\\_research/cfast-software.cfm](http://www.nist.gov/el/fire_research/cfast-software.cfm), besucht am: 14.7.2015 17:17.
- [446] Naus, D. J.: *The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures*, Technischer Bericht NUREG-XXX, ORNL/TM-2005/553, Oak Ridge, USA: U.S. Nuclear Regulatory Commission, Nov. 2005.
- [447] Naus, D.: *A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures*, Technischer Bericht NUREG/CR-7031, ORNL/TM-2009/175, Oak Ridge, USA: United States Nuclear Regulatory Commission, Dez. 2010.
- [448] Nause, P.: *Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Mai 2005.
- [449] Navier, C.-L.-M.-H.; Westphal, G.; Föppl, A.; Rühlmann, M.: *Mechanik der Baukunst (Ingenieur-Mechanik) oder Anwendung der Mechanik auf das Gleichgewicht von Bau-Constructionen*, 2. Aufl., Helwing'sche Verlags-Buchhandlung: Hannover, 1879.
- [450] NCHRP 415 NCHRP 415, Maeviski, I. Y.: *NCHRP Synthesis 415 - Design Fires in Road Tunnels, A Synthesis of Highway Practice*, American Association of State Highway und Transportation Officials in Cooperation with the Federal Highway Administration, 2011.
- [451] Nemoto, K.; Trupke, M.; Devitt, S. J.; Stephens, A. M.; Scharfenberger, B.; Buczak, K.; Nöbauer, T.; Everitt, M. S.; Schmiedmayer, J.; Munro William, J.: *Photonic Architecture for Scalable Quantum Information Processing in Diamond*, in: *Physical Review X* 4 (Aug. 2014), Nr. 3, 031022:1–031022:12.
- [452] Nguyen, T.-T.; Tan, K. H.: *Thermal-induced restraint forces in reinforced concrete columns subjected to eccentric loads*, in: *Fire Safety Journal* 69 (Okt. 2014), S. 136–146.
- [453] Nielsen, C. V.: *Experimental Investigation of Combined Thermal and Mechanical Behaviour of Danish and Swedish Concrete subject to High Temperatures*, in: *Nordic Concrete Federation* 30 (2003), Nr. 2, S. 1–20.
- [454] Nielsen, M. A.; Chuang, I. L.: *Quantum Computaion and Quantum Information*, 10. Aufl., Cambridge University Press, New York: Cambridge, Großbritannien, 2010.
- [455] Nischer, P.; Wagner, O.: *Beton erhöhter Brandbeständigkeit mit Polypropylenfasern - Nachweise im Frisch- und Festbeton*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 7, S. 599–604.
- [456] Norghauer, N.; Day, J.; Turi, A.; Moser, R.: *Sanierung des San Bernardino-Tunnels: Erneuerung des Lüftungssystems für den Normal- und Ereignisfall unter Betrieb*, in: Blennemann, F. (Hrsg.): *Unterirdisches Bauen 2001: Wege in die Zukunft*, 39, Forschung + Praxis, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh: München, Nov. 2001.
- [457] *Norway goat cheese fire closes tunnel*, BBC News, 22. Jan. 2013,  
Adresse: <http://www.bbc.com/news/world-europe-21141244>, besucht am: 19.5.2015 12:49.



- [458] ÖVB, Glatzl, J.: *Erhöhter baulicher Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke*, Österreichische Bautechnik Vereinigung, Aug. 2013.
- [459] Oertel Jr., H.; Böhle, M.; Dohrmann, U.: *Übungsbuch Strömungsmechanik: Grundlagen, Grundgleichungen, Analytische und Numerische Lösungsmethoden, Softwarebeispiele*, 6. Aufl., Friedr. Vieweg & Sohn: Wiesbaden, 2008.
- [460] Ohashi, H.; Kodaira, A.: *Calculation of Load and Deformation Behavior of Structure Elements Taking into Account 3-Dimensional Heat Flow*, in: Hasemi, Y. (Hrsg.): *Fire Safety Science - Proceedings of the fifth International Symposium*, 5, International Association for Fire Safety Science, Melbourne, Australien, März 1997, S. 1021–1032.
- [461] Oka, Y.; Atkinson, G. T.: *Control of Smoke Flow in Tunnel Fires*, in: *Fire Safety Journal* 25 (1995), S. 305–322.
- [462] Oka, Y.; Kakae, N.; Imazeki, O.; Inagaki, K.: *Temperature property of ceiling jet in an inclined tunnel*, in: *Procedia Engineering* 62 (2013), S. 234–241.
- [463] Oleszkiewicz, I.: *Heat Transfer From a WiWind Fire Plume To A Building Facade*, in: *Proc. of ASME Winter Annual Meeting, Collected Papers in Heat Transfer 1989, HTD Vol. 123, Bd. 123*, 1989, S. 163–170.
- [464] Ost, M.: *Beurteilung der Resttragfähigkeit und Erarbeitung eines Instandsetzungskonzepts für Spannbetonfertigteilebinder nach einem Brand am Beispiel der „Leichten Lärmschutzeinhausung“*, Master's Thesis (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Okt. 2015.
- [465] Ostermann, L.: *Hochtemperaturverhalten von Beton - Gekoppelte Mehrfeld-Modellierung und numerische Analyse*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 2011.
- [466] Otmani-Benmehidi, N.; Franssen, J.-M.; Guenfound, M.; Fellah, F.: *Modélisation multiphysique du comportement au feu des colonnes en béton armé*, in: *1er séminaire national sur les matériaux et la protection de l'environnement*, 1, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, Algérie, März 2011, S. 339–348.
- [467] Ožbolt, J.; Periškić, G.; Reinhardt, H.: *3D Thermo-hygro-mechanical model for concrete*, in: *International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures - FraMCoS-6*, 6, Taylor & Francis: Catania, Italien, 2007.
- [468] Ožbolt, J.; Kožar, I.; Eligehausen, R.; Periškić, G.: *Instationäres 3D Thermo-mechanisches Modell für Beton*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 1, S. 39–51.
- [469] Panchaud, F.; Rescher, O.-J.: *Der Donnerbrühl-Tunnel in Bern - Spannungsoptische Untersuchung des Tunnelquerschnittes*, in: *Schweizerische Bauzeitung* 78 (März 1960), Nr. 11, S. 191–193.
- [470] Panet, M.: *AFTES Recommendations on The Convergence-Confinement Method*, Technischer Bericht 1, AFTES, 14. Nov. 2001.
- [471] Papula, L.: *Mathematische Formelsammlung - Für Ingenieure und Naturwissenschaftler*, 11. Aufl., Springer Vieweg: Wiesbaden, 2014.
- [472] Parker, H. W.: *Planning and Site Investigation in Tunnelling*, in: *1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas Seminário Internacional South American Tunnelling*, CBT – Video congress: São Paulo, Brasilien, 2004.
- [473] Parker, H. W.: *International Tunnelling Association (ITA) and Risk*, in: *George Fox Seminar*, New York, USA, Jan. 2005.
- [474] Peacock, R. D.; Davis, S.; Lee, B. T.: *An Experimental Data Set for the Accuracy Assessment of Room Fire Models*, Technischer Bericht NBSIR 88-3752, Gaithersbrug, MD, USA: U.S. Department of Commerce, Apr. 1988.



- [475] Pearce, C. J.; Nielsen, C. V.; Bicanic, N.: *Gradient enhanced thermo-mechanical damage model for concrete at high temperatures including transient thermal creep*, in: *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28 (2004), S. 715–735.
- [476] Peng, G.-F.; Bian, S.-H.; Guo, Z.-Q.; Zhao, J.; Peng, X.-L.; Jiang, Y.-C.: *Effect of thermal shock due to rapid cooling on residual mechanical properties of fiber concrete exposed to high temperatures*, in: *Construction and Building Materials* 22 (2008), S. 948–955.
- [477] Periškić, G.: *Entwicklung eines 3D thermo-hygro-mechanischen Modells für Beton unter Brandbeanspruchung und Anwendung auf Befestigungen unter Zuglasten*, Dissertation, Stuttgart: Universität Stuttgart, Nov. 2009.
- [478] Petkovski, M.: *Effects of stress during heating on strength and stiffness of concrete at elevated temperature*, in: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), S. 1744–1755.
- [479] Petkovski, M.; Crouch, R.: *Strains under transient hygro-thermal states in concrete loaded in multiaxial compression and heated to 250 °C*, in: *Cement and Concrete Research* 38 (2008), S. 586–596.
- [480] Pettersson, O.: *Rational Structural Fire Engineering Design, Based on Simulated Real Fire Exposure*, in: Kashiwagi, T. (Hrsg.): *Fire Safety Science - Proceedings of the fourth International Symposium, 4*, International Association for Fire Safety Science, Ottawa, Ontario Canada, Juli 1994, S. 3–26.
- [481] Phan, L. T.: *Spalling and Mechanical Properties of High Strength Concrete at High Temperature*, in: Toutlemonde, F.; Sakai, K.; Gjorv, O. E.; Banthia, N. (Hrsg.): *Concrete Under Severe Conditions: Environment and Loading (CONSECA '07), 5th International Conference, June 4-6*, Bd. 2, 5, Tours, Frankreich, Juni 2007, S. 1595–1608.
- [482] Phan, L. T.; Carino, N. J.: *Review of Mechanical Properties of HSC at Elevated Temperature*, in: *Journal of Materials in Civil Engineering* 10 (Feb. 1998), Nr. 1, S. 58–64.
- [483] Phan, L. T.; Peacock, R. D.: *Experimental Plan for Testing the Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures*, Technischer Bericht NISTIR 6210, Gaithersburg, Maryland, USA: National Institute of Standards und Technology, Mai 1999.
- [484] Phan, L.: *Fire Performance of High-Strength Concrete: A Report of the State-of-the-Art*, Technischer Bericht NISTIR 5934, Gaithersburg, Maryland, USA: National Institute of Standards und Technology, Dez. 1996.
- [485] Phan, L.; Carino, N.: *Fire Performance of High Strength Concrete: Research Needs*, in: Elgaaly, M. (Hrsg.): *Advanced Technology in Structural Engineering. ASCE/SEI Structures Congress, May 8-10*, Philadelphia, PA, USA, Mai 2000.
- [486] Phan, L.; Carino, N.: *Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures*, Technischer Bericht NISTIR 6726, Gaithersburg, Maryland, USA: National Institute of Standards und Technology, März 2001.
- [487] Phan, L.; Lawson, J.; Davis, F.: *Heating, Spalling Characteristics and Residual Properties of High Performance Concrete*, in: Bryner, S. L. (Hrsg.): *U.S./Japan Government Cooperative Program on Natural Resources (UJNR). Fire Research and Safety. 15th Joint Panel Meeting, March 1-7*, Bd. 2, 15, San Antonio, TX, USA, März 2000, S. 389–398.
- [488] Pichler, C.; Lackner, R.; Mang, H. A.: *Safety Assessment of Concrete Tunnel Linings under Fire Load*, in: *Journal of Structural Engineering* (2006), S. 961–969.
- [489] Pichler, W.; Wagner, O. K.: *Einflüsse auf die Betoneigenschaften durch den Einsatz von PP-Fasern zur Erhöhung der Brandbeständigkeit von WDI-Innenschalen*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 11, S. 854–857.
- [490] Pickett, G.: *The Effect of Change in Moisture-Content on the Creep of Concrete Under a Sustained Load*, in: *Journal of the American Concrete Institute* 13 (Feb. 1942), Nr. 4, S. 333–355.

- [491] Pitts, W. M.; Yang, J. C.; Fernandez, M. G.: *Experimental Characterization of Helium Dispersion in a 1/4-Scale Two-Car Residential Garage*, Technischer Bericht NIST Technical Note 1694, National Institutes of Standards und Technology, März 2011.
- [492] Podgórski, J.: *General Failure Criterion for Isotropic Media*, in: *Journal of Engineering Mechanics* 111 (Jan. 1985), Nr. 2, S. 188–201.
- [493] Poisson, S. D.: *Lehrbuch der Mechanik: Erster Theil*, hrsg. von Stern, M. A., Reimer: Berlin, 1835.
- [494] Poisson, S. D.: *Lehrbuch der Mechanik: Zweiter Theil*, hrsg. von Stern, M. A., Reimer: Berlin, 1836.
- [495] Pont, S. D.; Meftah, F.; Schrefler, B. A.: *Modeling concrete under severe conditions as a multiphase material*, in: *Nuclear Engineering and Design* 241 (2011), S. 562–572.
- [496] Pothisiri, T.; Panedpojaman, P.: *Modeling of bonding between steel rebar and concrete at elevated temperatures*, in: *Construction and Building Materials* 27 (2012), S. 130–140.
- [497] Powers, T.: *The thermodynamics of volume change and creep*, in: *Materials and Structures* 1 (1968), Nr. 6, S. 487–507.
- [498] Prael, J.; Emmons, H. W.: *Fire Induced Flow Through an Opening*, in: *Combustion and Flame* 25 (1975), S. 369–385.
- [499] Prasanna, W.; Subjashini, A.: *Cracking due to Temperature Gradient in Concrete*, in: *International Conference on Sustainable Built Environment (ICSBE-2010), 13-14 December, Kandy, 2010*, S. 496–504.
- [500] *Programmer's Manual for Mechanical APDL*, 12.1, ANSYS, Inc., Canonsburg, PA, USA, Nov. 2009.
- [501] *Promatect-T Tunnelbauplatten*, Promat AG, Okt. 2013.
- [502] Quast, U.; Richter, E.: *Vereinfachte Berechnung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 2, S. 119–125.
- [503] *Rail Accident Report - Fire on HGV shuttle in the Channel Tunnel 21 August 2006*, Technischer Bericht 37/2007, Derby, Großbritannien: Rail Accident Investigation Branch RAIB, Department for Transport, Okt. 2007.
- [504] Ramelli, A.: *Schatzkammer Mechanischer Künste des Hoch- und Weitberühmten Capitains Herrn Augustini de Ramellis, de Masanzana, Königlicher Majestät in Franckreich und Polen vornehmen Ingenieurs*, Große: Leipzig, 1620.
- [505] Rankine, W. J. M.: *A Manual of Applied Mechanics*, Charles Griffin und Company: London, Großbritannien, 1864.
- [506] Rankine, W. J. M.: *A Manual of Applied Mechanics*, hrsg. von Bamber, E. F., 9. Aufl., Charles Griffin and Company: London, Großbritannien, 1877.
- [507] Rankine, W. J. M.: *Handbuch der Bauingenieurkunst*, hrsg. von Kreuter, F., 12. Aufl., Lehmann & Wentzel: Wien, 1880.
- [508] Reinhardt, H.-W.; Stegmaier, M.: *Verhalten von selbstverdichtendem Beton bei Brandbeanspruchung*, in: *Beton* (2005), Nr. 6, S. 296–303.
- [509] *Reisende sollen zur „Rohrpost“ werden, Hyperloop - 1200 km/h schnell*, WeltN24 GmbH, 13. Nov. 2015, Adresse: <http://www.n24.de/n24/Wissen/Technik/d/7611152/reisende-sollen-zur-rohrpost-werden.html>, besucht am: 16.3.2016 16:57.
- [510] *Reuters: China Train Blasts Kill Over 80 In Tunnel*, in: *Daily News* (Juli 1998), S. 4.
- [511] Rhodes, N.; MacDonald, M.: *Technical Report - Part 3: Fire Safe Design*, Forschungsbericht, Anhang 3, Brüssel, Belgien: Thematic Network FIT "Fire in Tunnels", Jan. 2006.



- [512] Richter, E.: *Brandschutz in Verkehrstunnelanlagen*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [513] Richter, E.; Kordina, K.: *Tunnelbrandversuche mit realistischen Brandlasten*, in: *Bauingenieur* 69 (1994), S. 91–97.
- [514] Richter, E.: *Zur Berechnung der Biegesteifigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze*, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Juli 1987.
- [515] Richter, E.: *Heißgasentwicklung bei Tunnelbränden mit Straßen- und Schienenfahrzeugen - Vergleich gemessener und in Vorschriften enthaltener Temperatur-Zeit-Verläufe*, in: *Forschung und Praxis* 35 (1993), S. 131–137.
- [516] Richter, E.: *Tunnelbrandversuche in Norwegen*, in: *Braunschweiger Brandschutz-Tage '93, 5. Fachseminar Brandschutz- Forschung und Praxis, 6. und 7. Oktober*, 5, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Hosser, Dietmar: Braunschweig, Okt. 1993, S. 39–48.
- [517] Richter, R.; Juknat, M.; Große, C.; Dehn, F.: *Überwachung der zeitabhängigen Entwicklung des Abplatzverhaltens von Beton unter Brandeinwirkung*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 5, S. 349–354.
- [518] Riediger, B.: *Verschleißschutz-Systeme für die Industrie*, WPE Wear Protection Engineering GmbH, 25. Okt. 2015, Adresse: <http://www.wpe-gmbh.de>, besucht am: 25.10.2015 00:18.
- [519] Riese, O.; Hosser, D.; Roewekamp, M.: *Evaluation of Fire Models for Nuclear Power Plant Applications: Flame Spread in Cable Tray Fires*, Technischer Bericht SR 2491, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS)mbH, Sep. 2006.
- [520] RIL 853, Schuck, W.: *Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten, Inkraftsetzung der 5. Aktualisierung*, DB Netz AG, Technologiemanagement Fahrwegtechnik, Konstruktiver Ingenieurbau (I.NVT 42), Feb. 2011.
- [521] RIL 853, Schuck, W.; Müller: *Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten, Inkraftsetzung der 7. Aktualisierung*, DB Netz AG, Technologiemanagement Fahrwegtechnik, Konstruktiver Ingenieurbau (I.NVT 42), Jan. 2013.
- [522] Ring, T.; Wikete, C.; Karl, H.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Der Einfluss des Rechen- und Materialmodells auf die Strukturantwort bei der Simulation von Tunnel unter Brandbelastung*, in: *Der Bauingenieur* 88 (2013), S. 35–44.
- [523] Ring, T.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Strain Behaviour of Concrete subjected to Combined Mechanical and Thermal Loading: From Micromechanical Modelling to Simulation of Real-Scale Fire Tests*, in: Topping, B. (Hrsg.): *Proceedings of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology*, 11, Civil-Comp Press: Stirlingshire, Scotland, 2012.
- [524] Ring, T.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Underground concrete frame structures subjected to fire loading: Part I - Large-scale fire tests*, in: *Engineering Structures* 58 (2014), S. 175–187.
- [525] Ring, T.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Underground concrete frame structures subjected to fire loading: Part II - Re-analysis of large-scale fire tests*, in: *Engineering Structures* 58 (2014), S. 188–196.
- [526] Ring, T.; Zeiml, M.; Lackner, R.: *Concrete subjected to combined mechanical and thermal loading: New experimental insight and micromechanical modeling*, in: *CMM 2011 - 19th International Conference on Computer Methods in Mechanics, 9.-12. Mai*, 11, Warschau, Polen, Mai 2011.

- [527] Ritchie, S. J.; Steckler, K. D.; Hamins, A.; Cleary, T. G.; Yang, J. C.; Kashiwagi, T.: *The Effect of Sample Size on the Heat Release Rate of Charring Materials*, in: *Fire Safety Science - Proceedings of the Fifth International Symposium*, 1997, S. 177–188.
- [528] Rombach, G.: *Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau - Fehlerquellen und ihre Vermeidung*, 2. Aufl., Ernst & Sohn: Berlin, 2007.
- [529] Rösler, J.; Harders, H.; Bäker, M.: *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe*, 2, B.G. Teubner: Wiesbaden, 2006.
- [530] Rudolph, K.; Richter, E.; Hass, R.; Quast, U.: *Principles for Calculation of Load-Bearing and Deformation Behaviour of Composite Structural Elements under Fire Action*, in: Pagni, P. J.; Grant, C. E. (Hrsg.): *Fire Safety Science - Proceedings of the first International Symposium*, 1, International Association for Fire Safety Science, Taylor & Francis Inc: Juli 1986.
- [531] Russell, H. A.: *ITA Guidelines for Structural Fire Resistance of Road Tunnels*, in: *Routes Roads* (Okt. 2004), Nr. 324, S. 72–81.
- [532] Ryff, W. H.: *Baukunst der Architektur aller fürnemsten nothwendigsten/angehörigen Mathematischen vnd Mechanischen Künsten/ eygentlicher Bericht/ vnd verstaendliche Vnderrichtung/ zu rechtem Verstandt der Lehr Vitruuij/ in Drey fürnemme Bücher abgetheilet*, Gvalthervm H. Rivivm Medi. & Math.: 1582.
- [533] Sager, H.: *Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl*, in: *Bauphysik 5* (1980), S. 174–176.
- [534] Sager, H.: *Zum Einfluss hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäbe*, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Dezember 1985.
- [535] *Salang Tunnel fire*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 26. Feb. 2015, Adresse: [http://en.wikipedia.org/wiki/Salang\\_Tunnel\\_fire](http://en.wikipedia.org/wiki/Salang_Tunnel_fire), besucht am: 18.5.2015 12:14.
- [536] Salley, M. H.; Dreisbach, J.; Hill, K.; Kassawara, R.; Najafi, B.; Joglar, F.; Hamins, A.; McGrattan, K.; Peacock, R.; Gautier, B.: *Verification and Validation - How to Determine the Accuracy of Fire Models*, in: *Fire Protection Engineering* (2007), S. 34–44.
- [537] Sandström, J.: *Temperature calculations in fire exposed structures with the use of adiabatic surface Temperatures*, Studienarbeit (unveröffentlicht), Luleå, Schweden: Luleå tekniska universitet, 2008.
- [538] Sarshar, R.; Khoury, G. A.: *Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures*, in: *Magazine of Concrete Research* 45 (März 1993), Nr. 162, S. 51–61.
- [539] Sauer, J.: *Ökologische Betrachtungen zur Nachhaltigkeit von Tunnelbauwerken der Verkehrsinfrastruktur*, Dissertation, in Bearbeitung, München: Technische Universität München, 2016.
- [540] Savov, K.; Lackner, R.; Mang, H.: *Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load*, in: *Fire Safety Journal* 40 (2005), S. 745–763.
- [541] Schanz, M.; Böhrnsen, J.-U.: *Solid Mechanics*, Skript, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Okt. 2009.
- [542] Scheufler, W.; Burghard, S.; Fischer, O.; Braun, C.: *Beurteilung der Wirkungsweise von adaptiven Seildämpfern im Brückenbau durch Kopplung von numerischer Simulation und Experiment*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 2, S. 116–123.
- [543] Schießl, P.: *Baustoffkunde*, in: *Baustoffkunde* (Skript), München: Technische Universität München, Sep. 2005.
- [544] Schikora, K.; Fink, T.: *Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau*, in: *Bauingenieur* 57 (1982), S. 193–198.



- [545] Schikora, K.; Piegendorfer, M.; Filus, M.: *Ebene und räumliche nichtlineare Berechnungen im Tunnelbau am Beispiel aktueller und geplanter Baumaßnahmen*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 4, S. 252–263.
- [546] Schlegel, R.: *Materialmodelle für das Bauwesen und die Geotechnik in ANSYS*, in: *CAD-FEM Users' Meeting 2006*, Bd. 24, International Congress on FEM Technology with 2006 German ANSYS Conference: Stuttgart, 25.-27. Oktober 2006 2006.
- [547] Schmid, K.; Dahlhaus, F.; Winkler, W.; Schaffenrath, D.: *Traglastuntersuchungen für Straßentunnel unter Einwirkung verschiedener Brandkurven im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Forschungsbericht FE 15.428/2006/ERB, (unveröffentlicht), Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, Juli 2008.
- [548] Schmidt, J.; Bergerhausen, U.; Dehn, F.: *Großbrände in Stahlbeton-Straßentunneln*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 10, S. 723–733.
- [549] Schmidt, J.; Bergerhausen, U.; Dehn, F.: *Großbrände mit Brandüberschlag in Stahlbeton-Straßentunneln*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 5, S. 340–348.
- [550] Schmidt, J.; Dehn, F.: *Brandkurve nach ZTV-ING - ausreichend für extreme Brände*, in: *BAST Tunnelsymposium 2015*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Apr. 2015, S. 59–66.
- [551] Schmieder, J.: *Autonomes Fahren - Guck' mal - freihändig*, Süddeutsche Zeitung, 26. Jan. 2015,  
Adresse: <http://www.sueddeutsche.de/auto/2.220/autonomes-fahren-guck-mal-freihändig-1.2291962>, besucht am: 25.10.2015 19:44.
- [552] Schneeberger, P.: *Eine U-Bahn für Güter, Cargo sous terrain*, hrsg. von Neue Zürcher Zeitung, 26. Jan. 2016,  
Adresse: <http://www.nzz.ch/schweiz/ein-kanal-fuer-gueter-unter-der-erde-1.18683817>, besucht am: 31.1.2016 12:46.
- [553] Schneider, U.: *Behaviour of Concrete under Thermal Steady State and Non-Steady State Conditions*, in: *Fire and Materials* 1 (1976), S. 103–115.
- [554] Schneider, U.: *Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen*, Habilitation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Sep. 1979.
- [555] Schneider, U. (Hrsg.): *Properties of Materials at High Temperatures - Concrete*, International Union of Testing, Research Laboratories for Materials und Structures: Paris, 1985.
- [556] Schneider, U.: *RILEM 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures - Compressive strength for service and accident conditions*, in: *Materials and Structures* 28 (1995), S. 410–414.
- [557] Schneider, U.; Kordina, K.; Waubke, N.: *Brandverhalten von Bauteilen*, Forschungsbericht 148, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Mai 1974.
- [558] Schneider, U.; Oswald, M.; Lebeda, C.: *Entrauchungsmaßnahmen als Teil der Brandschutzplanung für unterirdische Verkehrsanlagen*, in: *Bauingenieur* 77 (Juli 2002), S. 344–352.
- [559] Schneider, U.; Schneider, M.; Franssen, J.-M.: *Calculation of a Tunnel Cross Section Subjected to Fire with a New Advanced Transient Concrete Model for Reinforced Structures*, in: *Acta Polytechnica* 49 (2009), Nr. 1, S. 44–55.
- [560] Schneider, U.; Schwesinger, P.; Debicki, G.; Diederichs, U.; Franssen, J.-M.; Furamura, E.; Jumpanan, U.-M.; Khoury, G.; Millard, A.; Morris, W.: *RILEM TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures - Recommendations: Part 7: Transient Creep for service and accident conditions*, in: *Materials and Structures* 31 (Juni 1998), S. 290–295.

- [561] Schneider, U.; Schwesinger, P.; Debicki, G.; Diederichs, U.; Franssen, J.; Furumura, F.; Jumppanen, U.; Houry, G.; Millard, A.; Morris, W.: *Recommendations of TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures. Part 6: Thermal Strain*, in: *Materials and Structures* (März 1997), S. 17–21.
- [562] Schneider, U.: *Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung*, in: *Die Bautechnik* (1977), Nr. 4, S. 123–132.
- [563] Schneider, U.: *Concrete at High Temperatures - A General Review*, in: *Fire Safety Journal* 13 (1988), S. 55–68.
- [564] Schneider, U.; König, G.; Dehn, F.; Horvath, J.: *Versuche zum Brandverhalten von Tunnelinnenschalenbeton mit Faserzusatz*, in: *Bautechnik* 78 (2001), Nr. 11, S. 795–804.
- [565] Schneider, U.; Morita, T.; Franssen, J.-M.: *A Concrete Model Considering the Load History Applied to Centrally Loaded Columns Under Fire Attack*, in: *Proceedings of the Fourth International Symposium on Fire Safety Science*, 4, Ottawa, Kanada, 1994, S. 1101–1112.
- [566] Schneider, U.; Schneider, M.: *Experimental Study of the Advanced Transient Concrete Model on Reinforced Concrete Columns During Fire Exposure*, in: *The Open Construction and Building Technology Journal* 4 (2010), S. 79–87.
- [567] Schneider, U.; Schneider, M.; Franssen, J.-M.: *Numerical Evaluation of Load Induced Thermal Strain in Restraint Structures Compared with an Experimental Study on Reinforced Concrete Columns*, in: *Fire and Materials - 11th International Conference and Exhibition - 26<sup>th</sup>-28<sup>th</sup> January*, 11, interscience communications (London, UK): San Francisco, Kalifornien, USA, Jan. 2009.
- [568] Schneider, U. et al.: *Recommendations of TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures. Part 4. Tensile Strength for Service and Accident Conditions*, in: *Materials and Structures* 33 (Mai 2000), Nr. 228, S. 219–223.
- [569] Schneider, U. et al.: *Recommendations of TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures. Part 9. Shrinkage for Service and Accident Conditions*, in: *Materials and Structures* 33 (Mai 2000), Nr. 228, S. 224–228.
- [570] Schneider, U. et al.: *RILEM TC 129-MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures - Modulus of elasticity for service and accident conditions*, in: *Materials and Structures* 37 (März 2004), S. 139–144.
- [571] Schneider, U. et al.: *Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures-modelling and applications Part 1: Introduction - General presentation*, in: *Materials and Structures* 40 (2007), S. 841–853.
- [572] Schneider, U. et al.: *Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures-modelling and applications Part 2: Stress-strain relation*, in: *Materials and Structures* 40 (2007), S. 855–864.
- [573] RILEM, Schneider, U.; Schwesinger, P.: *Mechanical Testing of Concrete at High Temperatures*, RILEM COMMITTEE 74- THT, International Union of Testing, Research Laboratories for Materials und Structures, Feb. 1990.
- [574] Schönbucher, A.: *Einführung in Strahlungsmodelle bei Bränden - Quellterme und Berechnung*, in: *Sicherheitstechnischer Austausch*, 15./16.06.2010, LUBW, Karlsruhe, 2010.
- [575] Schönmeann, U.; Wittmann, J.: *Einhausung am Straßentunnel Petuelring: Glas-Stahl-Konstruktion als Tunnelverlängerung*, in: Blennemann, F. (Hrsg.): *Unterirdisches Bauen 2001: Wege in die Zukunft*, 39, Forschung + Praxis, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh: München, Nov. 2001.
- [576] Schotti, G.: *Technica Curiosa, sive Mirabilia Artis, Tomo primo*, Bd. 1, J. Hertz Typ: Cassino, Italien, 1687.



- [577] Schotti, G.: *Technica Curiosa, sive Mirabilia Artis, Tomo secondo*, Bd. 2, J. Hertz Typ: Cassino, Italien, 1687.
- [578] Schrefler, B. A.; Brunello, P.; Gawin, D.; Majorana, C.; Pesavento, F.: *Concrete at high temperature with application to tunnel fire*, in: *Computational Mechanics* 29 (2002), S. 43–51.
- [579] Schrefler, B. A.; Codina, R.; Pesavento, F.; Principe, J.: *Thermal coupling of fluid flow and structural response of a tunnel induced by fire*, in: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 87 (2011), S. 361–385.
- [580] Schrefler, B. A.; Pesavento, F.: *Multiphase flow in deforming porous material*, in: *Computers and Geotechnics* 31 (2004), S. 237–250.
- [581] Schrefler, B. A.; Simoni, L.; Turska, E.: *Standard staggered and staggered Newton schemes in thermo-hydro-mechanical problems*, in: *Computer methods in applied mechanics and engineering* 144 (1997), S. 93–109.
- [582] Schrefler, B.; Houry, G.; Gawin, D.; Majorana, C.: *Thermo-hydro-mechanical modeling of high performance concrete at high temperature*, in: *Engineering Computations* 19 (2002), Nr. 7, S. 787–819.
- [583] Schreyer, J.: *Großversuchsstand zur Prüfung von Tunnelauskleidungen aus Tübbings*, in: *Unterirdisches Bauen* (2000), S. 182–184.
- [584] Schreyer, J.; Kessler, D.: *Belastungsversuche an Tunnelauskleidungen*, in: *Taschenbuch für den Tunnelbau 2012*, Bd. 2012, VGE Verlag Essen: 2012, S. 131–152.
- [585] Schreyer, J.; Winselmann, D.: *Eignungsprüfungen für die Tübbingauskleidung der 4. Röhre des Elbtunnels*, in: *Tunnel* (1998), Nr. 2, S. 30–37.
- [586] Schreyer, J.; Winselmann, D.: *Eignungsprüfungen für die Tübbingauskleidung der 4. Röhre Elbtunnel - Ergebnisse der Großversuche*, in: *Tunnel* (2000), Nr. 1, S. 34–44.
- [587] Schuck, W.: *Planung, Bau und Instandhaltung von Eisenbahntunneln bei der Deutschen Bahn AG - Die neue Richtlinie 853*, in: DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.) *Taschenbuch Tunnelbau 2004*, Bd. 28, VGE Verlag GmbH: 2004, S. 123–158.
- [588] Schuck, W.; Haack, A.; Richter, E.; Städing, A.: *Baulicher Brandschutz bei Eisenbahntunneln mit einschaligem Tübbingausbau*, in: *Tunnelbau* (2011), S. 169–230.
- [589] Schulze, H.; Duddeck, H.: *Spannungen in Schildvorgetriebenen Tunneln*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 59 (Aug. 1964), Nr. 8, S. 169–175.
- [590] *Schwebezustand – Mission deutscher Senkrechtstarter*, N24, 25. Mai 2015, Adresse: <http://www.n24.de/n24/Mediathek/Dokumentationen/d/2745796/mission-deutscher-senkrechtstarter.html>, besucht am: 21.1.2015 22:05.
- [591] Schwiete, H.: *Testing at high temperature*, in: *Material and Structures* 2 (1969), Nr. 11, S. 415–422.
- [592] Segerlind Larry, J.: *Applied Finite Element Analysis*, 2. Aufl., John Wiley & Sons, Inc.: New York, 1984.
- [593] Shabana, A. A.: *Computational Mechanics*, Cambridge University Press: Cambridge, 2008.
- [594] Sippola, M. R.: *Particle Deposition in Ventilation Ducts*, Dissertation, Berkley, CA, USA: University of California, 2002.
- [595] *Sparvo-Tunnel: Zweiter Durchschlag*, Bauverlag BV GmbH, 18. Okt. 2015, Adresse: [http://www.tunnel-online.info/de/artikel/tunnel\\_Sparvo-Tunnel\\_Zweiter\\_Durchschlag\\_1816911.html](http://www.tunnel-online.info/de/artikel/tunnel_Sparvo-Tunnel_Zweiter_Durchschlag_1816911.html), besucht am: 18.10.2015 14:45.
- [596] Speck, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*, Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, Jan. 2008.



- [597] Speck, K.; Curbach, M.: *Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 4, S. 233–243.
- [598] Stadler, M.: *Design of Composite Slab Systems in Case of Fire Using Simplified Finite Element Analyses*, Dissertation, München: Technische Universität München, 2012.
- [599] Stark, F.: *Die steile Karriere der deutschen Senkrechtstarter*, DIE WELT, 21. Jan. 2015, Adresse: <http://www.welt.de/geschichte/article136607974/Die-steile-Karriere-der-deutschen-Senkrechtstarter.html>, besucht am: 25.5.2015 14:12.
- [600] Steck, E.; Ritter, R.; Pfeil, U.; Ziegenbein, A. (Hrsg.): *Plasticity of Metals: Experiments, Models, Computation*, Wiley-VCH: Weinheim, 2001.
- [601] Steckler, K.; Quintiere, J. G.; Rinkinen, W.: *Flow induced by fire in a compartment*, Technischer Bericht NBSIR 82-2520, Washington, D.C., USA: U.S. Department of Commerce, Sep. 1982.
- [602] Steinauer, B.; Mayer, G.: *Automatische Störfalldetektion beim Betrieb von Tunneln mittels Videoanalyse*, in: Blennemann, F. (Hrsg.): *Unterirdisches Bauen 2001: Wege in die Zukunft*, 39, Forschung + Praxis, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh: München, Nov. 2001.
- [603] Steinauer, B.; Mayer, G.; Kündig, P.: *Brandversuche in Straßentunneln - Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung*, Technischer Bericht Heft B57, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, Sep. 2007.
- [604] Steinert, C.; Hagen, E.: *Wärmeübergangsbedingungen von Bauteilen im Brandfall*, Forschungsbericht 87, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB, 1989.
- [605] Steinert, C.: *Messung und Simulation von Fahrzeugbränden in Tunneln*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dez. 1995.
- [606] Steinert, C.: *Die Erfassung von Brandrauch in Tunneln: Einflussfaktoren, Möglichkeiten und ihre Grenzen*, in: *Forschung und Praxis* 40 (2003), STUVA-Tagung (Dortmund): Tunnel - Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 142–147.
- [607] Stelliola, N. A.: *Elementi Mechanici*, Nella Stamparia a Porta Regale: Napoli (NA), Italien, 1597.
- [608] Sterling, R. L.; Godard, J.-P.: *Geoengineering Considerations In The Optimum Use Of Underground Space*, in: *ISRM International Symposium, 19-24 November, ISRM-IS-2000-017*, International Society for Rock Mechanics, CRC Press: Melbourne, Australia, Nov. 2000.
- [609] *Summit Tunnel Fire*, Wikipedia The Free Encyclopedia, 26. Nov. 2014, Adresse: [http://en.wikipedia.org/wiki/Summit\\_Tunnel\\_fire](http://en.wikipedia.org/wiki/Summit_Tunnel_fire), besucht am: 20.5.2015 08:51.
- [610] Tan, K.-H.; Nguyen, T.-T.: *Structural responses of reinforced concrete columns subjected to uniaxial bending and restraint at elevated temperatures*, in: *Fire Safety Journal* 60 (2013), S. 1–13.
- [611] Tao, J.; Yuan, Y.; Taerwe, L.: *Thermal stress-strain of self-compacting concrete in compression*, in: *Fire and Materials* 37 (2013), S. 187–199.
- [612] Tenchev, R.; Purnell, P.: *An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling*, in: *International Journal of Solids and Structures* 42 (2005), Nr. 26, S. 6550–6565.
- [613] Tenchev, R.; Li, L.; Purkiss, J.: *Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire*, in: *Numerical Heat Transfer, Part A: Applications* 39 (2001), Nr. 7, S. 685–710.



- [614] Terzaghi, K.: *A fundametal fallacy in earth pressure computations*, in: *Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section* (Mai 1936), S. 71–88.
- [615] Terzaghi, K.: *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, 1. Aufl., Franz Deuticke: Leipzig und Wien, 1925.
- [616] Terzaghi, K.: *General Wedge Theory of Earth Pressure*, in: *American Society of Civil Engineers ASCE Transactions* 106 (1941), S. 68–97.
- [617] Terzaghi, K.: *Theoretical Soil Mechanics*, 4. Aufl., John Wiley and Sons: New York, Mai 1947.
- [618] Terzaghi, K.: *Stress Distribution In Dry And In Saturated Sand Above A Yielding Trap-Door*, in: Harvard University (Hrsg.): *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bd. 1, Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA, Juni 1936, S. 307–311.
- [619] Terzaghi, K.; Jelinek, R.: *Theoretische Bodenmechanik*, Springer-Verlag: Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1954.
- [620] Thamm, B.: *The New Directive 2004/54/EC on Road Tunnel Safety*, in: *Routes Roads* (Okt. 2004), Nr. 324, S. 90–98.
- [621] Thelandersson, S.: *Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete - Draghällfastheten hos betong vid höga temperaturer*, in: *Nordisk Betong* 16 (1972), Nr. 2.
- [622] Thelandersson, S.: *Characteristics of Fire Exposure and Consequences on Mechanical Behavior of Concrete*, Forschungsbericht Bulletin 47, Lund, Schweden: Lund Institute of Technology, 1974.
- [623] Thelandersson, S.: *On the Multiaxial Behaviour of Concrete exposed to High Temperature*, in: *Nuclear Engineering and Design* 75 (Mai 1983), Nr. 2, S. 271–282.
- [624] Theodorou, V.: *Anisotropic implementation of an anisotropic damage-plasticity model for concrete in Abaqus*, Master's Thesis (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Okt. 2014.
- [625] Thienel, K.-C.: *Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung*, Dissertation, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Juni 1993.
- [626] Thienel, K.-C.; Kustermann, A.: *Sonderbetone - Faserbeton*, Vorlesungsskript, (unveröffentlicht), München: Universität der Bundeswehr München, 2010 im Frühlingstrimester.
- [627] Thienel, K.-C.; Rostasy, F. S.: *Strength of concrete subjected to high temperature and biaxial stress: Experiments and modelling*, in: *Materials and Structures* 28 (Dez. 1995), Nr. 10, S. 575–581.
- [628] Thomas, A. A.: *A Recent Fire Incident on London Underground*, in: *Fire Safety Journal* 8 (1984/85), S. 47–52.
- [629] Thomas, P.: *The movement of buoyant fluid against a stream and the venting of underground fires*, Technischer Bericht F.R. Note No. 351/1958, Boreham Wood, Großbritannien: Fire Research Station, 19. Juni 1958.
- [630] Thorenfeldt, E.; Tomaszevicz, A.; Jensen, J. J.: *Mechanical Properties of High-strength Concrete and Application in Design*, in: Holand, I.; Helland, S.; Jakobsen, B.; Lenschow, R. (Hrsg.): *Utilization of High Strength Concrete*, Tapir, Trondheim: Stavanger, Norwegen, Juni 1987, S. 149–159.
- [631] Truchot, B.; Leroy, G.; Fouillen, F.; Perin, Y.: *Modelling Fire in Tunnels: A Large Scale Validated two steps Modelling Method*, in: *6<sup>th</sup> International Conference 'Tunnel Safety and Ventilation'*, Bd. 6, Graz, 2012.
- [632] Tsai, K.-C.; Chen, H.-H.; Lee, S.-K.: *Critical ventilation velocity for multi-source tunnel fires*, in: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 98 (2010), S. 650–660.

- [633] Tsai, K.-C.; Lee, Y.-P.; Lee, S.-K.: *Critical ventilation velocity for tunnel fires occurring near tunnel exits*, in: *Fire Safety Journal* 46 (2011), S. 556–557.
- [634] *Tunnel Fire Protection - For Tunnel Structures and Services*, Promat International N.V., Tiselt, Belgien, Juli 2008.
- [635] *Tunnelbrände weltweit 1842-2012*, www.schaeferweit.de, 22. Okt. 2014, Adresse: <http://schaeferweltweit.files.wordpress.com/2012/07/tunnelbrc3a4nde-welt-1842-2012.pdf>, besucht am: 22.10.2014 21:30.
- [636] Tuovinen, H.; Holmstedt, G.; Bengtson, S.: *Sensitivity calculations of tunnel fires using CFD*, in: *Fire Technology* 32 (Apr. 1996), Nr. 2, S. 99–119.
- [637] *Two killed by Alpine tunnel fire*, BBC NEWS, 5. Juni 2005, Adresse: <http://news.bbc.co.uk/2/hi/europe/4610559.stm>, besucht am: 18.5.2015 17:26.
- [638] Ulm, F.-J.; Acker, P.; Levy, M.: *The "Chunnel" fire II - Analysis of concrete damage*, in: *Journal of Engineering Mechanics – ASCE* 125 (März 1999), Nr. 3, S. 283–289.
- [639] Ulm, F.-J.; Coussy, O.; Bažant, Z.: *The "Chunnel" fire I - Chemoplastic softening in rapidly heated concrete*, in: *Journal of Engineering Mechanics – ASCE* 125 (März 1999), Nr. 3, S. 272–282.
- [640] Vauquelin, O.; Wu, Y.: *Influence of tunnel width on longitudinal smoke control*, in: *Fire Safety Journal* 41 (2006), S. 420–426.
- [641] VDI Technologiezentrum GmbH: *Schutz kritischer Brücken und Tunnel im Zuge von Straßen (SKRIBT) - Schlussbericht*, Forschungsbericht, Berlin: Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), 2013.
- [642] *Video shows Sydney Harbour Tunnel fire*, Yahoo7 Pty Limited, 21. Feb. 2013, Adresse: <https://au.news.yahoo.com/a/16201687/video-shows-sydney-harbour-tunnel-fire/>, besucht am: 18.5.2015 12:26.
- [643] Vigne, G.; Jönsson, J.: *Experimental Research - Large-Scale Tunnel Fire Tests and the use of CFD modelling to predict Heat Flux and Thermal Behavior*, in: *Fire Protection and Life Safety in Buildings and Transportation Systems, International Congress*, Santander, Spanien, Okt. 2009.
- [644] Voeltzel, A.: *A Comparative Analysis of the Mont Blanc, Tauern and Gotthard Tunnel Fires*, in: *Routes Roads* (Okt. 2004), Nr. 324, S. 18–34.
- [645] Vogt, N.: *Tunnelbau*, in: *Tunnelbau (Vorlesungsskript)*, München: Technische Universität München, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau.
- [646] Vogt, N.: *Unterirdisches Bauen - geschlossene und offene Bauweise*, in: *Unterirdisches Bauen (Vorlesungsskript)*, München: Technische Universität München, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau.
- [647] Vrouwenvelder, A.; Krom, A.: *Hazards and the Consequences for Tunnel Structures and Human Life*, in: *Safe & Reliable Tunnels. Innovative European Achievements*, Prag, 2004, S. 23–32.
- [648] Wageneder, J.: *Traglastuntersuchungen unter Brandeinwirkungen*, in: *Bauingenieur* 77 (Apr. 2002), S. 184–192.
- [649] Wageneder, J. (Erfinder), Wageneder, J. (Inhaber): *Verfahren zum Nachweis der Tragsicherheit von Tragsystemen unter Brandlast*, Pat., AT 01124843.2, 10. Mai 2006.
- [650] Wagner, H.: *The Governance of Cost in Tunnel Design and Construction*, in: *1<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas Seminário Internacional South American Tunnelling*, CBT – Video congress: São Paulo, Brasilien, 2004.
- [651] Wallasch, K.; Stock, B.: *Das Fire Dynamics Simulator Handbuch - Brandsimulationen mit FDS*, 1. Aufl., Books on Demand GmbH: Norderstedt, 2008.



- [652] Walter, H.: *Implicit ULS using advanced constitutive laws with the framework of Eurocode 7*, in: Eberhardsteiner, J.; et.al. (Hrsg.): *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO:TUN 2007)*, Wien, Österreich, Aug. 2007.
- [653] Wang, H. Y.: *Numerical and theoretical evaluations of the propagation of smoke and fire in a full-scale tunnel*, in: *Fire Safety Journal* 49 (2012), S. 10–21.
- [654] Waubke, N.; Schneider, U.: *Brandverhalten von Bauteilen - Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C, Über das Auftreten von Zugspannungen in Konstruktionen infolge schneller Wasserdampfströmungen*, Forschungsbericht 148, Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Nov. 1973.
- [655] Weber, D.: *Berücksichtigung von Betonabplatzungen in Finite-Elemente-Berechnungen bei Tunnelbränden*, Bachelor's Thesis (unveröffentlicht), München: Technische Universität München, Apr. 2015.
- [656] Wehner, M.; Reinke, P.: *Stand und aktuelle Entwicklung bei der Lüftung und Entrauchung von Straßen- und Bahntunneln in Mitteleuropa*, in: *Forschung und Praxis* 40 (2003), STUVA-Tagung (Dortmund): Tunnel - Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 129–134.
- [657] Weigand, B.; Köhler, J.; Wolfersdorf, J. v.: *Thermodynamik kompakt*, 2. Aufl., Springer-Verlag: Berlin, 2010.
- [658] Weigler, H.; Fischer, R.: *Beton bei Temperaturen von 100 °C bis 750 °C*, in: *beton* 18 (1968), Nr. 2, S. 33–46.
- [659] Werner, I.; Danzinger, K.; Pöhn, C.: *Erhöhter Brandschutz für unterirdische Bauwerke - aktuelle Entwicklungen*, in: *Brandschutzjahrbuch* (2007), Beratungsstelle für Brand- und Umweltschutz BFBU, S. 42–46.
- [660] *Westerscheldetunnel*, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Düsseldorf, 2008.
- [661] Wetzig, V.: *Sind Tunnel feuerfest?*, in: *Tec21* 133 (2007), Nr. 16, S. 27–29.
- [662] Wickström, U.: *TASEF 2 - A Computer Program for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire*, Forschungsbericht 79-2, Lund, Schweden: Lund Institute of Technology, 1979.
- [663] Wickström, U.; Jansson, R.; Tuovinen, H.: *Validation fire tests on using the adiabatic surface temperature for predicting heat transfer*, Technischer Bericht SP Report 2009:19, SP Technical Research Institute of Sweden, 2009.
- [664] Wikipedia: *VW Passat B1*, Wikipedia, 19. Aug. 2015, Adresse: [https://de.wikipedia.org/wiki/VW\\_Passat\\_B1](https://de.wikipedia.org/wiki/VW_Passat_B1), besucht am: 15.10.2015 11:55.
- [665] Wikipedia: *VW Passat B8*, Wikipedia, 27. Sep. 2015, Adresse: [https://de.wikipedia.org/wiki/VW\\_Passat\\_B8](https://de.wikipedia.org/wiki/VW_Passat_B8), besucht am: 15.10.2015 11:57.
- [666] Wilk, E.: *Anwenderhinweise zur Berechnung der Bauteilbelastung unter Ansatz der Bemessungsbrände der DB Station & Service AG*, Technischer Bericht G 137/11, Berlin: DB Station & Service AG, 10. Juli 2010.
- [667] Will, J.: *Some necessities and obstacles for introducing sophisticated numerical analysis into Civil Engineering and Geomechanics*, CAD-FEM GmbH/DYNARDO GmbH, 2002.
- [668] Willam, K. J.; Warnke, E. P.: *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*, in: *IABSE reports of the working commissions* 19 (1974), III., S. 1–30.
- [669] Willam, K.; Xi, Y.; Lee, K.; Kim, B.: *Thermal Response of reinforced concrete structures in Nuclear Power Plants*, Forschungsbericht SESM No. 02-2009, Colorado, USA: University of Colorado at Boulder, 2009.
- [670] Willam, K. J.: *Finite Elemente zur räumlichen und zeitlichen Diskretisierung von quasistatischen Problemen*, Habilitation, Stuttgart: Universität Stuttgart, Juni 1979.

- [671] Willberg, U.: *Zuverlässigkeit contra Wirtschaftlichkeit? Auswirkungen der Lastmodelle LM1 und LMM auf den Brückenneubau und den Bauwerksbestand*, in: *Münchner Massivbau Seminar 2013*, 17, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Fischer, Oliver: München, Nov. 2013, S. 6–11.
- [672] Willich, M.: *Brandschutz in unterirdischen Personenverkehrsanlagen der DB Station & Service AG*, in: *Eisenbahntechnische Rundschau* (Nov. 2010), Nr. 11, S. 758–761.
- [673] Windels, R.: *Spannungstheorie zweiter Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring*, in: *Die Bautechnik* 43 (Aug. 1966), Nr. 8, S. 265–274.
- [674] Windels, R.: *Kreisring im elastischen Kontinuum*, in: *Der Bauingenieur* 42 (1967), Nr. 12, S. 429–439.
- [675] Winkler, H.: *Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls*, Forschungsbericht 288, Berlin: BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 2010.
- [676] Winselmann, D.; Städing, A.: *Brandschutz im Tunnelbau: verbesserte rechnerische Nachweise für die Konstruktion*, in: *Forschung und Praxis* 39 (2001), S. 212–216.
- [677] Wissmann, W.: *Zur statischen Berechnung beliebig geformter Stollen- und Tunnelauskleidungen mit Hilfe von Stabwerksprogrammen*, in: *Der Bauingenieur* 43 (Jan. 1968), Nr. 1, S. 1–8.
- [678] Witek, A.; Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B.: *Finite element analysis of various methods for protection of concrete structures against spalling during fire*, in: *Computational Mechanics* 39 (2007), S. 271–292.
- [679] Wittke, W.: *Tunnelstatik, Grundlagen*, 4. Aufl., WBI Professor Dr.-Ing. W. Wike Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH: Aachen, Juli 1999.
- [680] Wittke, W.: *Besonderheiten bei schildvorgetriebenen Tunneln im Sedimentgestein*, in: *mining+geo* (2012), Nr. 4, S. 634–638.
- [681] Wolfers, J. P.: *Sir Isaac Newton's Mathematische Principien der Naturlehre*, 1. Aufl., Verlag von Robert Oppenheim: Berlin, 1872.
- [682] Wu, Y.; Bakar, M.: *Control of smoke flow in tunnel fires using longitudinal ventilation systems - a study of the critical velocity*, in: *Fire Safety Journal* 35 (2000), S. 363–390.
- [683] WY: *Feuer in Berliner U-Bahn-Schacht, 14.02.1976*, in: *Hamburger Abendblatt* (Feb. 1976).
- [684] Wyrzykowski, M.; Lura, P.: *The effect of external load on internal relative humidity in concrete*, in: *Cement and Concrete Research* 65 (2014), S. 58–63.
- [685] Yang, P.; Tan, X.; Xin, W.: *Experimental study and numerical simulation for a storehouse fire accident*, in: *Building and Environment* 46 (2011), S. 1445–1459.
- [686] Yehia, S.; Landolsi, T.; Hassan, M.; Halla, M.: *Monitoring of strain induced by heat of hydration, cyclic and dynamic loads in concrete structures using fiber-optics sensors*, in: *Measurement* 52 (2014), S. 33–46.
- [687] Youssef, M.; Mofteh, M.: *General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures*, in: *Engineering Structures* 29 (2007), S. 2618–2634.
- [688] Yu, M.-H.; Ma, G.-W.; Qiang, H.-F.; Zhang, Y.-Q.: *Generalized Plasticity*, Springer-Verlag: Berlin, 2006.
- [689] Zehfuß, J.: *Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung*, Dissertation, Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2004.
- [690] Zeiml, M.; Lackner, R.; Mang, H. A.: *Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading*, in: *Acta Geotechnica* (Apr. 2008).



- [691] Zeiml, M.; Lackner, R.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A.: *Thermo-hydro-chemical couplings considered in safety assessment of shallow tunnels subjected to fire load*, in: *Fire Safety Journal* 43 (2008), S. 83–95.
- [692] Zhang, B.; Bicanic, N.: *Residual Fracture Toughness of Normal- and High-Strength Gravel Concrete after Heating to 600 °C*, in: *ACI Materials Journal* 99 (Mai 2002), Nr. 3, S. 217–226.
- [693] Zhang, C.; Liu, X.; Liu, Q.: *A thermo-hydro-mechano-chemical formulation for modeling water transport around a ventilated tunnel in an argillaceous rock*, in: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 5 (2013), S. 145–155.
- [694] Zhang, H.; Davie, C.: *A numerical investigation of the influence of pore pressures and thermally induced stresses for spalling of concrete exposed to elevated temperatures*, in: *Fire Safety Journal* 59 (2013), S. 102–110.
- [695] Zienkiewicz, O. C.: *Methode der finiten Elemente*, Carl Hanser Verlag: München, 1975.
- [696] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.: *The Finite Element Method - Fluid Dynamics*, 5. Aufl., Bd. 3, Butterworth Heinemann: Oxford, 2000.
- [697] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.: *The Finite Element Method - Solid Mechanics*, 5. Aufl., Bd. 2, Butterworth Heinemann: Oxford, 2000.
- [698] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.: *The Finite Element Method - The Basis*, 5. Aufl., Bd. 1, Butterworth Heinemann: Oxford, 2000.
- [699] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.: *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics*, 6. Aufl., Elsevier Butterworth Heinemann: Amsterdam, 2005.
- [700] Zierep, J.; Bühler, K.: *Grundzüge der Strömungslehre - Grundlagen, Statik und Dynamik der Fluide*, 7. Aufl., B.G.Teubner Verlag: Wiesbaden, 2008.
- [701] ZTV-ING: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*, Verkehrsblatt-Sammlung-Nr. S 1056, Bundesanstalt für Straßenwesen, Jan. 2003.
- [702] ZTV-ING: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2014.

# Verzeichnis der verwendeten Symbole

## Lateinische Buchstaben

$b'$	[J/(kgK)]	Wärmespeicherfähigkeit
$b'$	[m]	halbe Ersatzgrabenbreite
$c_p$	[mm]	Schalentiefe, Bauteildicke
$c$	[mm], [kN/m <sup>2</sup> ]	Betondeckung, Kohäsion, Fließflächen-Parameter
$d$	[mm]	Schalentiefe, Betonstahldurchmesser
$D$	[m]	Tunneldurchmesser
$e$	[m]	Exzentrizität
$f$	[-],[N/m <sup>2</sup> ]	Festigkeit
$E$	[N/m <sup>2</sup> ], [-]	Elastizitätsmodul E-Modul, Eintrittswahrscheinlichkeit
$E_s$	[N/m <sup>2</sup> ]	Bettungsmodul
$F$	[N]	Kraft, Fließfläche
$H$	[m], [kJ/m <sup>3</sup> ]	Tunneltiefe, Heizwert
$I$		Invariante des Spannungstensors
$J$		Invariante des Spannungsdeviators
$k_2$	[-]	dimensionsloser Beiwert
$k_{c,t}$	[-]	Beiwert zur Beschreibung des Abfalls der Betonzugfestigkeit bei erhöhten Temperaturen
$k_{c,c}$	[-]	Beiwert zur Beschreibung des Abfalls der Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen
$k_r$	[N/m <sup>2</sup> ]	radiale Steifigkeit des Baugrundes
$k_t$	[N/m <sup>2</sup> ]	tangentiale Steifigkeit des Baugrundes
$K_{Silo}$	[-]	Seitendruckbeiwert
$l_v$	[m]	Verbundlänge

$P$	[N]	Belastung, Funktion des Materials und der Form der Fließfläche
$p_h$	[N/m <sup>2</sup> ]	horizontaler Erddruck
$p_r$	[N/m <sup>2</sup> ]	radiale Erddruck
$p_t$	[N/m <sup>2</sup> ]	tangentiale Erddruck
$p_v$	[N/m <sup>2</sup> ]	vertikaler Erddruck
$p_z$	[N/m <sup>2</sup> ]	abgeminderter vertikaler Erddruck
$Q$	[W]	Wärmemenge
$\dot{Q}_s$	[W/s]	Wärmefreisetzungsrate
$R$	[m], [ ]	Tunnelradius, Risiko
$S$	[z. B. €]	Schadenshöhe
$T$	[°C,K]	Temperatur
$\dot{T}$	[°C/ min]	Temperaturänderung
$\Delta T$	[K]	Temperaturdifferenz
$u$	[%]	Feuchteanteil des Betongewichts
$v$	[m]	Verformung
$z_1$	[m]	geometrische Größe
$z_{gr}$	[m]	Höhenkoordinate im Baugrund
$z'_{gr}$	[m]	Höhenkoordinate im Baugrund bezogen auf die Tunnelfirste

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	[°]	Winkel, allgemein
$\alpha_c$	[W/(m <sup>2</sup> K)]	Wärmeübergangskoeffizient
$\alpha_{cc}$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen
$\varepsilon$	[-]	Dehnung
$\gamma$	[kg/m]	Bodenwichte
$\gamma_c$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_f$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung
$\sigma_k$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Kontaktflächendruck



$\lambda_c$	[W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\sigma$	[N/m <sup>2</sup> ]	Belastung
$\theta$	[°]	Lodewinkel
$\varphi$	[°]	Scherwinkel

## Indizes

<i>beg</i>	Beginn
<i>c</i>	Beton (concrete), Druck (compression)
<i>c2</i>	zweiachsiges Druckfestigkeit
<i>cr</i>	kritisch
<i>cube</i>	Würfel
<i>cyl.</i>	Zylinder
<i>el</i>	elastisch
<i>end</i>	Ende
<i>fb</i>	freier Abbrand (free burn)
<i>i</i>	Innen
<i>konst</i>	Konstant
<i>max.</i>	Maximalwert
<i>EN</i>	nach <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159]
<i>H</i>	Hydraulischer Durchmesser
<i>MW</i>	Mittelwert
<i>pl</i>	plastisch
<i>R</i>	Restwert
<i>s</i>	stabstahl
<i>tot</i>	gesamt
<i>th</i>	thermisch
<i>tr</i>	transient
<i>v</i>	Verbund

## Abkürzungen

ATC-Model	Advanced-Transient-Concrete Model [566]
Anl.	Anlehnung
BMVI	Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur
CEB 208	Comite Euro-International Du Beton [104]
CFAST	Consolidated Model of Fire and Smoke Transport [445]
CFD	Computational Fluid Dynamics, Strömungssimulation
Div.	Diversifikation
DLL	Dynamic Link Library
DPT	Dublin Port Tunnel [175]
EBA	Eisenbahn-Bundesamt [173]
EC 2	<i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159]
EC 4	<i>DIN EN 1994-1-2:2010-12</i> [161]

E-Modul	Elastizitätsmodul
ETK	Einheitstemperaturzeitkurve [151]
FDM	Finite Differenzen Methode
FDS	Fire Dynamics Simulator [426]
FEM	Finite Element Methode
FVM	Finite Volumen Methode
Fzg.	Fahrzeug
g	gasförmig (gas)
H	Hygrisch
HC	Hydrocarbon Brandkurve [154, 404]
HC <sub>inc</sub>	erhöhte Hydrocarbon Brandkurve [381]
HCM	modifizierte Hydrocarbon Brandkurve [404]
HGV	Heavy Goods Vehicle
HPC	Hochfester Beton (High Performance Concrete)
HRR	Wärmefreisetzungsrate / Heat Release Rate
HRRPUA	Wärmefreisetzungsrate pro Flächeneinheit / Heat Release Rate Per Unit Area
impl.	implizit
ITA	International Tunnelling Association
KFZ	Kraftfahrzeug
Kat.	Kategorie
LES	Large Eddy Simulation
l	flüssig (liquid)
LITS	Last-induzierte-thermische Dehnung (Load-Induced-Thermal-Strain), Transientes Kriechen
LKW	Lastkraftwagen
M	Mechanisch
mod.	modifiziert
ÖPNV	Öffentlicher Personennahverkehr
PIARC	World Road Association
PKW	Personenkraftwagen
PP-Fasern	Polypropylenfasern
RIL 853	Richtlinie 853 [521]
RWS	Rijks Water Staat
s	fest (solid)
Standardabw.	Standardabweichung
T	Temperatur
TIS-Model	Thermal-Induced-Strain-Model [567]
TUM	Technische Universität München
UHPC	Ultrahochfester Beton (Ultra High Performance Concrete)
ZTV-ING	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten [404]



---

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Ereignisse in Tunneln der Bundesfernstraßen in Baulast des Bundes [371] . . . . .	6
2.2	Tunnel im Bundesfernstraßennetz Deutschlands in Baulast des Bundes (BMVI) [371]	7
2.3	Unfallhäufigkeit in Tunneln mit Brandfolge bezogen auf die hier erfasste Gesamtunfallanzahl im Zeitraum 1842-2015, vgl. Tabelle A.1 . . . . .	8
2.4	Zielkonfliktnetz für Infrastrukturmaßnahmen . . . . .	9
2.5	Methode zur Entwicklung und Planung von Tunnelstrukturen (in Anlehnung an [327])	10
2.6	Vorgehen in der Diskussion der Tragwirkung von unterirdischen Strukturen im Hochtemperaturbereich . . . . .	11
3.1	Versagensarten von Tunnelstrukturen und ihre Ursachen, <i>Bergmeister</i> [57] . . . . .	15
3.2	Strukturmechanische Berechnungsmethoden für Tunnel (in Anlehnung an [314]) .	16
3.3	Erddruckbelastung nach Terzaghi [614, 618, 645] . . . . .	20
3.4	Thermische Kennwerte von Beton . . . . .	31
3.5	Vergleich berechneter und gemessener Temperaturverteilung einer ETK Temperatureinwirkung auf eine Platte [413] . . . . .	32
3.6	Einfluss der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_c$ auf die Temperaturverteilung im Rechteckquerschnitt [177] . . . . .	33
3.7	Vergleich gemessener und berechneter Temperaturen mit dem oberen Grenzwert der Wärmeleitfähigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159], <i>Hosser und Richter</i> [296] . . . . .	33
3.8	Temperaturverteilung im Querschnitt einer Stahlbetonplatte [177] . . . . .	35
3.9	Hygro-Thermische-Mechanische Belastung von Beton [669] . . . . .	37
3.10	Beiwerte zur Beschreibung des Abfalls der Betonfestigkeit bei erhöhten Temperaturen	38
3.11	Biaxialfaktor nach <i>Ehm</i> [176] . . . . .	39
3.12	Vergleich des E-Moduls bei 20 °C Normaltemperatur . . . . .	43
3.13	E-Modul bei erhöhten Temperaturen nach <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159] . . . . .	45
3.14	E-Modul bei erhöhten Temperaturen, Vergleich des Sekantenmoduls und Tangentenmoduls nach <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159], quarzhaltige Zuschläge . . . . .	45
3.15	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen [104] .	47
3.16	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach CEB 208 [104] (dargestellt am temperaturabhängigen Druckbeiwert $k_{c,c}$ in Anlehnung an EC 2) . . . . .	47
3.17	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159] . . . . .	49



3.18	Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton bei erhöhten Temperaturen nach CEB 208 [104], <i>DIN EN 1992-1-1:2011-01</i> [158] und <i>DIN EN 1992-1-2:2010-12</i> [159] . . . . .	49
3.19	Exponentieller Ansatz für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei erhöhter Temperatur [32] . . . . .	50
3.20	Verbleibende Dehnung im Beton nach dem Abkühlen einer Temperaturbeaufschlagung [563] . . . . .	50
3.21	Thermische Dehnung von Beton bei erhöhten Temperaturen [159, 475] . . . . .	51
3.22	Vergleich verschiedener Betonmodelle, die sich durch die explizite bzw. implizite Formulierung der LITS unterscheiden [221] . . . . .	54
3.23	LITS am Beispiel eines Basalt-Betons [186] . . . . .	54
3.24	Wiederholte Erwärmung von belastetem Beton [658] . . . . .	54
3.25	Vergleich von Versuchen mit verschiedenen Modellen zum transienten Kriechen [220] . . . . .	57
3.26	Vergleich verschiedener Betonmodell mit einem Brandversuch an einer Stütze mit ISO 834 Brandbeaufschlagung [566] . . . . .	60
3.27	Temperatur- ( $T$ ) und auflastabhängige ( $\eta$ ) Restfestigkeit [555] . . . . .	62
3.28	Temperaturabhängige Arbeitslinien der Resttragfähigkeit, bei einer 20 % Belastung während der Ersterwärmung [347] . . . . .	62
3.29	Restfestigkeit quarzhaltiger Betone mit einer Normalfestigkeit von 26,90 bis 58,90 MN/m <sup>2</sup> [447] . . . . .	63
3.30	Auswirkungen verschiedener Abkühlenszenarien auf die Restfestigkeit von Beton nach erhöhter Temperatur [447, 476] (Würfelfestigkeiten) . . . . .	64
3.31	Wiederholte Temperaturbeanspruchung [195] . . . . .	64
3.32	Vergleich zwischen Versuch und Simulation ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte [514] . . . . .	66
3.33	Unvermeidliche radiale Temperaturdifferenz bei linearer Aufheizung [557] . . . . .	67
3.34	Temperaturabhängige Querdehnzahl von Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag <i>DAfStb Heft 590</i> [127] . . . . .	68
3.35	Temperaturabhängige Verbundspannung, B25, $d_s = 16$ mm, quarzhaltige Zuschläge [534] . . . . .	68
3.36	Bezogene Verbundfestigkeit von Rippenstahl BSt 420/500 RK, $d = 16$ mm, $l_v = 80$ mm und Betonen mit verschiedenen Zuschlägen bei erhöhter Temperatur [533] . . . . .	68
3.37	Bezogene Verbundrestfestigkeit verschiedener Betonstähle bei erhöhter Temperatur [145] . . . . .	69
3.38	Temperaturabhängige Bruchenergie von Normalbeton und hochfestem Beton in Abhängigkeit des Betonalters [692] . . . . .	70
3.39	Bauteilversagen durch einmalige Abplatzung [431, 484] . . . . .	73
3.40	Vergleich der Durchwärmung von Probekörpern mit und ohne PP-Fasern [678] . . . . .	76
3.41	Effektivität des Einsatzes von PP-Fasern [136] . . . . .	76
3.42	Nachrechnung von steady-state 3-Punkt-Biegeversuche mit einem implizitem Betonmodell [475] . . . . .	77
3.43	Vertikale Deformation einer Stahlbetonplatte unter ETK Einwirkung [689] . . . . .	78
3.44	Vergleich zwischen einem Stützen-Druck-Versuch unter einer ETK-Brandbeanspruchung und Berechnung [127] . . . . .	78
3.45	Modelle und Einflussgrößen zur Berücksichtigung in einem übergreifenden Sicherheitskonzept, <i>Hosser et al.</i> [298] . . . . .	83
3.46	Schematischer Brandablauf eines Naturbrandes [289] . . . . .	87
3.47	Temperaturverteilung im Querschnitt nach Brandversuchen von <i>Richter</i> [515] . . . . .	92
3.48	Vergleich technisch geregelter Temperatur-Zeit-Kurven mit Brandversuchen an Fahrzeugen des Straßen- und Schienenverkehrs . . . . .	93
3.49	Wärmefreisetzungsrate HRR für verschiedene Fahrzeuge . . . . .	94
3.50	Temperatur-Zeit-Modelle für die strukturmechanische Berechnung von Tunneln . . . . .	95
3.51	Vergleich von Temperatur-Zeit-Kurven für Wohnungsbrände, <i>Hosser et al.</i> [291] . . . . .	96
3.52	Brandenergie verschiedener Kraftfahrzeuge [450] . . . . .	100

4.1	Bestimmung repräsentativer Tunnelquerschnitte für die Diskussion verschiedener Hochtemperaturszenarien . . . . .	105
4.2	Deklaration des Untersuchungsspektrums . . . . .	107
5.1	Vergleich gemessener Temperaturen mit verschiedenen Simulationsmethoden [536]	113
5.2	Vergleich gemessener Temperaturen mit der Simulationsvorhersage durch FDS [304]	117
5.3	Vergleich numerische Simulation und Versuch am Beispiel des Runehamar-Tunnels	120
5.4	Verwendete HRRPUA für jedes Element in FDS . . . . .	120
5.5	Energiefreisetzungsrate HRR in Abhängigkeit vom hydraulischen Durchmesser $D_H$	121
5.6	Instationäre Rauchgasausbreitung, $D_i = 10$ m . . . . .	122
5.7	Instationäre Rauchgasausbreitung (Lufttemperatur an der Tunnelschale), $z = 0$ m (Brandraum für $D_i = 10$ m) . . . . .	123
5.8	Systemparameter zur Strömungssimulation . . . . .	124
5.9	Zeit- und ortsabhängige Temperaturverteilung im Tunnelprofil, $D_i = 10$ m (mittige Brandlaststellung) . . . . .	128
5.10	Erreichte maximale Temperatur im Tunnelprofil, mittige Brandlaststellung . . . . .	129
5.11	Erreichte maximale Temperatur im Tunnelprofil, seitliche Brandlaststellung . . . . .	130
5.12	Temperaturprofile, $z = 0$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	131
5.13	Temperaturprofile, $z = 2$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	132
5.14	Temperaturprofile, $z = 4$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	133
5.15	Temperaturprofile, $z = 6$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	134
5.16	Temperaturprofile, $z = 8$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	135
5.17	Temperaturprofile, $z = 10$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	136
5.18	Temperaturprofile, $z = 12$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	137
5.19	Temperaturprofile, $z = 20$ m, mittige Brandlaststellung . . . . .	138
5.20	Temperaturprofile, $z = 0$ m, seitliche Brandlast . . . . .	141
5.21	Temperaturprofile, $z = 2$ m, seitliche Brandlast . . . . .	142
5.22	Temperaturprofile, $z = 4$ m, seitliche Brandlast . . . . .	143
5.23	Temperaturprofile, $z = 6$ m, seitliche Brandlast . . . . .	144
5.24	Temperaturprofile, $z = 8$ m, seitliche Brandlast . . . . .	145
5.25	Temperaturprofile, $z = 10$ m, seitliche Brandlast . . . . .	146
5.26	Temperaturprofile, $z = 12$ m, seitliche Brandlast . . . . .	147
5.27	Temperaturprofile, $z = 20$ m, seitliche Brandlast . . . . .	148
5.28	Instationäre Temperaturprofile (maximale Temperaturspitze während eines Brandes), mittige Brandlaststellung . . . . .	150
5.29	Instationäre Temperaturprofile (maximale Temperaturspitze während eines Brandes), seitliche Brandlast . . . . .	152
5.30	Zeit- und querschnittsabhängige Temperaturverteilung im Tunnelprofil . . . . .	153
5.31	Vergleich maximaler Temperaturen im Querschnitt . . . . .	154
5.32	Vergleich von Temperaturprofilen im Querschnitt in Abhängigkeit der Brandlastgröße	155
5.33	Vergleich verschiedener Brandlaststellungen, erreichte maximale Temperatur während eines Brandes . . . . .	156
5.34	Vergleich der Energien an der Tunnelschale für unterschiedliche Randbedingungen auf Basis von Abb. 5.31 (Bezug auf Tunnellängsrichtung) . . . . .	158
5.35	Energieäquivalente Temperaturen im Tunnelring . . . . .	159
6.1	Deklaration des strukturmechanischen Untersuchungsspektrums . . . . .	162
7.1	Vergleich des theoretischen Materialmodells nach EC 2 mit dem Numerischen des Softwarepaketes Ansys®/multiPlas®, quarzhaltige Zuschläge . . . . .	169
7.2	Numerische Stabilität des verwendeten Materialmodells . . . . .	169
7.3	Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei Normaltemperatur . . . . .	171
7.4	Interpolationstensor zur Bestimmung des E-Moduls eines geschädigten Betons nach der Erwärmungsphase . . . . .	172
7.5	Schädigungsmechanismus . . . . .	173



7.6	Regelschema zur irreversiblen Betonschädigung für die Abkühlphase und nach dem Brand . . . . .	175
7.7	Wahl des Wärmeübergangskoeffizienten $\alpha_c$ . . . . .	175
7.8	Einfluss der Wärmeübergangszahl auf die Temperaturentwicklung im Bauteil . . .	176
7.9	Schematische Darstellung des FEM-Modells . . . . .	180
7.10	Systemparameter zur thermisch-strukturmechanischen Simulation . . . . .	181
7.11	Integrationschema einer Mehrphasen-Analyse (in Anlehnung an [24]) . . . . .	182
7.12	Deklaration der Untersuchungsvariablen . . . . .	184
7.13	Vergleich von Erwärmungsgeschwindigkeiten . . . . .	185
7.14	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min .	188
7.15	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 42$ mm, $t_{voll} = 60$ min	189
7.16	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 250$ mm, $t_{voll} = 60$ min	190
7.17	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min	191
7.18	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 90$ mm, $t_{voll} = 60$ min	192
7.19	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 450$ mm, $t_{voll} = 60$ min	193
7.20	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min	194
7.21	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 187,50$ mm, $t_{voll} = 60$ min . . . . .	195
7.22	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase, $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 750$ mm, $t_{voll} = 60$ min	196
7.23	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 30$ min . . . . .	199
7.24	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 90$ mm, $t_{voll} = 30$ min . . . . .	200
7.25	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 450$ mm, $t_{voll} = 30$ min . . . . .	201
7.26	Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 0$ mm . . . . .	204
7.27	Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 90$ mm . . . . .	205
7.28	Einfluss der Dauer der Vollbrandphase auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase, $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 450$ mm . . . . .	206
7.29	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min .	208
7.30	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 42$ mm, $t_{voll} = 60$ min	209
7.31	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 250$ mm, $t_{voll} = 60$ min	210
7.32	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 30$ min .	211
7.33	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 42$ mm, $t_{voll} = 30$ min	212
7.34	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $d = 250$ mm, $t_{voll} = 30$ min	213

7.35	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min	214
7.36	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 90$ mm, $t_{voll} = 60$ min	215
7.37	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 450$ mm, $t_{voll} = 60$ min	216
7.38	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 30$ min	217
7.39	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 90$ mm, $t_{voll} = 30$ min	218
7.40	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $d = 450$ mm, $t_{voll} = 30$ min	219
7.41	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 60$ min	220
7.42	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 187,50$ mm, $t_{voll} = 60$ min	221
7.43	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 750$ mm, $t_{voll} = 60$ min	222
7.44	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 0$ mm, $t_{voll} = 30$ min	223
7.45	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 187,50$ mm, $t_{voll} = 30$ min	224
7.46	Einfluss der Vollbrandtemperatur auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen des Endes der Vollbrandphase $t_{voll}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $d = 750$ mm, $t_{voll} = 30$ min	225
7.47	Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1, $D_i = 10$ m, $z = 0$ m, $\theta = \pm 120^\circ$	229
7.48	Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1, $D_i = 10$ m, $z = 0$ m, $\theta = \pm 120^\circ$	231
7.49	Vergleich der Spannungszustände unter der Berücksichtigung der Resttragfähigkeit von Beton nach einer Hochtemperaturbeanspruchung, $D_i = 10,00$ m, $z = 0$ m	232
7.50	Vergleich der Spannungszustände unter der Berücksichtigung der Resttragfähigkeit von Beton nach einer Hochtemperaturbeanspruchung, $D_i = 10,00$ m, $z = 0$ m	235
7.51	Vergleich der Auswirkungen verschiedener Brandszenarien auf die Resttragfähigkeit von Tunnelschalen	237
8.1	Aktivität im Tunnelbau in Deutschland [247–249]	243
8.2	LKW-Unfall im Elbtunnel Hamburg [182]	245
8.3	Modifizierter Beton zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei erhöhten Temperaturen [186]	246
8.4	Thermisch-hygrisch-mechanische Mehrphasenkopplung von Beton bei erhöhter Temperatur [186]	248
8.5	Hybrider Regelkreis [99]	250
9.1	Beispiele möglicher neuer Verkehrskonzepte für den Personen- und Güterverkehr	258
D.1	Tunneldurchmesser $D_i = 6,00$ m, Brandlast mittig	345
D.2	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit	349
D.3	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit	357
D.4	Tunneldurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast mittig	361
D.5	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit	365
D.6	Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung	373
D.7	Tunneldurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast seitlich	377
D.8	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit	381
D.9	Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung	389
D.10	Tunneldurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast mittig	393
D.11	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit	397
D.12	Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung	405



D.13	Tunneldurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast seitlich . . . . .	409
D.14	Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit . . . . .	413
D.15	Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung . . . . .	421
F.1	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . . .	432
F.2	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) . .	432
F.3	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) . .	433
F.4	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . .	433
F.5	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) .	434
F.6	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) .	434
F.7	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . .	435
F.8	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) .	435
F.9	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) .	436
F.10	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	437
F.11	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	437
F.12	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	438
F.13	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	438
F.14	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	439
F.15	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	439
F.16	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	440
F.17	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	440
F.18	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	441
F.19	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	442
F.20	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	442
F.21	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	443
F.22	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	443
F.23	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	444
F.24	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	444
F.25	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	445
F.26	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	445
F.27	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zwei axial) . . . . .	446
F.28	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . . . . .	448
F.29	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) . . . . .	449
F.30	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) . . . . .	450

F.31	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . . . . .	451
F.32	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) . . . . .	452
F.33	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) . . . . .	453
F.34	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . . . . .	454
F.35	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) . . . . .	455
F.36	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) . . . . .	456
F.37	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	457
F.38	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	458
F.39	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	459
F.40	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	460
F.41	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	461
F.42	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	462
F.43	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	463
F.44	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	464
F.45	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, einaxial) . . . . .	465
F.46	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	466
F.47	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	467
F.48	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	468
F.49	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	469
F.50	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	470
F.51	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	471
F.52	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	472
F.53	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	473
F.54	Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ , $D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Auslastungsindex, zweiaxial) . . . . .	474
F.55	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . . .	476
F.56	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) . .	476
F.57	$D_i = 6$ m, $d_{max} = 250$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) . .	477
F.58	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . .	477
F.59	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) .	478
F.60	$D_i = 10$ m, $d_{max} = 450$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1500$ °C (Belastungsindex) .	478
F.61	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 900$ °C (Belastungsindex) . .	479
F.62	$D_i = 14$ m, $d_{max} = 750$ mm, $\alpha_c = 25$ W/(m <sup>2</sup> K), $T_{max} = 1200$ °C (Belastungsindex) .	479



F.63	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Belastungsindex)	480
F.64	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	481
F.65	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	481
F.66	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	482
F.67	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	482
F.68	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	483
F.69	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	483
F.70	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	484
F.71	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	484
F.72	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, einaxial)	485
F.73	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	486
F.74	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	486
F.75	$D_i = 6 \text{ m}$ , $d_{max} = 250 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	487
F.76	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	487
F.77	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	488
F.78	$D_i = 10 \text{ m}$ , $d_{max} = 450 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	488
F.79	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	489
F.80	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	489
F.81	$D_i = 14 \text{ m}$ , $d_{max} = 750 \text{ mm}$ , $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$ (Auslastungsindex, zweiaxial)	490
F.82	Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	492
F.83	Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	493
F.84	Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	494
F.85	Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	495
F.86	Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	496
F.87	Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	497
F.88	Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	498
F.89	Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	499
F.90	Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	500
F.91	Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	501
F.92	Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	502
F.93	Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	503
F.94	Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	504
F.95	Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	505
F.96	Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	506
F.97	Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	507
F.98	Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$	508
F.99	Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$	509
F.100	Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$	510





F.101	Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	511
F.102	Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1, $D_i = 6 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	512
F.103	Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	513
F.104	Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	514
F.105	Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	515
F.106	Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	516
F.107	Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	517
F.108	Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	518
F.109	Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	519
F.110	Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	520
F.111	Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	521
F.112	Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	522
F.113	Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	523
F.114	Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	524
F.115	Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	525
F.116	Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	526
F.117	Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	527
F.118	Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	528
F.119	Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	529
F.120	Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	530
F.121	Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	531
F.122	Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	532
F.123	Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1, $D_i = 10 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	533
F.124	Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	534
F.125	Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	535
F.126	Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	536
F.127	Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	537
F.128	Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	538
F.129	Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	539
F.130	Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	540
F.131	Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	541
F.132	Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	542
F.133	Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	543
F.134	Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	544
F.135	Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	545
F.136	Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	546
F.137	Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	547
F.138	Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	548
F.139	Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	549
F.140	Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	550
F.141	Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	551
F.142	Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 60^\circ$ . . . . .	552
F.143	Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 90^\circ$ . . . . .	553
F.144	Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1, $D_i = 14 \text{ m}$ , $z = 0 \text{ m}$ , $\theta = \pm 120^\circ$ . . . . .	554
G.1	Vorschlag eines methodischen Vorgehens zur Bestimmung des Systemtragverhaltens unterirdischer Strukturen im Hochtemperaturbereich . . . . .	557



---

# Tabellenverzeichnis

3.1	Mechanische Lasten zur Bemessung eines Tunnels [327] . . . . .	19
3.2	Kritische Bereiche, für die eine Bemessung durchzuführen ist [327] . . . . .	20
3.3	Einfluss von Eingangsparametern auf die Tunnelbeanspruchung [169] . . . . .	22
3.4	Chemische Reaktionen von quarzitischem und kalkhaltigem Beton [127, 377] . . . . .	29
3.5	Einflussfaktoren auf das Verhalten von Beton über Normaltemperatur [446] . . . . .	31
3.6	Bandbreiten thermodynamischer Kenngrößen des Wärmeübergangs für Stahlbetonbauteile [604] . . . . .	35
3.7	Einflussfaktoren auf LITS von Beton [346, 563, 573] . . . . .	38
3.8	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Druckfestigkeit . . . . .	39
3.9	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Zugfestigkeit . . . . .	42
3.10	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Elastizitätsmodul . . . . .	43
3.11	Entwicklung des E-Moduls im Brandverlauf [658] . . . . .	43
3.12	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Spannungs-Dehnungs-Beziehung . . . . .	50
3.13	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Kriechen . . . . .	56
3.14	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Restdruckfestigkeit . . . . .	65
3.15	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Zwang . . . . .	66
3.16	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Verbund . . . . .	69
3.17	Temperaturabhängiges Verhalten von Beton [128] und Bewertung hinsichtlich Tunnelstrukturen - Abplatzungen . . . . .	72
3.18	Charakterisierung verschiedener Einflussgrößen auf das Abplatzen [186] . . . . .	73
3.19	Formen von Betonabplatzungen infolge Brandeinwirkung [377] . . . . .	74
3.20	Übersicht über verschiedene Prüfvorschriften zur Bestimmung temperaturabhängiger Parameter von Beton . . . . .	78
3.21	Einschränkungen für die Bemessung im Tunnelbau im Vergleich zu EC 2 . . . . .	80
3.22	Brandschutzregelwerke für Schienenfahrzeuge [362] . . . . .	81
3.23	Anforderungen an Ventilatoren für U-Bahntunnel [209] . . . . .	82
3.24	Energieabgabe und Rauchgeschwindigkeit verschiedener Brandlasten [230, 276]	85

---

3.25	Experimentell bestimmte Einflussgrößen auf den Verlauf von Brandereignissen in Tunneln [103] . . . . .	86
3.26	Zeitdauern von Feuerwehreinsätzen bis zum Beginn der Brandbekämpfung in Tunneln [209] . . . . .	88
3.27	Qualität der Beschreibung eines Bemessungsbrandes [289] . . . . .	90
3.28	Empfehlung für die Verwendung von Brandkurven [450] . . . . .	94
3.29	Empfehlungen für Brandlasten nach PIARC C3.3 [381] bzw. ITA [531] für die Stand-sicherheit einer Tunnelstruktur . . . . .	98
4.1	Diskussionsschwerpunkte . . . . .	103
5.1	Einflussgrößen für die Strömungssimulation . . . . .	124
7.1	Entwicklungsstand verschiedener Betonmodelle, in Anlehnung an <i>Gawin et al.</i> [218]	166
7.2	Einflussfaktoren für die statische Berechnung [168] . . . . .	177
7.3	Einflussgrößen für die thermisch-strukturmechanische Simulation . . . . .	181
8.1	Zu lösende Einzelprobleme für eine stochastische Untersuchung und für eine zutreffende Sicherheitsanalyse [168] . . . . .	239
A.1	Unfallübersicht 1842-2015 . . . . .	317
B.1	Internationale Normen, Richtlinien, Berichte und weitere Anwendungsdokumente für die Brandauslegung von Tunneln [450] . . . . .	333
C.1	International durchgeführte Brandversuche (Einzelversuche und Versuchsprogramme)	339
E.1	Variation der strukturmechanischen Simulationen . . . . .	425

---

# Anhang



**A**

---

## **Unfallübersicht 1842-2015**





**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
1	Salang Tunnel	Afghanistan	Straße		[535]	1980	Unfall					16
2	Salang Tunnel	Afghanistan	Straße		[50, 103, 535, 634]	1982	Tankzugunglück (Unfall oder Anschlag)					2700
3	U-Bahn	Aserbaidschan	Eisenbahn		[50, 103, 370, 634, 635]	1995	Technischer Defekt in der Elektrik					289
4	Burnley Melbourne	Australien	Straße		[50, 180, 634]	2007	Unfall	1 h				3
5	Sydney Harbour Tunnel	Australien	Straße		[642]	2013	Batterieschaden	2 h				
6	U-Bahn	Belgien	Schiene		[103, 634, 635]	1987						
7	Tunnel de Kinkempois	Belgien	Straße		[103, 634]	2004	LKW					
8	unbekannt	China	Schiene		[50, 320]	1991						15
9	U-Bahn	China	Schiene	0,800	[50, 103, 320, 510, 634, 635]	1998	Explosion Gasbehälter					80
10	Great Belt	Dänemark	Straße		[103, 634]	1994	Hydraulikscha-den					
11	Moorfleet Tunnel	Deutschland	Straße	0,343	[17, 103, 321, 369, 370, 564, 634]	1968	Überhitzte Bremsen, Reifenbrand	1 h 30 min		300	35	
12	U-Bahn, Alexanderplatz	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1972	Zugentgleisung					
13	U-Bahn	Deutschland	Schiene		[103, 634, 683]	1976	Gasflaschenexplosion, Brand einer Bitumenwand					2
14	U-Bahn, Hansarhing	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1978	Zugbrand					
15	S-Bahn	Deutschland	Schiene		[335]	1980						
16	U-Bahn, Altona	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1980	Brandanschlag					
17	U-Bahn, Ramersdorf	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1981	Technischer Fehler					
18	U-Bahn, Hauptbahnhof	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1983	Elektrischer Kurzschluss					
19	U-Bahn, Landungsbrücken	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1984	Brandanschlag					
20	Bonn U-Bahn	Deutschland	Schiene		[103, 634]	1991	Elektrischer Kurzschluss					



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
21	Candid Tunnel	Deutschland	Straße	0,252	[103, 634]	1999	Motorschaden					
22	Leinebusch Tunnel	Deutschland	Schiene	1,740	[103, 320, 369, 370, 634]	1999	Balllager überhitzten, Zug entgleist, Selbstentzündung eines Güterwagens	12 h			20	
23	Saukopftunnel	Deutschland	Straße	2,700	[103, 634]	2000	Auto					
24	U-Bahn	Deutschland	Schiene		[103, 634]	2000						
25	U-Bahn	Deutschland	Schiene		[103, 634]	2001	Zugdach fing Feuer					
26	U-Bahn, Kurt Schuhmacher Platz	Deutschland	Schiene		[103, 634]	2001	Lichtbogen					
27	Autobahntunnel auf B31	Deutschland	Straße	0,200	[50, 180]	2005	Autounfall					5
28	Elbtunnel	Deutschland	Straße		[180]	2011	Verkehrsunfall					7
29	Elbtunnel	Deutschland	Straße		[180]	2011	Fahrzeugbrand					2
30	Bahnhof Friedrichstraße	Deutschland	Schiene		[87]	2013	Zigarette oder Stromkabelkurzschluss					
31	U-Bahn	Deutschland	Schiene		[94]	2014	Funkenflug nahestehender Stromleitung					
32	Elbtunnel	Deutschland	Straße		[182, 444]	2015	brennender Reifen					
33	Mendon	Frankreich	Schiene		[50, 634, 635]	1842	Feuer-Ausbruch in Personenzug					150
34	Couronnes	Frankreich	Schiene		[50, 634, 635]	1903	Elektrofehler am Schienenfahrzeug					84
35	Bartignolles	Frankreich	Schiene	1,000	[50, 103, 320, 634, 635]	1921	Kollision mit stehendem Zug					28
36	Crozet	Frankreich	Schiene	0,226	[50, 103, 320, 634, 635]	1971	Kollision und Entgleisung					2 200
37	U-Bahn	Frankreich	Schiene		[103, 634, 635]	1971	Brandstiftung					3
38	Vierzy	Frankreich	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1972	Feuerausbruch in Personenzug, Tunnel einsturz					108 111
39	Porte d'Italie	Frankreich	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1973	Brandstiftung					2

**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
40	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[103, 226, 634]	1974	Motorbrand	15 min				
41	Château de Vincennes	Frankreich	Schiene		[103, 634, 635]	1975	Kurzschluss unter Wagon					
42	Kreuzung BP-A6	Frankreich	Straße		[634]	1976	hohe Geschwindigkeit	4 h		150		
43	Porte d'Italie B6	Frankreich	Straße		[17, 103, 321, 634]	1976	Motorbrand	1 h				12
44	U-Bahn	Frankreich	Schiene		[103, 634, 635]	1977	Stationsbrand					
45	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[103, 226, 634]	1978	LKW Brand					
46	U-Bahn, Reully-Diderot St.	Frankreich	Schiene		[103, 634, 635]	1979	Elektro-Kurzschluss					26
47	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[103, 226, 634]	1981	Motorbrand					
48	Fréjus	Frankreich	Straße	12,870	[17, 103, 321, 634]	1983	Getriebeschaden	2 h		200		
49	U-Bahn	Frankreich	Schiene		[103, 634, 635]	1985	Abfall in Brand gesteckt					6
50	L'Arme	Frankreich	Straße		[50, 103, 321, 634]	1986	Bremung nach zu hoher Geschwindigkeit					3
51	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[103, 226, 634]	1988	LKW Brand					
52	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[50, 103, 226, 634]	1990	Motorbrand	4 h 15 min				
53	Fréjus	Frankreich	Straße	12,870	[321]	1993	Motorbrand	2 h				
54	Castellar	Frankreich	Straße		[103, 634]	1994	LKW, Reifenbrand					
55	Beaune	Frankreich	Straße		[369, 370]	1995	Zusammenstoß			30		44
56	Eurotunnel	Frankreich	Schiene	51,000	[2, 36, 50, 82, 103, 320, 321, 369, 370, 564, 634, 635]	1996	Brandstiftung	13 h	1300	500	45	30



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
57	Mont Blanc	Frankreich	Straße	11,600	[50, 103, 180, 226, 321, 369, 370, 564, 634, 644]	1999	Motorbrand/Zigarette	53 h		900	40	41
58	Toulon	Frankreich	Straße		[103, 634]	2000	Baufahrzeug, Kollision	4 h				
59	Versailles	Frankreich	Straße		[103, 634, 635]	2002	Maschine explodiert	6 h				2
60	Genova Nervi-Pisa	Frankreich	Schiene	23,200	[320]	2002	Technischer Defekt					
61	Crét D'eau	Frankreich	Schiene	4,000	[103, 634, 635]	2003	Brand im Schlafwagen					
62	Mornay	Frankreich	Schiene	2,600	[50, 103, 320, 634, 635]	2003	Brand im Reisewagen	5 h				
63	Duillin Tunnel	Frankreich	Straße	1,500	[50, 103, 634]	2004	Bus, Motorpanne	1 h				
64	Fréjus	Frankreich	Straße		[103, 634]	2004	Bremsenbrand	2 h 30 min				2
65	Eurotunnel	Frankreich	Schiene		[50]	2005	Explosion bei Bauarbeiten					
66	Fréjus	Frankreich	Straße	12,870	[50, 137, 180, 188, 637]	2005	Motorbrand	2 h	10 000			2
67	Eurotunnel	Frankreich	Schiene	51,000	[503]	2006	Brand eines LKW	2 h 30 min				
68	Eurotunnel	Frankreich	Schiene	51,000	[3, 50]	2008		16 h	1000	650		
69	Eurotunnel	Frankreich	Schiene	51,000	[86]	2015	kleiner LKW Brand mit viel Rauchentwicklung					
70	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[634, 635]	1866	Zusammenstoß Güterzüge					3
71	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[634, 635]	1905	Zugbrand					1
72	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[103, 635]	1908	Zugbrand					1
73	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[103, 635]	1908	Zugbrand					1
74	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[103, 635]	1908	Zugbrand					1
75	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[103, 635]	1909	Zugbrand					1
76	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1945	Zugzusammenstoß					
77	Penmanshiel Tunnel	Großbritannien	Schiene		[103, 320, 634, 635]	1949	Zugbrand					
78	Holland Park, U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1958	Elektrischer Lichtbogen im Elektrischen Anschlusskasten					1

**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
79	Redbridge, Essex, U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[103, 634, 635]	1960	Elektrischer Lichtbogen im Elektrischen Anschlusskasten					38
80	U-Bahn, Goodge Street	Großbritannien	Schiene		[103, 634, 635]	1975	Brand auf Fußgängerüberweg					
81	U-Bahn, Moorgate	Großbritannien	Schiene		[50, 103, 635]	1975	entgleisender Zug prallt an Wand					44
82	U-Bahn, Finsbury Park	Großbritannien	Schiene		[103, 634, 635]	1976	Kabelbrand im Zug					25
83	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1981						1
84	U-Bahn, Piccadilly Linie	Großbritannien	Schiene		[103, 628, 634, 635]	1982	Kabelbrand wg. Kurzschluss					15
85	Summit Tunnel	Großbritannien	Schiene	2,600	[50, 82, 103, 320, 609, 634, 635]	1984	Zugentgleisung auf Grund fehlerhaften Achslagers	72 h	1200	800		
86	U-Bahn, Oxford Circus	Großbritannien	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Fahrlässigkeit, Zigarettenkippe					
87	U-Bahn, Kings Cross Station	Großbritannien	Schiene		[50, 103, 184, 564, 634, 635]	1987	Holzaufzug fing Feuer	6 h				31
88	Kingsway Tunnel	Großbritannien	Straße	2,000	[17, 103, 634]	1994	Bus fing Feuer	1 h				
89	U-Bahn	Großbritannien	Schiene		[635]	2005	Bombenanschläge auf 3 U-Bahnen					56
90	Brynglas	Großbritannien	Straße		[402]	2011	Fahrzeugdefekt	30 min				
91	Cross-harbour tunnel	Hong-Kong	Straße	1,800	[103, 634]	2000						
92	Isola delle Femmine	Italien	Straße	0,148	[103, 634]	1996	Unfall					
93	Prapontin-A32 Torino- Bardonecchia	Italien	Straße	4,409	[103, 634]	2001	Mechanischer Defekt					
94	Vicenza	Italien	Schiene		[137]	2003	Verkehrsunfall					6
95	Melarancio Tunnel	Italien	Straße		[226]	1983	Unfall zwischen LKW und Schulbus					11



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]	
96	Pecorile Galleria - Gênes - Savone	Italien	Straße	0,662	[50, 103, 634]	1983	Auffahrunfall					9	20
97	San Benedetto Tunnel	Italien	Straße	18,500	[50, 103, 634]	1984	Bombenanschlag	2 h				17	120
98	Serra Ripoli Tunnel	Italien	Straße	0,442	[17, 50, 103, 321, 634]	1993	Kollision	2 h 30 min				4	4
99	Isola delle Femmine	Italien	Straße		[50, 180, 321, 369, 370]	1996	Auffahrunfall					5	34
100	Exilles Rail Tunnel	Italien	Schiene	2,100	[50, 103, 320, 634, 635]	1997	Kurzschluss durch offene Autotür	5 h					2
101	Prapontin-A32 Torino- Bardonecchia	Italien	Straße	4,409	[103, 634]	1997	Überhitzte Bremsen	4 h					
102		Italien	Straße		[564]	1999						5	
103		Italien	Schiene	9,000	[50, 103, 634, 635]	1999	Rauchbombe von Fußballfans					4	9
104	Nodo di Napoli	Italien	Straße	4,800	[320]	2002	Brandstiftung					5	10
105	San Martino Tunnel	Italien	Straße		[50]	2007	LKW Unfall						
106	Banzole Tunnel	Italien	Straße		[180]	2008	Fahrzeugbrand						
107		Japan	Straße	0,244	[103, 634]	1967	Motorschaden	11 h					
108	Hokoriku	Japan	Schiene	13,900	[50, 103, 320, 369, 370, 564, 635]	1972	Feuer im Bordrestaurant				30	30	690
109	Nihonzaka	Japan	Straße	2,045	[17, 50, 103, 207, 321, 357, 369, 370, 564, 634]	1979	Auffahrunfall	168 h		1100	30	7	2
110	Kajiwara Tunnel	Japan	Straße	0,740	[17, 50, 103, 321, 634]	1980	Getriebefehler, Kollision mit Tunnelwand und Überschlag	1 h 20 min		280		1	
111	Sakai Tunnel	Japan	Straße	0,459	[17, 50, 103, 321, 634]	1980	Verkehrsunfall	3 h				5	5

**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
112	Wranduk Tunnel	Jugoslawien	Schiene	1,500	[50, 103, 320, 369, 370, 564, 634]	1971	Motorschaden			30		34 120
113	U-Bahn, Henry-Bourassa	Kanada	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1971	Zugaufprall am Tunnelende					1
114	U-Bahn, Rosemond	Kanada	Schiene		[103, 634, 635]	1974	Elektro-Kurzschluss, Gummireifenbrand					
115	U-Bahn, Christie Street St.	Kanada	Schiene		[103, 634, 635]	1976	Brandstiftung					
116	U-Bahn	Kanada	Schiene		[103, 634, 635]	1997	Gummimatte fing Feuer					
117	U-Bahn	Kanada	Schiene		[103, 634, 635]	2000	Kabelbrand	6 h				
118	U-Bahn	Kanada	Schiene		[103, 634, 635]	2000						2
119	U-Bahn	Mexiko	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1975	Zusammenstoß					50 30
120	U-Bahn	Mexiko	Schiene		[103, 634, 635]	1985						1700
121	Homer-Milford	Neuseeland	Straße	1,200	[103, 634]	2002	Motorraum					
122	Velsen	Niederlande	Straße	0,768	[17, 50, 103, 321, 369, 370, 564, 634]	1978	Auffahrunfall	1 h 20 min		30		5 5
123	U-Bahn	Niederlande	Schiene		[103, 634, 635]	1999						2
124	Schipol Airport	Niederlande	Schiene		[103, 320, 634]	2001	Elektrischer Kurzschluss					
125	Røidal Tunnel	Norwegen	Straße	4,656	[103, 634]	1990	Motorbrand	50 min				
126	Hovden Tunnel	Norwegen	Straße	1,283	[17, 103, 321, 634]	1993	Auffahrunfall	2 h				5
127	Vardo Tunnel	Norwegen	Straße		[103, 634]	1993	Kleines Feuer					
128	Hira Tunnel	Norwegen	Straße	5,600	[17, 103, 634]	1995	Überhitzter Motor	2 h				
129	Ekeberg Tunnel	Norwegen	Straße	1,500	[17, 103, 321, 634]	1996	Motorbrand	2 h				
130	Oslofjord Tunnel	Norwegen	Straße		[50, 103, 634]	1999	Explosion bei Bauarbeiten					2



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplattung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
131	Laerdal Tunnel	Norwegen	Straße	24,500	[103]	2000						
132	Oslofjord Tunnel	Norwegen	Straße		[103, 634]	2000						
133	Rotsethorn Tunnel	Norwegen	Straße	1,200	[50, 103, 634]	2000	Unfall					1
134	Seljestad Tunnel	Norwegen	Straße	1,272	[50, 103, 321, 634]	2000	Motorbrand führt zu Unfall	2 h		1600		6
135	Fløyfjell Tunnel	Norwegen	Straße	3,100	[50, 103, 634]	2003	PKW Unfall					1
136	Eidsvoll Tunnel	Norwegen	Straße	1,200	[50, 137]	2006	Bus Unfall					9
137	Eidsvoll Tunnel	Norwegen	Straße	1,200	[180]	2006	Verkehrsunfall					1
138	Eiksund Tunnel	Norwegen	Straße	7,700	[50, 180]	2009	PKW Unfall					5
139	Brattli Tunnel	Norwegen	Straße		[130, 395, 457]	2013		120 h				
140	Gudvangatunnel	Norwegen	Straße		[4]	2013	Explosion im Motorraum	1 h 30 min				80
141	Feibertauern	Österreich	Straße		[17, 321, 369, 370, 564, 634]	1984	überhitzte Bremse	1 h 30 min		100		
142	Herzogberg	Österreich	Straße		[103, 634]	1986	überhitzte Bremse					
143	Tanzenberg	Österreich	Straße		[103, 634]	1987	Selbstmord					1
144	Brenner	Österreich	Straße		[50, 103, 634]	1989	Gefahrgut, Bauarbeiten	7 h				2
145	U-Bahn, Karlsplatz	Österreich	Schiene		[635]	1992	Kabelbrand im Antriebswagen					5
146	Pfändertunnel	Österreich	Straße	6,719	[17, 50, 103, 180, 321, 369, 370, 564, 634]	1995	Massenkollision	1 h			30	3
147	Gleinalm	Österreich	Straße		[103]	1998						
148	Tauern	Österreich	Straße	6,400	[17, 36, 50, 103, 180, 226, 321, 369, 370, 564, 634, 644]	1999	Auffahrunfall, Auslaufen von Farbe und Lack	16 h			35	12
149	Kitzsteinhorn funicular tunnel	Österreich	Bergbahn	3,300	[103, 635]	2000	Öleleck auf Elektroheizlüfter					155
150	Tauern	Österreich	Straße	8,000	[103, 634]	2000	HGV	30 min				
151	Gleinalm	Österreich	Straße	8,000	[103, 634]	2001	Kurzschluss	1 h				
152	Gleinalm	Österreich	Straße	8,000	[103, 634]	2001	Schwedischer Touristen Bus					
153	Gleinalm	Österreich	Straße	8,000	[103, 634]	2001	Bus					



**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
154	Gleinalm	Österreich	Straße	8,000	[50, 180, 634]	2001	PKW Unfall					5
155	Tauern	Österreich	Straße		[103, 634]	2001	Unfall					4
156	Tauern	Österreich	Straße		[103, 634]	2002	Motorschaden					
157	Ofenauer Tunnel	Österreich			[137]	2008						17
158	Kitzsteinhorn	Österreich	Seilbahn		[1, 50, 369, 370, 564, 634]	36 841	Hydraulikschaden, technischer Defekt		1000		30	170
159	U-Bahn	Portugal	Schiene		[103, 634, 635]	1976	Technischer Fehler am Antrieb					
160	U-Bahn	Russland	Schiene		[103, 634]	1974	Elektro-Kurzschluss					
161	U-Bahn, Okyabrskaya	Russland			[635]	1980	Technischer Fehler					7
162	U-Bahn, Okyabrskaya	Russland	Schiene		[103, 634, 635]	1981	Elektro-Kurzschluss					
163	U-Bahn	Russland	Schiene		[103, 634, 635]	1987	Zugbrand					
164	U-Bahn	Russland	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1991	Elektrofehler					7
165	U-Bahn, Sokol-Wojtkowsk.	Russland	Schiene		[635]	2006						10
166	U-Bahn	Schweden	Schiene		[103, 634, 635]	1955	Überhitzung					
167	U-Bahn	Schweden	Schiene		[103, 634, 635]	1960	Elektro Kurzschluss					
168	Rieketunnel	Schweiz	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1926	Güterzug fängt Feuer, bleibt stehen					9
169	Gütschtunnel	Schweiz	Schiene	0,326	[50, 103, 634, 635]	1932	Zugzusammenstoß					6
170	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Schiene	15,000	[50, 103, 634, 635]	1941	Zugentgleisung					7
171	Simplon-Tunnel	Schweiz	Schiene	19,800	[103, 320, 634, 635]	1969	schlusswagen fängt Feuer					
172	Lötschberg Tunnel	Schweiz	Schiene		[103, 320, 634]	1972	Feuer während Bauarbeiten					3
173	San Bernardino Tunnel	Schweiz	Straße	6,600	[103, 634]	1976	Bus fing Feuer					



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplattung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
174	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Straße	16,900	[207, 321, 369, 370, 564, 634]	1984	Motorbrand, LKW	24 min		30	30	
175	Gumefens Tunnel	Schweiz	Straße	0,343	[17, 50, 103, 321, 634]	1987	Verkehrsunfall	2 h				2 3
176	U-Bahn, Hirschgrabentunnel	Schweiz	Schiene	1,300	[103, 634, 635]	1991	Brandstiftung vermutet					58
177	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Straße	16,900	[17, 103, 321, 634]	1994	Reifenbrand	2 h		50		
178	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Straße	16,900	[17, 103, 321, 634]	1997	Motorbrand	3 h		100		
179	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Straße	16,900	[17, 103, 634]	1997	Überhitzung Motor	20 min				
180	St. Gotthard Tunnel	Schweiz	Straße	16,900	[50, 103, 137, 321, 369, 370, 634, 644]	2001	Kollision	48 h		700	35	11
181	Baregg Tunnel	Schweiz	Straße	1,100	[50, 137, 180]	2004	LKW Unfall					1 5
182	Viamala Tunnel	Schweiz	Straße	0,700	[50, 180, 288]	2006	Kollision	1 h 20 min				9 5
183	Crapleig Tunnel	Schweiz	Straße		[180]	2006	Technischer Defekt					
184	Gubrist Tunnel	Schweiz	Straße		[180]	2009	Verkehrsunfall					4
185	Eggluh Tunnel	Schweiz	Straße		[180]	2011	Verkehrsunfall					1 5
186	Simplan-Tunnel	Schweiz	Schiene	19,800	[635]	2011	mehrere Güterwagen in Brand	24 h				
187	Gotthard-Tunnel	Schweiz	Schiene	15,000	[635]	2012	Selbstmord und Brandanschlag					1
188	Zürich	Schweiz	Straße		[635]	2012	Motorbrand, Ursache unklar					
189	Golovec Tunnel	Slowenien	Straße	0,700	[103, 634]	2003						
190	Lolica Tunnel	Slowenien	Straße	0,800	[103, 634]	2003						
191	Trojane Tunnel	Slowenien	Straße	2,900	[634]	2004	Dieselmotor					
192	Torre	Spanien	Schiene		[50, 103, 320, 634, 635]	1944	Zugzusammenstoß	24 h				91
193	Guadarrama	Spanien	Straße	3,300	[17, 103, 321, 369, 370, 564, 634]	1975	LKW Brand	2 h 45 min		210		

**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
194	U-Bahn, Sabadell	Spanien	Schiene		[635]	1980	Elektro-Kurzschluss					5
195	Guadarama	Spanien	Schiene	30,000	[50, 103, 634, 635]	2003	Zugunfall	5 h				
196	Sóller	Spanien	Straße		[185]	2010	Defekt in der Hydraulik					
197	Huguénot Tunnel	Südafrika	Straße	4,000	[17, 50, 103, 321, 634]	1994	Getriebebrand	1 h				1 28
198	Unnamed Tunnel	Süchina	Schiene		[103]	1991						
199	U-Bahn, Jungangno-Stat.	Südkorea	Schiene	0,400	[50, 103, 634, 635]	2003	Brandanschlag	24 h				197 147
200	Huay Khwang Tunnel	Thailand	Straße		[196]	2013	Verkehrsunfall	30 min				3
201	U-Bahn-Tunnel	Tschechische Republik	Schiene		[635]	1981	Elektro-Kurzschluss					1
202	Holland Tunnel	USA	Straße	2,550	[17, 50, 103, 321, 369, 370, 564, 634]	1949	herunterfallende Ladung	4 h	200			66
203	Blue Mountain Tunnel	USA	Straße	1,300	[103, 634]	1965	Motorbrand					
204	U-Bahn	USA	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1970	Zug brennt					1 50
205	Wallace Tunnel	USA	Straße	1,000	[17, 103, 634]	1970	Motorbrand					
206	Sylmar Tunnel	USA	Versorgung	8,000	[50, 103, 634]	1971	Gasexplosion während Bauarbeit					17
207	Chesapeake Bay Tunnel	USA	Straße		[17, 103, 321]	1974	Reifenexplosion	4 h				1
208	Congress Tunnel	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1974	Güterzug entgleist					1
209	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 635]	1974	Technischer Fehler					200
210	U-Bahn	USA	Schiene		[635]	1975	Technischer Fehler					78
211	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1975	Oberleitungsbruch					34
212	Baltimore Harbour Freeway	USA	Straße		[103, 634]	1978	Verkehrsunfall					
213	Oakland-Tunnel	USA	Schiene		[635]	1979	Stromabnehmer gebrochen, Kurzschluss					1 56



Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
214	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1979	Zigarette entzündet Öllampe					4
215	U-Bahn	USA	Schiene		[50, 103, 634]	1979	Kurzschluss					1
216	U-Bahn, Eric Street	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1979	Transformator-Brand					148
217	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 635]	1980	kleines Feuer					
218	U-Bahn	USA	Schiene		[103]	1980	kleines Feuer					
219	U-Bahn	USA	Schiene		[103]	1980	kleines Feuer					
220	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 635]	1981	elektrisch ausgelöstes Feuer					16
221	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 635]	1981	Brand unter Wagen					
222	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1981	Stromabnehmer fehlerhaft, Explosion	30 min				24
223	U-Bahn	USA	Schiene		[103]	1981	Brand unter Wagen					2
224	Caldecott Tunnel	USA	Straße	1,028	[17, 50, 103, 321, 369, 370, 564, 634]	1982	Auffahrunfall, Brand eines Tankwagens	1 h 40 min	980	580	45	7
225	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1982	Zugentgleisung					
226	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1982		6 h				10
227	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1982	Triebwagen-Motor defekt					86
228	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Kabelbrand an 2 Zügen					
229	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Brandanschlag					
230	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Antriebsmotor explodiert	1 h				23
231	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Brand unter Wagen					24
232	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Abfall in Brand					54
233	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1984	Brand unter Wagen					

**Tabelle A.1: Unfallübersicht 1842-2015 (Fortsetzung)**

Nr.	Tunnelname	Land	Kategorie	Länge [ km ]	Quelle	Jahr	Ursache	Dauer	max. Temp. [ °C ]	Aus- dehnung [ m ]	max. Abplatzung [ cm ]	Personenschaden [ Tote ] [ Verl. ]
234	U-Bahn, Grand Central Station	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1985	Brandanschlag					15
235	U-Bahn	USA	Schiene		[50, 103, 634, 635]	1990	Kabelbrand					2 200
236	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634]	1990	Holzunterstützung während der Bauphase					
237	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1992	Feuer unter Wagen					86
238	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1992	elektr. Ausgelöstes Feuer auf Gleis					51
239	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1996	Kurzschluss führt zu Explosion und Feuer					
240	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	1999	Elektrokabel entzündet Abfall					52
241	U-Bahn	USA	Schiene		[103, 634, 635]	2000	Elektrischer Defekt	2 h				
242	Howard Street Tunnel	USA	Schiene	2,600	[50, 103, 301, 320, 634]	2001	Zugwagen entgleist mit leicht entflammbarer Chemikalie, Notbremse fängt Feuer	12 h	980			
243	Ted Williams Tunnel	USA	Straße	2,600	[103, 634]	2002	Elektrischer Defekt					
244	U-Bahn, Brooklyn	USA	Schiene		[635]	2003	Abfall entzündet durch Kurzschluss					35
245	Cabin Creek hydropower plant	USA	Versorgung		[50]	2007	Entflammbare Chemikalien					5
246	Interstate 5	USA	Straße		[137, 180]	2007	Verkehrsunfall, Massenunfall					2 10
247	Newhall Pass Tunnel	USA	Straße	0,166	[50]	2007	LKW Unfall	24 h				3 23
248	Caldecott Tunnel	USA	Straße		[100]	2013	Fahrzeugbrand	30 min				8
249	Caldecott Tunnel	USA	Straße		[115]	2015	Verkehrsunfall	45 min				
250	Minsk, Oktjabrskaja	Weißrussland			[635]	2011	Bombenanschlag					15 300



## **B**

---

**Internationale Normen, Richtlinien, Berichte und weitere Anwendungsdokumente zur Brandbemessung von Tunneln**





**Tabelle B.1: Internationale Normen, Richtlinien, Berichte und weitere Anwendungsdokumente für die Brandauslegung von Tunneln [450]**

	Land	Titel	ID	Typ	Veröffentlichung
1	ASTRA	Tunnel Task Force, Final Report	Swiss Federal Roads Office	Recommendations for improved safety	May 2000
2	Australien	Fire Safety Guideline for Road Tunnels	AFAC	Richtlinie	Australian Fire Authority Council (2001)
3	Deutschland	Guidelines for equipment and operation of road tunnels	RABT, DMT, SOLIT, STUVA, VdS, VFDB	Richtlinie	Road and Transportation Research Association
4	Deutschland	RIL	853	Richtlinie	Januar, 2013
5	Deutschland	ZTV Additional Technical Conditions for the Construction of Road Tunnels - Part 1 Closed Construction - Part 2 Open Construction	ZTV-Tunnel	Technical addendum	1995 1999
6	Europäische Union	Directive 2004/54/EC of the European parliament and the council	Directive 2004/54/EC	Code (regulation)	European parliament and the council (2004)
7	Europäische Union	European Tunnel Research Program	UPTUN; L-SURF	Recommendation	www.uptun.net; www.l-surf.org
8	European Thermal Network	Fire in Tunnels	FIT	Technical Report	Thermal Network FIT supported by European Community G1RT-CT-2001-05017
9	Frankreich	Inter-ministerial circular no.2000-82 of 30 November 2000 concerning the regulation of traffic with dangerous goods in road tunnels of the national network	Circ2000-82N2	Governmental circular	Ministry for intra-structure, transport, spatial planning tourism, and the sea (2000)
10	Frankreich	Inter-ministry circular no. 2000-63 of 25 August 2000 relating to the safety of tunnels in the national highways network	Circular 2000t63A2; CETU, CNPP; INERIS	Government circular	Ministry for intra-structure, transport, spatial planning tourism, and the sea (2000)
11	Frankreich	Law no. 2002-3 of 3 January 2002 relative to safety of infrastructures and transport systems, etc.	Law2002-J2	Gesetz	Law 2002-3, art. 2
12	Frankreich	Risk studies for road tunnels: Guide to methodology	ESD	Richtlinie	Guide 2002
13	Großbritannien	Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 2: Highway Structure Design Section 2, Part 9, BD 78/99: Design of Road Tunnels	BD 78/99	Guideline and requirements	The Highway Agency (1999)
14	Italien	Circular 6 Dec. 1999. Safety of Traffic in Road Tunnels with Particular Reference to Vehicles Transporting Dangerous Materials	Circular 06.12.1999	Governmental circular	1999
15	Italien	Functional and geometrical standard for construction of roads	Ministry of Infrastructure and Transport	Ministerial decree	General Inspectorate for Traffic and Road Safety
16	Italien	Tunnel lighting	UNI-Milano U29000240	Richtlinie	Juli, 2003
17	Japan	Design Principles, Vol. 3 (Tunnel) Part (4) (Tunnel Safety facilities)		Corporation guideline	Japan Highway Public Corporation (1998)
18	Japan	Installation Standards for Road Tunnel Emergency Facilities		Safety standards	Japan Highway Public Corporation
19	Korea	Guideline for Installation of Safety Facility in Road Tunnels	GIST	Guideline	Ministry of Construction & Transportation (2004)
20	Korea	National Fire Safety Codes	NFSC	Code (regulation)	Korea National Emergency Management Agency
21	Niederlande	Technical standards for the provisions and installations RWS curves	Rijkswaterstaat; TNO (UPTUN)	Guideline	Dutch Ministry of Transport and National Regulation



**Tabelle B.1: Internationale Normen, Richtlinien, Berichte und weitere Anwendungsdokumente für die Brandauslegung von Tunneln [450] (Fortsetzung)**

	Land	Titel	ID	Typ	Veröffentlichung
22	Norwegen	Norwegian design guide, roads, tunnels	Public Roads Administration, Directorate of Public Roads	Guideline/ manual issued by public authority	Handbook 021
23	Norwegen	Risk analysis of fire in road tunnels	(Norwegian Council for Construction Standards)	Guideline for a Norwegian Standard	Issued by the Standardisation Council (2000)
24	Norwegen	Road Tunnels	Statens Vegvesen (SINTEF NBL)	Government guideline	Norwegian Public Roads Administration, Directorate of Public Roads (2004)
25	NVF	Ventilation av Vägtunnlar (Ventilation of Road Tunnels) NVF Sub Committee 61: Tunnels	Vägtunnlar (Ventilation of Road Tunnels) NVF Sub Committee 61: Tunnels Nordic Road Technical Association	Report of a Nordic working group	NVF 1993
26	Österreich	Guidance document A-13 for fire safety in road tunnels	öBFV	Code (regulation)	Austrian fire department. document based on European Directive 2004AEA4/EC
27	Österreich	Guidelines and Regulations for Road Tunnel Design	RVS, IBS	Richtlinie	Transportation and Road Research Association (2001)
28	PIARC	Fire and Smoke Control in Road Tunnels 05.05.B	PIARC	Recommendation	PIARC (1999)
29	PIARC	Integrated Approach to Road Tunnel Safety R07	PIARC	Recommendation	PIARC (2007) C3.3
30	PIARC	Road Safety in Tunnels 05.04.B	PIARC	Recommendation	PIARC (1995)
31	PIARC	Road Tunnels: Operational Strategies for Emergency Ventilation	PIARC	Recommendation	PIARC (2008)
32	PWRI/Japan	Report on Survey and Research on Tunnel Ventilation Design Principles (Tunnel Ventilation Design Principles, Draft)	Public Works Research Institute	Survey Report	Technology Centre of Metropolitan Expressway (1993)
33	PWRI/Japan	Road Tunnel Technology in Japan PWRI no. 3023	Public Works Research Institute	Technical Memorandum	Ministry of Construction, 1991
34	PWRI/Japan	State of the Road Tunnel Equipment Technology in Japan? Ventilation, Lighting, Safety Equipment Public Works PWRI Vol. 61	Public Works Research Institute	Technical Note	Ministry of Construction, 1993
35	Russland	Construction Rules and Regulations (SNIP) # 32-04-97 Railway and Road Tunnels	SNIP	Guideline	State Construction Committee (GOSSTROI)
36	Schweden	Comparison and Review of Safety Design Guidelines for Road Tunnels	SP Report 2007:08	Report	SP Swedish National Testing and Research Institute Report 2007
37	Schweden	Model Scale Tunnel Fire Tests: Sprinkler	SP Report 2006:56	Report	SP Swedish National Testing and Research Institute Brandforsksprojekt 406- 021
38	Schweden	Tunnel 2004	Tunnel 2004	Guideline	Swedish National Road Administration (2004)

**Tabelle B.1: Internationale Normen, Richtlinien, Berichte und weitere Anwendungsdokumente für die Brandauslegung von Tunneln [450] (Fortsetzung)**

	Land	Titel	ID	Typ	Veröffentlichung
39	Schweiz	Guidelines for the Design of Road Tunnels.	ASTRA (Swiss Federal Roads Office)	Guidelines by the federal roads office	2005 (updated)
40	Schweiz	Ventilation of Road Tunnels, Selection of System, Design and Operation	ASTRA (Swiss Federal Roads Office)	Guideline	Federal roads office (2004)
41	Spanien	Manual for the Design, Construction and Operation of Tunnels	IOS-98	Manuals are effectively standards	36100
42	Spanien	Road Instruction, Norm, Alignment	IC	Norma 3.1	Dezember, 1999
43	Spanien	Road Instruction, Norm, Vertical signals	IC	Norma 8.1	Dezember, 1999
44	UN	Recommendations of the Group of Experts on Safety in Road Tunnels	UN TRANS/AC.7.9	Bericht	Economic and Social Council, Inland Transport Committee (2001)
45	USA	Enclosed Vehicular Facilities	ASHRAE	Handbuch	2011 (4-Jahresrhythmus)
46	USA	Making Transportation Tunnels Safe and Secure	TCRP, NCHRP	Bericht	TCRP Bericht 86/NCHRP Bericht 525
47	USA	NFPA 502	NFPA	Norm	2008 und Entwurf 2011
48	USA	Prevention and Control of Highway Tunnel Fires	U.S.DOT, FHWA	Bericht	FHWA.dot.gov (2002)
49	USA	Underground Transportation Systems in Europe	U.S.DOT, FHWA, AASHTO	Bericht	NCHRP 06.2006



**C**

---

## **International durchgeführte Brandversuche in Tunneln**



**Tabelle C.1: International durchgeführte Brandversuche (Einzelversuche und Versuchsprogramme)**

Nr.	Tunnelname	Land	Quelle	Versuchsart	Zeitraum	Querschnitt [ m <sup>2</sup> ]	Energiequelle	Branddauer [ min ]	Temperatur [ °C ]	Flurst bei [ min ]	Temperatur [ °C ]	Wand/Sole Temperatur [ °C ]	bei [ min ]
1	Ofnegg Tunnel	Schweiz	[103, 207, 385]	Großversuch	1965	23		3	320 bis 1310	1,50 bis 2	1000 bis 1030		2 bis 3
2	Glasgow Tunnel fire experiments	Großbritannien	[103]	Großversuch	1970								
3	West Meon tunnel fire experiments	Großbritannien	[103]	Großversuch	1970								
4	Zwerberg Tunnel	Österreich	[207, 385]	Großversuch	1974	20	Flüssigkeit	10	1320 bis 1330	3	330 bis 1020		
5	Monts Tunnel		[103]	Großversuch	1988								
6	Nogent-Sur-Marne Covered Trench		[103]	Großversuch	1988 bis 1989								
7	Eureka EU-499 Firetun	Norwegen	[103]	Großversuch	1990								
8	FFF Tunnel		[103]	Großversuch	1990								
9	Reparfjord Tunnel	Norwegen	[207, 317, 370, 603]	Großversuch	1990 bis 1992		Straßenfahrzeuge und deren Ladung, Flüssigkeit, Sattelzug, Holzrippen	30 bis 1000	400 bis 1000	20	200 bis 950		
10	Monaco Branch Tunnel		[103]	Großversuch	1992								
11	Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program MTFVTP	USA	[103, 207, 603]	Großversuch	1993 bis 1995	36		42 bis 53	1086 bis 1368	2 bis 7	430 bis 853		16 bis 30
12	Lärchbergtunnel	Österreich	[603]	Großversuch	1994		Flüssigkeit						
13	A86 bei Paris (Straßentunnel)	Frankreich	[603]	Großversuch	1999		Flüssigkeit						
14	Benelux-Tunnel (NL/B)		[207]	Großversuch	2000 bis 2001		Straßenfahrzeuge und deren Ladung	1 bis 600					
15	Selzthal-Tunnel		[603]	Großversuch	2000		Flüssigkeit						
16	Tunnel Rosenau	Basel	[603]	Großversuch	2000		Flüssigkeit						
17	Versuchsstollen Hagerbach	Schweiz	[603]	Großversuch	2001		Flüssigkeit						
18	4. Röhre Elbtunnel	Deutschland	[603]	Großversuch	2002		Gas						









**D**

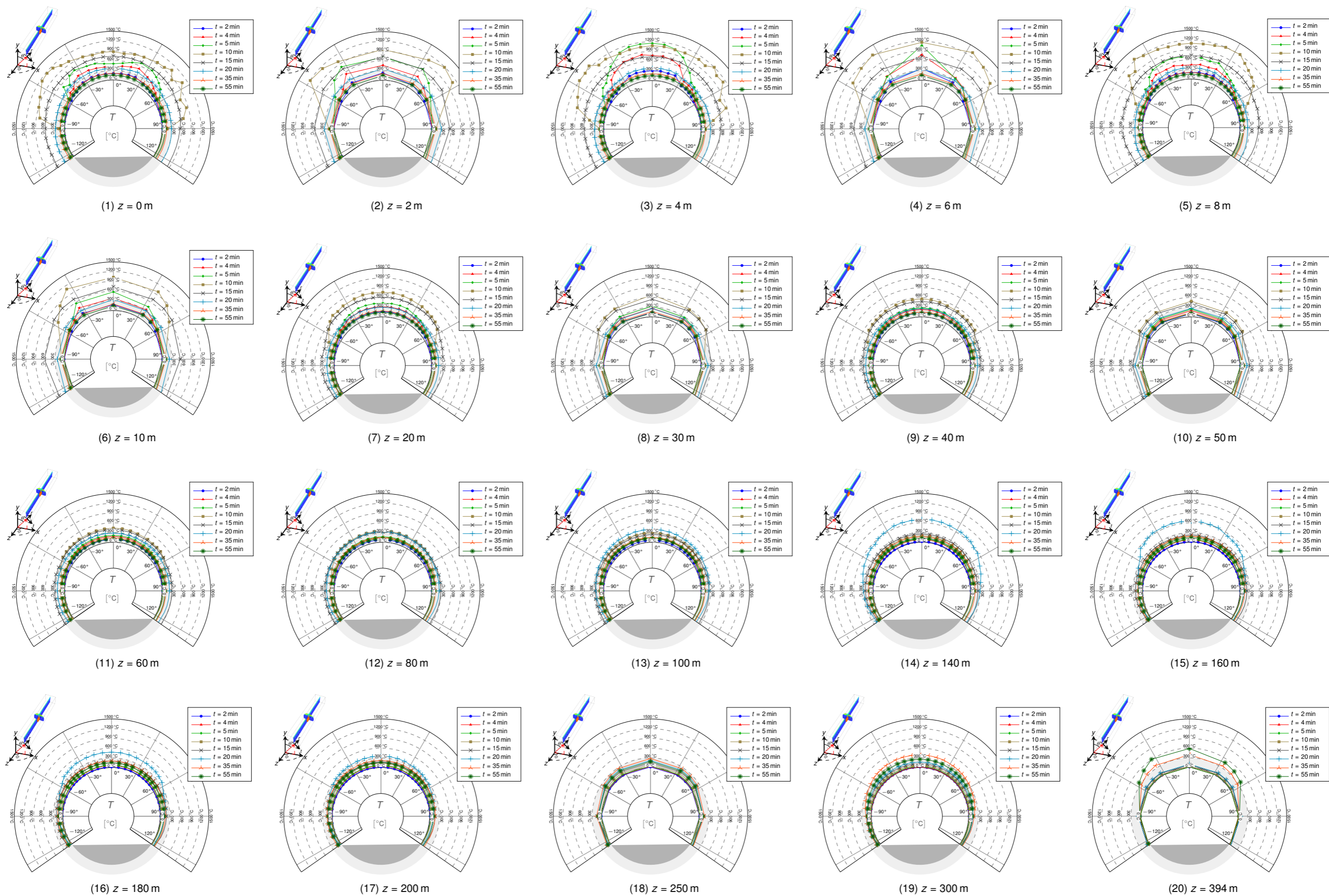
---

## **Auswertung der Strömungssimulationen**



## **D.1 Tunneldurchmesser $D_i = 6,00$ m, Brandlast mittig**

### **D.1.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche**

Abbildung D.1: Tunneldurchmesser  $D_i = 6,00$  m, Brandlast mittig





## D.1.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche





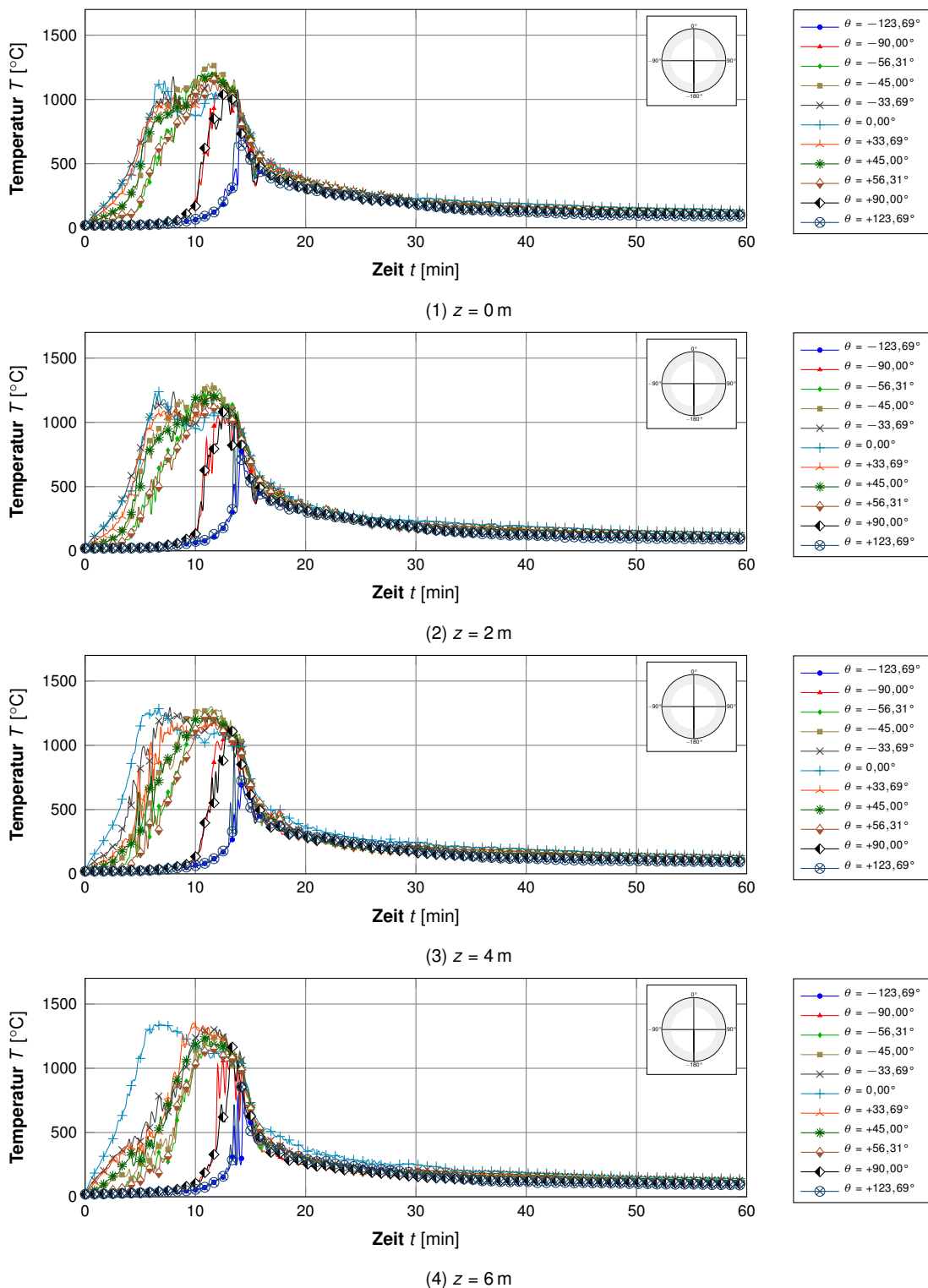


Abbildung D.2: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

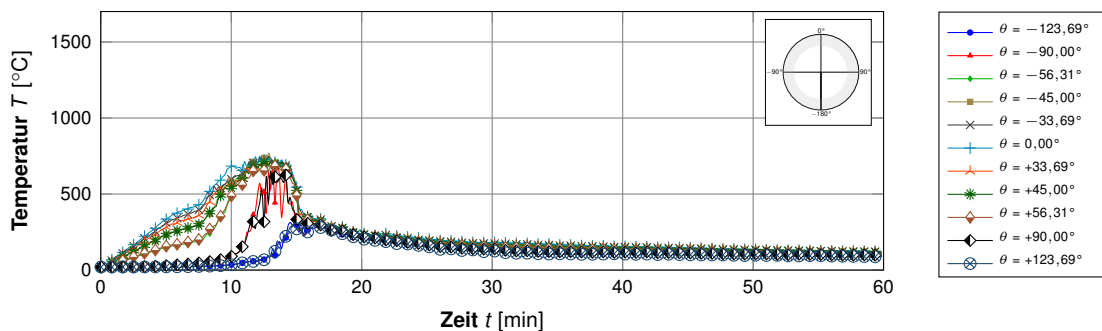
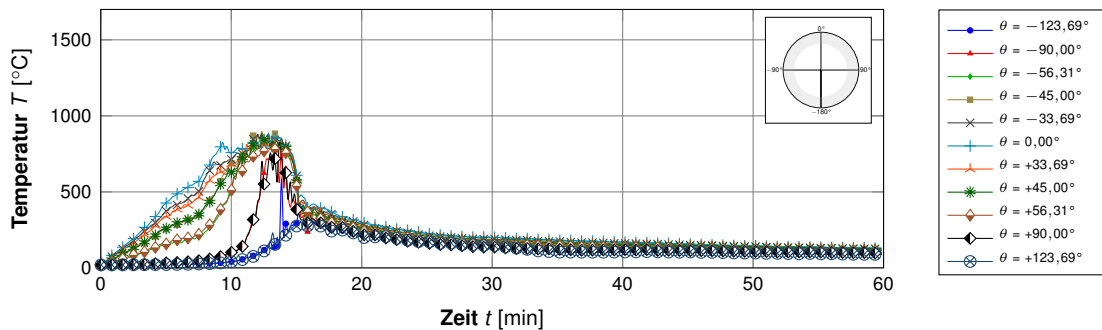
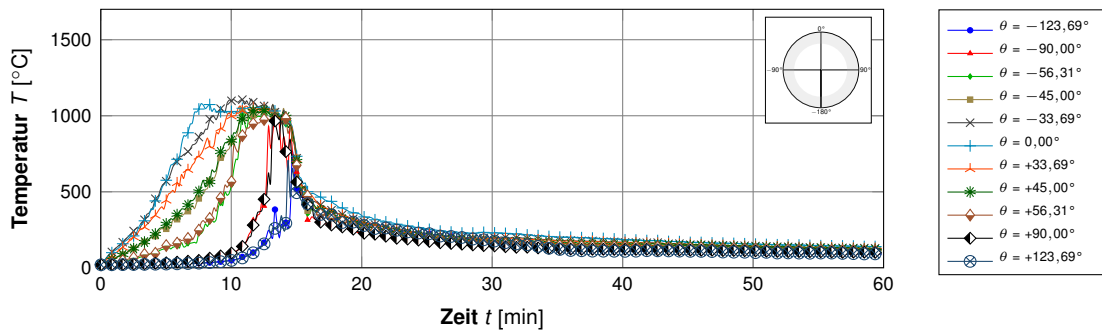
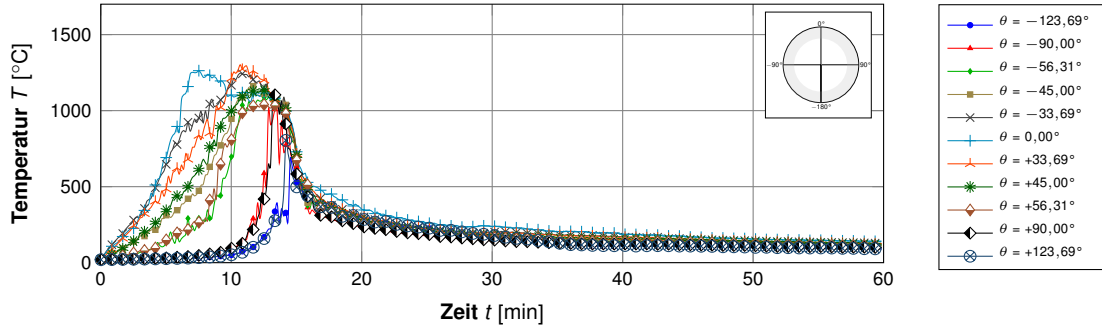


Abbildung D.2 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

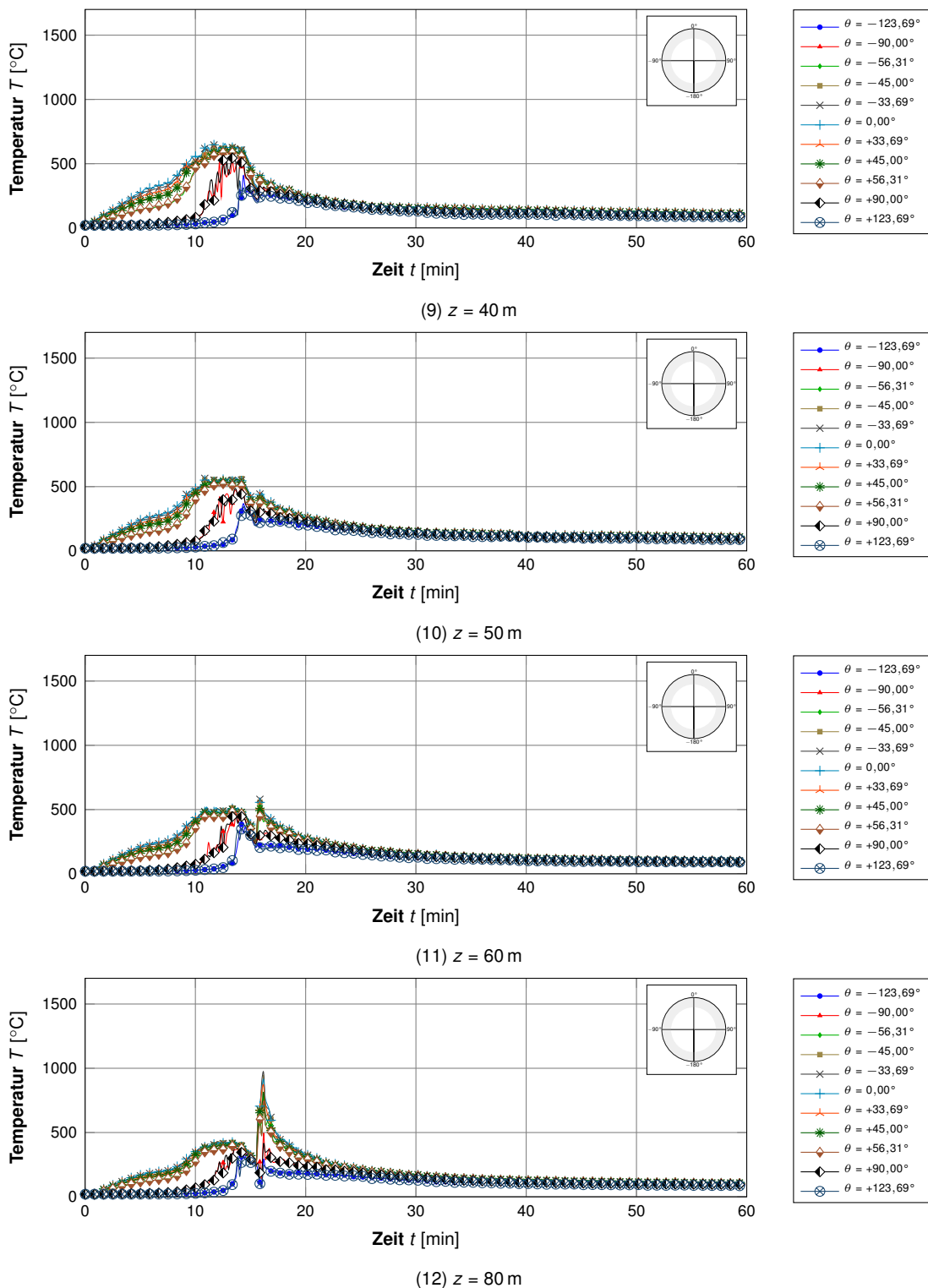


Abbildung D.2 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

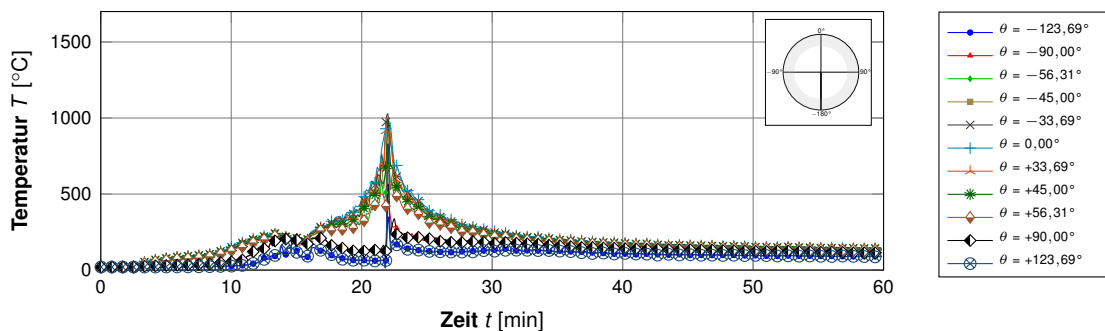
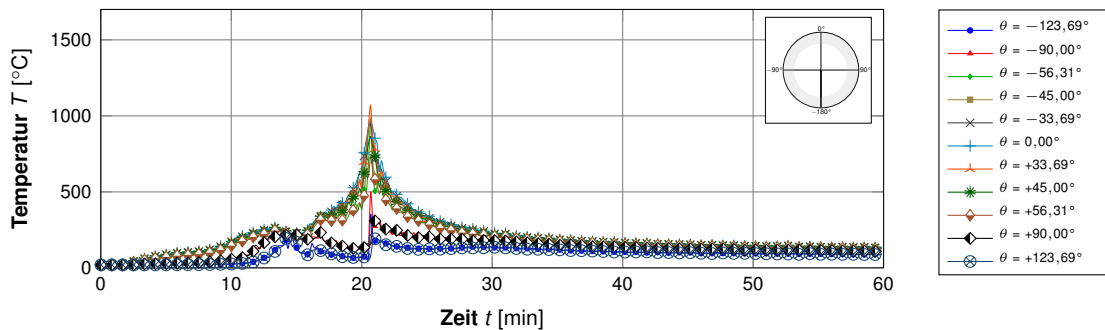
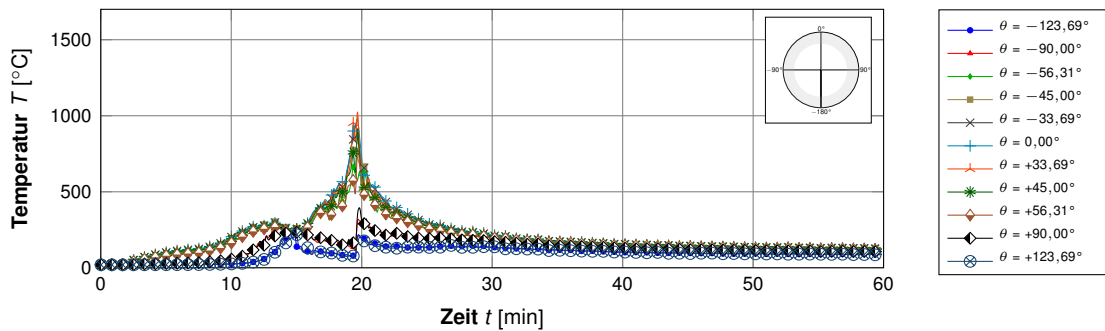
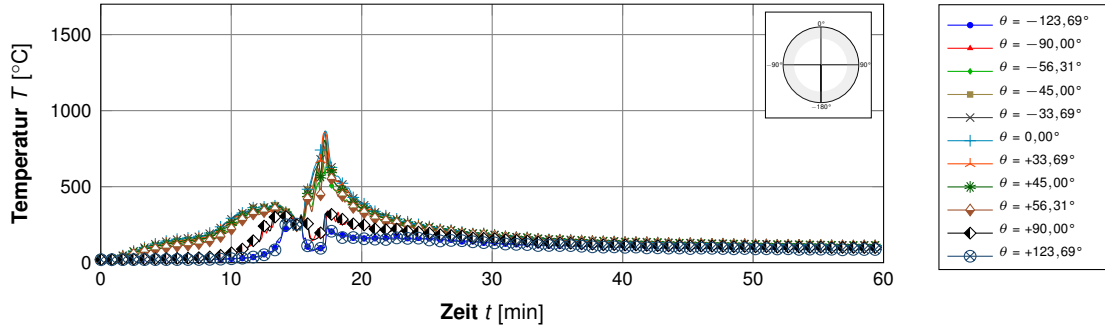


Abbildung D.2 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

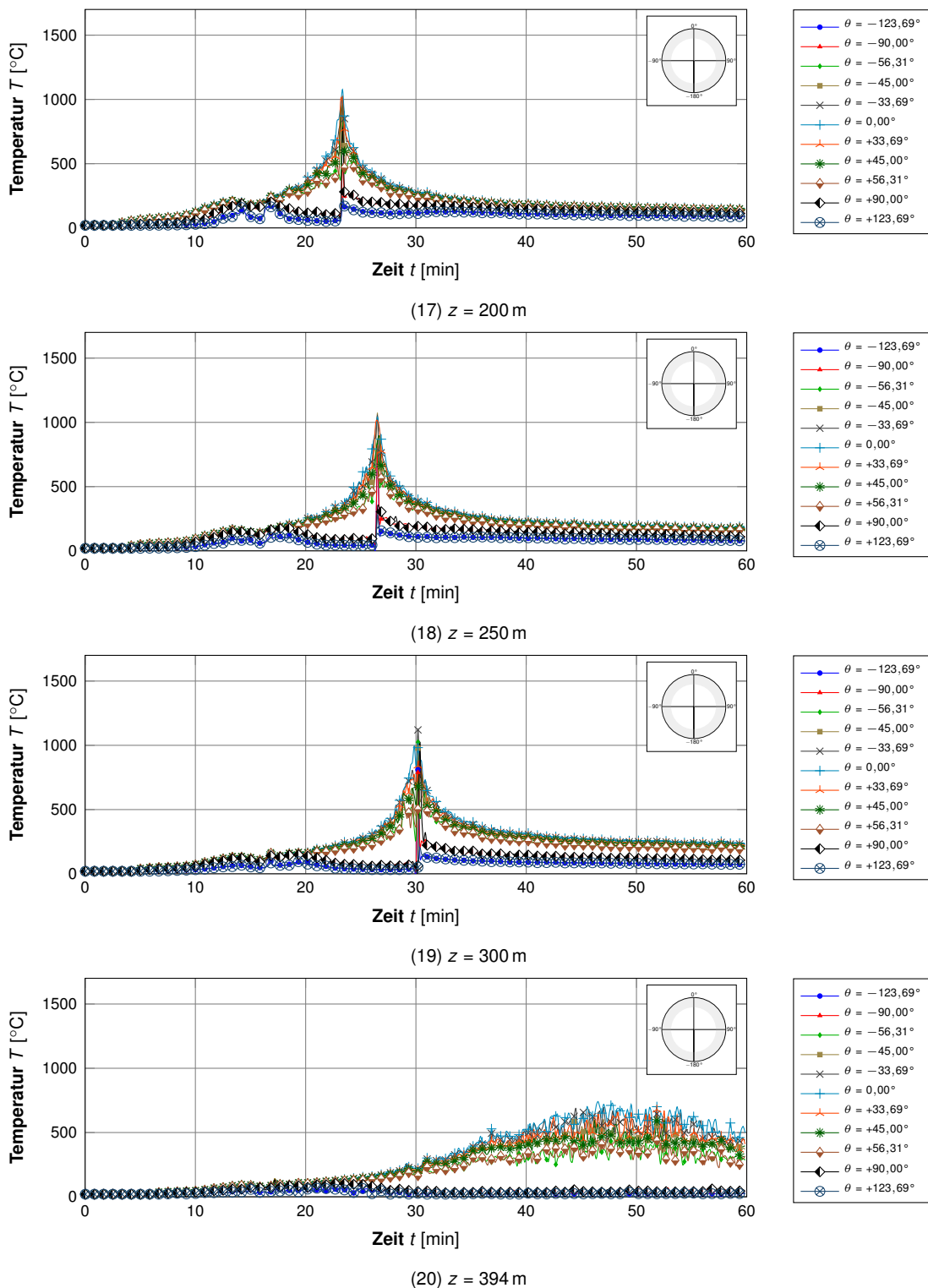


Abbildung D.2 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

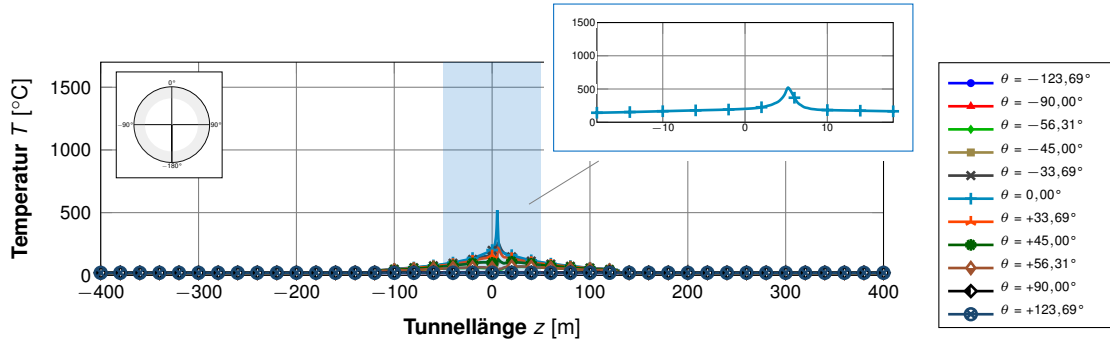




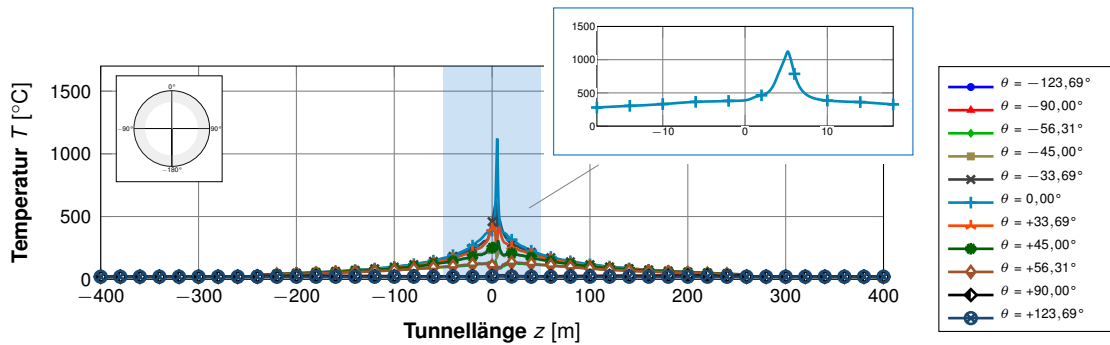
### **D.1.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung**



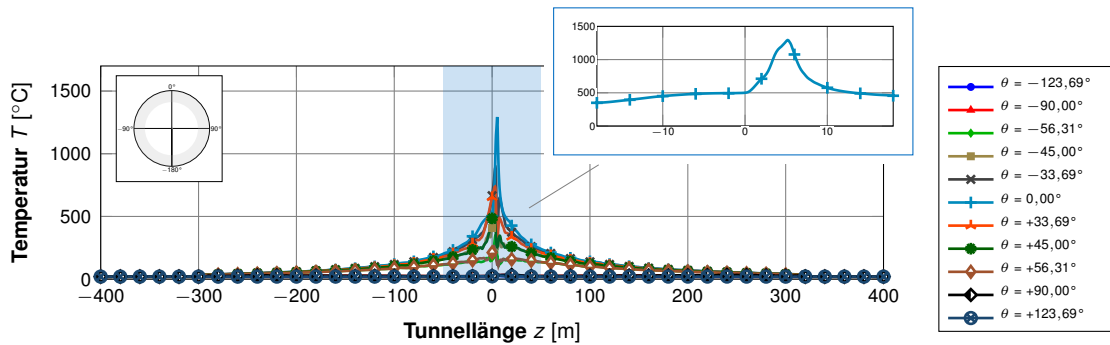




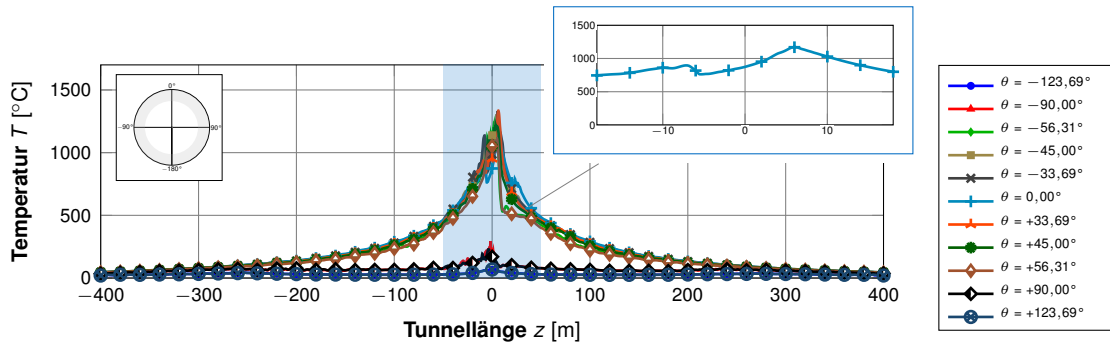
(1)  $t = 2$  min



(2)  $t = 4$  min



(3)  $t = 5$  min



(4)  $t = 10$  min

Abbildung D.3: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

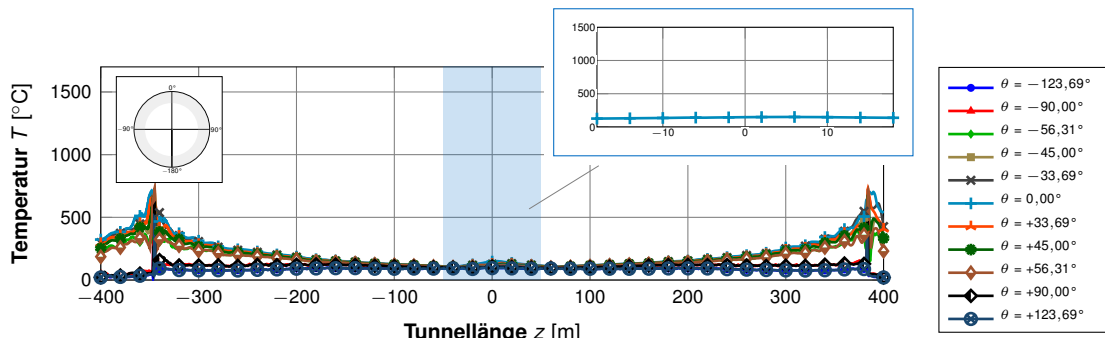
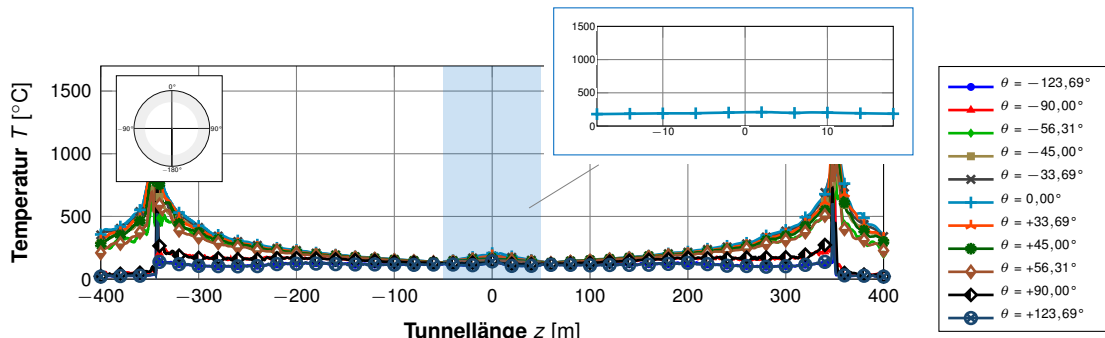
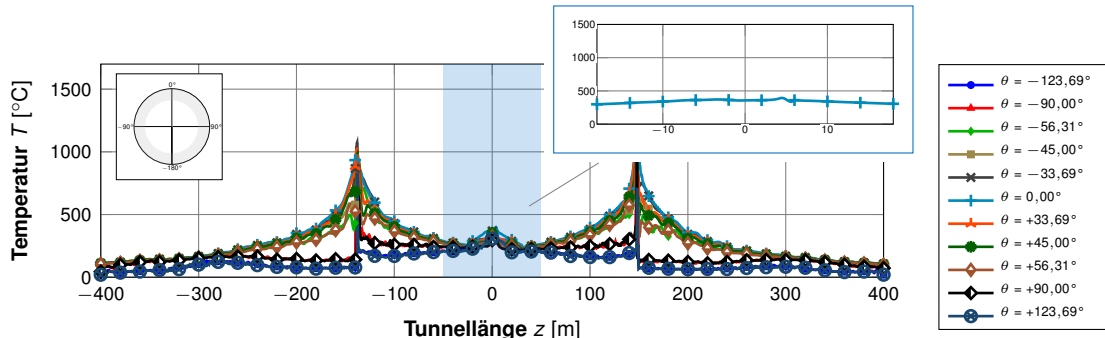
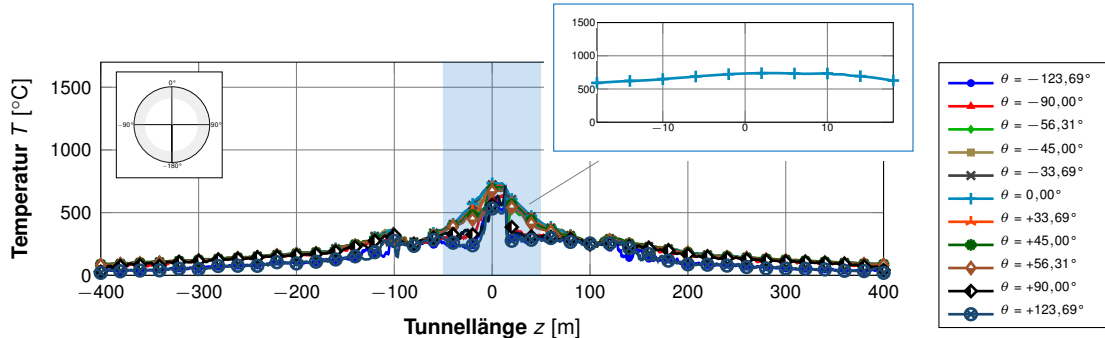


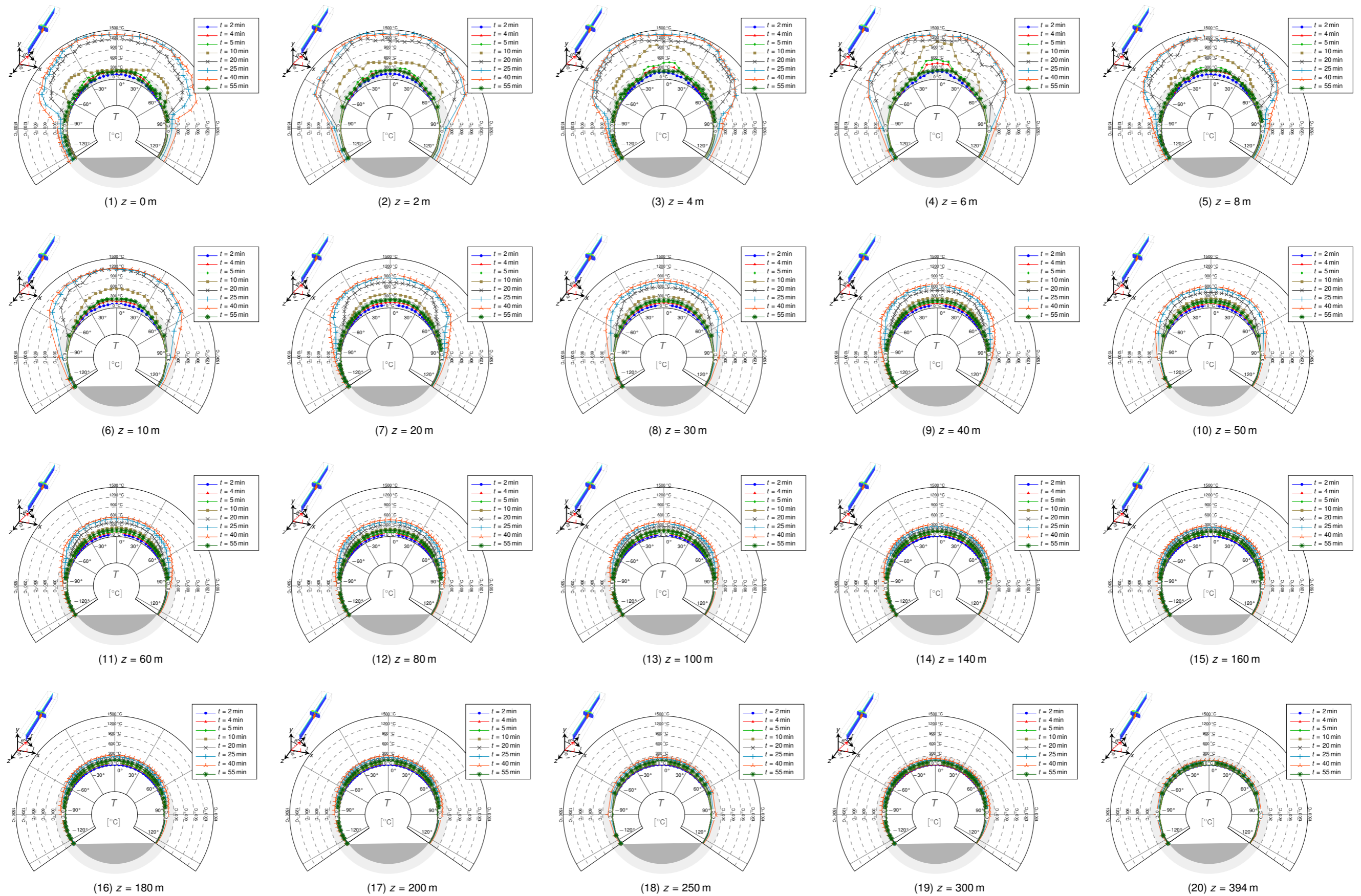
Abbildung D.3 (Fortsetzung): Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



## **D.2 Tunneldurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast mittig**

### **D.2.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche**



Abbildung D.4: Tunneldurchmesser  $D_i = 10,00$  m, Brandlast mittig





## **D.2.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche**





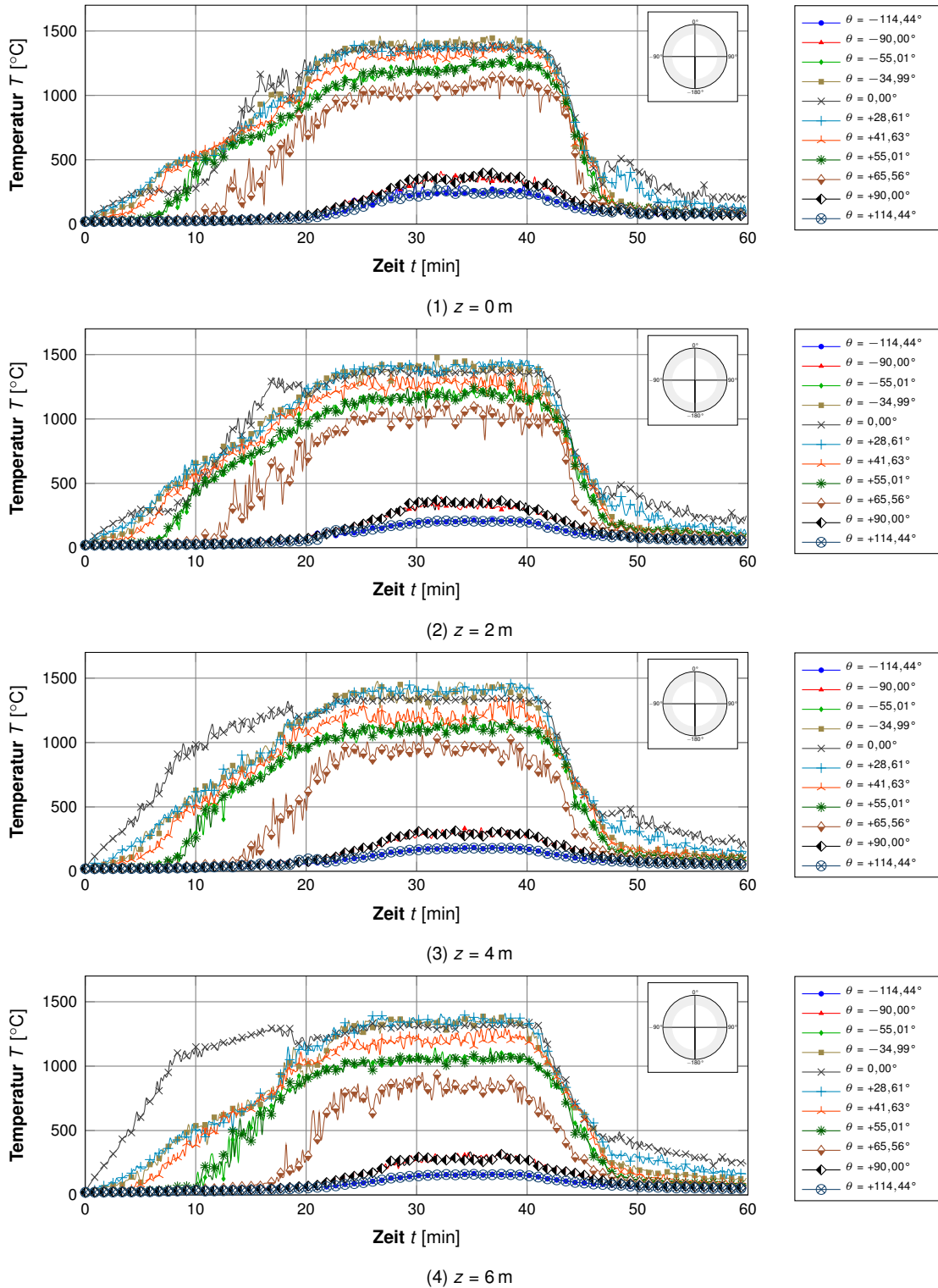


Abbildung D.5: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

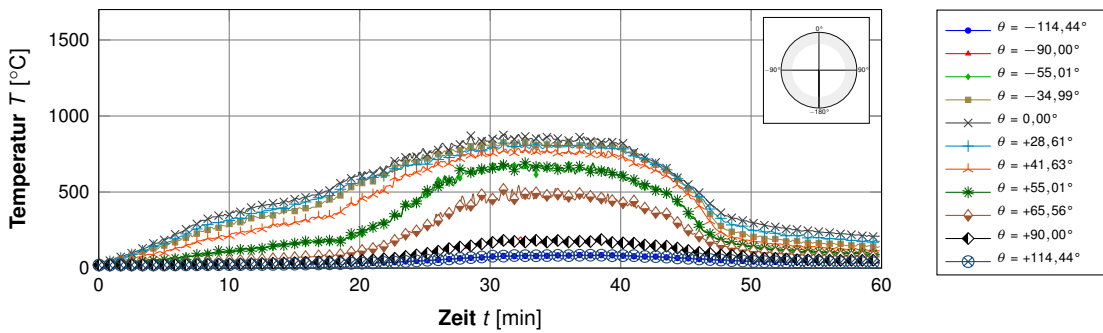
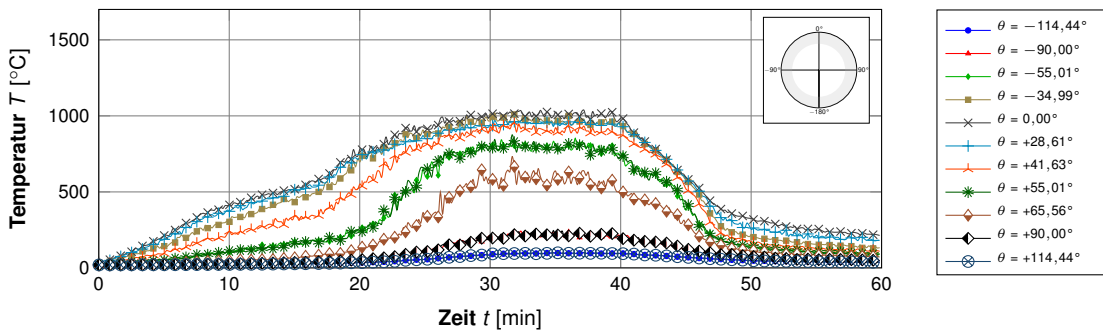
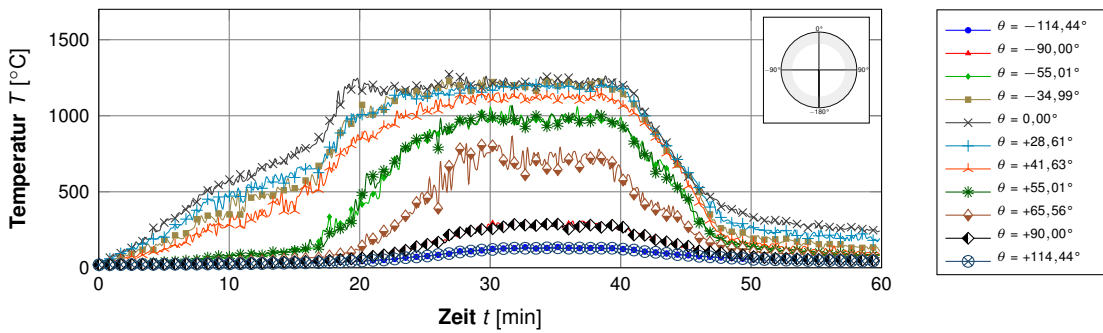
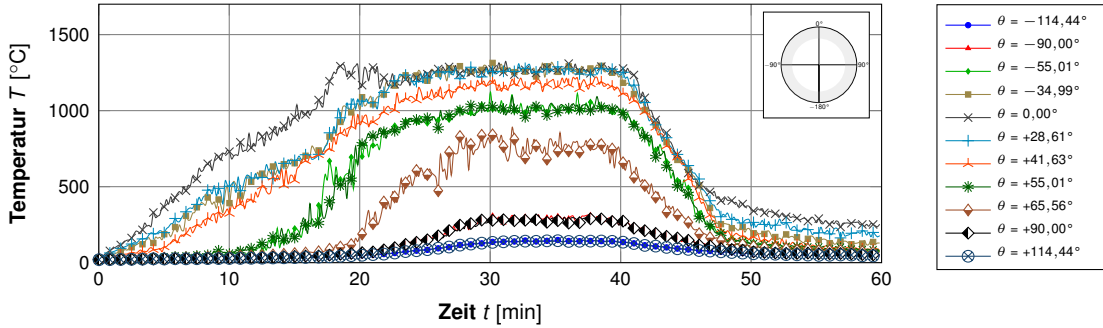


Abbildung D.5 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

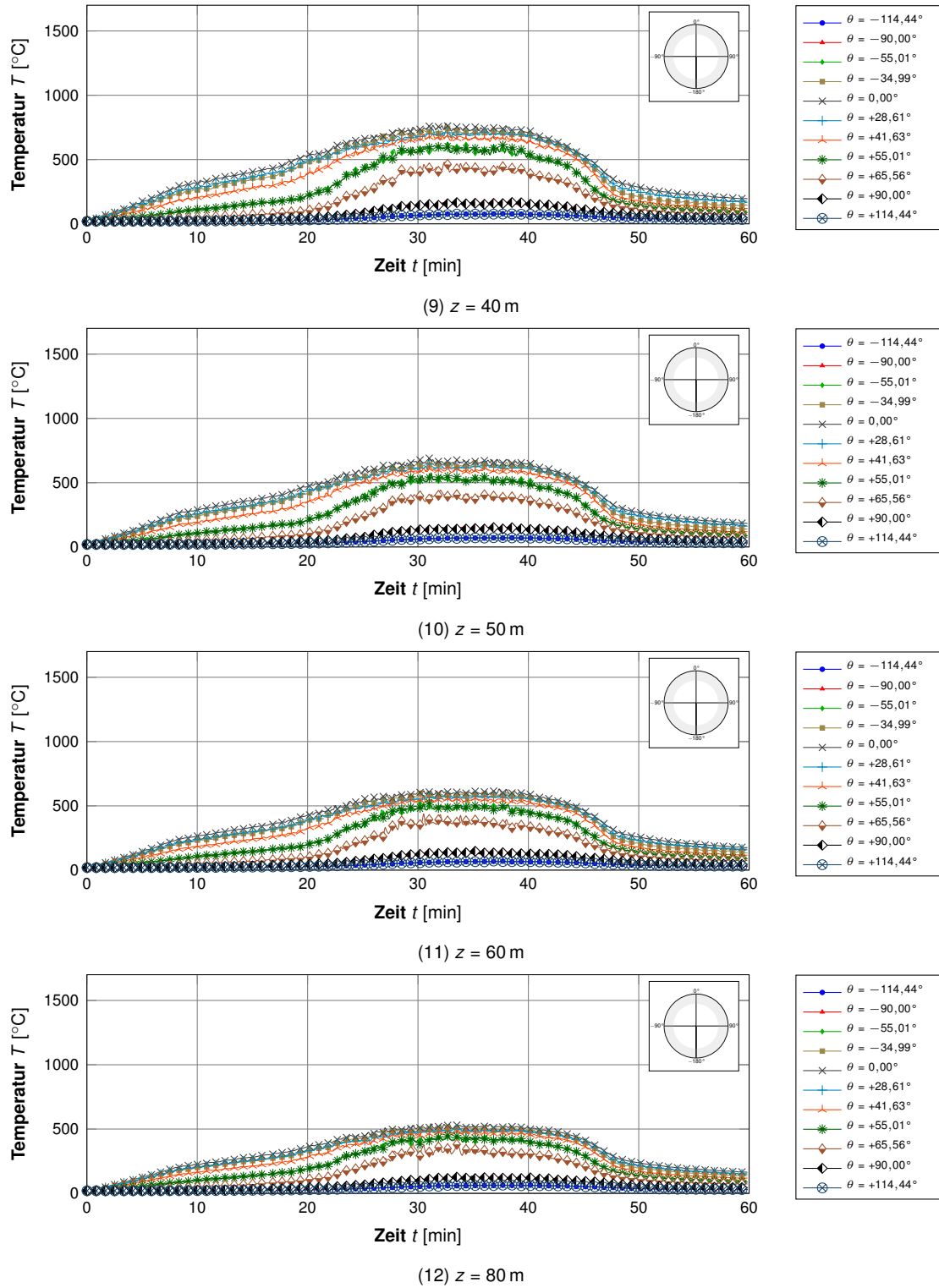


Abbildung D.5 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

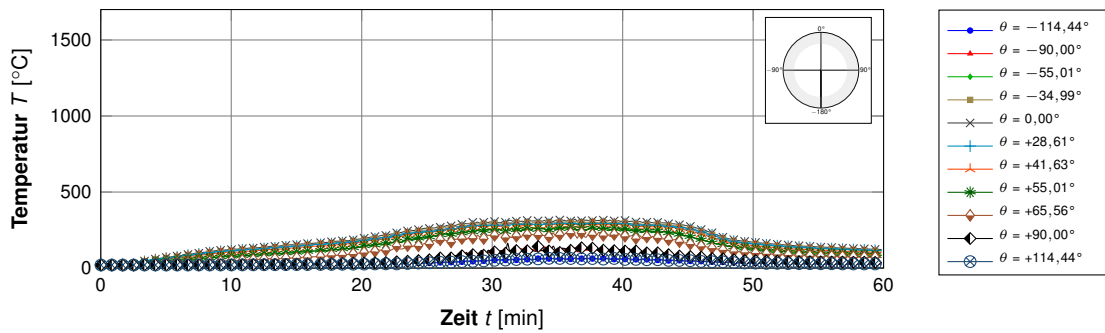
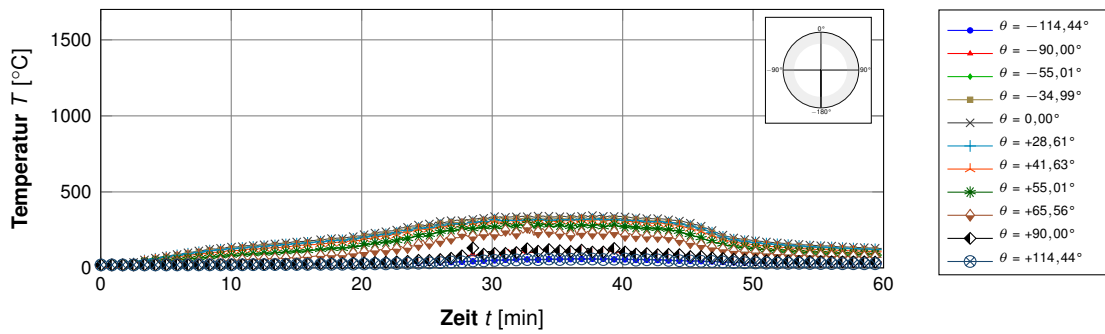
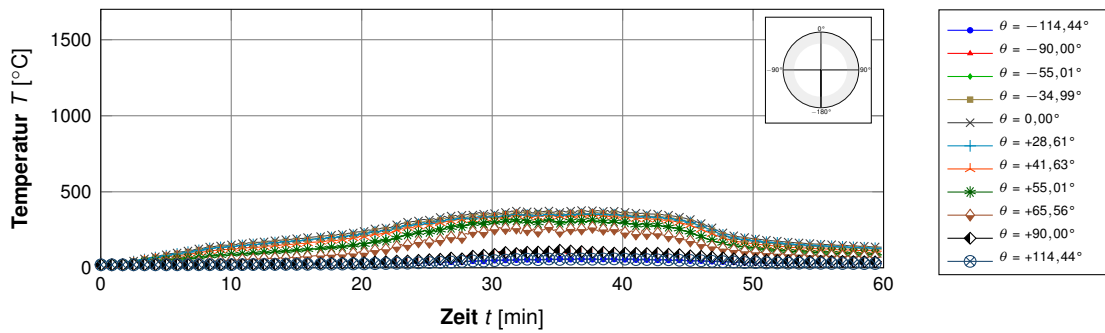
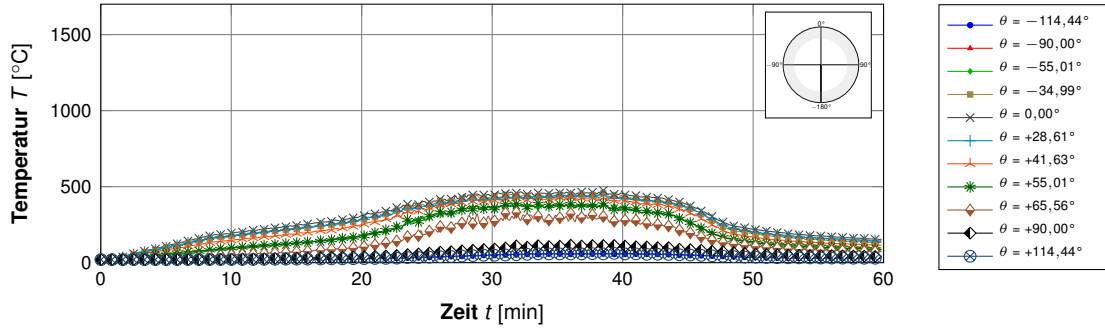


Abbildung D.5 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

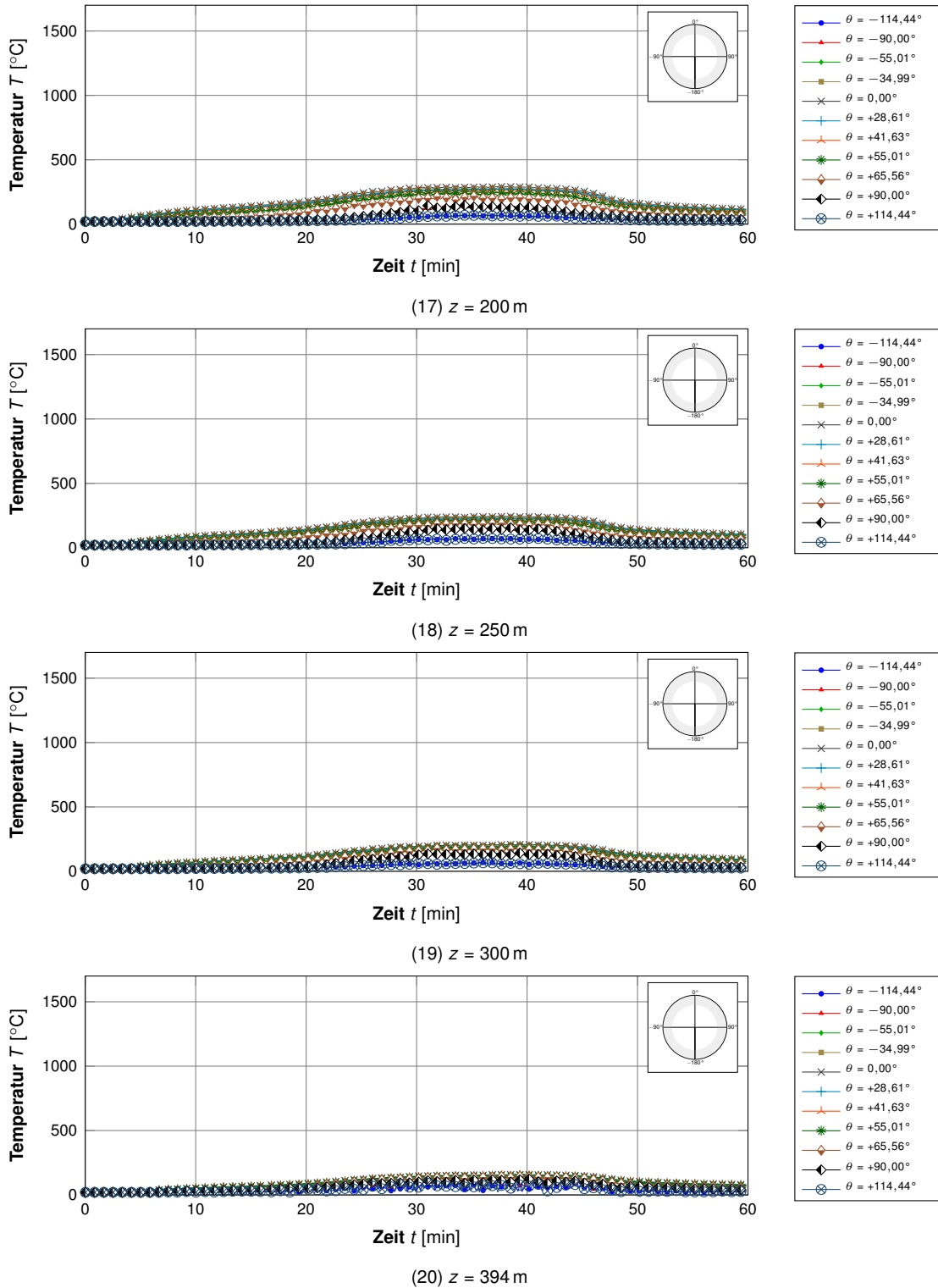


Abbildung D.5 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit





### **D.2.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung**





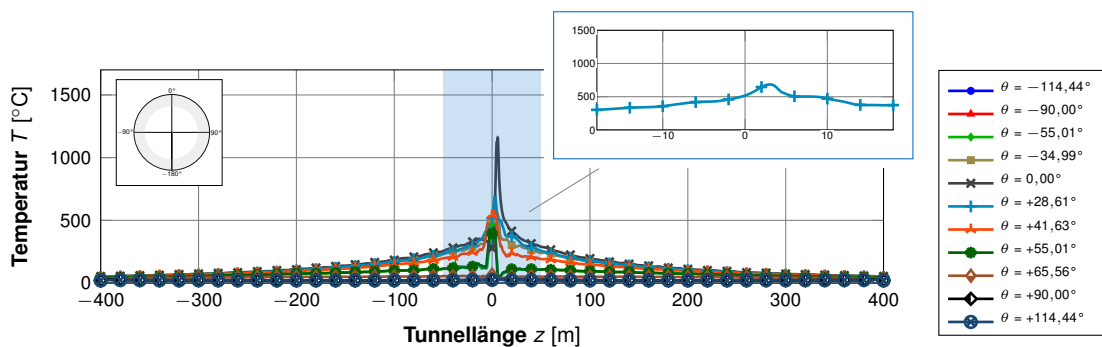
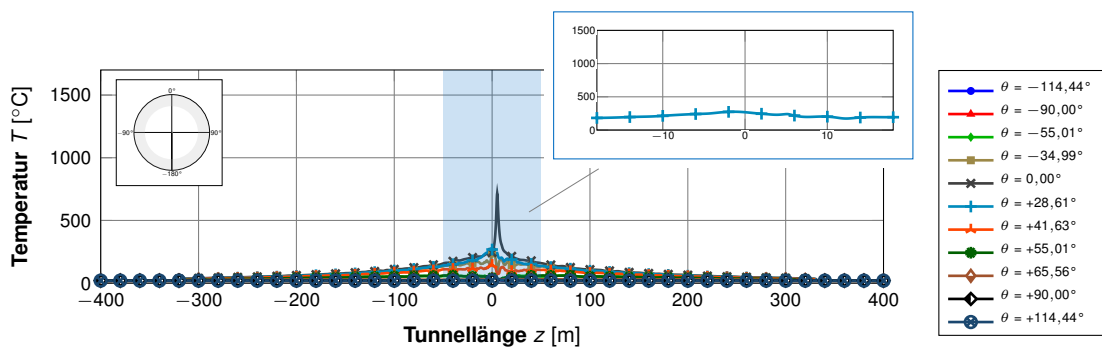
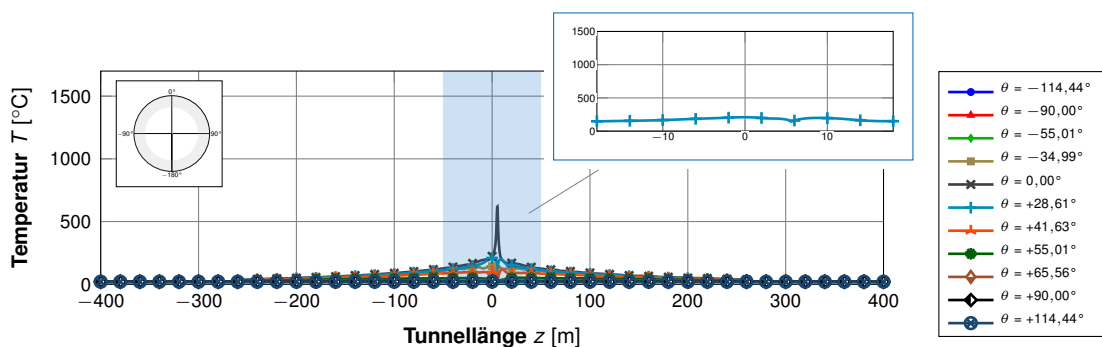
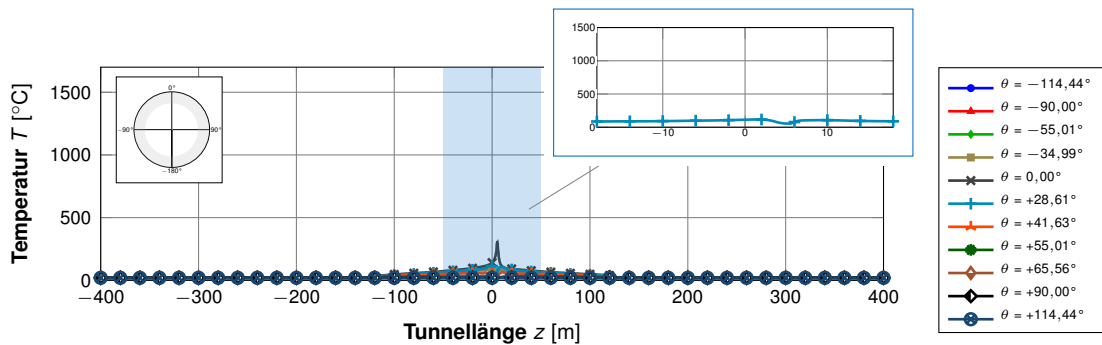
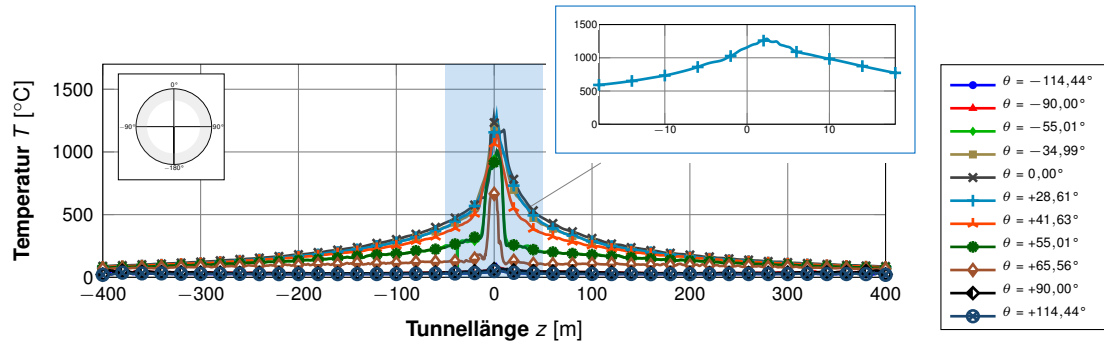
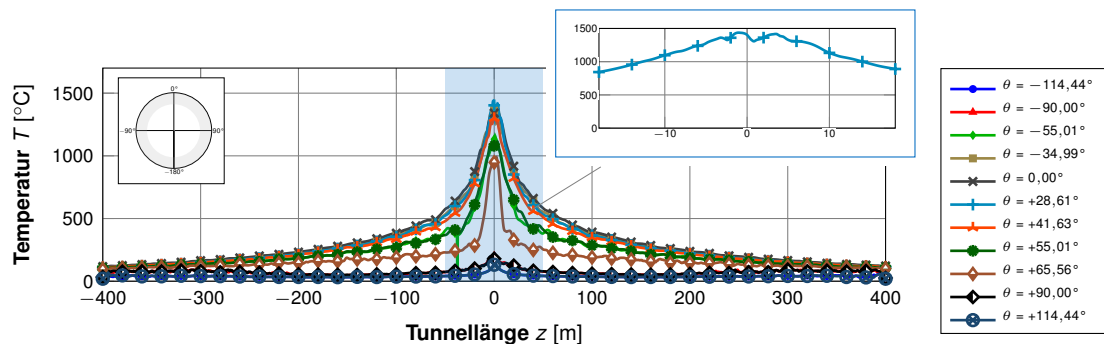


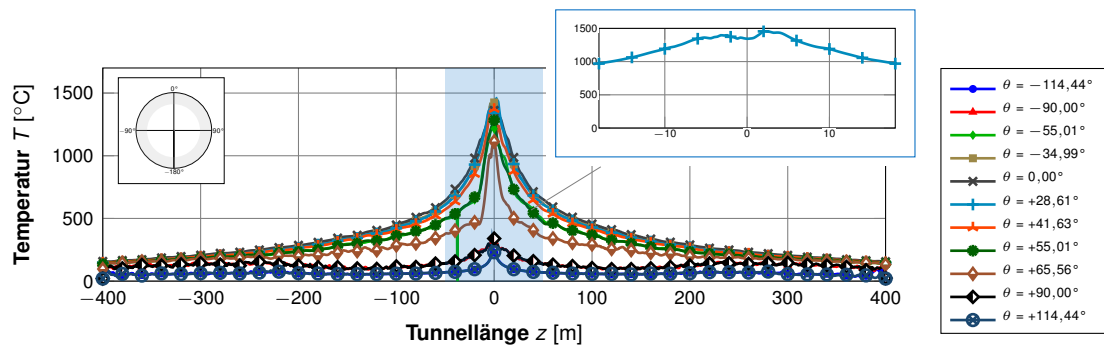
Abbildung D.6: Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



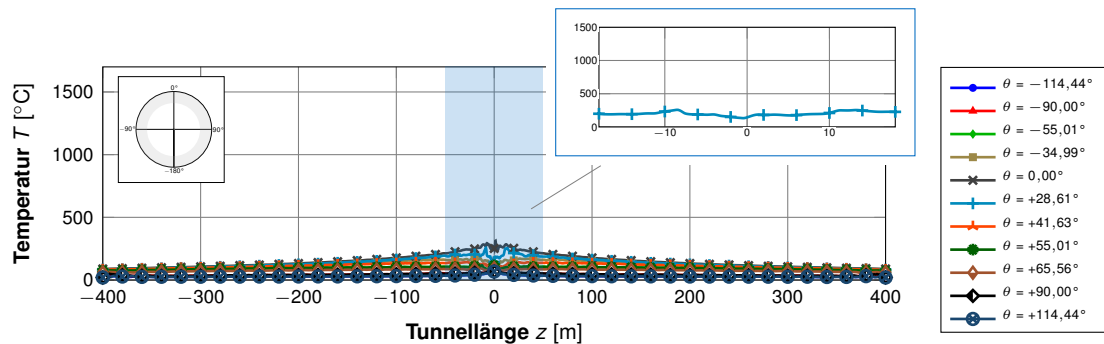
(5)  $t = 20$  min



(6)  $t = 25$  min



(7)  $t = 40$  min



(8)  $t = 55$  min

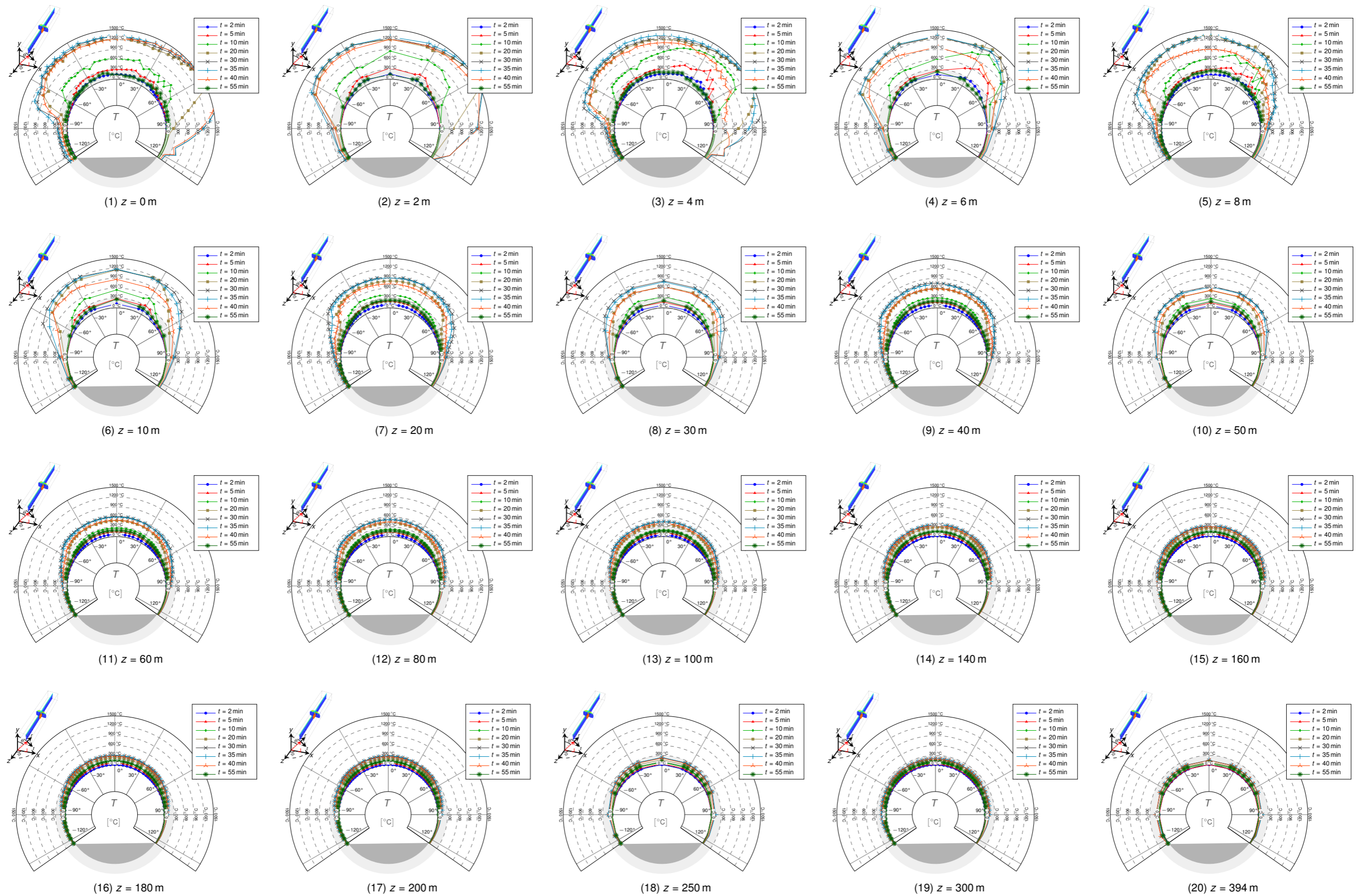
Abbildung D.6 (Fortsetzung): Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



## **D.3 Tunneldurchmesser $D_i = 10,00$ m, Brandlast seitlich**

### **D.3.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche**



Abbildung D.7: Tunneldurchmesser  $D_i = 10,00$  m, Brandlast seitlich





### **D.3.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche**





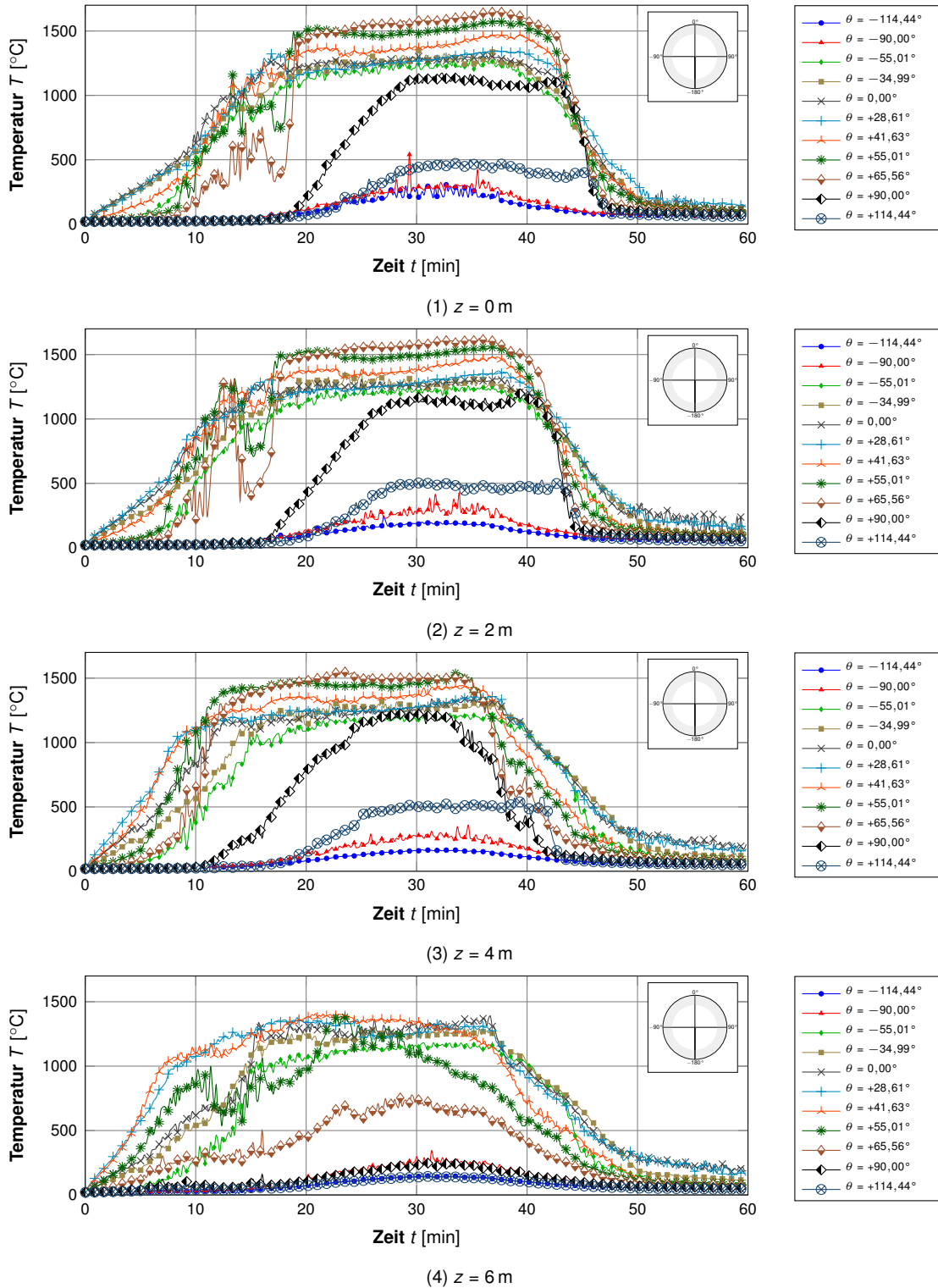


Abbildung D.8: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

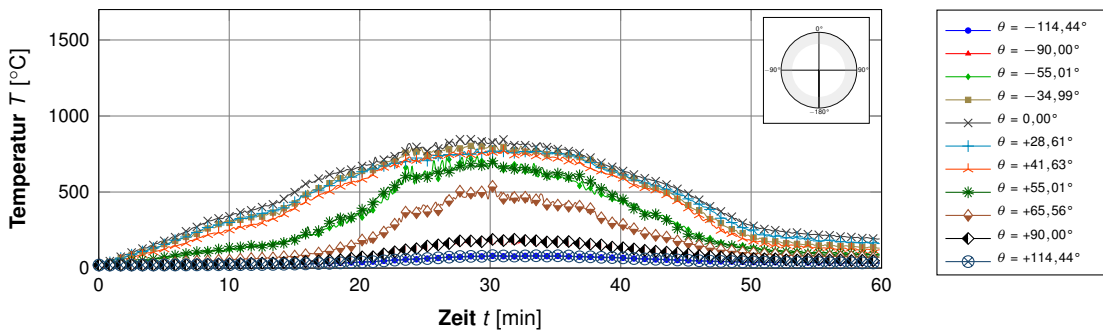
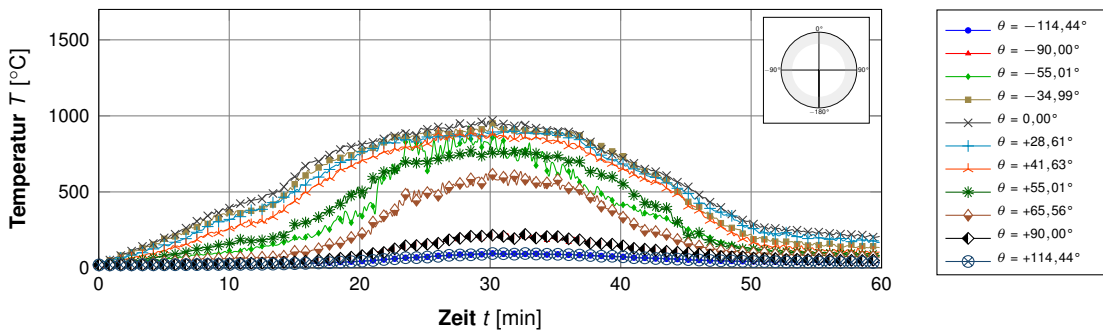
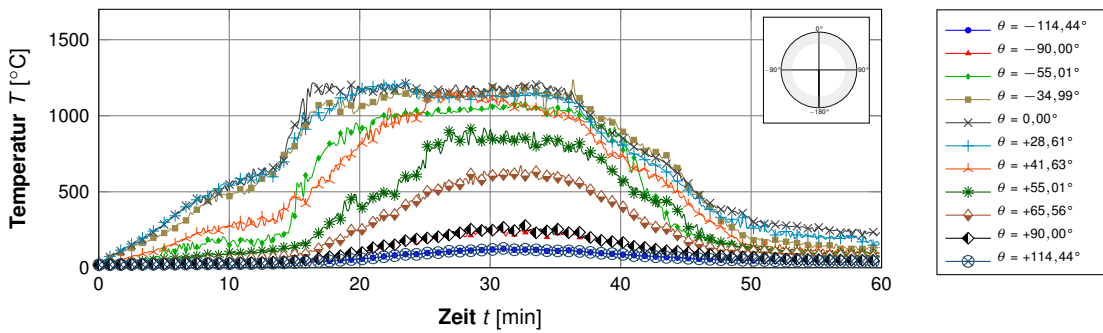
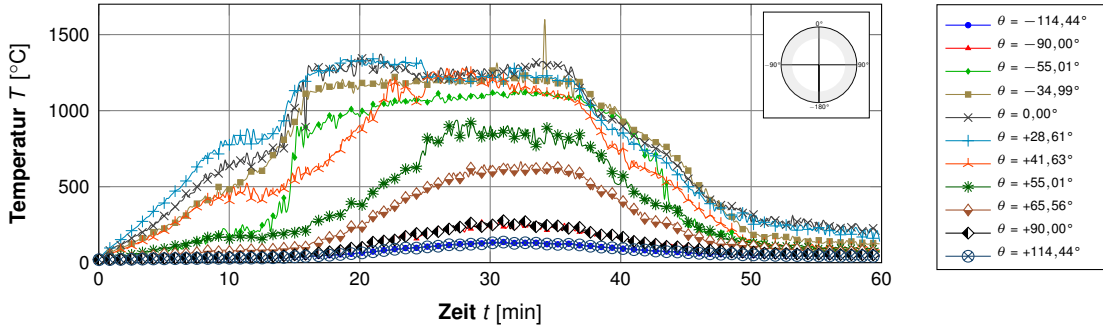


Abbildung D.8 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

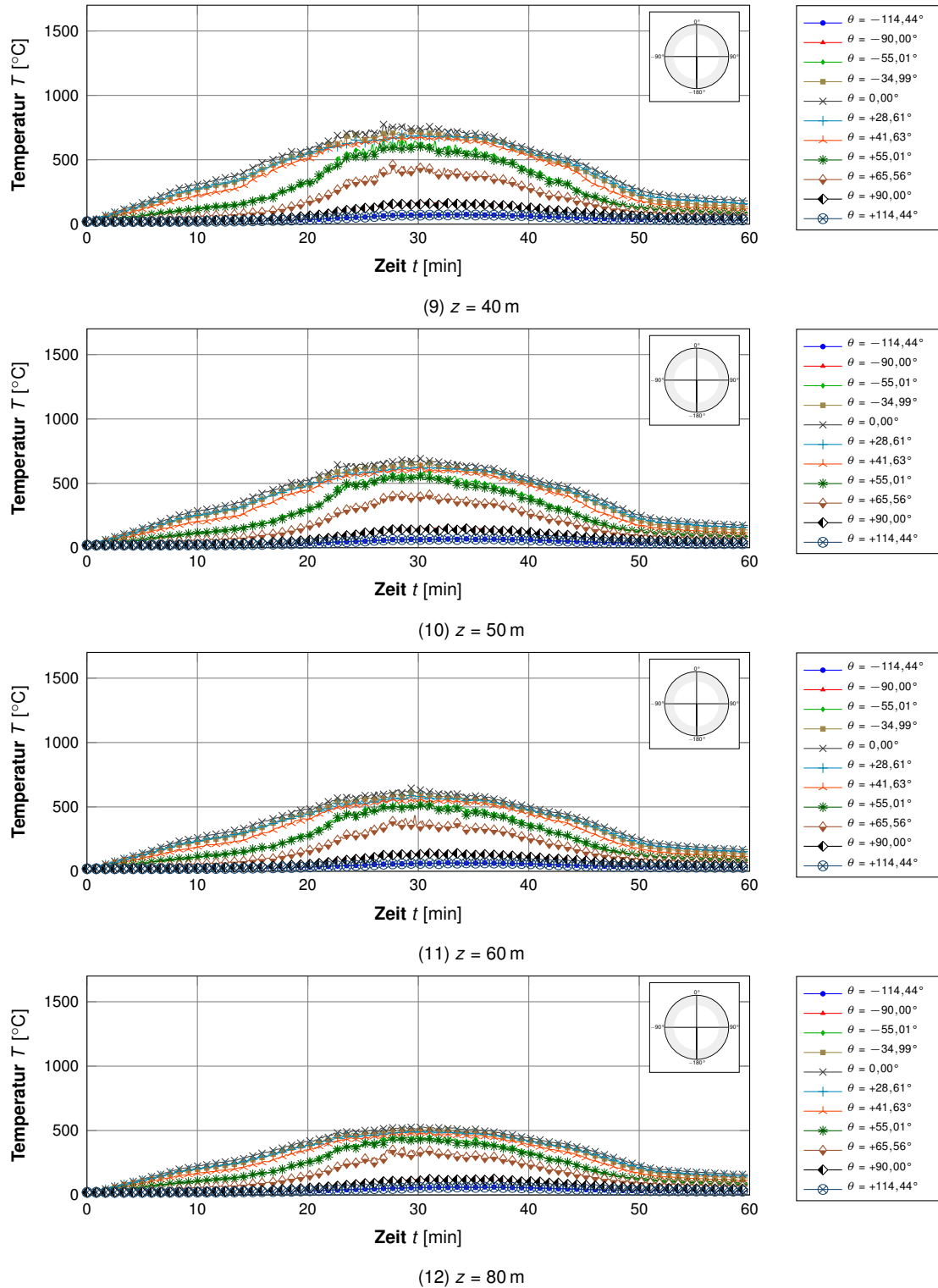
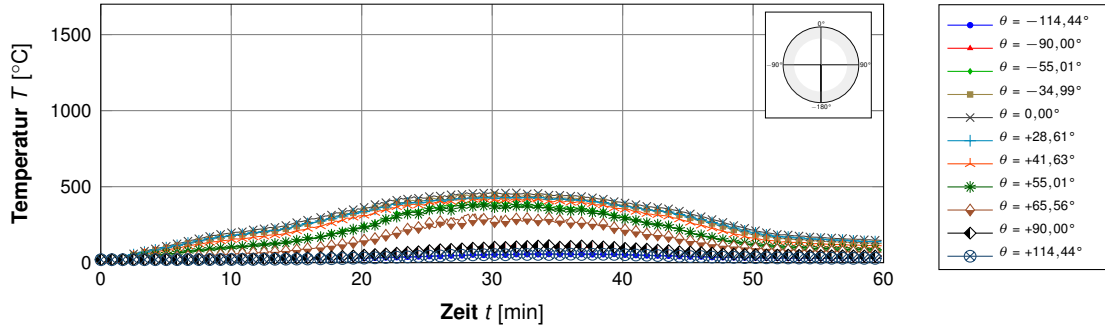
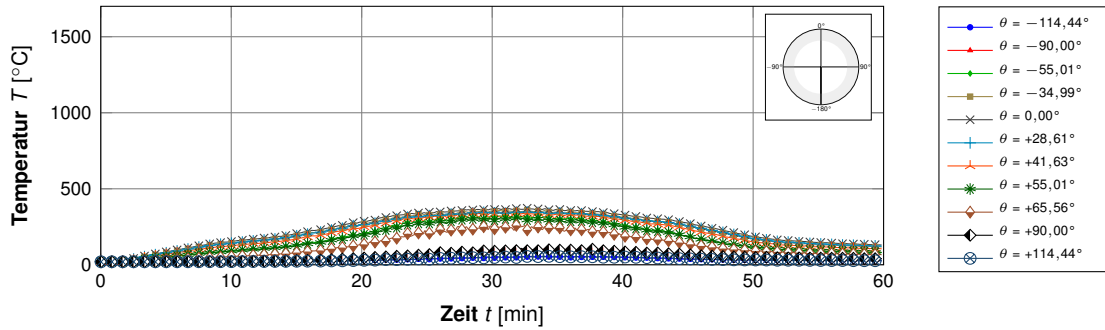


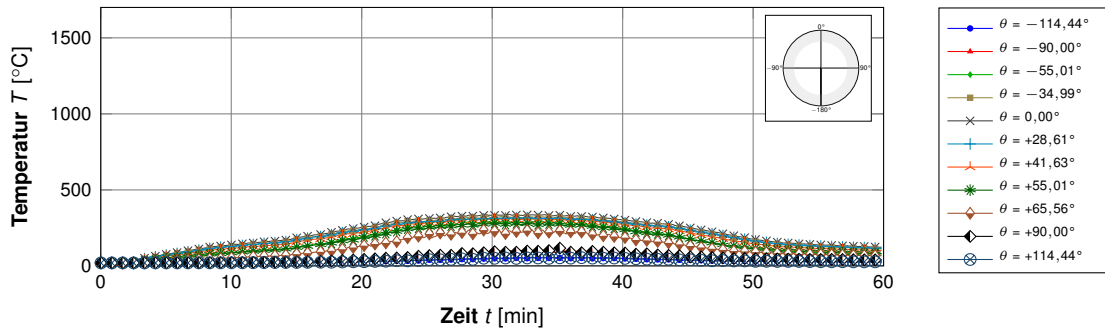
Abbildung D.8 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit



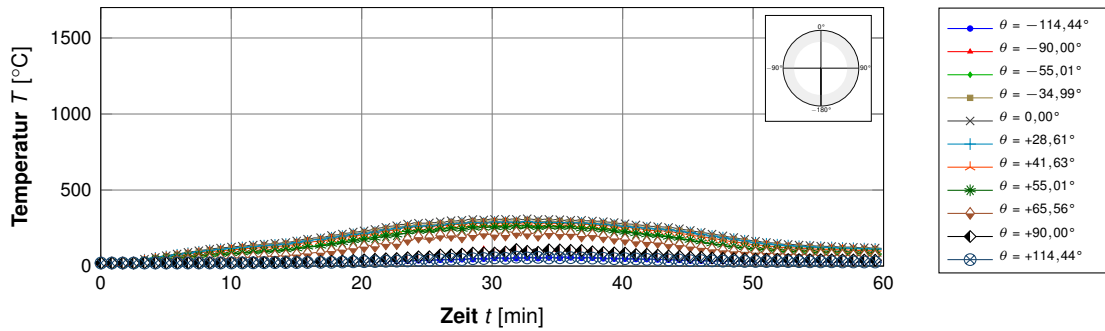
(13)  $z = 100$  m



(14)  $z = 140$  m



(15)  $z = 160$  m



(16)  $z = 180$  m

Abbildung D.8 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

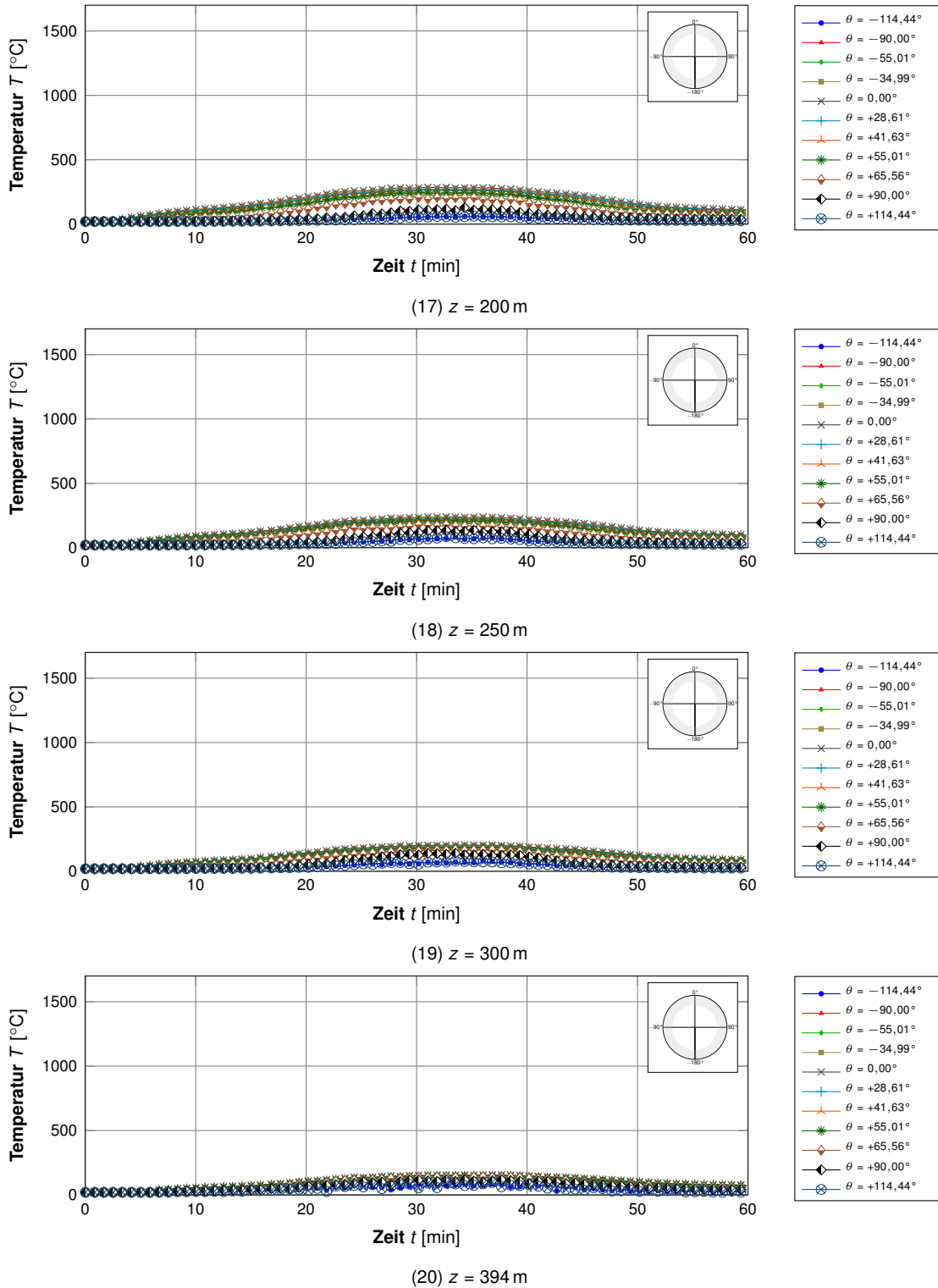


Abbildung D.8 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit





### **D.3.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung**





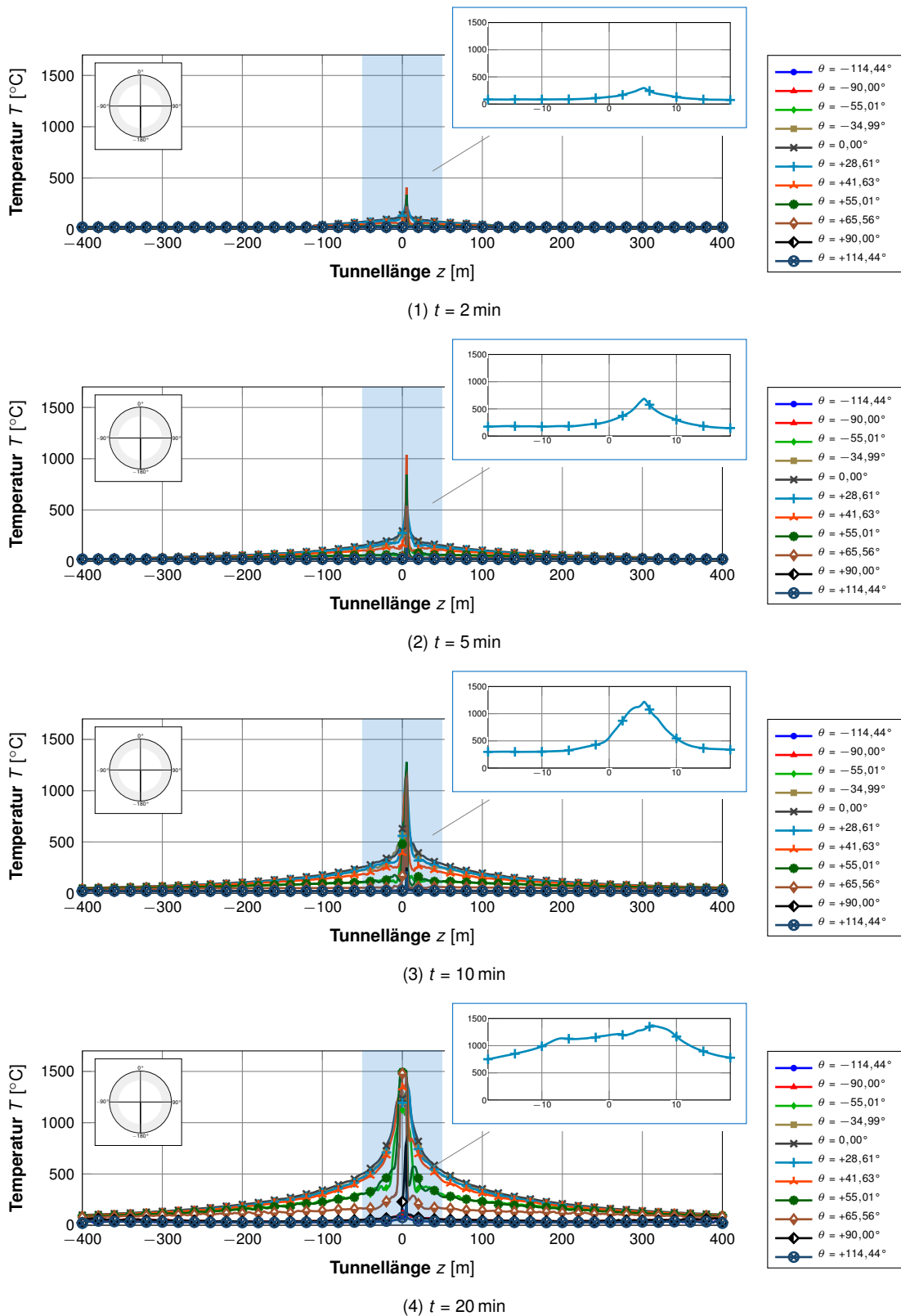
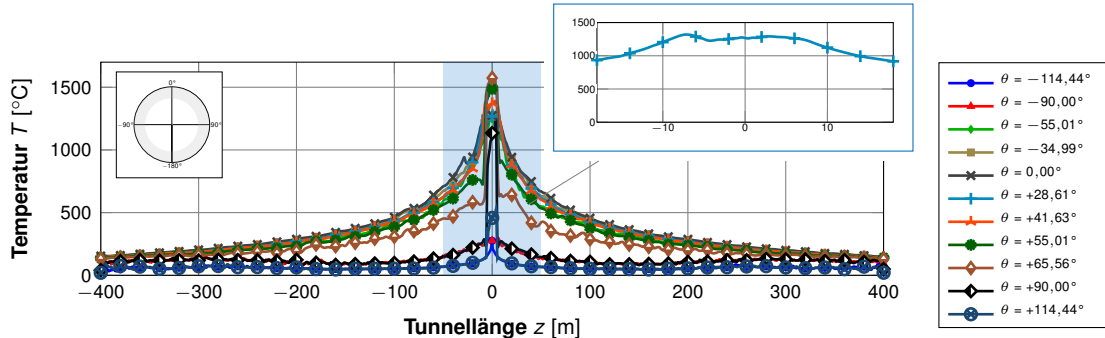
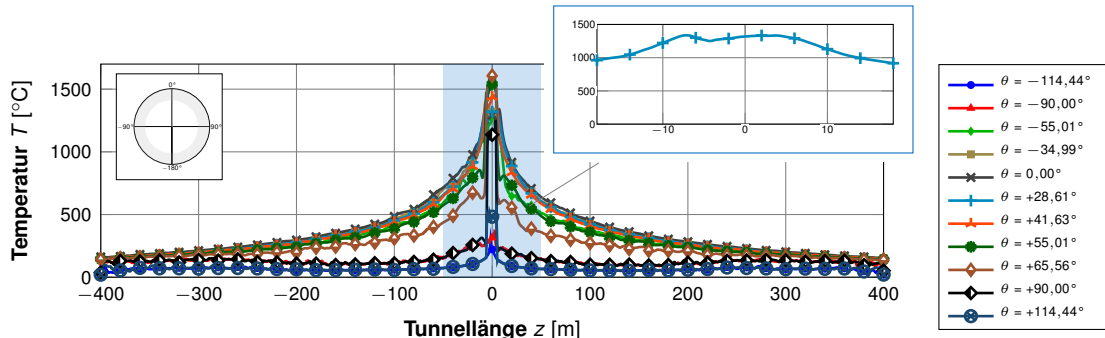


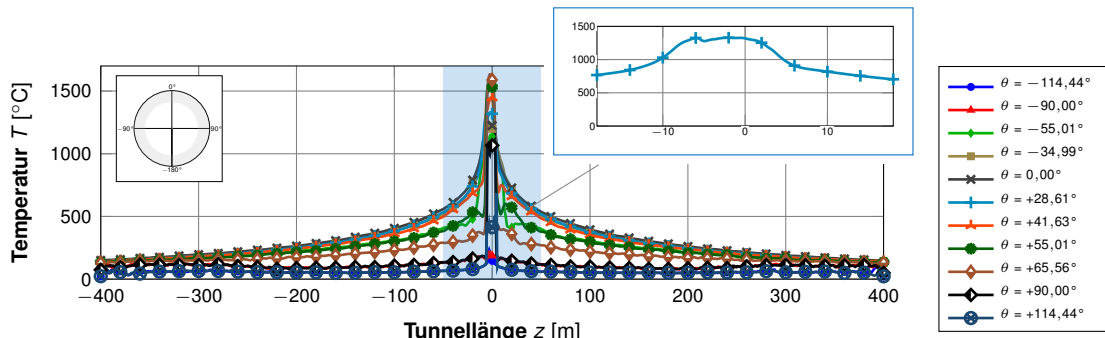
Abbildung D.9: Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



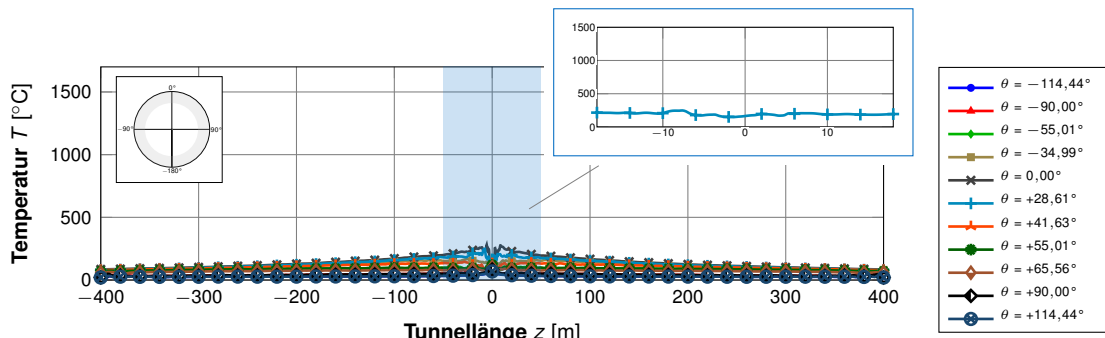
(5)  $t = 30 \text{ min}$



(6)  $t = 35 \text{ min}$



(7)  $t = 40 \text{ min}$



(8)  $t = 55 \text{ min}$

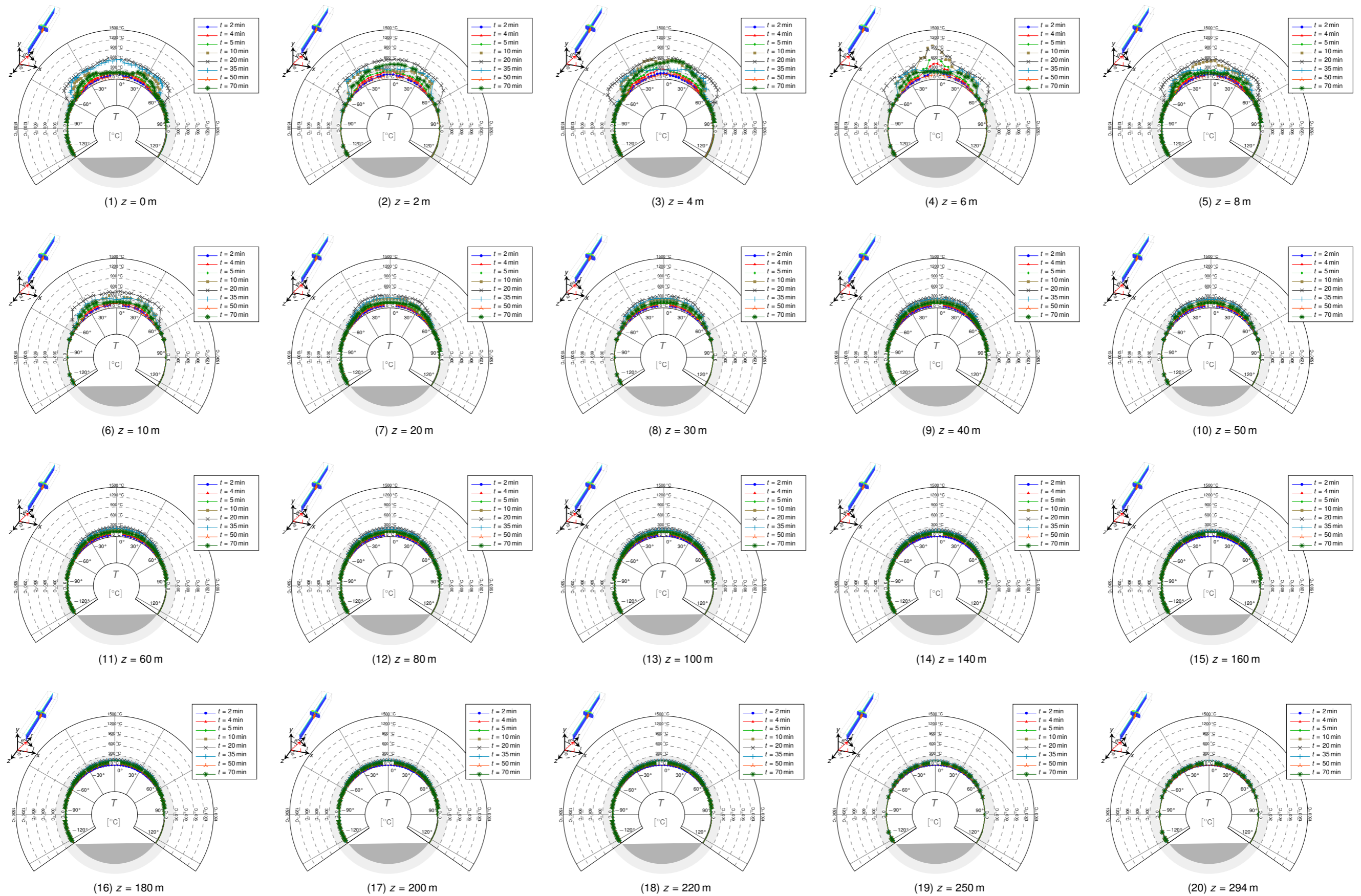
Abbildung D.9 (Fortsetzung): Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



## **D.4 Tunneldurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast mittig**

### **D.4.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche**



Abbildung D.10: Tunneldurchmesser  $D_i = 14,00$  m, Brandlast mittig





## **D.4.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche**





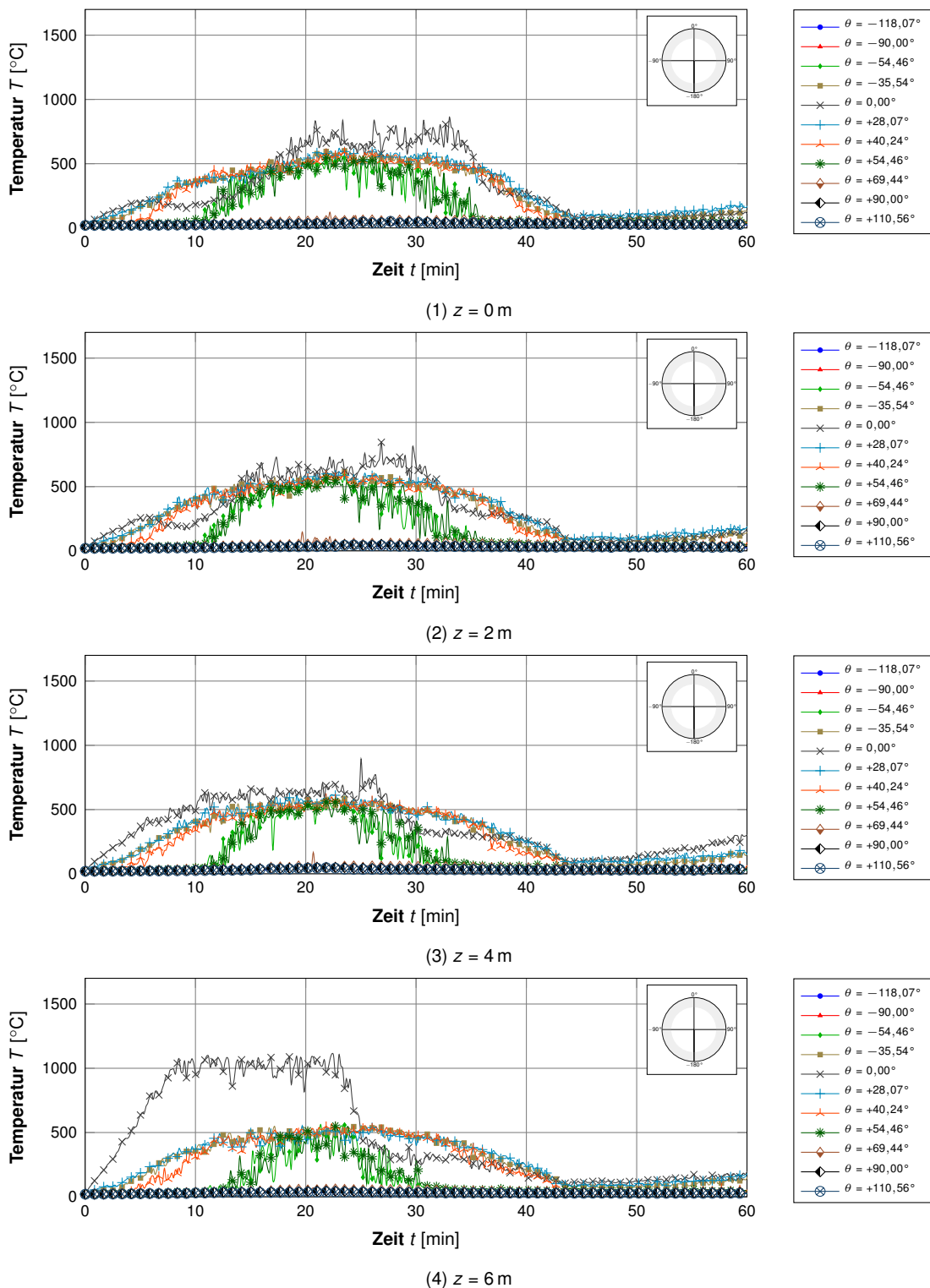


Abbildung D.11: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

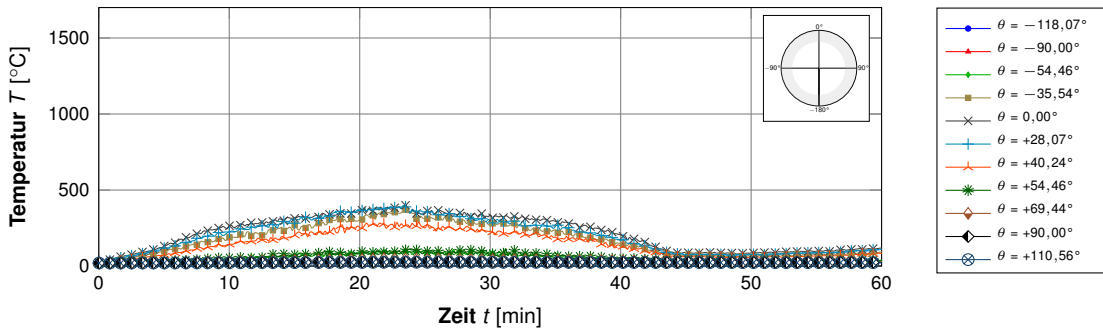
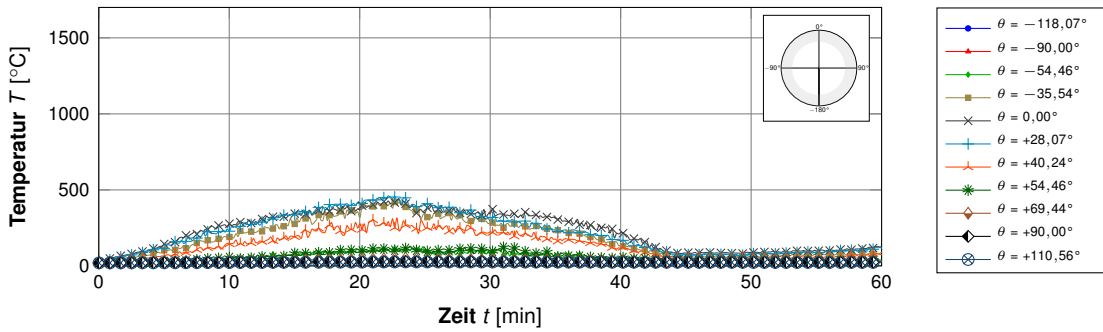
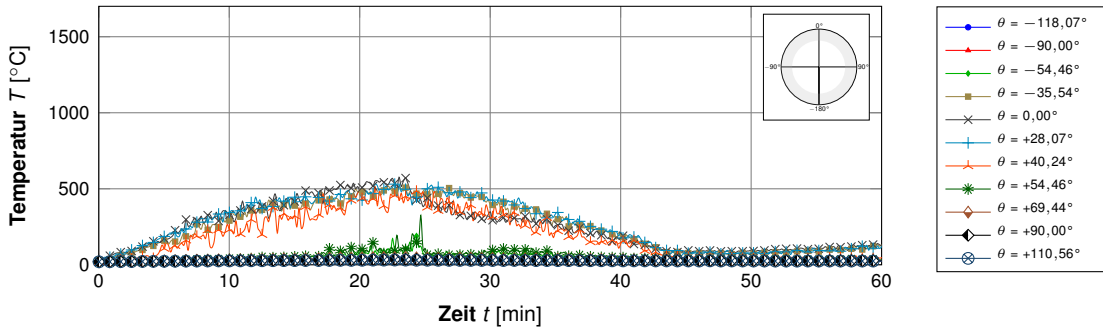
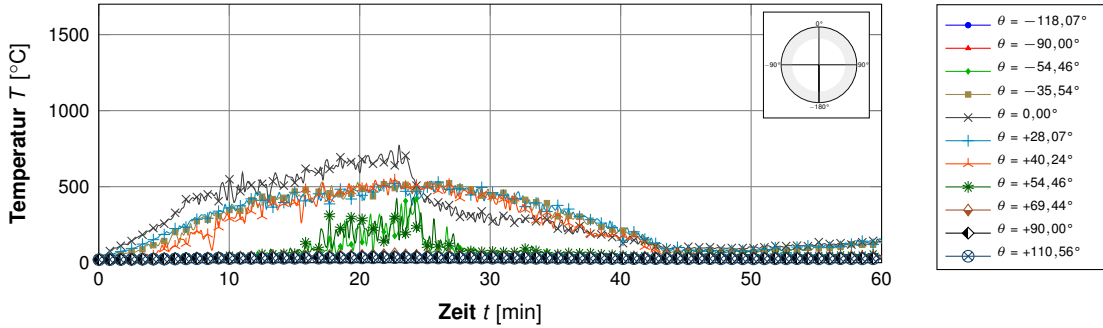


Abbildung D.11 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

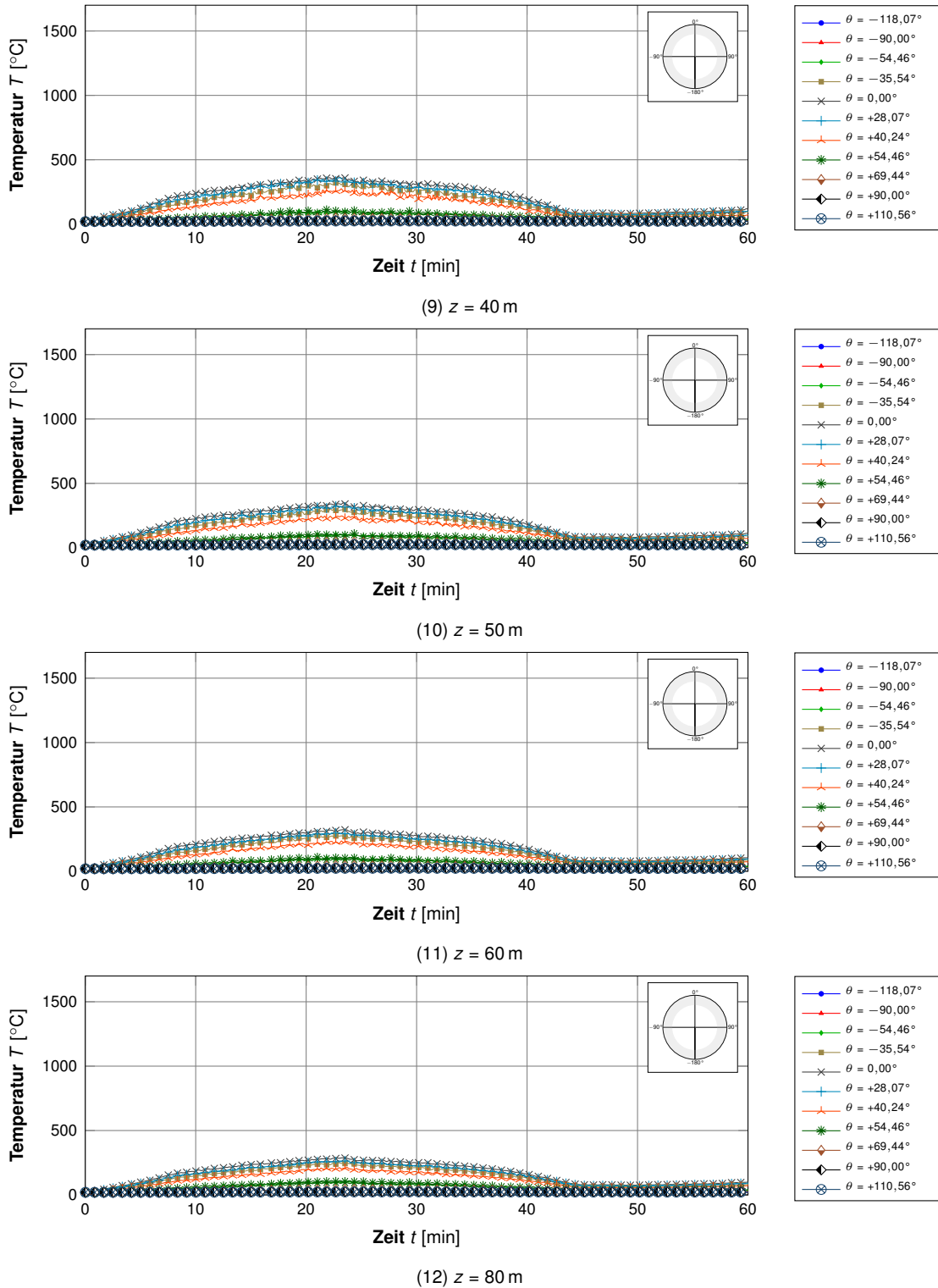
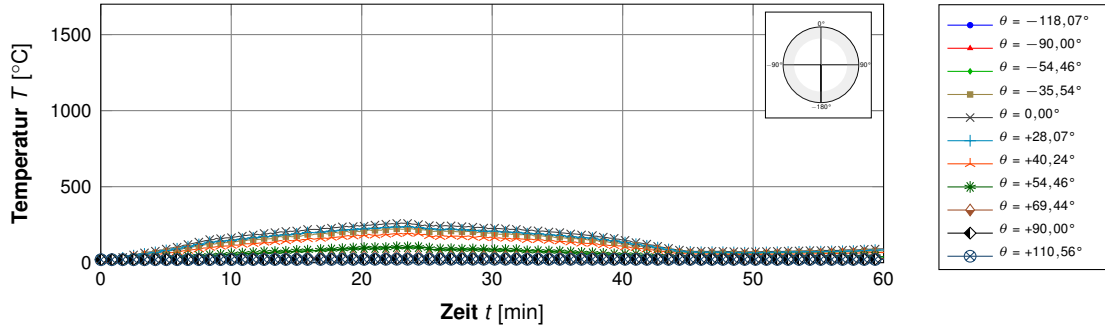
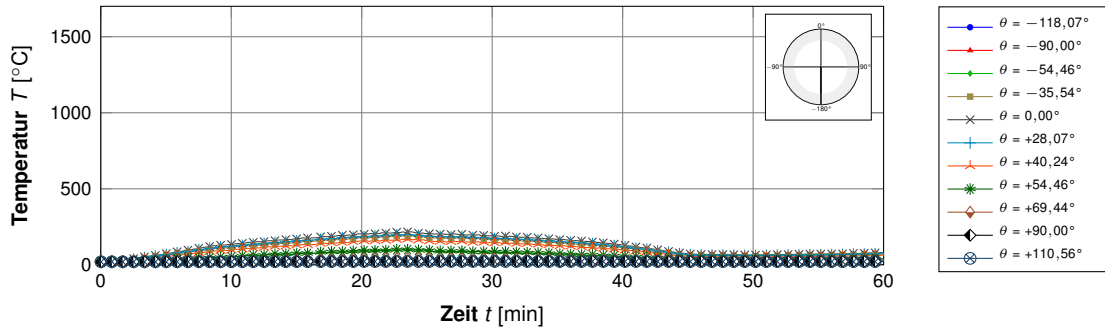


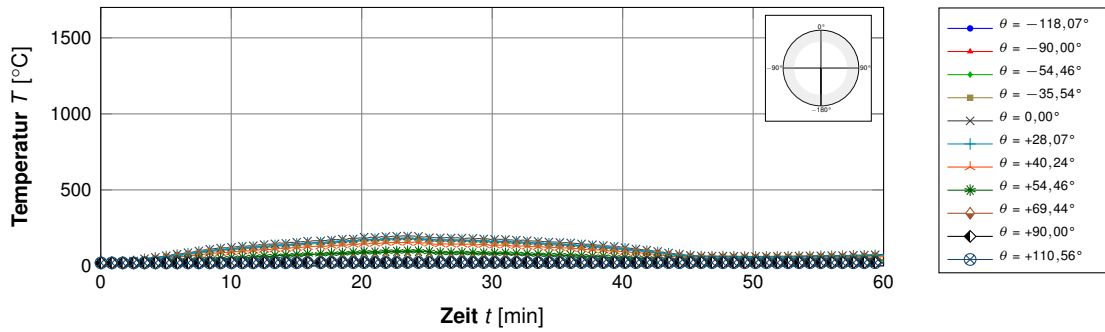
Abbildung D.11 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit



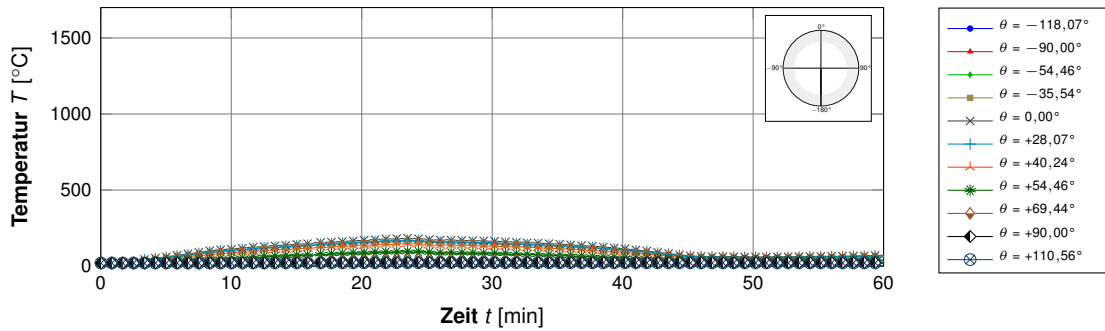
(13) z = 100 m



(14) z = 140 m



(15) z = 160 m



(16) z = 180 m

Abbildung D.11 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

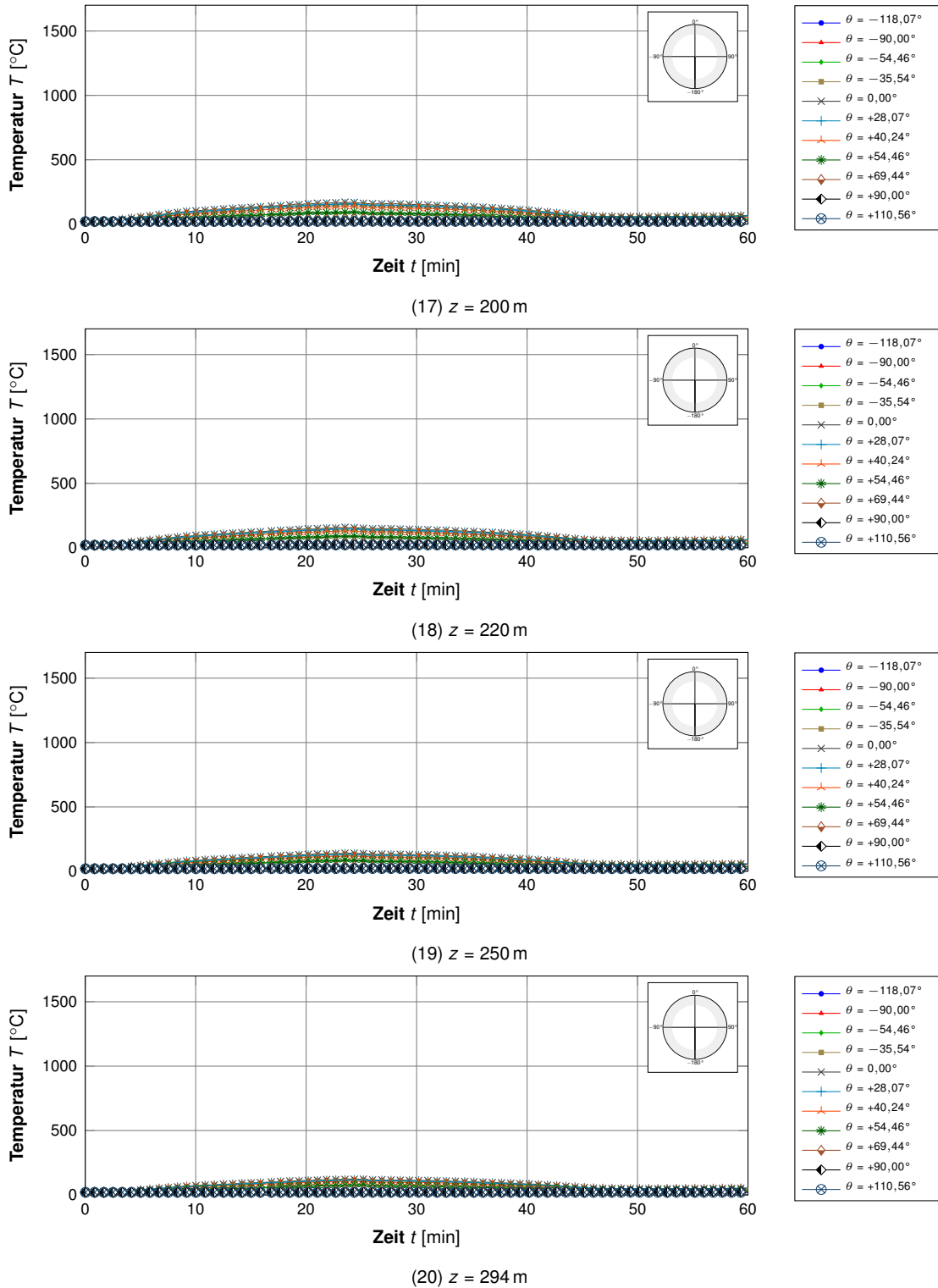


Abbildung D.11 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit





### **D.4.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung**





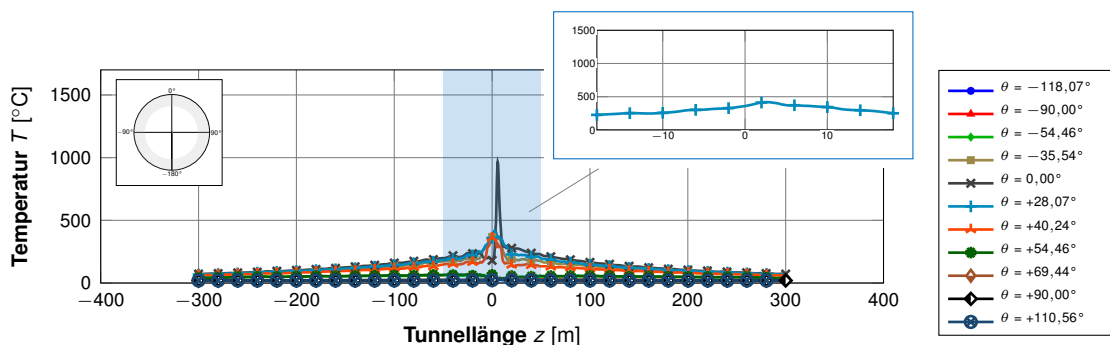
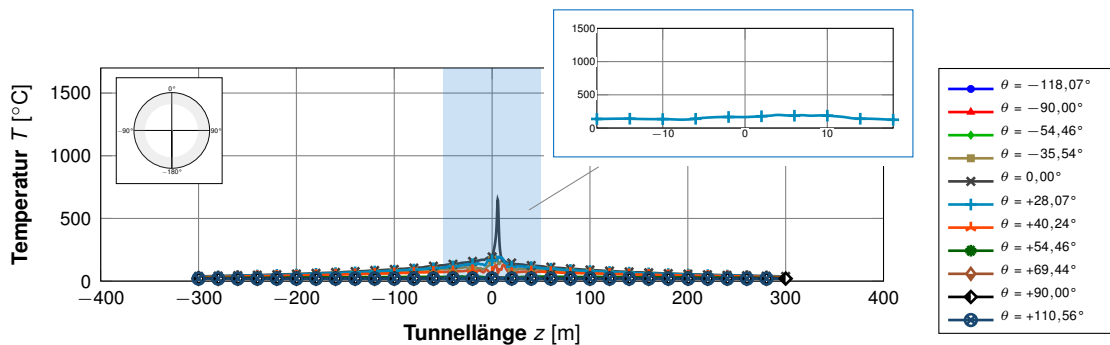
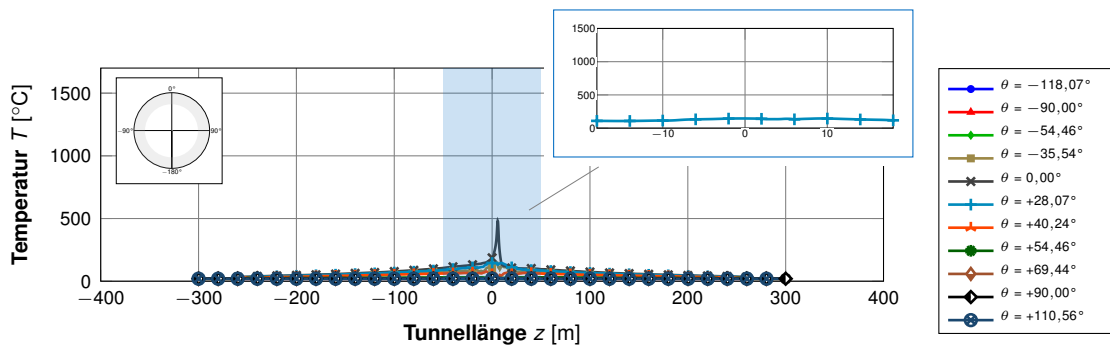
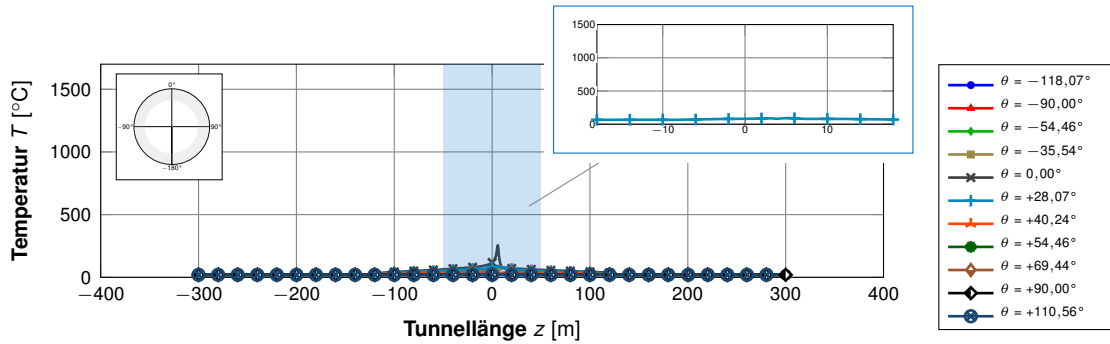
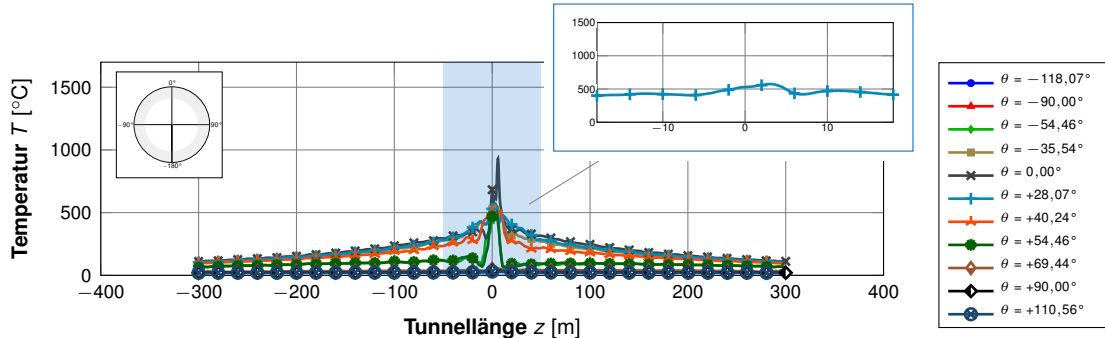
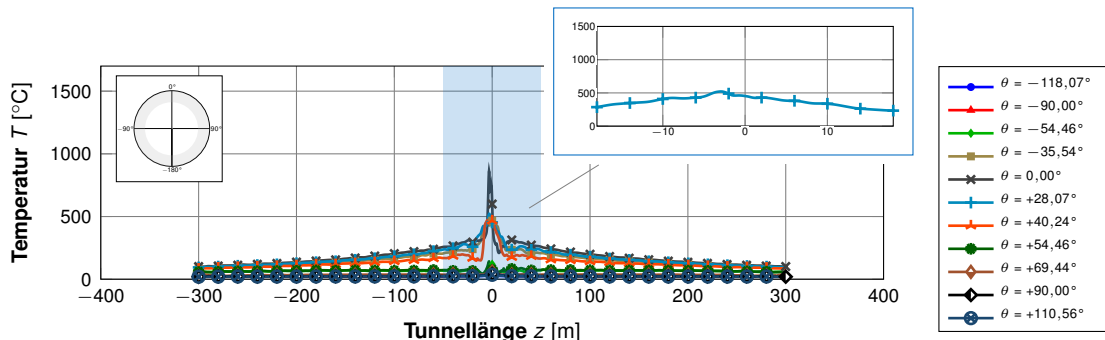


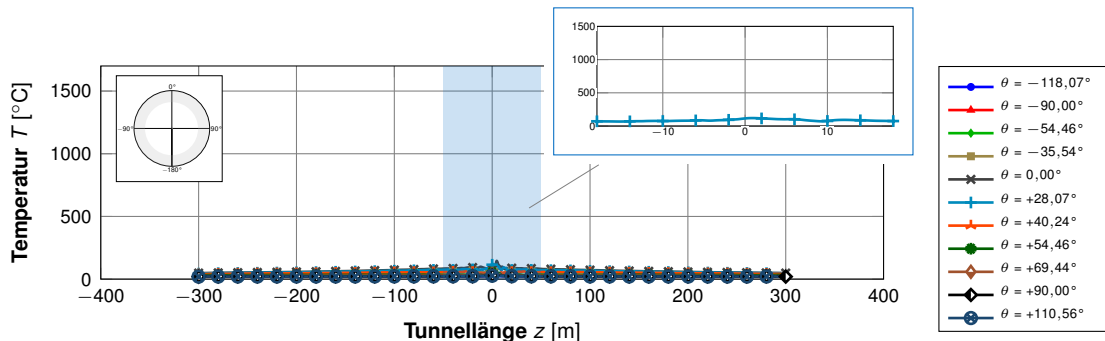
Abbildung D.12: Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



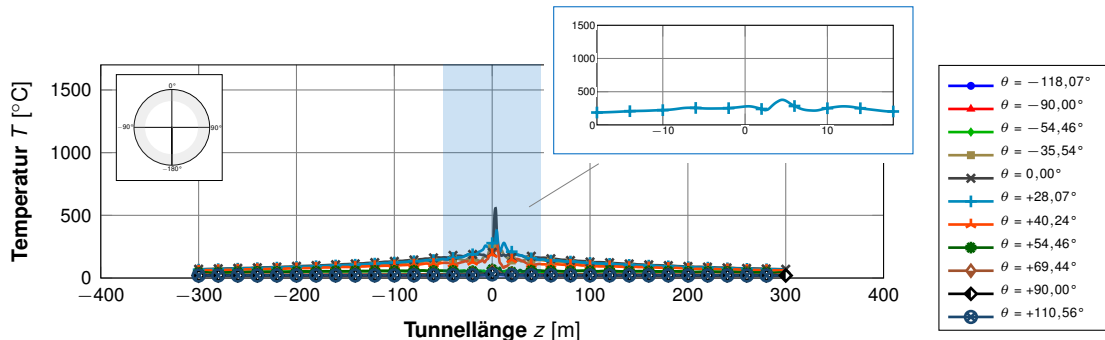
(5)  $t = 20 \text{ min}$



(6)  $t = 35 \text{ min}$



(7)  $t = 50 \text{ min}$



(8)  $t = 70 \text{ min}$

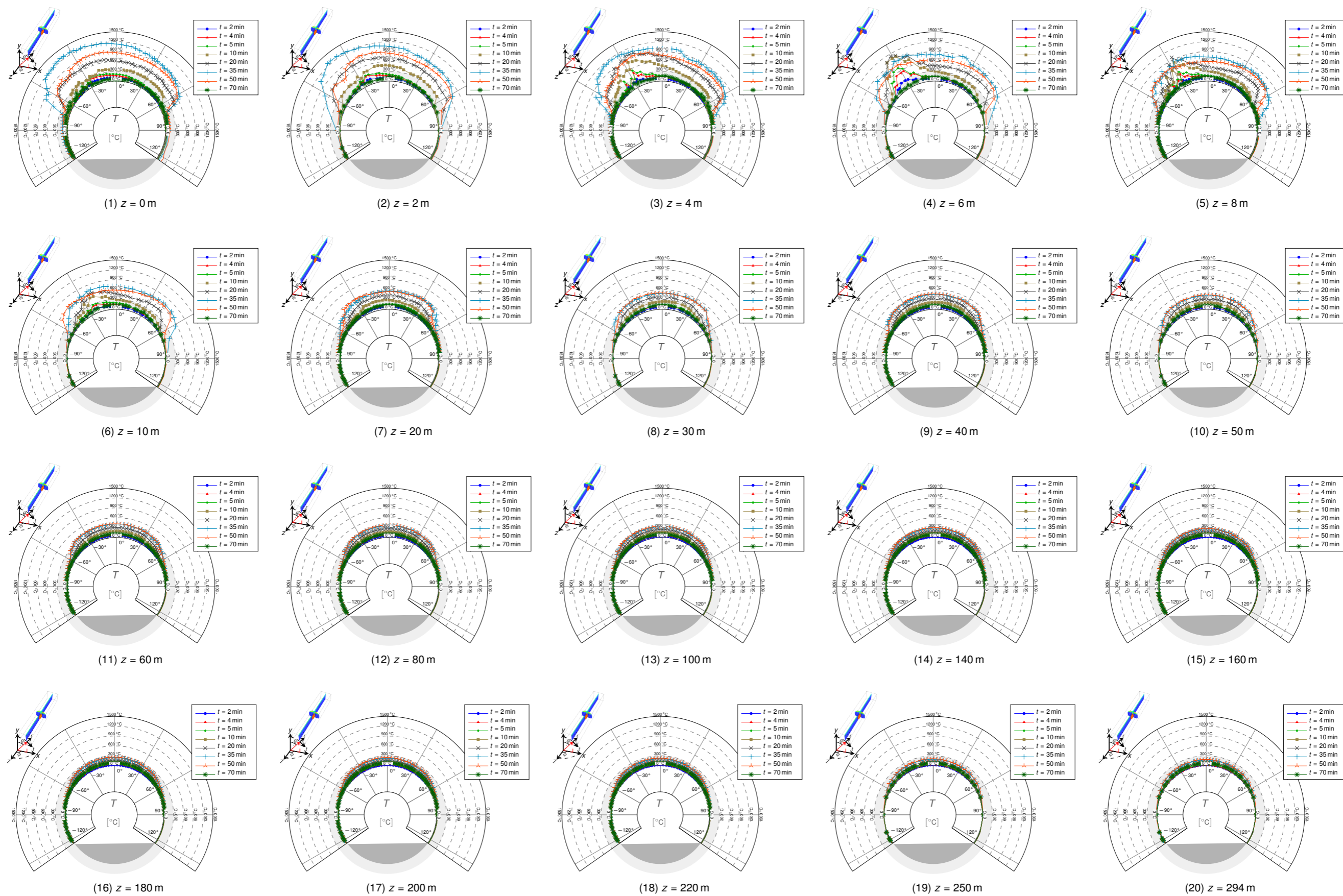
Abbildung D.12 (Fortsetzung): Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



## **D.5 Tunneldurchmesser $D_i = 14,00$ m, Brandlast seitlich**

### **D.5.1 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche**



Abbildung D.13: Tunneldurchmesser  $D_T = 14,00$  m, Brandlast seitlich





## **D.5.2 Instationäre Lufttemperaturentwicklung an der Schalenoberfläche**





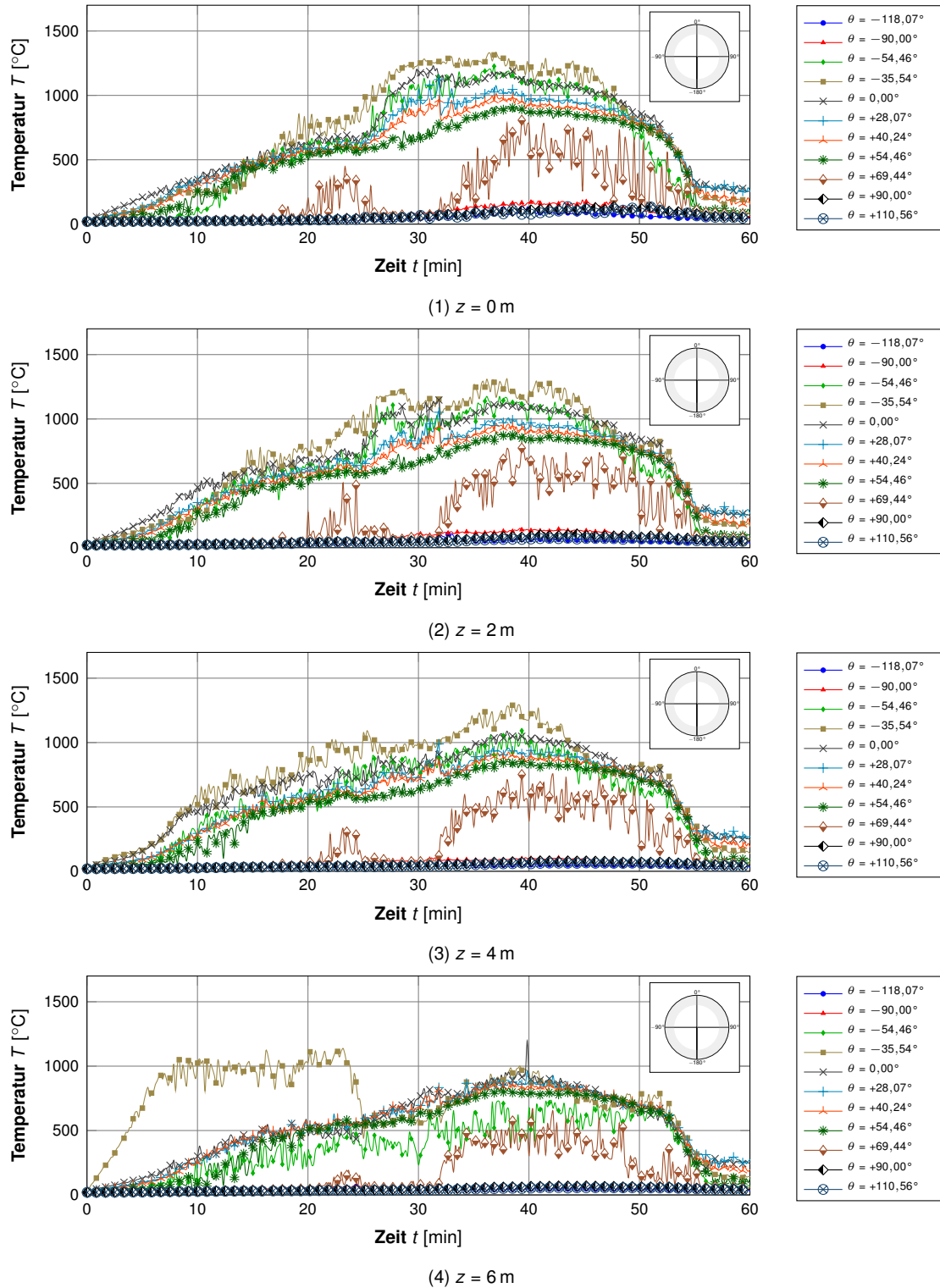
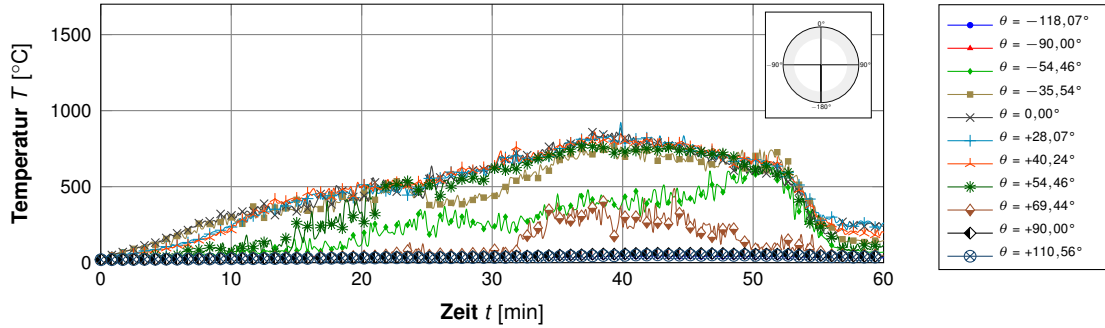
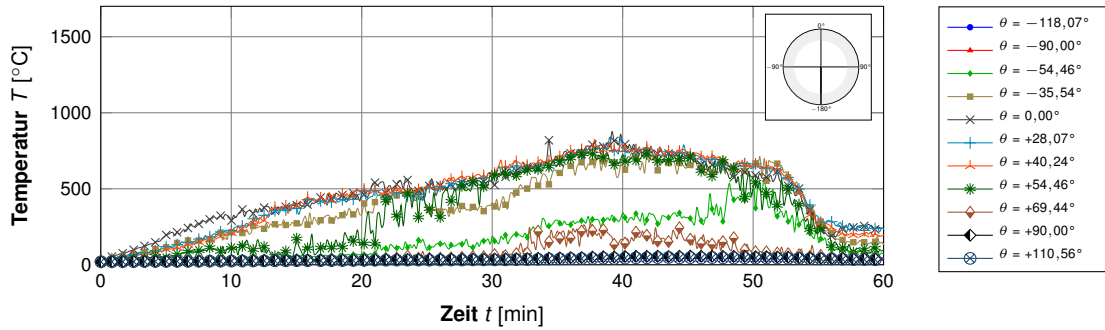


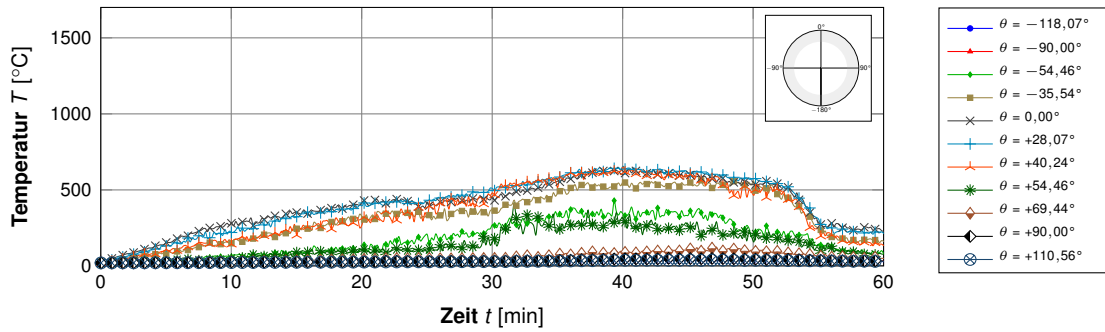
Abbildung D.14: Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit



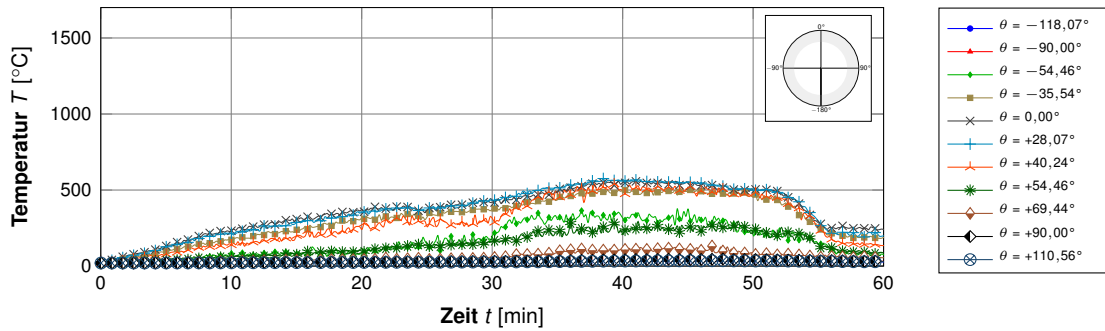
(5)  $z = 8$  m



(6)  $z = 10$  m

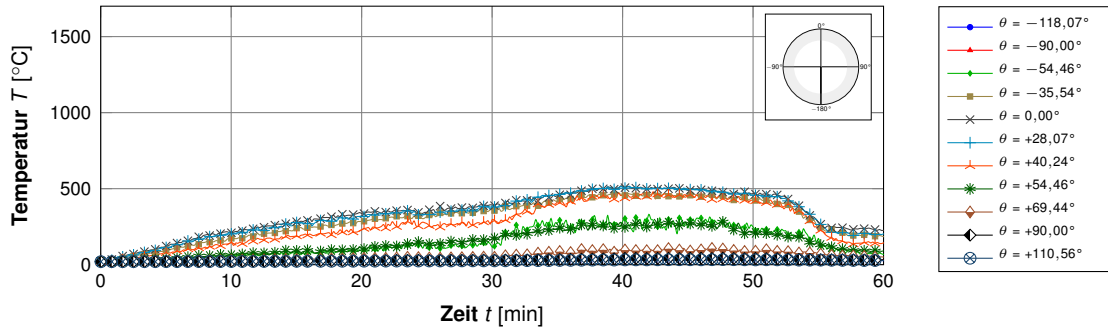


(7)  $z = 20$  m

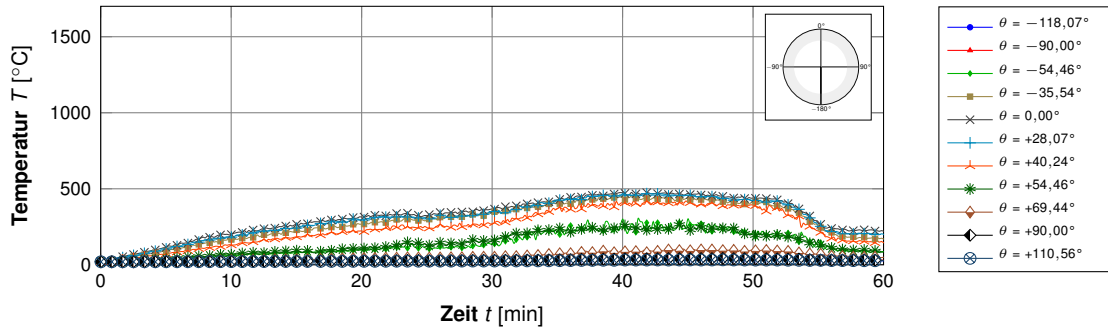


(8)  $z = 30$  m

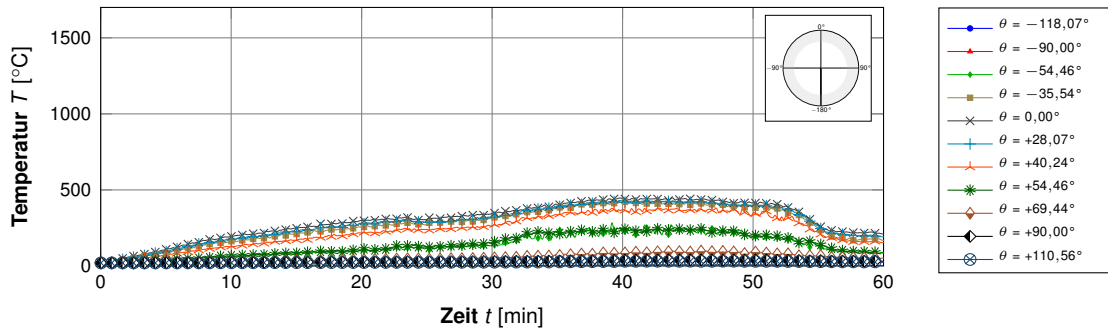
Abbildung D.14 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit



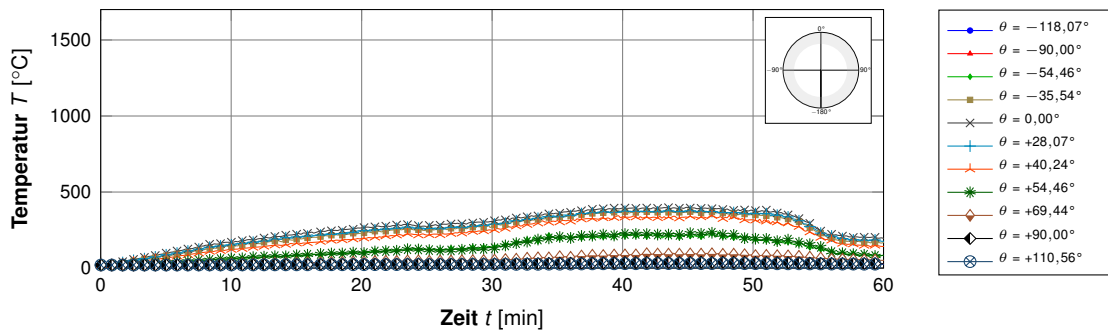
(9)  $z = 40$  m



(10)  $z = 50$  m



(11)  $z = 60$  m



(12)  $z = 80$  m

Abbildung D.14 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

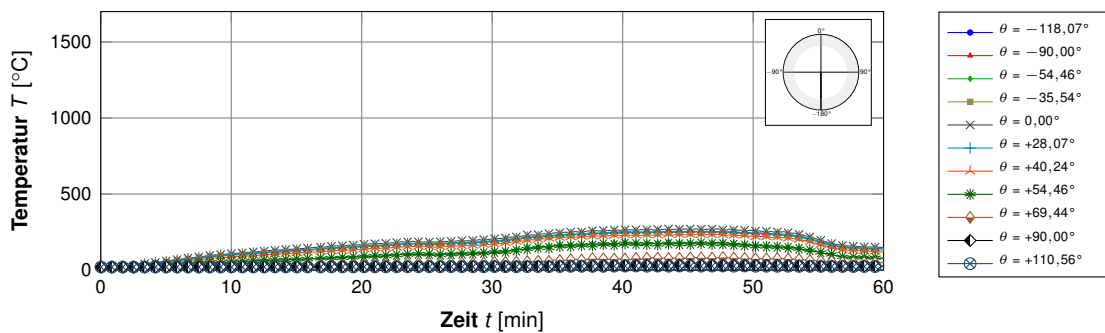
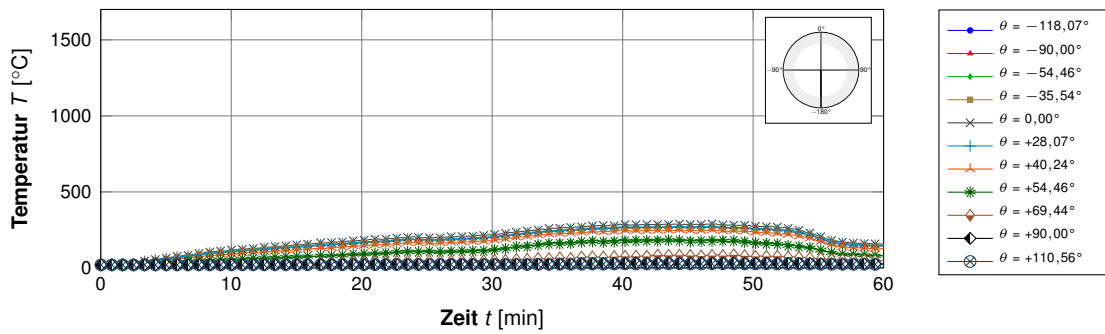
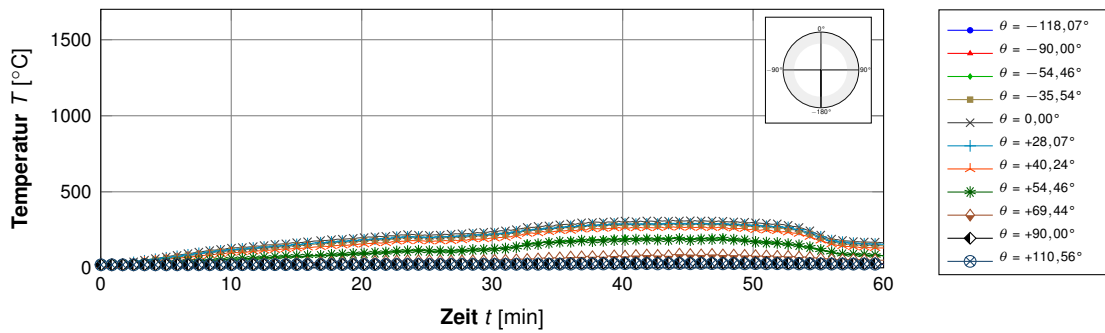
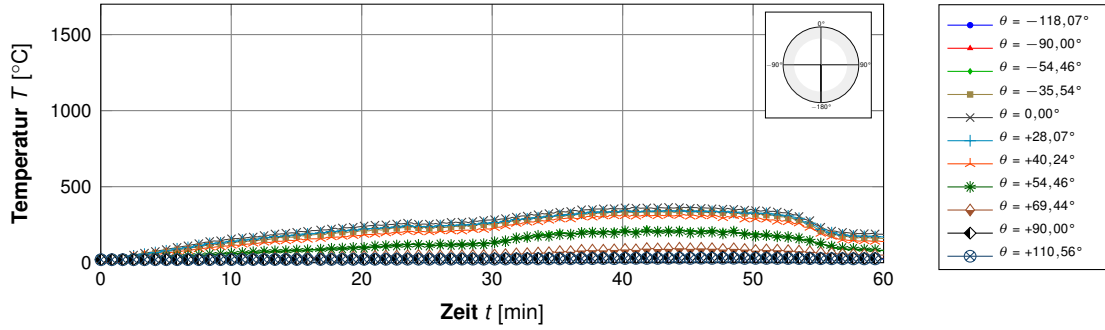


Abbildung D.14 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit

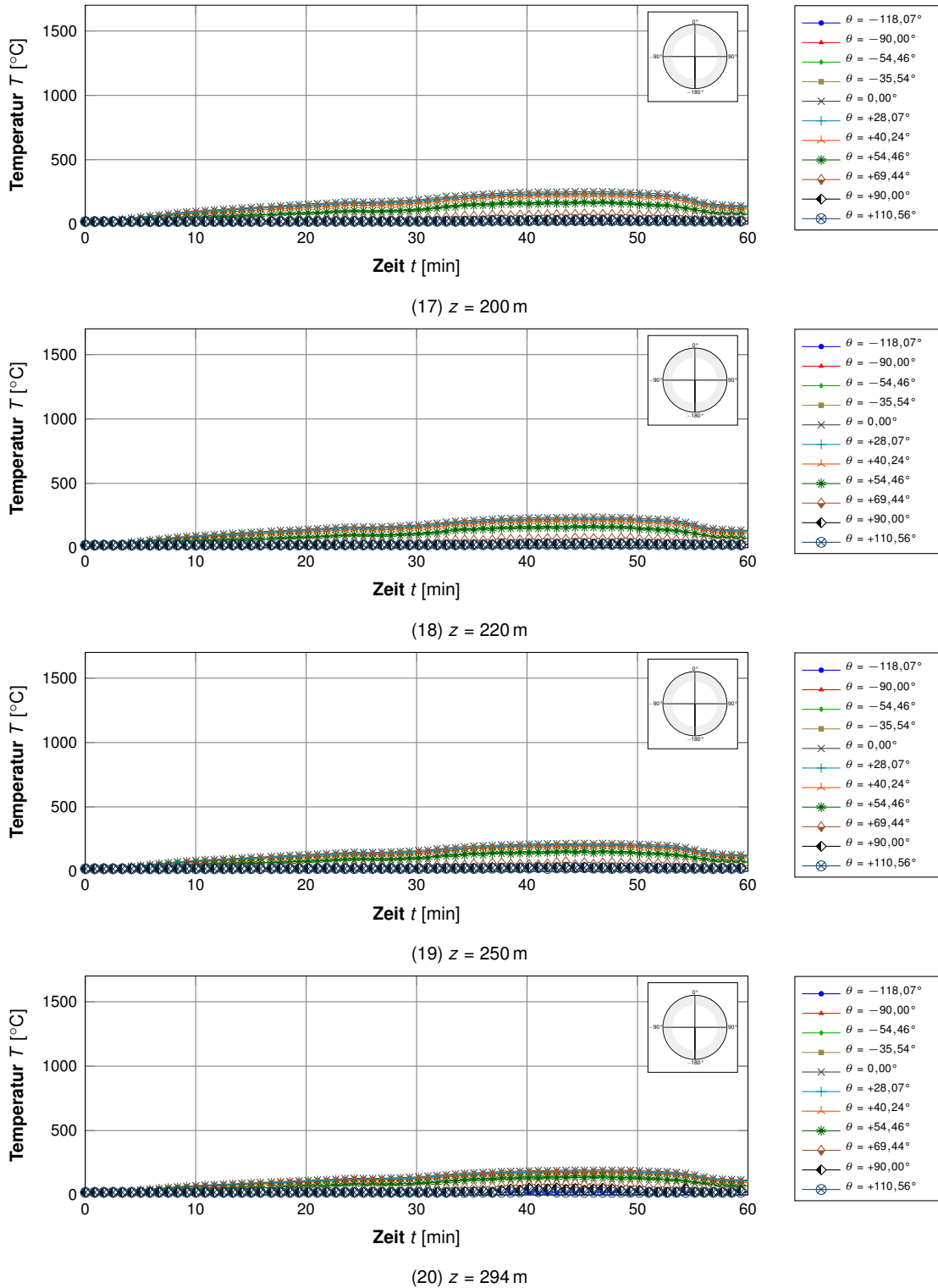


Abbildung D.14 (Fortsetzung): Örtliche Temperaturentwicklung über die Simulationszeit





### **D.5.3 Lufttemperatur an der Schalenoberfläche in Tunnellängsrichtung**





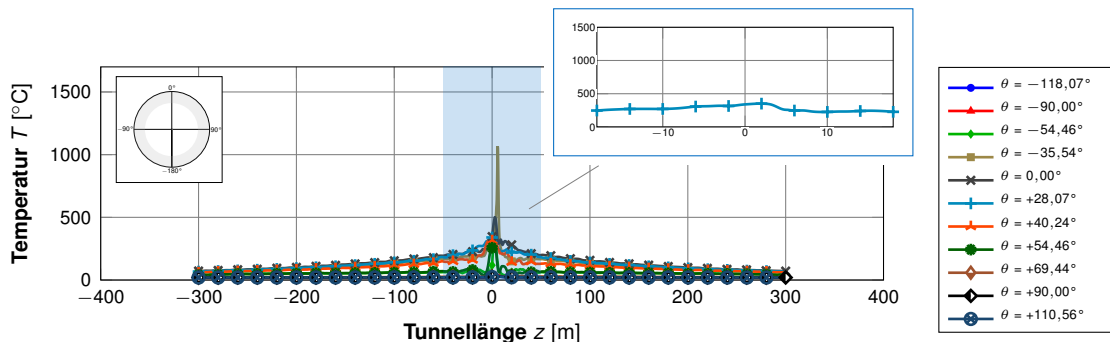
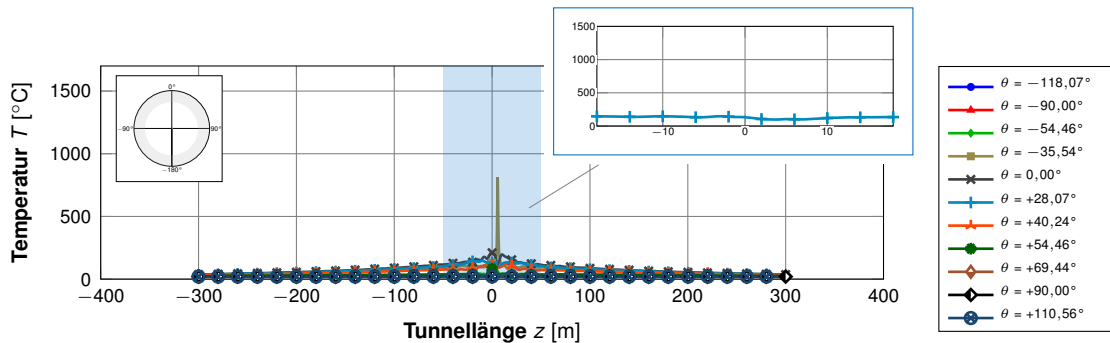
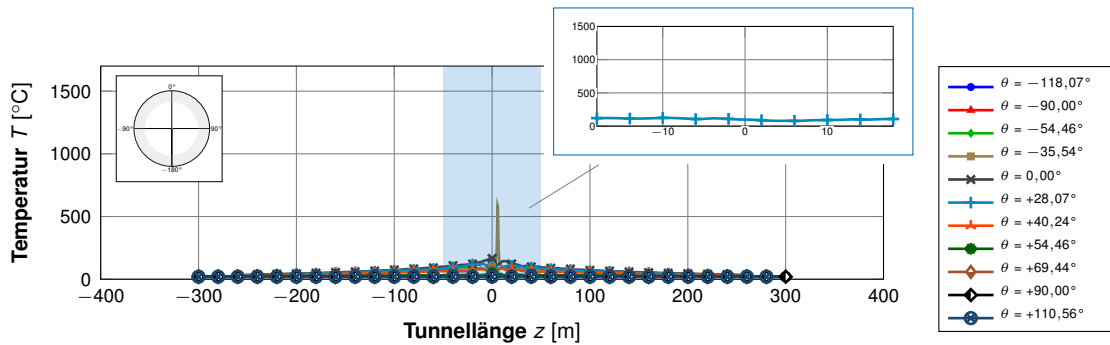
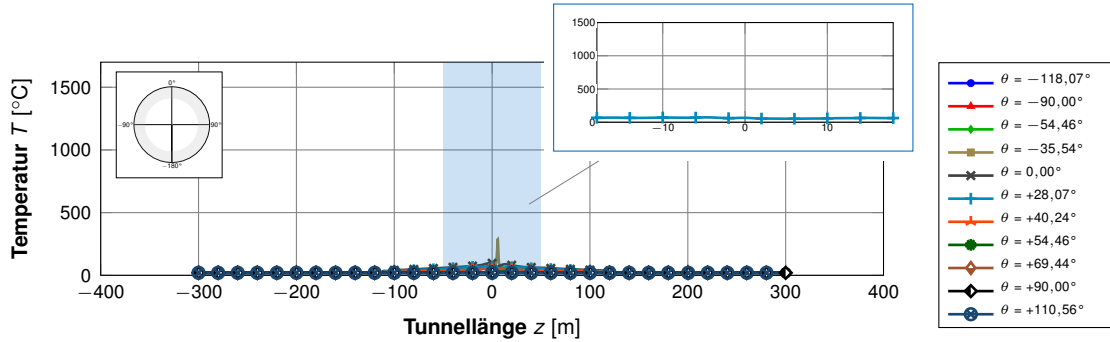
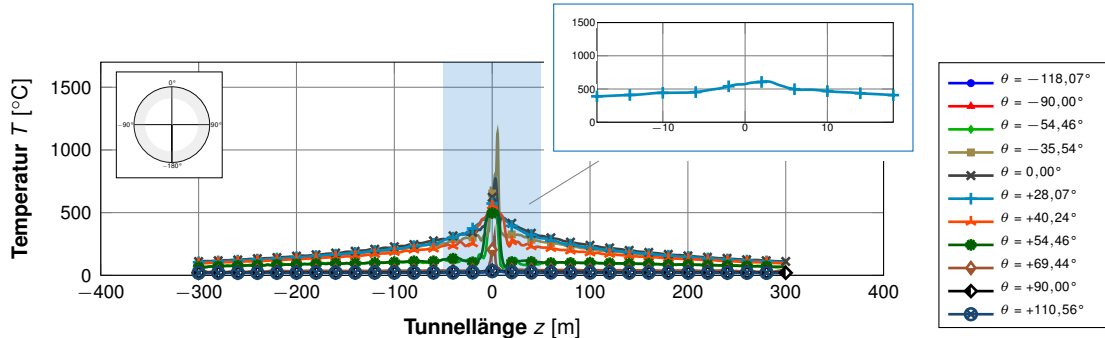
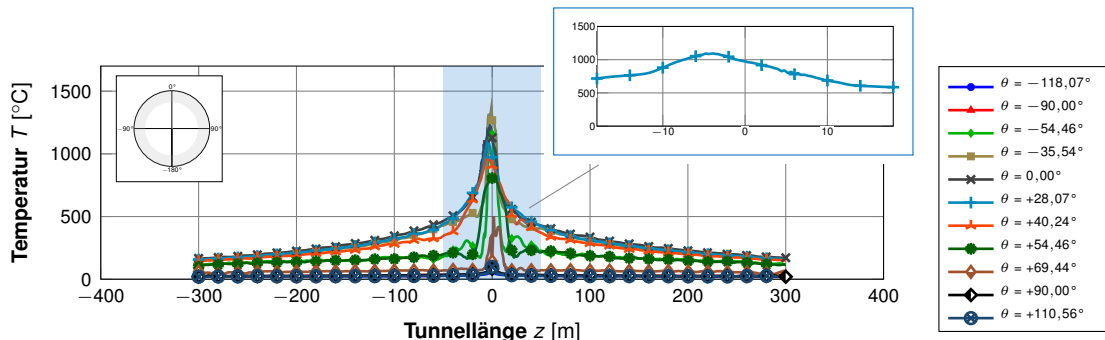


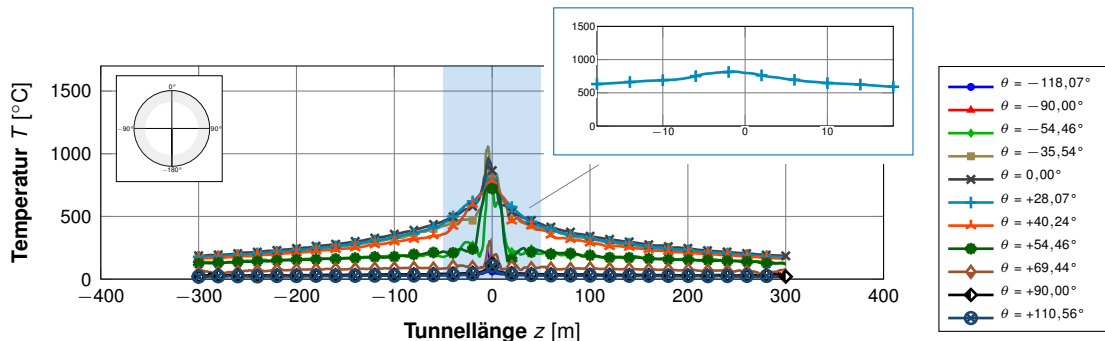
Abbildung D.15: Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung



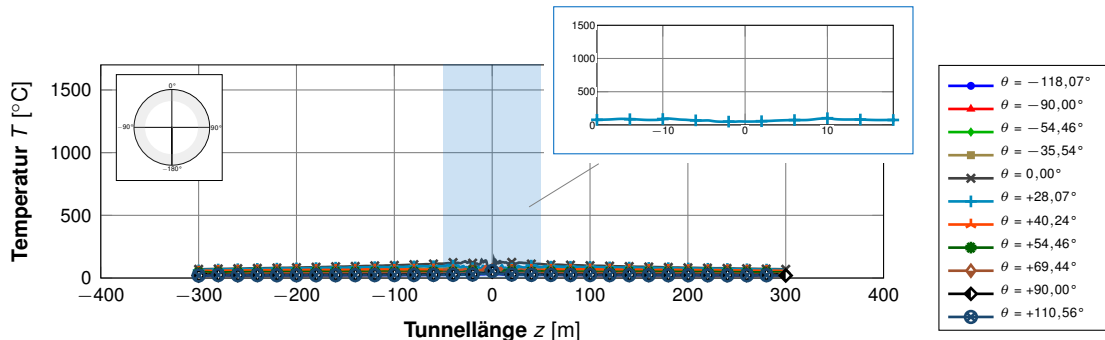
(5)  $t = 20$  min



(6)  $t = 35$  min



(7)  $t = 50$  min



(8)  $t = 70$  min

Abbildung D.15 (Fortsetzung): Instationäre Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung

**E**

---

**Variationen der strukturmechanischen Berechnungen**





Tabelle E.1: Variation der strukturellen Simulationen

Nr.	Brandentstehungsphase		Vollbrandphase		Abkühlungsphase		Winkel $\pm\theta$ [°]	Temperatur $T$ [°C]
	$t_{start}$		$t_{voll}$		$t_{ende}$			
	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	300	5	600	10	300	5	60	900
2	300	5	600	10	300	5	90	900
3	300	5	600	10	300	5	120	900
4	300	5	600	10	6600	110	60	900
5	300	5	600	10	6600	110	90	900
6	300	5	600	10	6600	110	120	900
7	300	5	1800	30	300	5	60	900
8	300	5	1800	30	300	5	90	900
9	300	5	1800	30	300	5	120	900
10	300	5	1800	30	6600	110	60	900
11	300	5	1800	30	6600	110	90	900
12	300	5	1800	30	6600	110	120	900
13	300	5	3600	60	300	5	60	900
14	300	5	3600	60	300	5	90	900
15	300	5	3600	60	300	5	120	900
16	300	5	3600	60	6600	110	60	900
17	300	5	3600	60	6600	110	90	900
18	300	5	3600	60	6600	110	120	900
19	1200	20	600	10	300	5	60	900
20	1200	20	600	10	300	5	90	900
21	1200	20	600	10	300	5	120	900
22	1200	20	600	10	6600	110	60	900
23	1200	20	600	10	6600	110	90	900
24	1200	20	600	10	6600	110	120	900
25	1200	20	1800	30	300	5	60	900
26	1200	20	1800	30	300	5	90	900
27	1200	20	1800	30	300	5	120	900
28	1200	20	1800	30	6600	110	60	900
29	1200	20	1800	30	6600	110	90	900
30	1200	20	1800	30	6600	110	120	900
31	1200	20	3600	60	300	5	60	900
32	1200	20	3600	60	300	5	90	900
33	1200	20	3600	60	300	5	120	900
34	1200	20	3600	60	6600	110	60	900
35	1200	20	3600	60	6600	110	90	900
36	1200	20	3600	60	6600	110	120	900
37	2400	40	600	10	300	5	60	900
38	2400	40	600	10	300	5	90	900
39	2400	40	600	10	300	5	120	900
40	2400	40	600	10	6600	110	60	900
41	2400	40	600	10	6600	110	90	900
42	2400	40	600	10	6600	110	120	900
43	2400	40	1800	30	300	5	60	900
44	2400	40	1800	30	300	5	90	900
45	2400	40	1800	30	300	5	120	900
46	2400	40	1800	30	6600	110	60	900
47	2400	40	1800	30	6600	110	90	900
48	2400	40	1800	30	6600	110	120	900
49	2400	40	3600	60	300	5	60	900
50	2400	40	3600	60	300	5	90	900
51	2400	40	3600	60	300	5	120	900
52	2400	40	3600	60	6600	110	60	900
53	2400	40	3600	60	6600	110	90	900
54	2400	40	3600	60	6600	110	120	900
55	300	5	600	10	300	5	60	1200
56	300	5	600	10	300	5	90	1200
57	300	5	600	10	300	5	120	1200
58	300	5	600	10	6600	110	60	1200
59	300	5	600	10	6600	110	90	1200
60	300	5	600	10	6600	110	120	1200



Tabelle E.1: Variation der strukturmechanischen Simulationen (Fortsetzung)

Nr.	Brandentstehungsphase		Vollbrandphase		Abkühlungsphase		Winkel $\pm\theta$ [°]	Temperatur $T$ [°C]
	$t_{start}$ [s]	[min]	$t_{voll}$ [s]	[min]	$t_{ende}$ [s]	[min]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
61	300	5	1800	30	300	5	60	1200
62	300	5	1800	30	300	5	90	1200
63	300	5	1800	30	300	5	120	1200
64	300	5	1800	30	6600	110	60	1200
65	300	5	1800	30	6600	110	90	1200
66	300	5	1800	30	6600	110	120	1200
67	300	5	3600	60	300	5	60	1200
68	300	5	3600	60	300	5	90	1200
69	300	5	3600	60	300	5	120	1200
70	300	5	3600	60	6600	110	60	1200
71	300	5	3600	60	6600	110	90	1200
72	300	5	3600	60	6600	110	120	1200
73	1200	20	600	10	300	5	60	1200
74	1200	20	600	10	300	5	90	1200
75	1200	20	600	10	300	5	120	1200
76	1200	20	600	10	6600	110	60	1200
77	1200	20	600	10	6600	110	90	1200
78	1200	20	600	10	6600	110	120	1200
79	1200	20	1800	30	300	5	60	1200
80	1200	20	1800	30	300	5	90	1200
81	1200	20	1800	30	300	5	120	1200
82	1200	20	1800	30	6600	110	60	1200
83	1200	20	1800	30	6600	110	90	1200
84	1200	20	1800	30	6600	110	120	1200
85	1200	20	3600	60	300	5	60	1200
86	1200	20	3600	60	300	5	90	1200
87	1200	20	3600	60	300	5	120	1200
88	1200	20	3600	60	6600	110	60	1200
89	1200	20	3600	60	6600	110	90	1200
90	1200	20	3600	60	6600	110	120	1200
91	2400	40	600	10	300	5	60	1200
92	2400	40	600	10	300	5	90	1200
93	2400	40	600	10	300	5	120	1200
94	2400	40	600	10	6600	110	60	1200
95	2400	40	600	10	6600	110	90	1200
96	2400	40	600	10	6600	110	120	1200
97	2400	40	1800	30	300	5	60	1200
98	2400	40	1800	30	300	5	90	1200
99	2400	40	1800	30	300	5	120	1200
100	2400	40	1800	30	6600	110	60	1200
101	2400	40	1800	30	6600	110	90	1200
102	2400	40	1800	30	6600	110	120	1200
103	2400	40	3600	60	300	5	60	1200
104	2400	40	3600	60	300	5	90	1200
105	2400	40	3600	60	300	5	120	1200
106	2400	40	3600	60	6600	110	60	1200
107	2400	40	3600	60	6600	110	90	1200
108	2400	40	3600	60	6600	110	120	1200
109	300	5	600	10	300	5	60	1500
110	300	5	600	10	300	5	90	1500
111	300	5	600	10	300	5	120	1500
112	300	5	600	10	6600	110	60	1500
113	300	5	600	10	6600	110	90	1500
114	300	5	600	10	6600	110	120	1500
115	300	5	1800	30	300	5	60	1500
116	300	5	1800	30	300	5	90	1500
117	300	5	1800	30	300	5	120	1500
118	300	5	1800	30	6600	110	60	1500
119	300	5	1800	30	6600	110	90	1500
120	300	5	1800	30	6600	110	120	1500



Tabelle E.1: Variation der strukturmechanischen Simulationen (Fortsetzung)

Nr.	Brandentstehungsphase		Vollbrandphase		Abkühlungsphase		Winkel	Temperatur
	$t_{start}$ [ s ]	[ min ]	$t_{voll}$ [ s ]	[ min ]	$t_{ende}$ [ s ]	[ min ]	$\pm\theta$ [ ° ]	$T$ [ °C ]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
121	300	5	3600	60	300	5	60	1500
122	300	5	3600	60	300	5	90	1500
123	300	5	3600	60	300	5	120	1500
124	300	5	3600	60	6600	110	60	1500
125	300	5	3600	60	6600	110	90	1500
126	300	5	3600	60	6600	110	120	1500
127	1200	20	600	10	300	5	60	1500
128	1200	20	600	10	300	5	90	1500
129	1200	20	600	10	300	5	120	1500
130	1200	20	600	10	6600	110	60	1500
131	1200	20	600	10	6600	110	90	1500
132	1200	20	600	10	6600	110	120	1500
133	1200	20	1800	30	300	5	60	1500
134	1200	20	1800	30	300	5	90	1500
135	1200	20	1800	30	300	5	120	1500
136	1200	20	1800	30	6600	110	60	1500
137	1200	20	1800	30	6600	110	90	1500
138	1200	20	1800	30	6600	110	120	1500
139	1200	20	3600	60	300	5	60	1500
140	1200	20	3600	60	300	5	90	1500
141	1200	20	3600	60	300	5	120	1500
142	1200	20	3600	60	6600	110	60	1500
143	1200	20	3600	60	6600	110	90	1500
144	1200	20	3600	60	6600	110	120	1500
145	2400	40	600	10	300	5	60	1500
146	2400	40	600	10	300	5	90	1500
147	2400	40	600	10	300	5	120	1500
148	2400	40	600	10	6600	110	60	1500
149	2400	40	600	10	6600	110	90	1500
150	2400	40	600	10	6600	110	120	1500
151	2400	40	1800	30	300	5	60	1500
152	2400	40	1800	30	300	5	90	1500
153	2400	40	1800	30	300	5	120	1500
154	2400	40	1800	30	6600	110	60	1500
155	2400	40	1800	30	6600	110	90	1500
156	2400	40	1800	30	6600	110	120	1500
157	2400	40	3600	60	300	5	60	1500
158	2400	40	3600	60	300	5	90	1500
159	2400	40	3600	60	300	5	120	1500
160	2400	40	3600	60	6600	110	60	1500
161	2400	40	3600	60	6600	110	90	1500
162	2400	40	3600	60	6600	110	120	1500





**F**

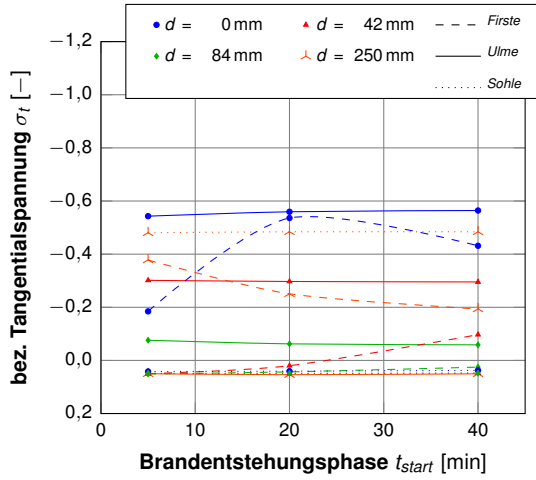
---

**Auswertung der strukturmechanischen Berechnungen**

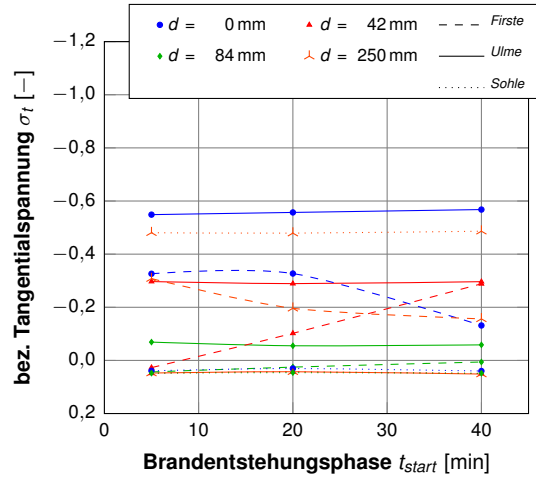




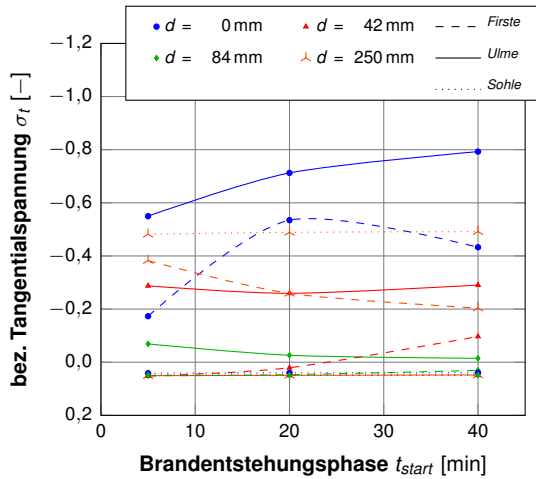
## **F.1 Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase $t_{start}$ auf die Spannungsentwicklung bei Erreichen der Vollbrandphase**



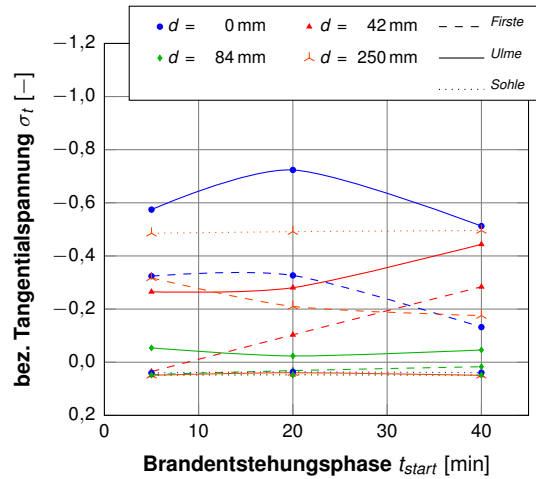
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



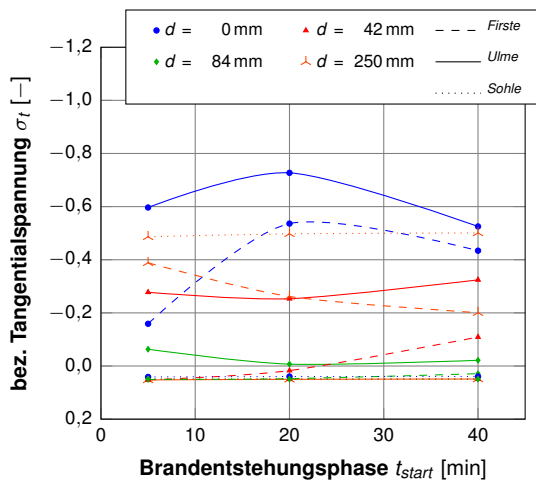
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



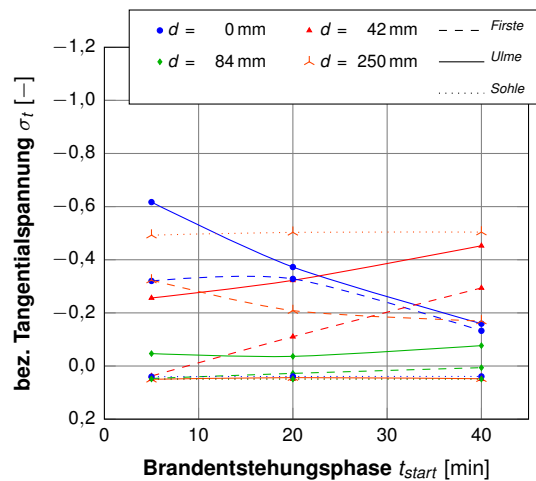
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



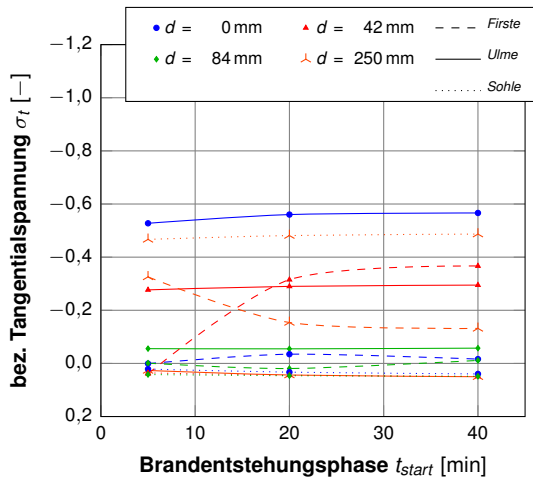
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



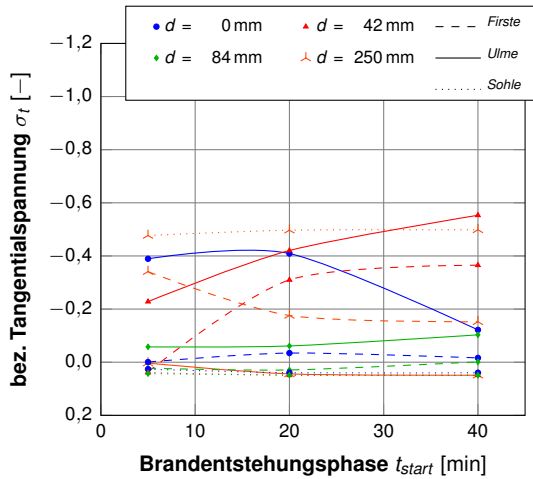
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.1:**  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

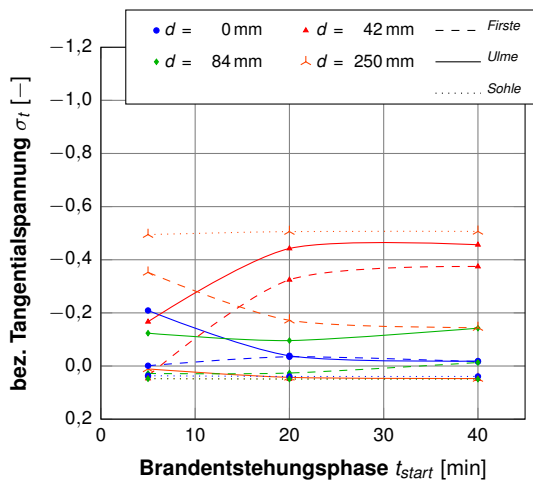
**Abbildung F.2:**  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

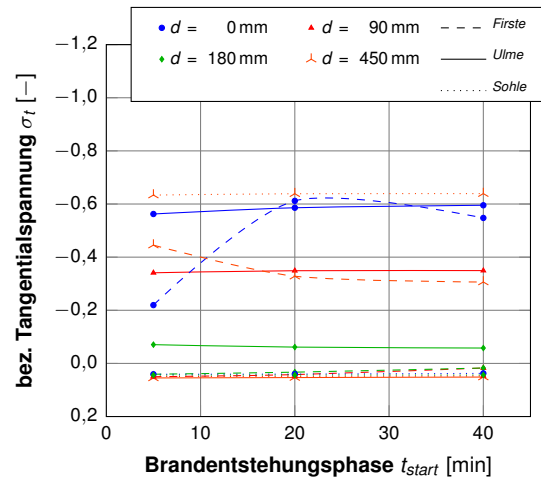


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

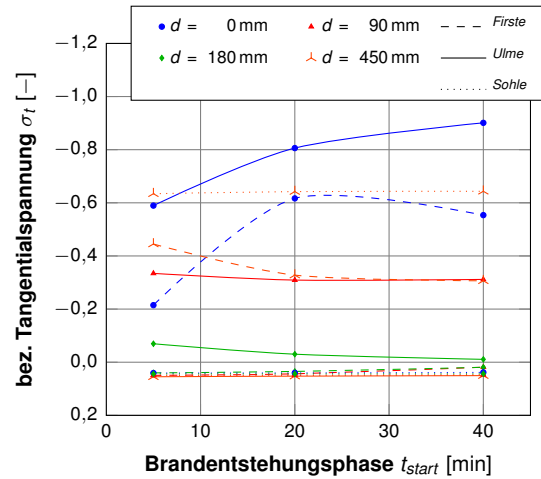


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

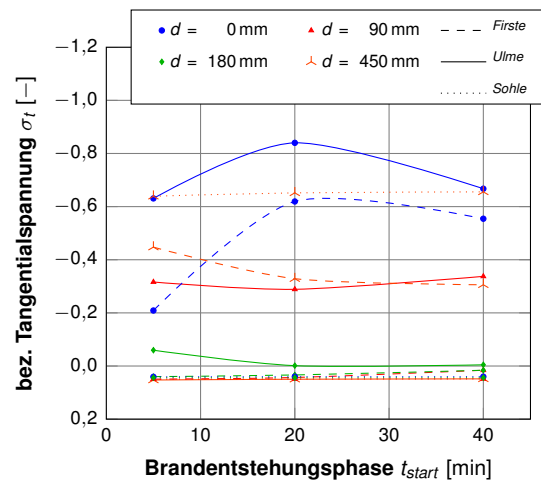
Abbildung F.3:  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Belastungsindex)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

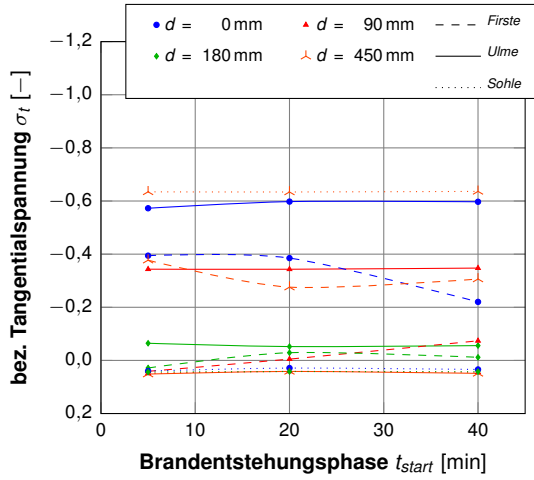


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

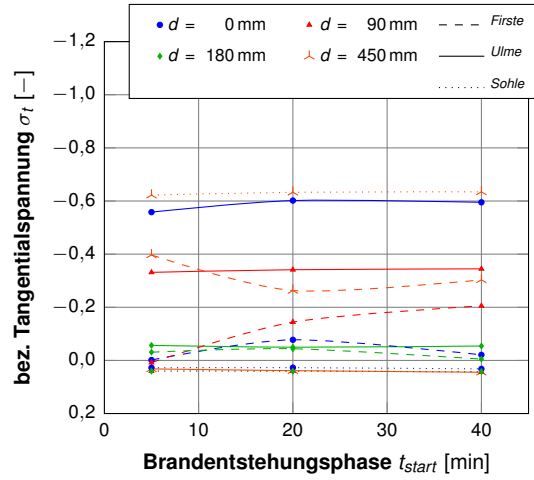


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

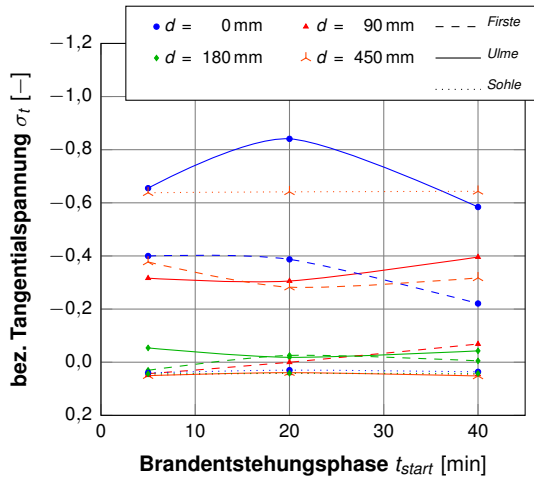
Abbildung F.4:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Belastungsindex)



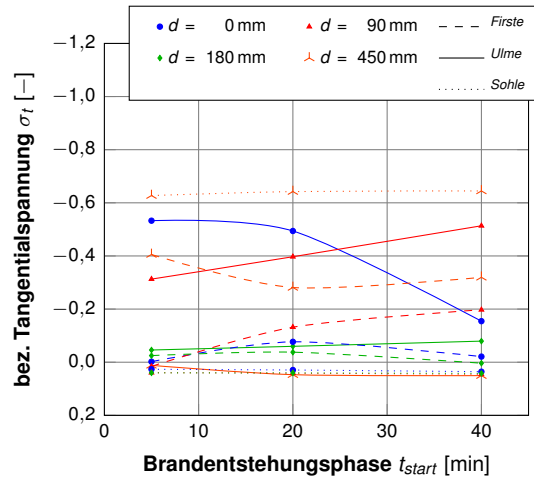
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



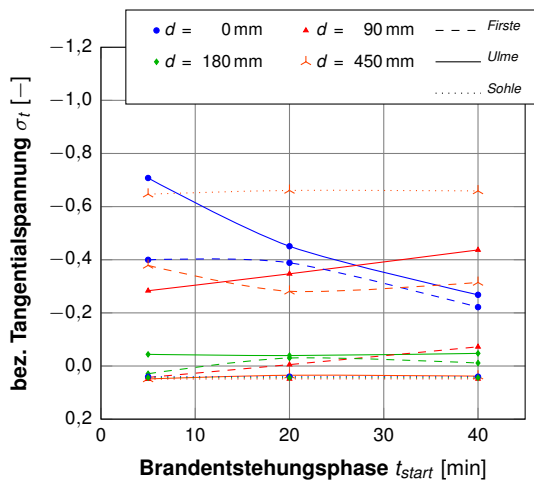
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



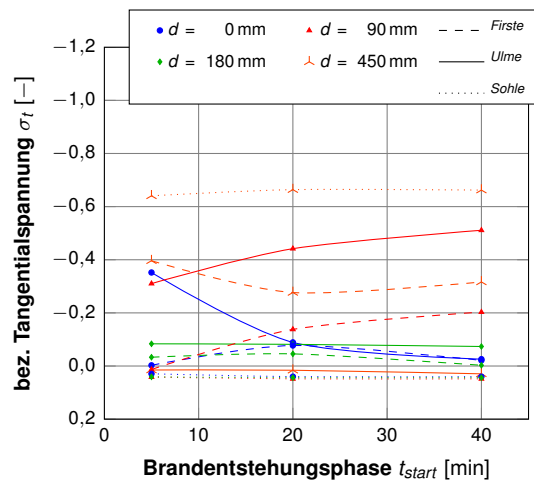
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



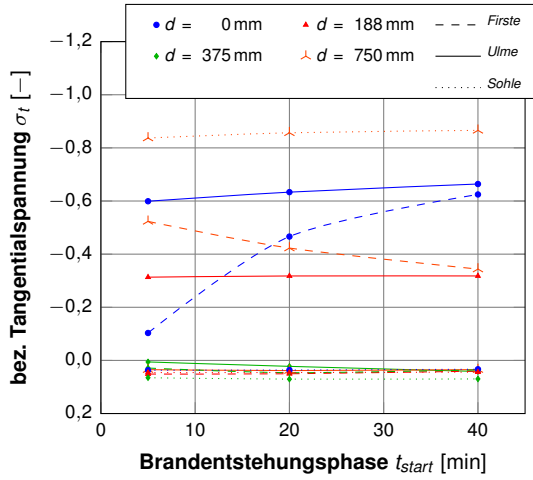
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



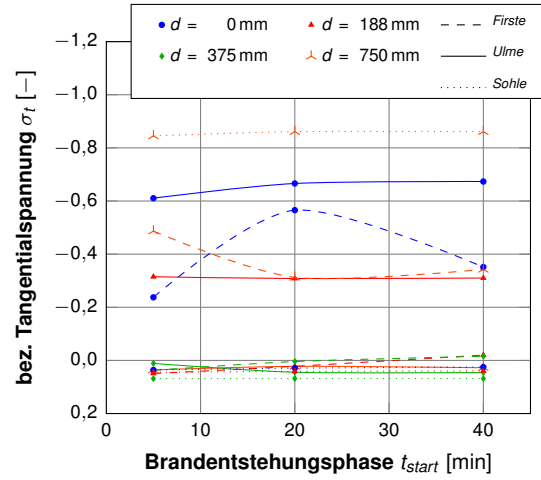
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.5:  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

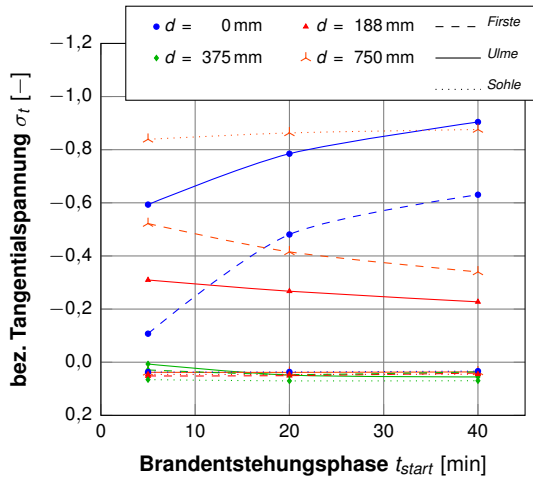
Abbildung F.6:  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)



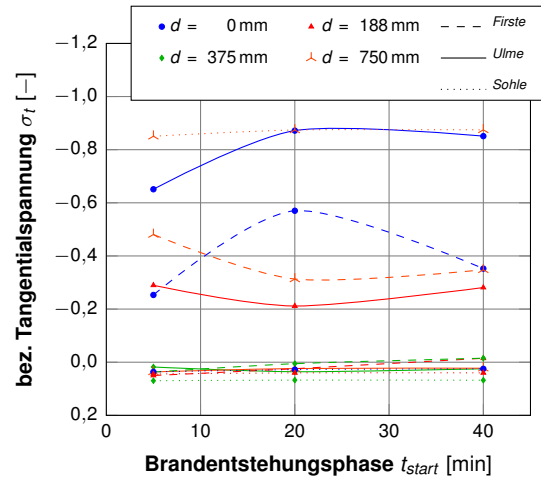
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



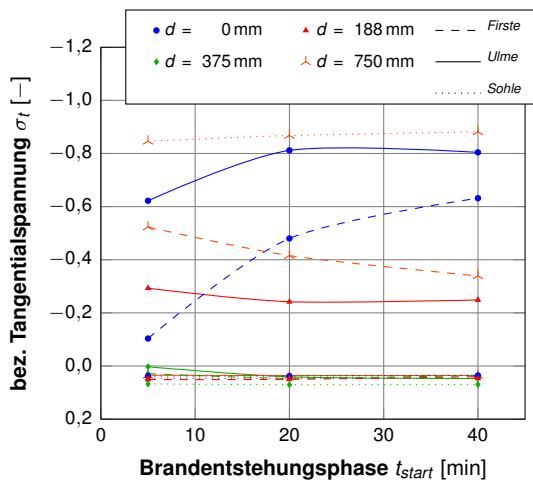
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



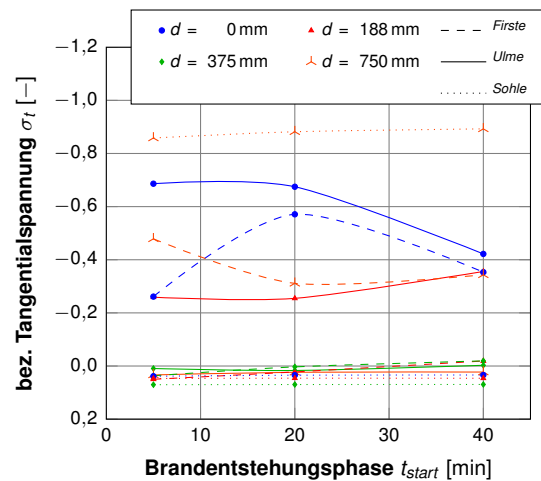
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



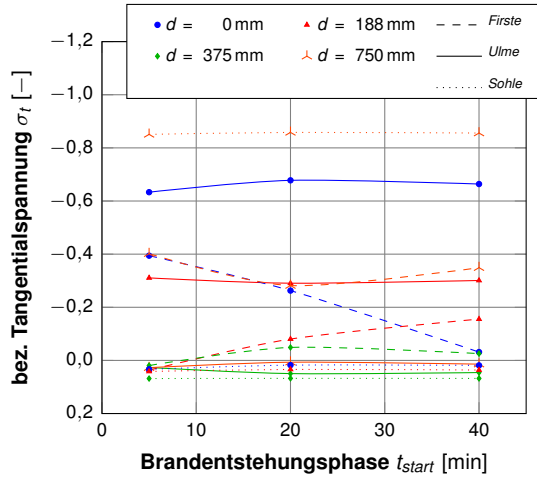
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



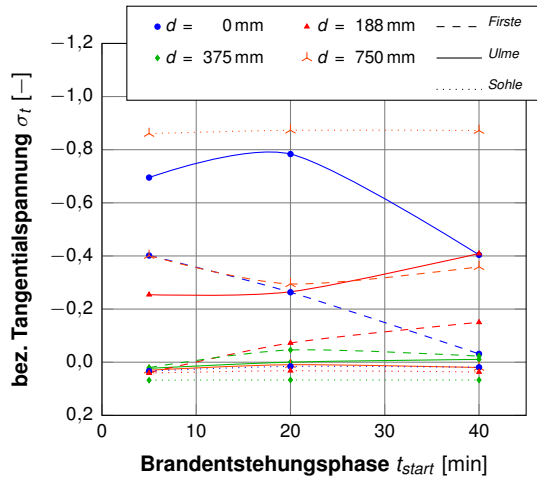
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.7:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Belastungsindex)

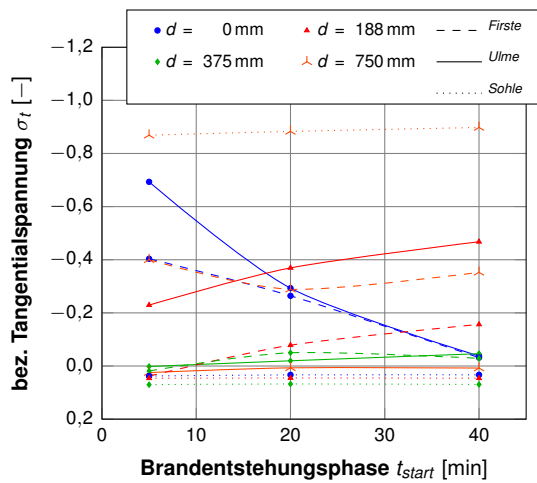
Abbildung F.8:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Belastungsindex)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



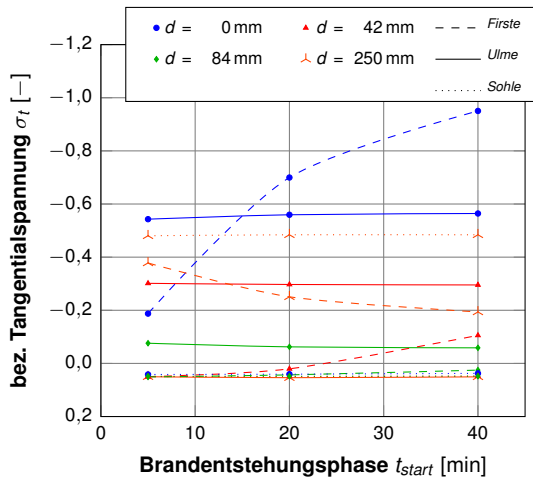
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



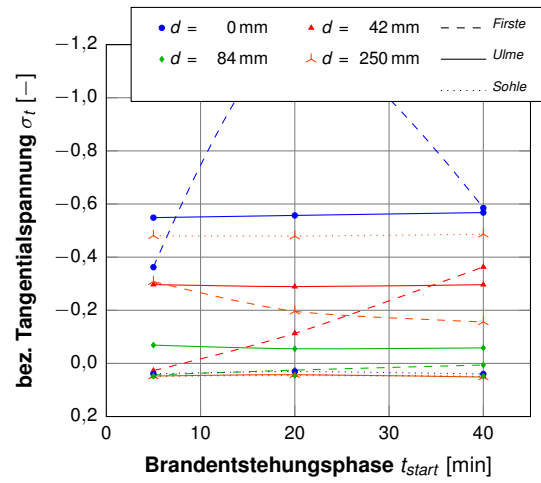
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.9:**  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
 (Belastungsindex)

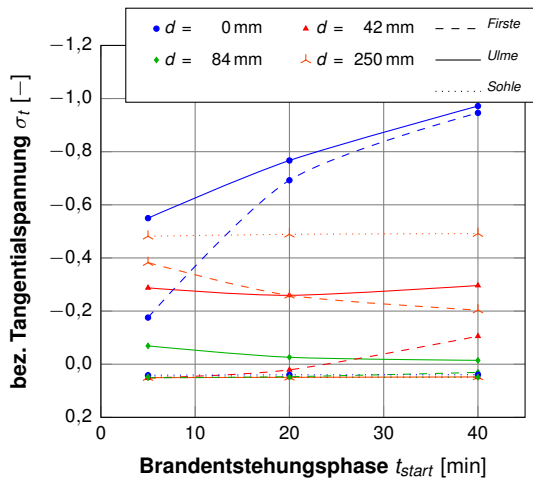




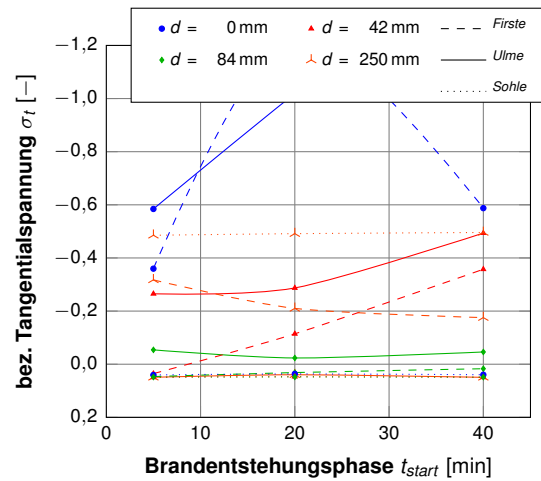
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



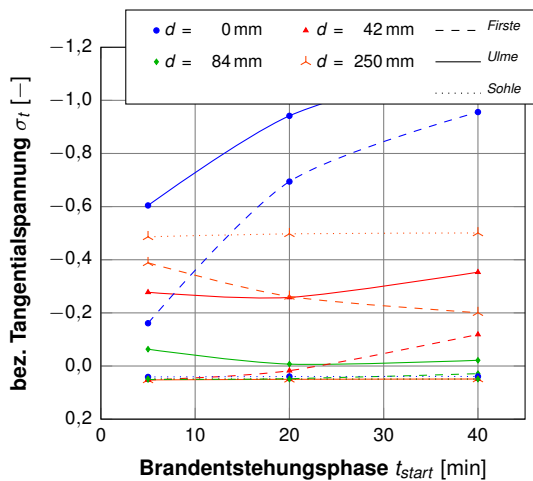
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



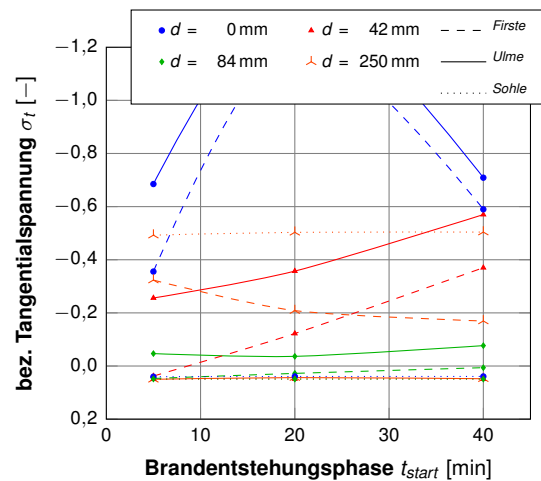
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



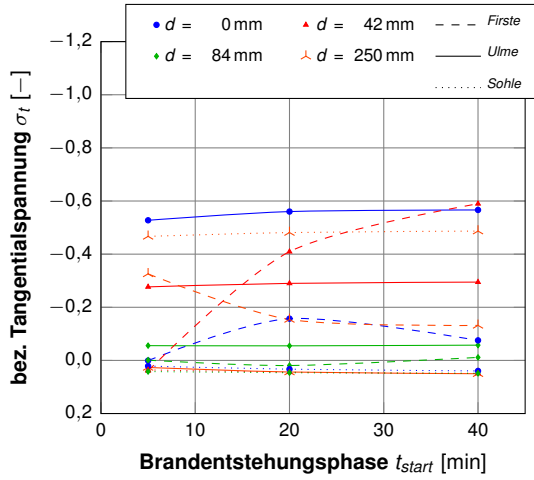
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



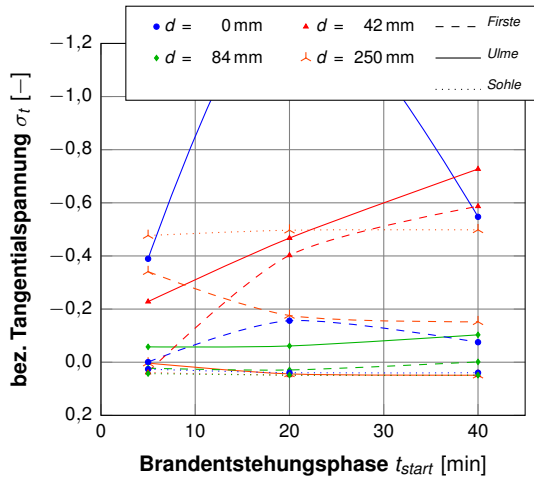
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.10:  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

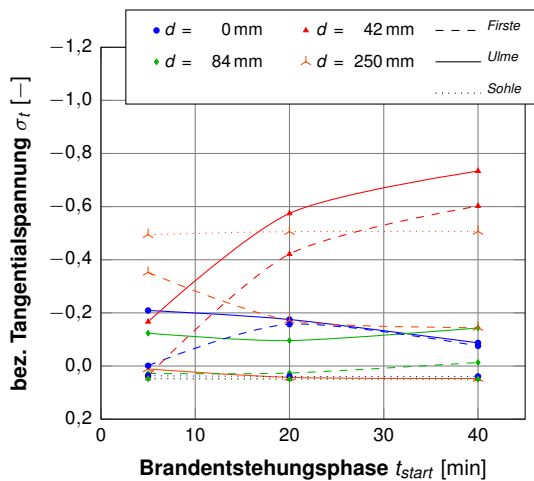
Abbildung F.11:  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

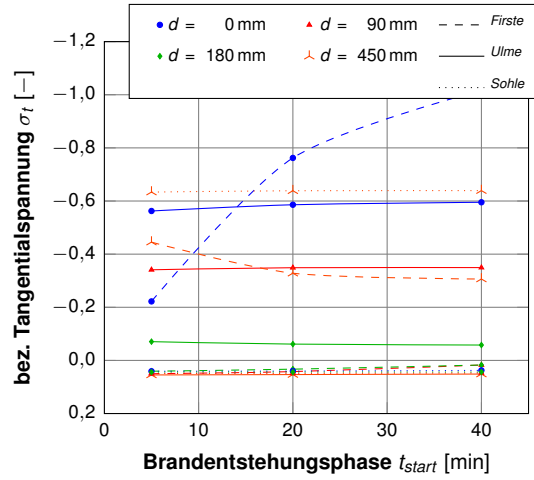


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

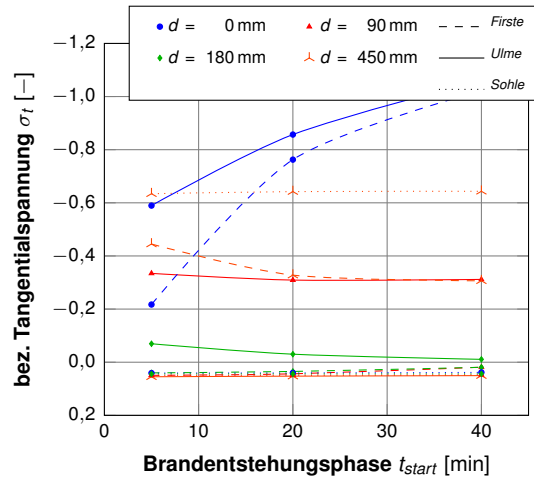


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

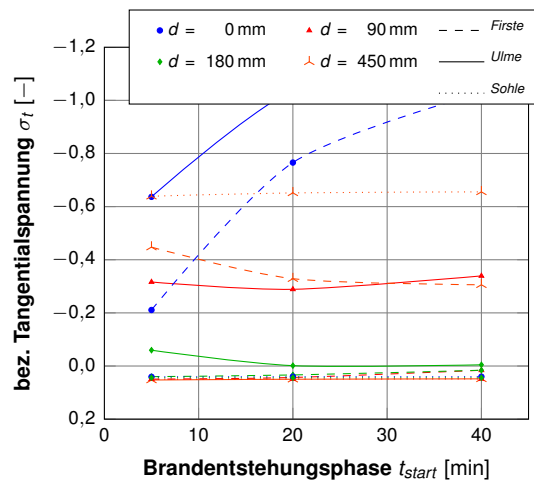
Abbildung F.12:  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

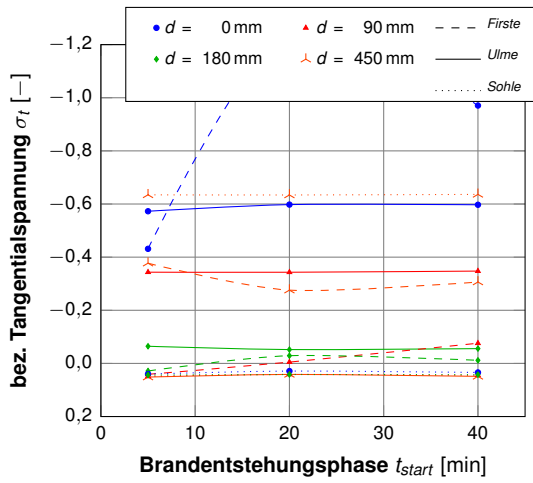


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

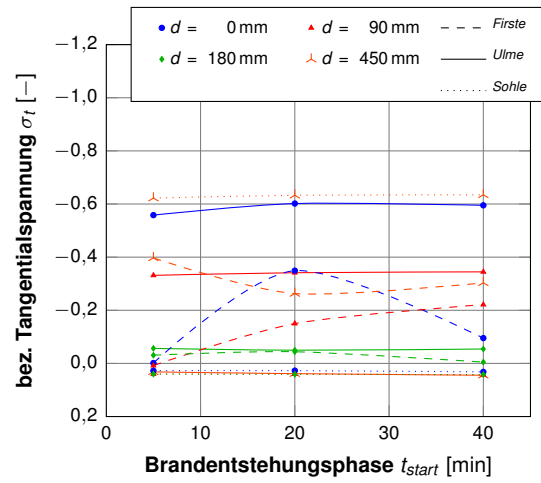


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

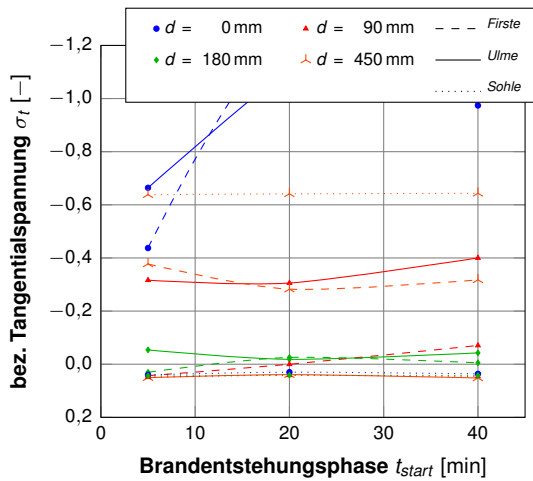
Abbildung F.13:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



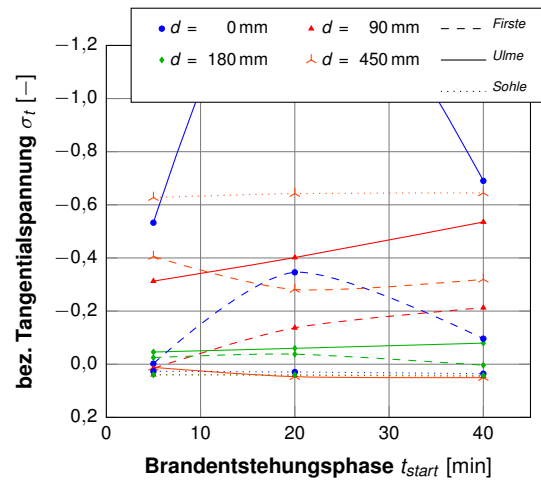
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



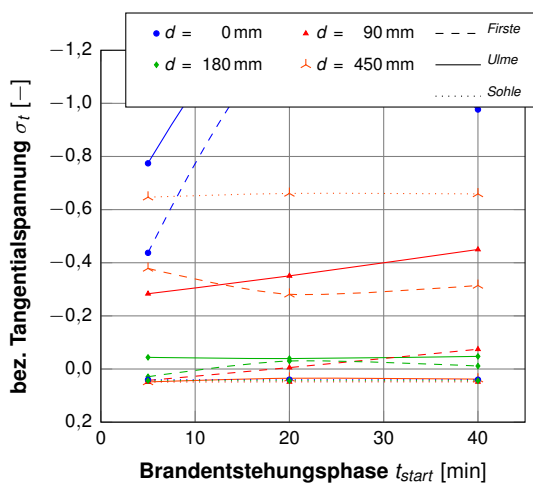
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



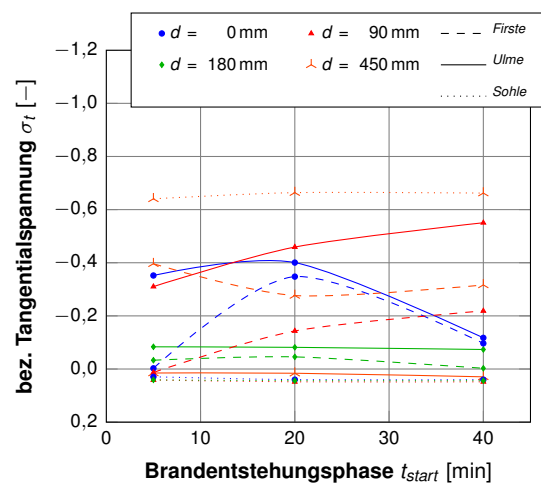
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



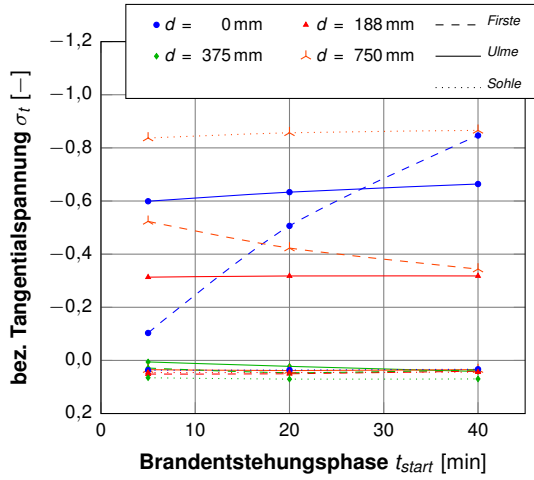
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



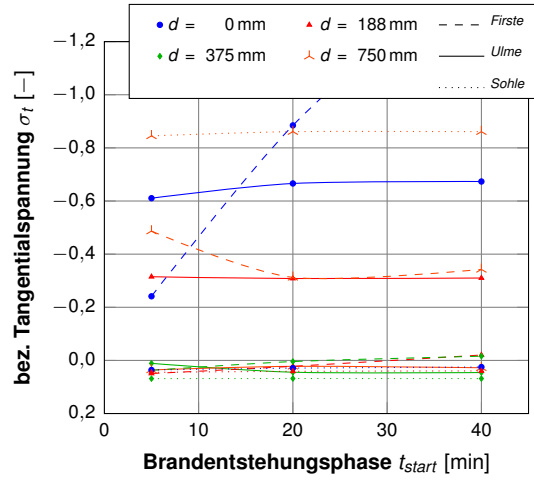
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.14:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

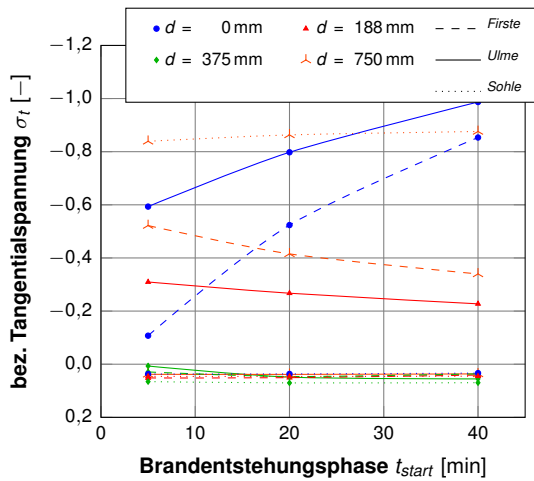
Abbildung F.15:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



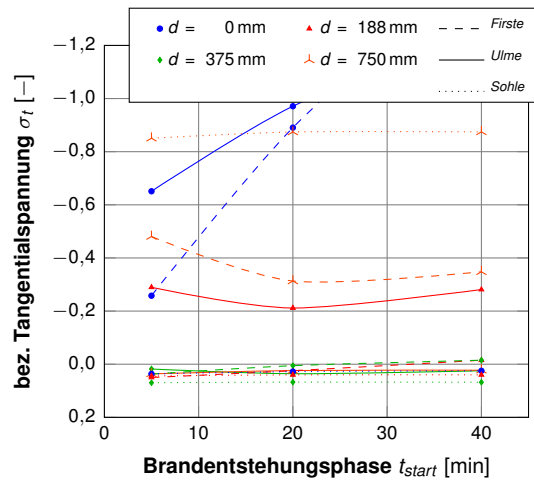
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



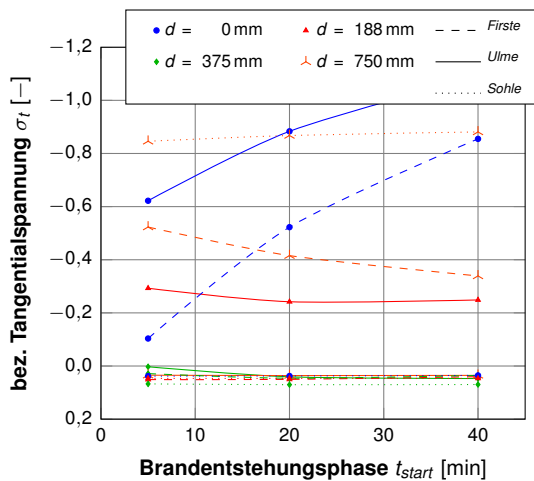
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



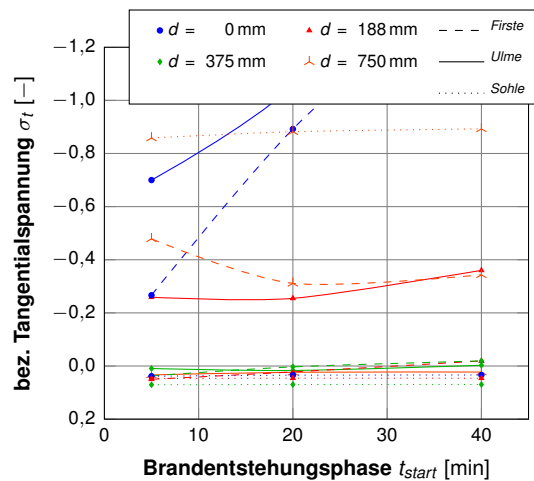
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



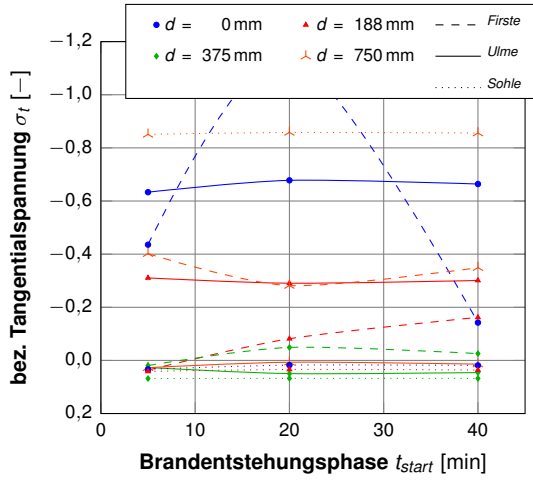
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



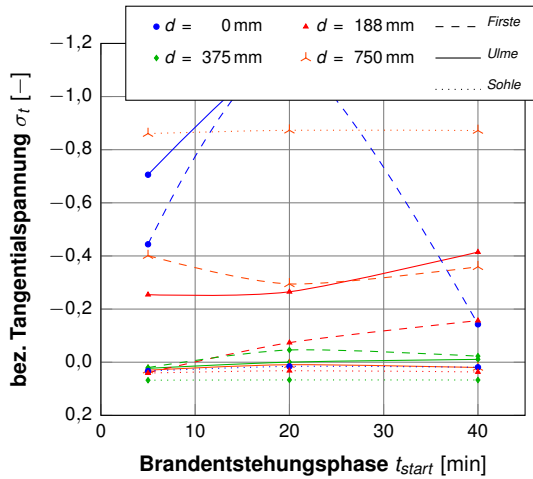
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.16:  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, einaxial)

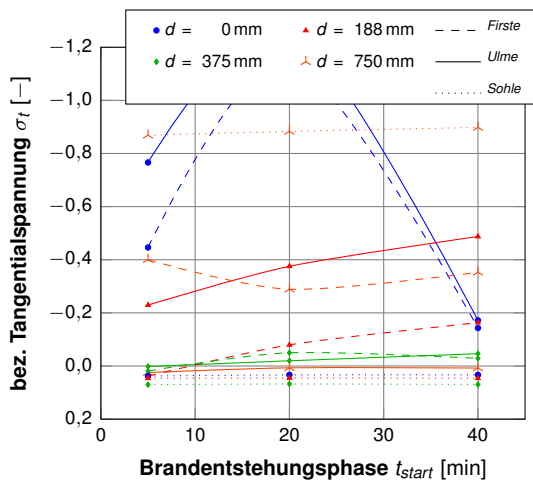
Abbildung F.17:  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, einaxial)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

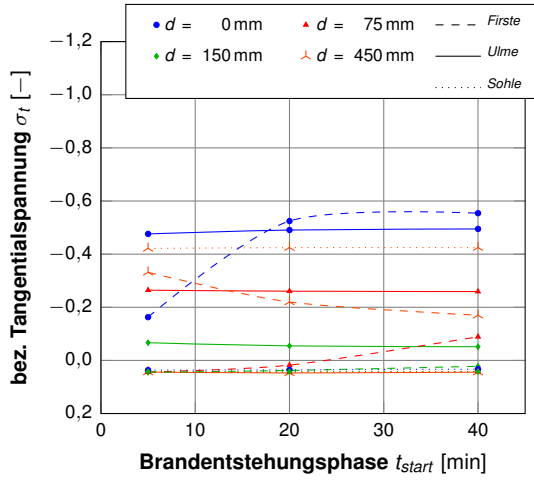


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

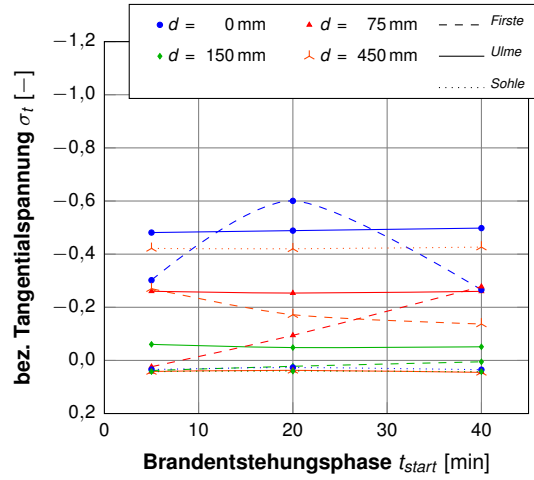


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

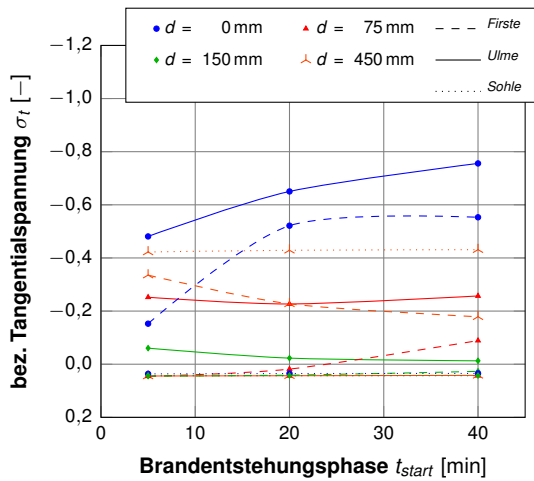
Abbildung F.18:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
(Auslastungsindex, einaxial)



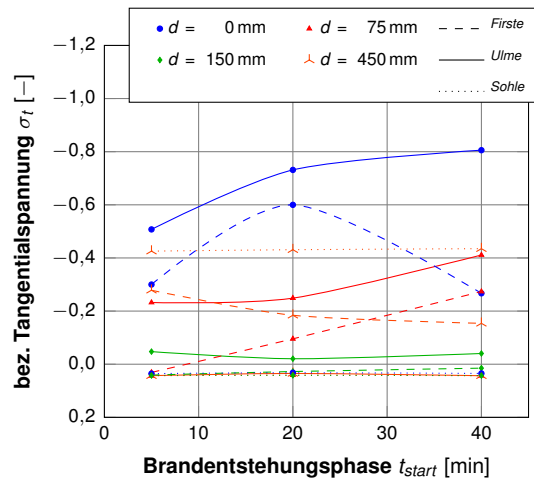
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



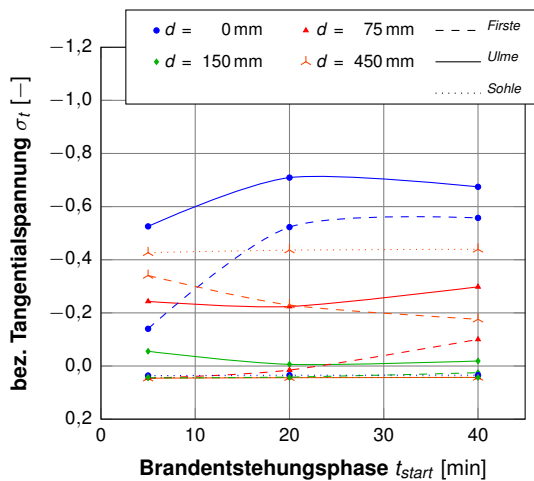
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



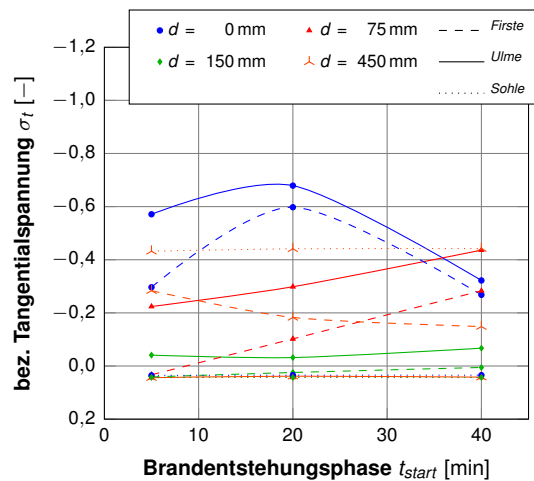
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



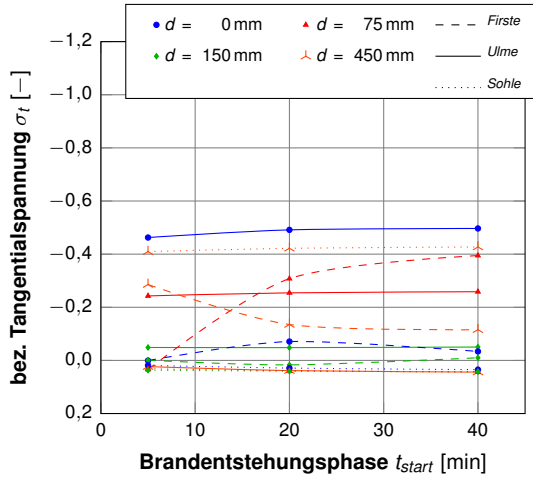
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



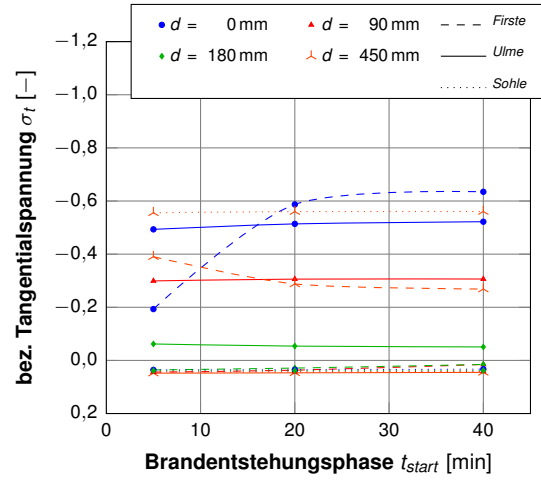
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.19:  $D_j = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900\text{ }^\circ\text{C}$   
(Auslastungsindex, zwei axial)

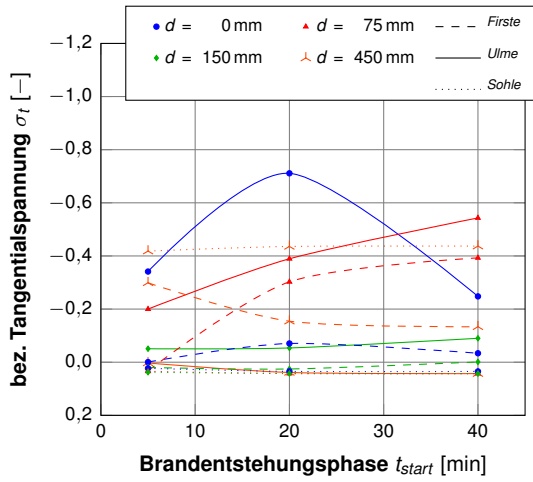
Abbildung F.20:  $D_j = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200\text{ }^\circ\text{C}$   
(Auslastungsindex, zwei axial)



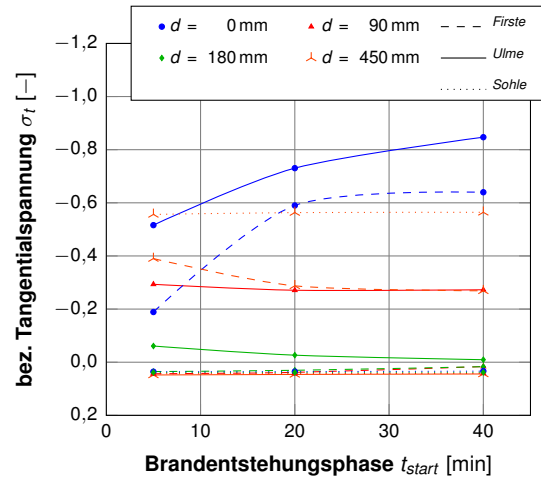
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



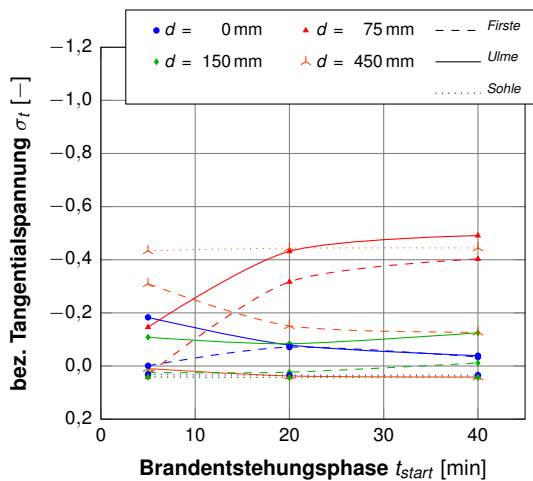
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



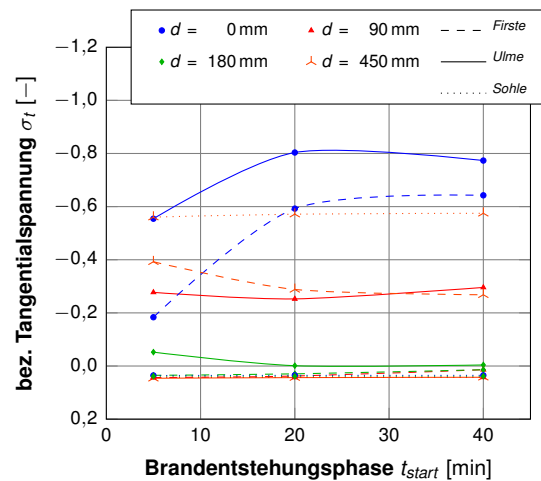
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



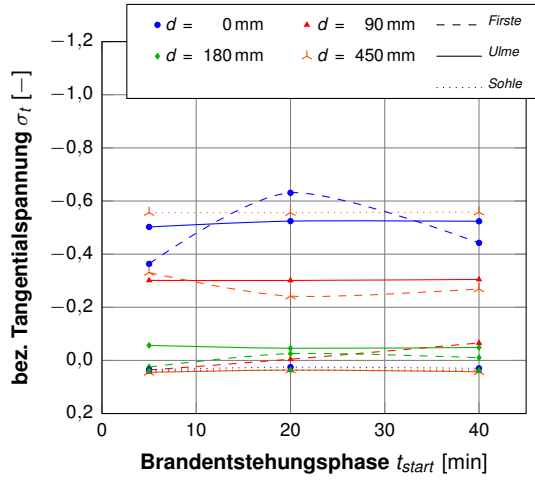
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



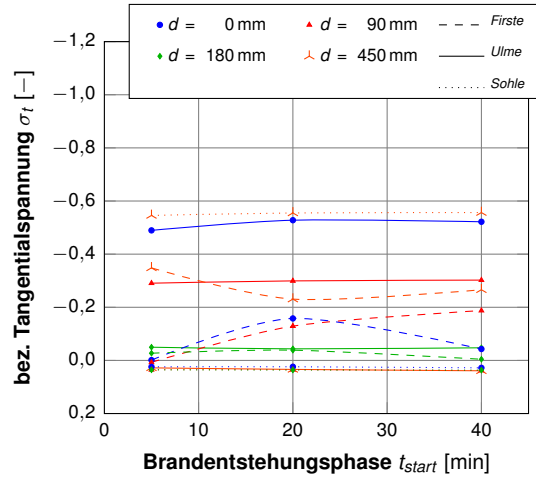
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.21:  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

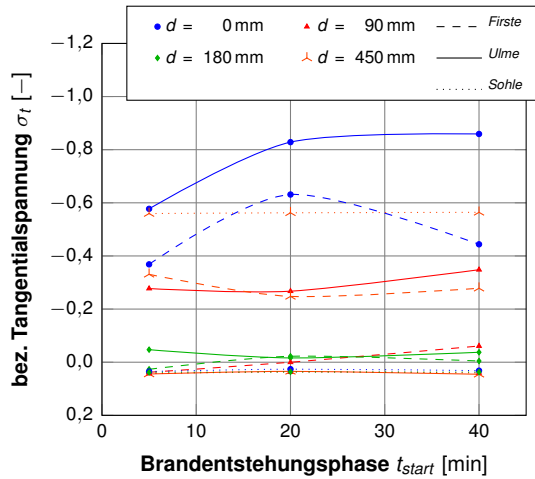
Abbildung F.22:  $D_j = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)



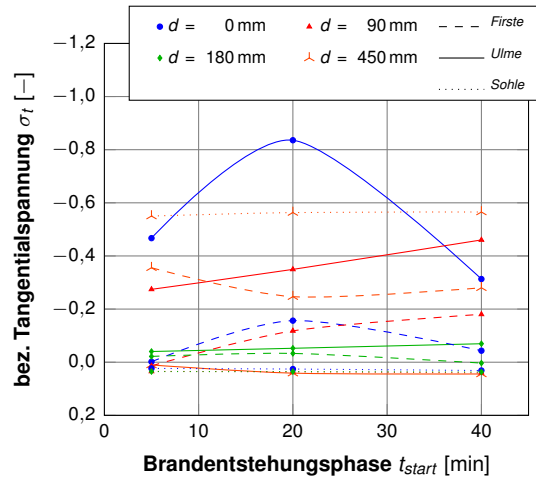
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



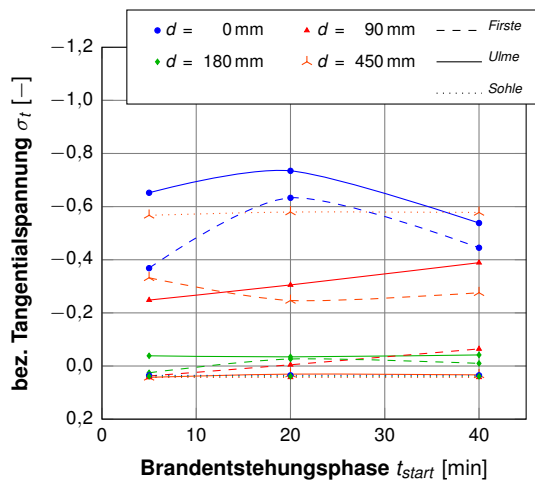
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



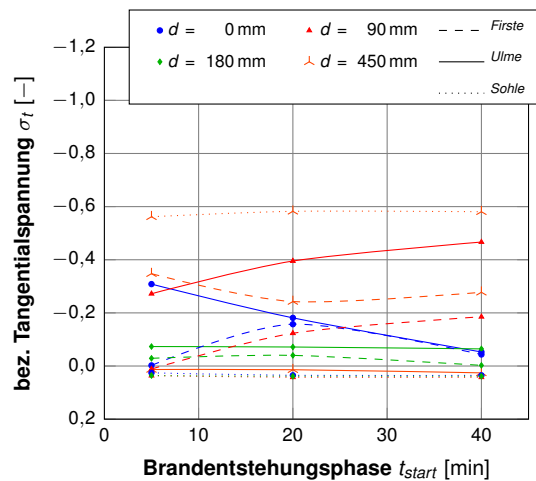
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

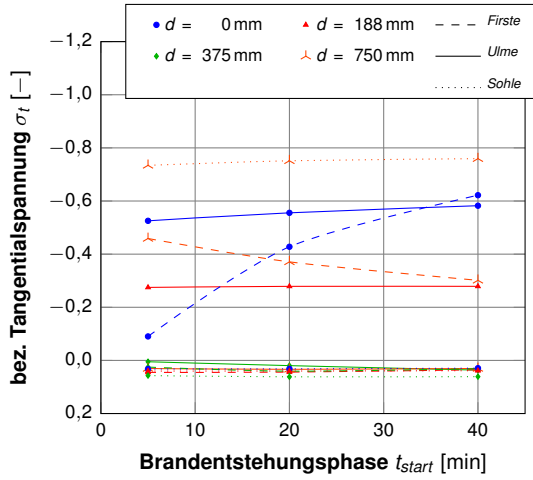


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

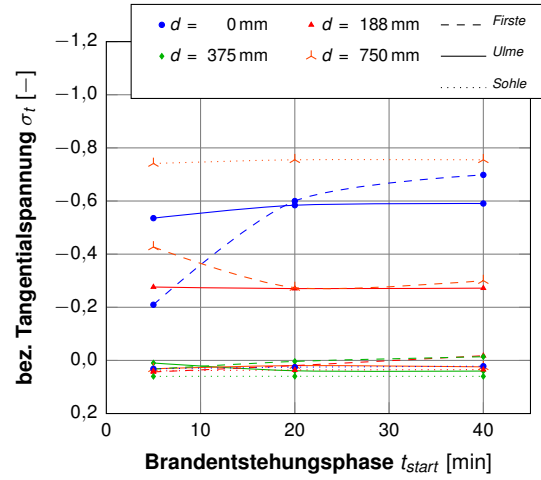
Abbildung F.23:  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 450 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, zwei axial)

Abbildung F.24:  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 450 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, zwei axial)

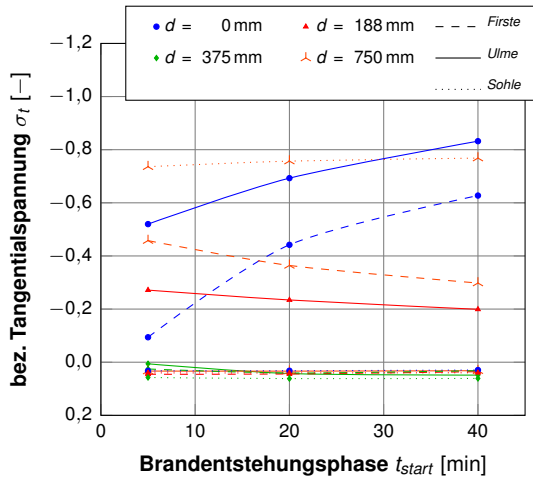




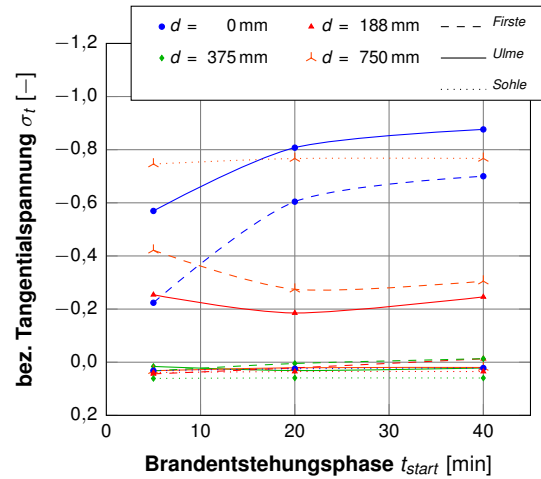
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



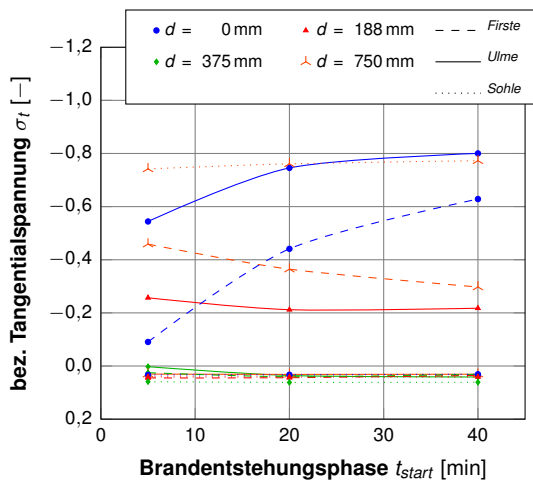
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



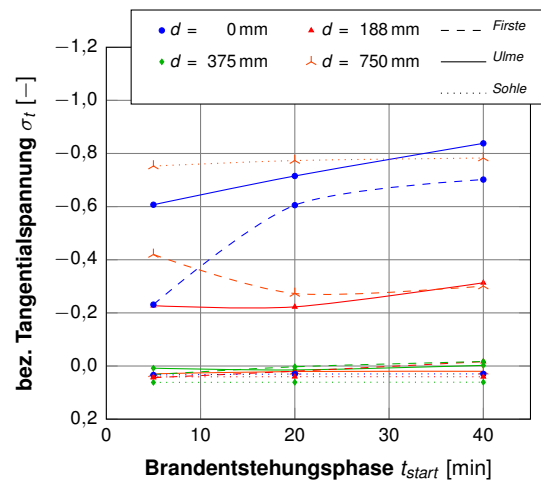
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



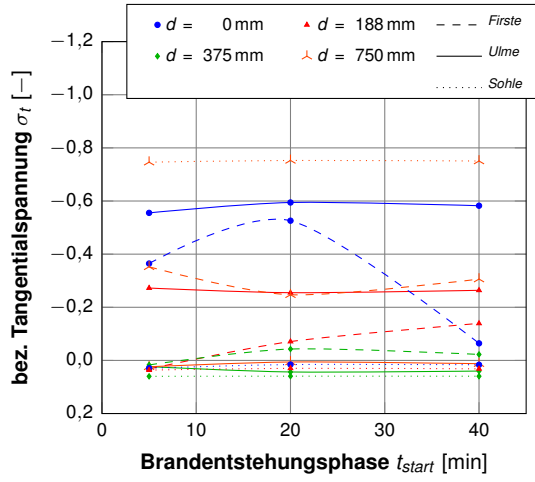
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



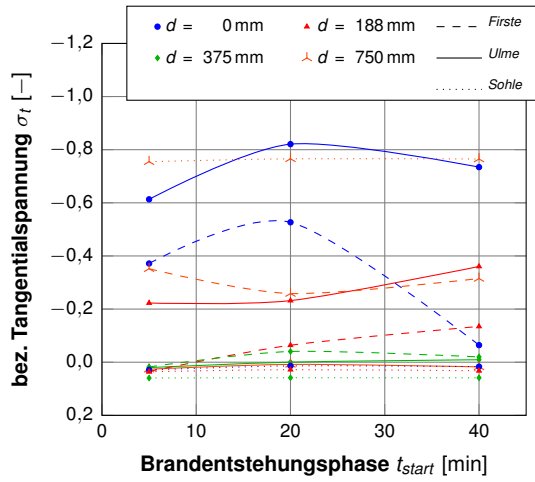
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.25:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

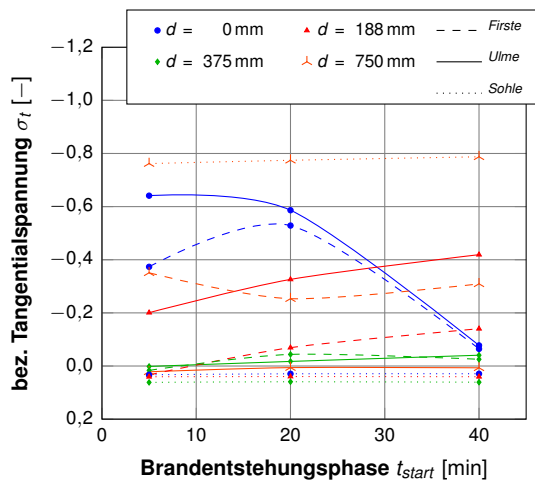
Abbildung F.26:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.27:**  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
 (Auslastungsindex, zweiaxial)



## **F.2 Spannungsentwicklung am Ende der Vollbrandphase**

### **F.2.1 Einfluss der Brandentstehungsphase $t_{start}$**

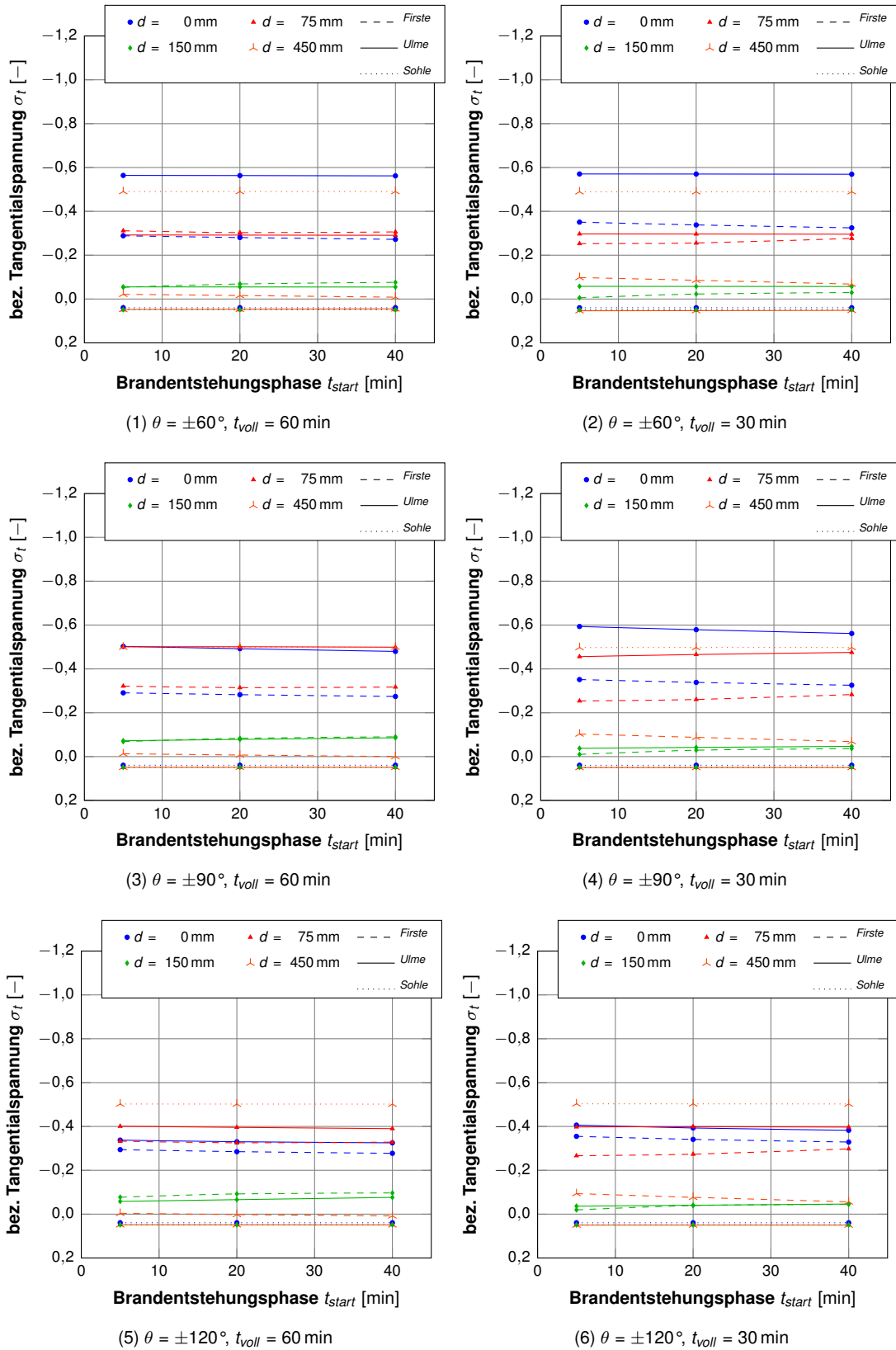


Abbildung F.28: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Belastungsindex)

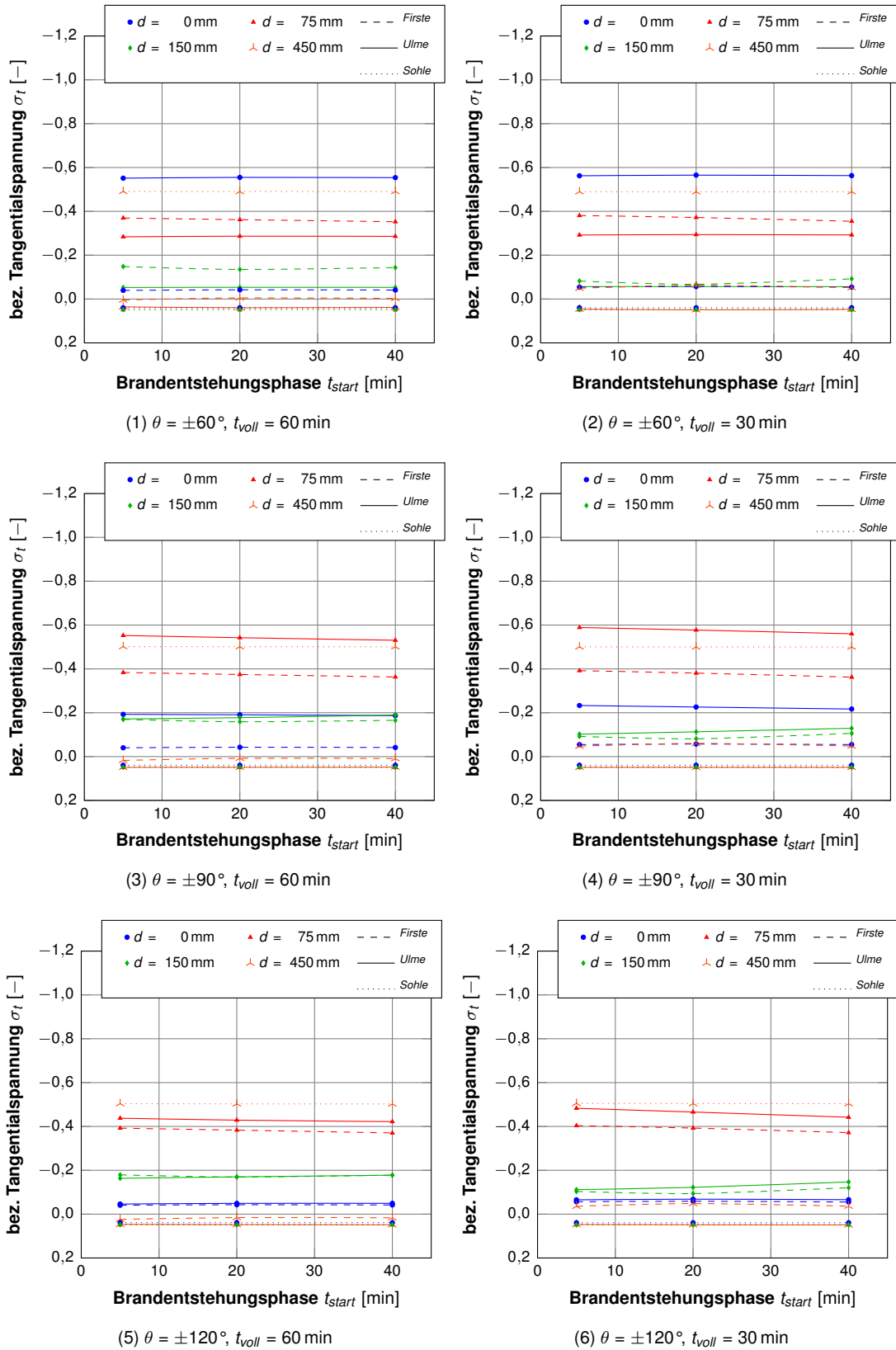


Abbildung F.29: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Belastungsindex)

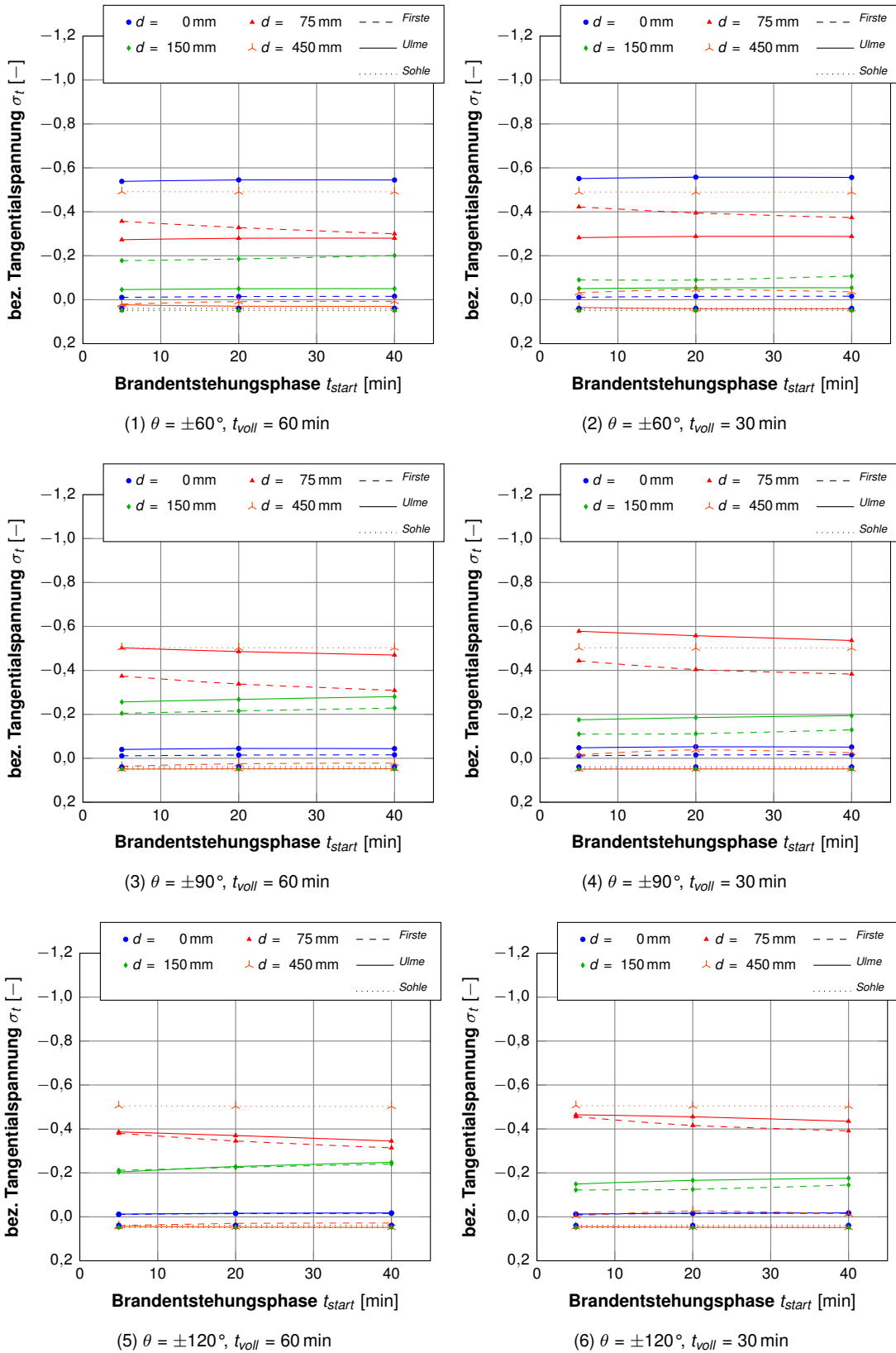


Abbildung F.30: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Belastungsindex)

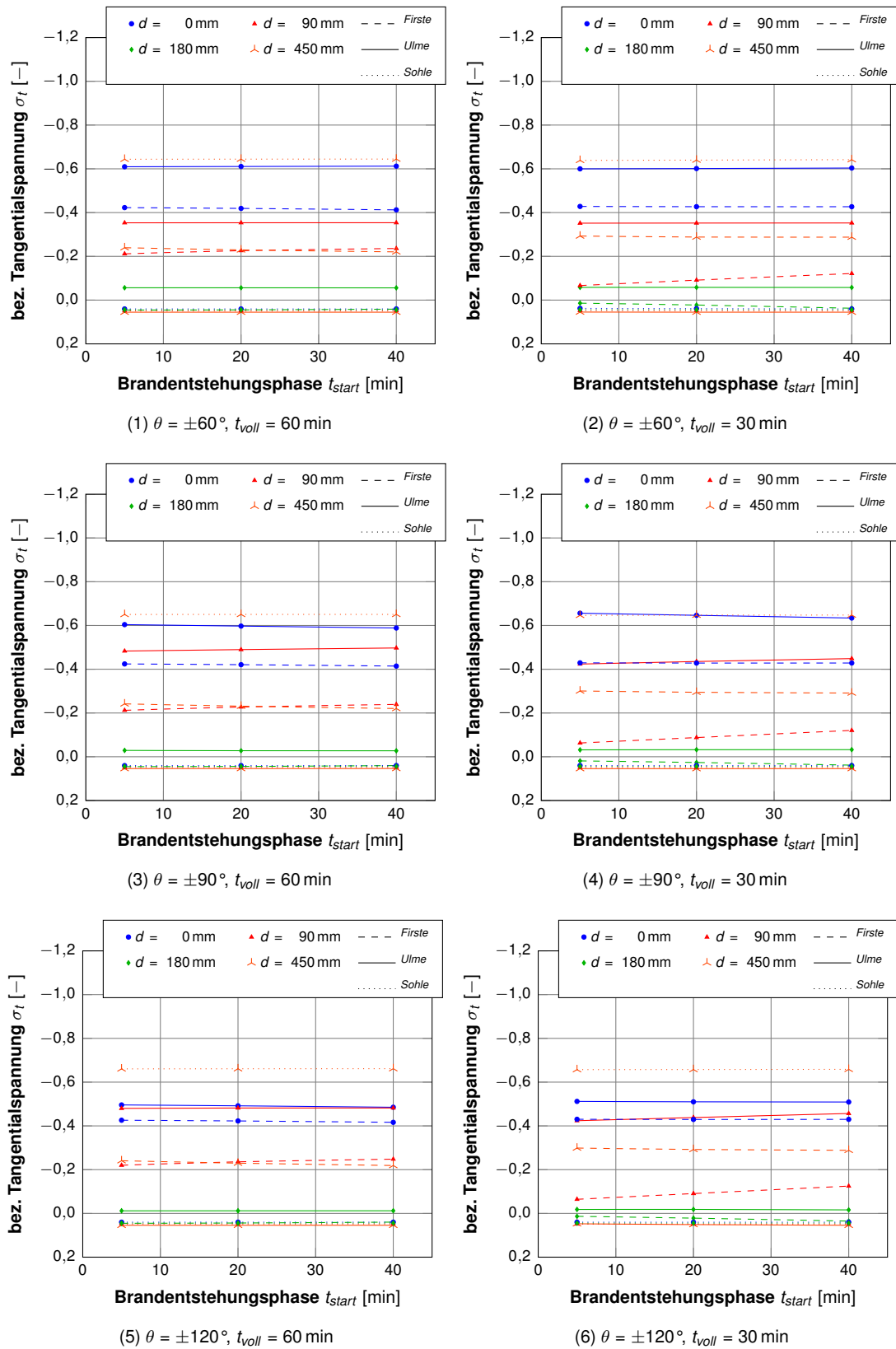


Abbildung F.31: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Belastungsindex)

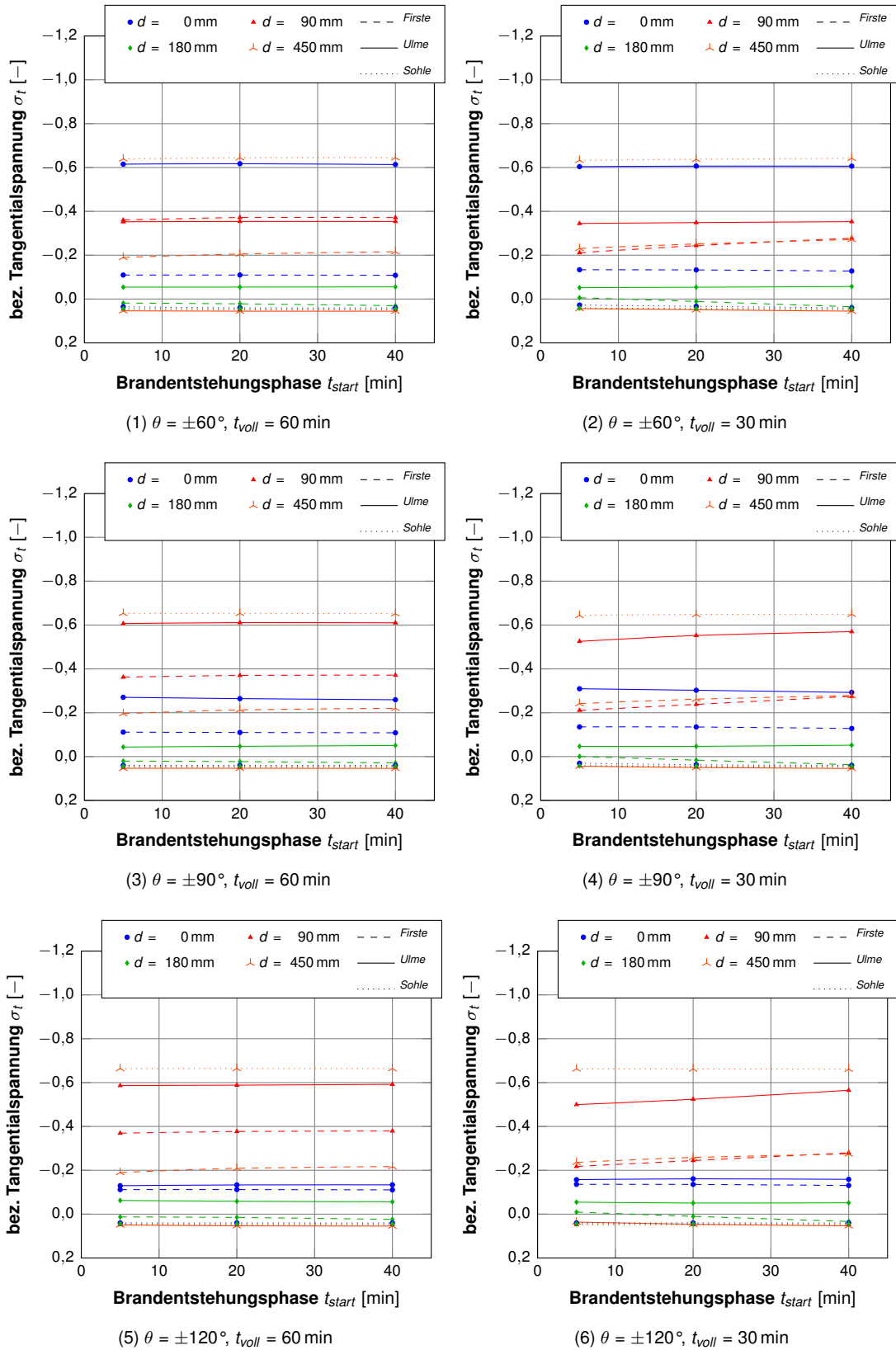


Abbildung F.32: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Belastungsindex)



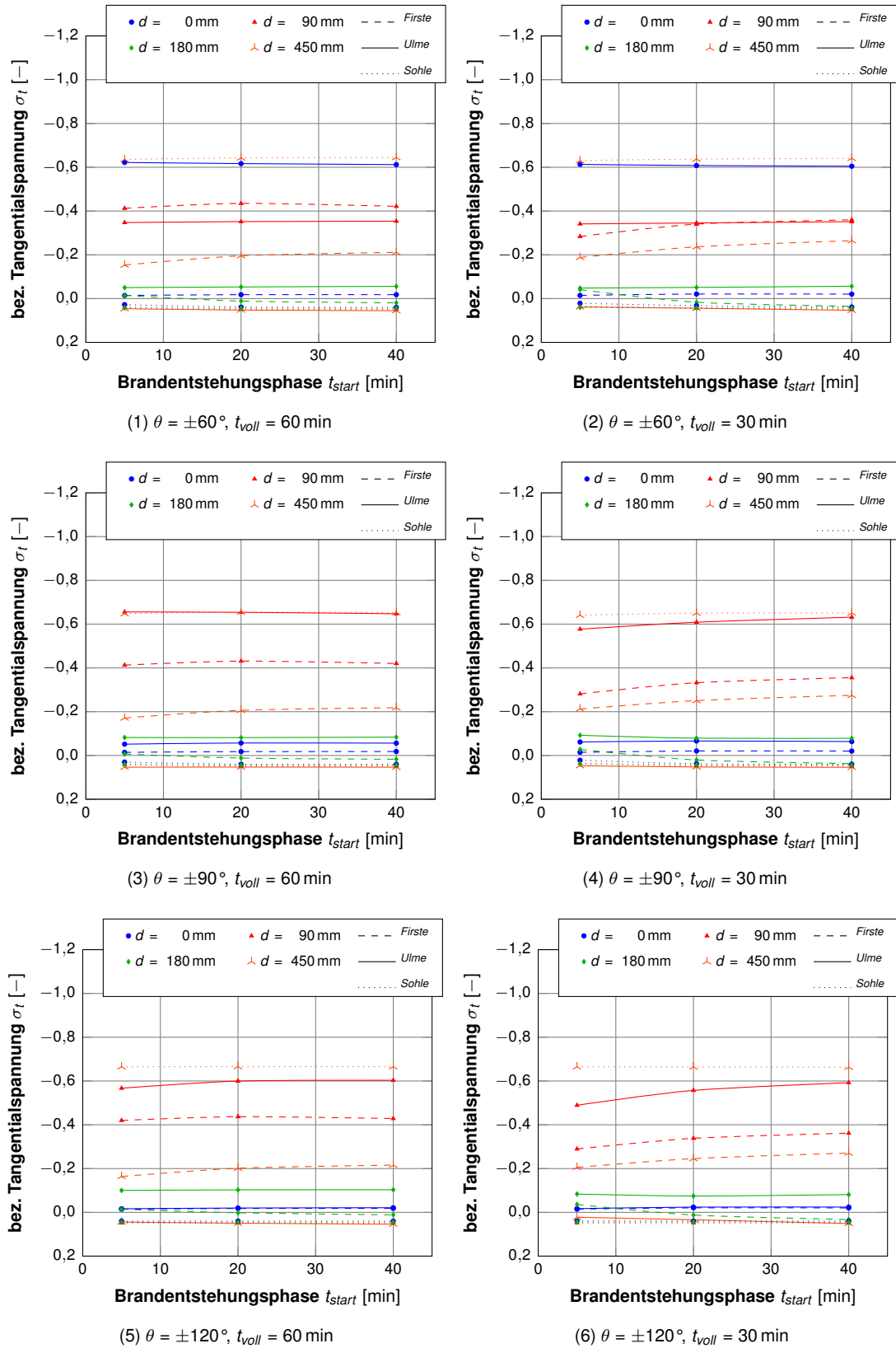


Abbildung F.33: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Belastungsindex)

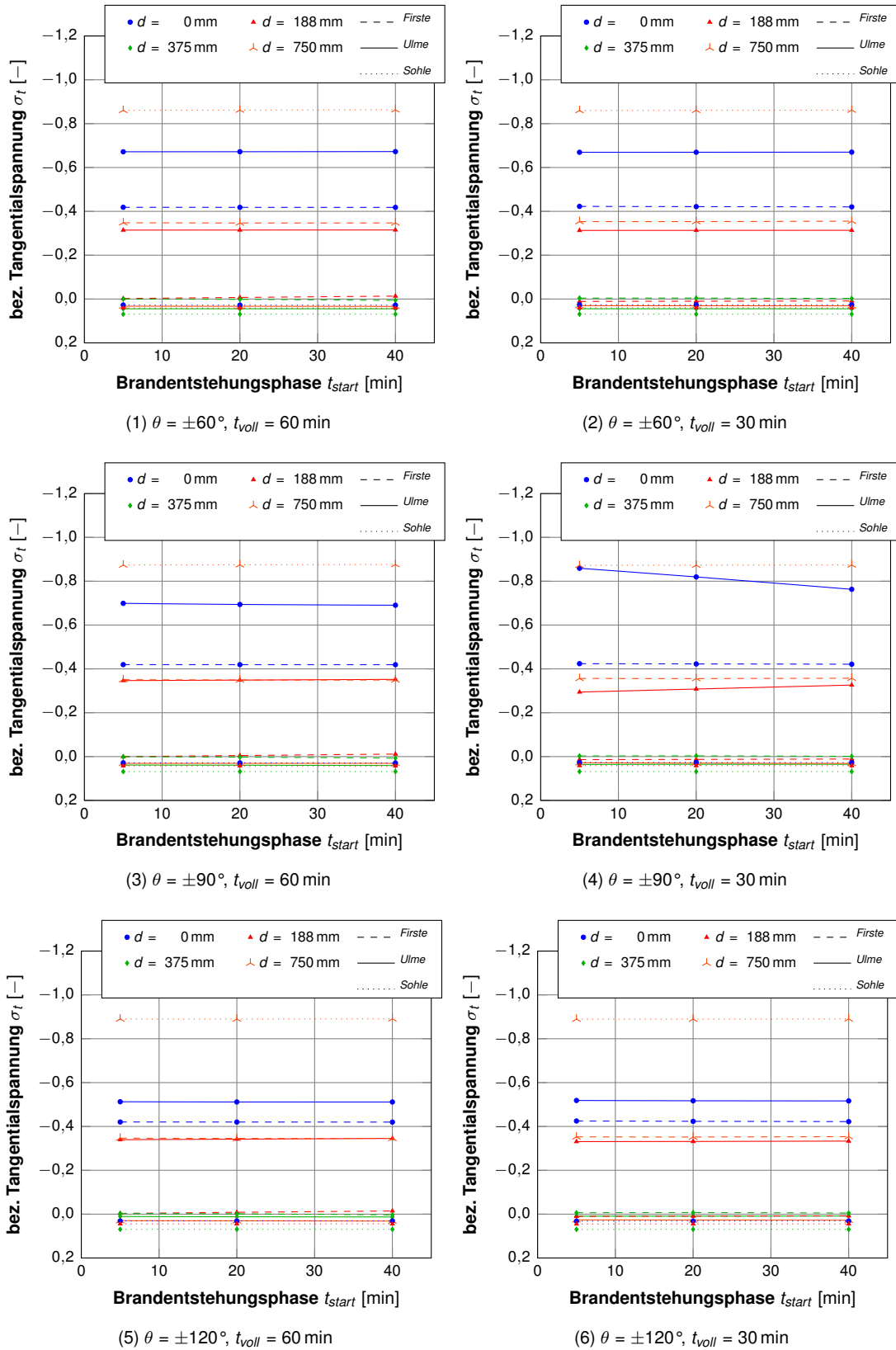


Abbildung F.34: Einfluss der Dauer der Brandtsteigungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Belastungsindex)

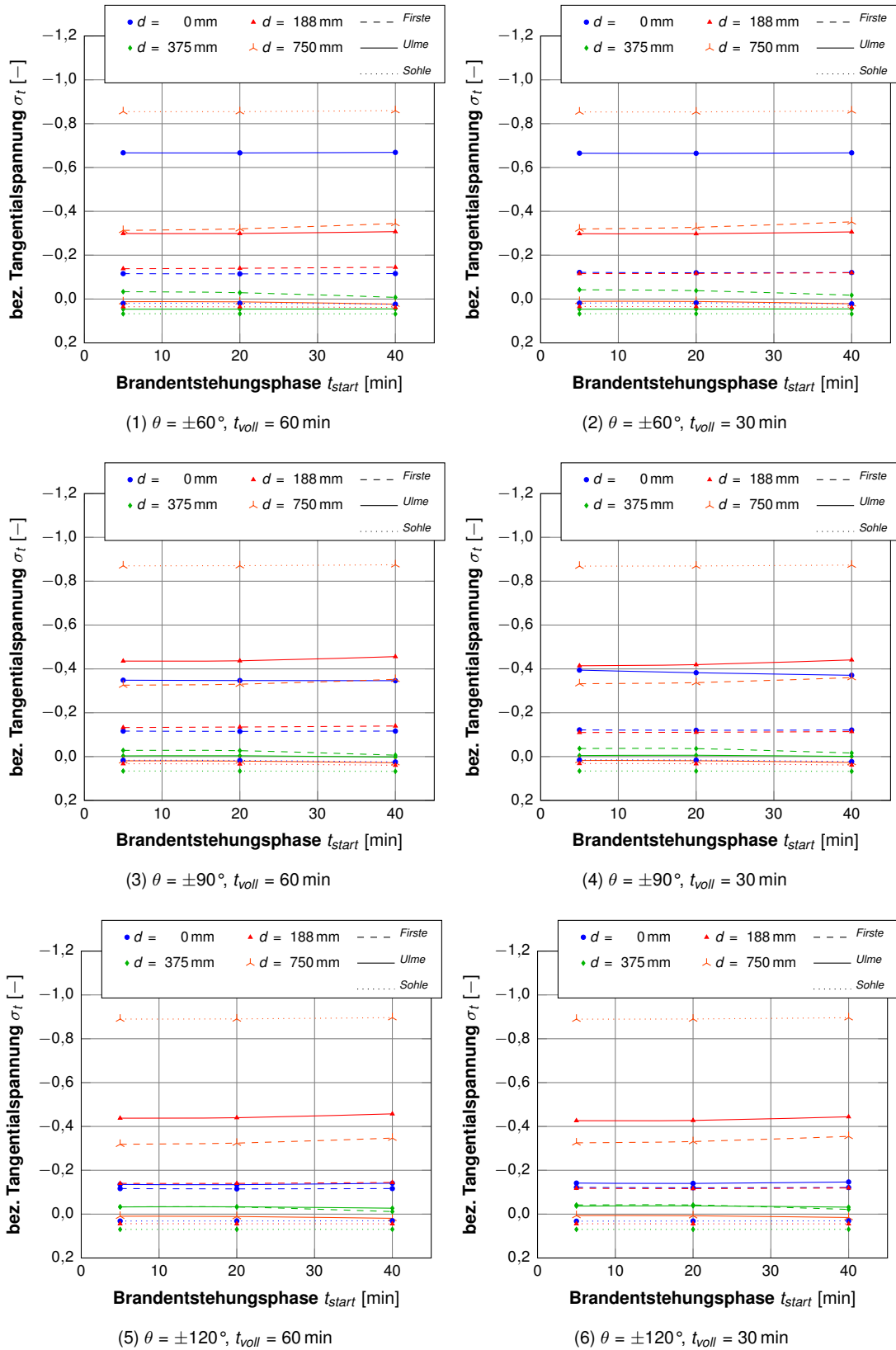


Abbildung F.35: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Belastungsindex)

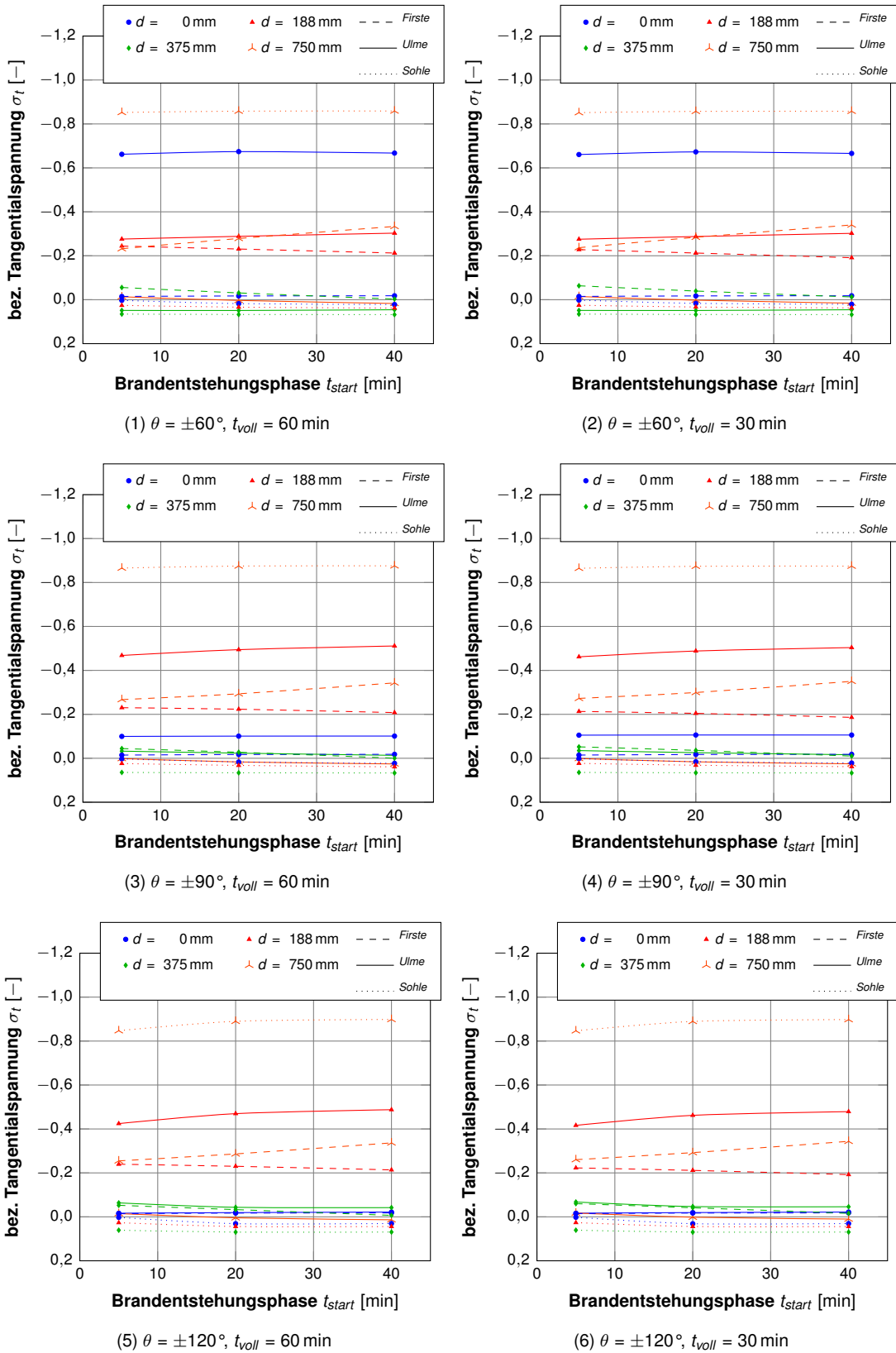


Abbildung F.36: Einfluss der Dauer der Brandtsteigungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Belastungsindex)

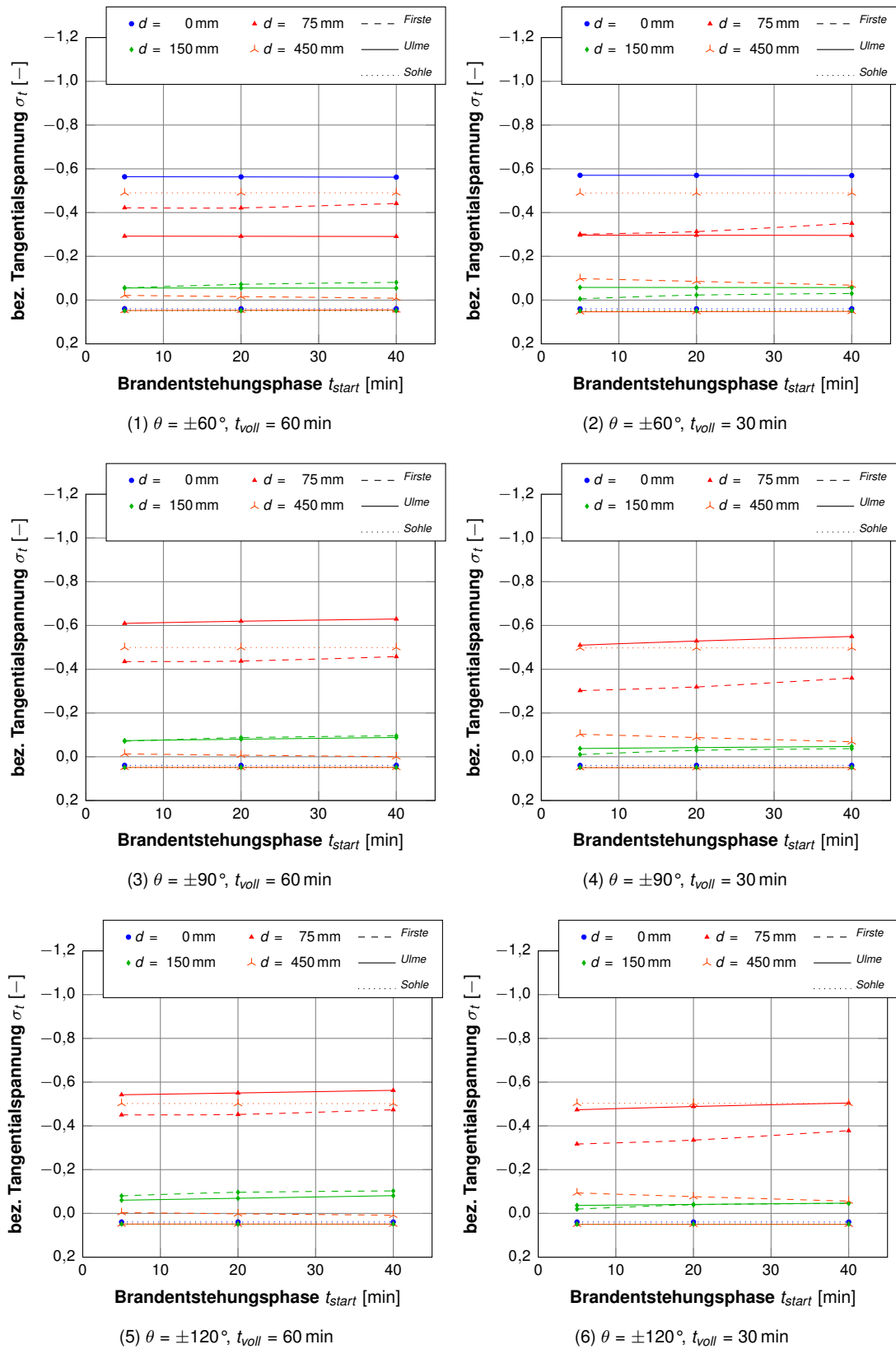


Abbildung F.37: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

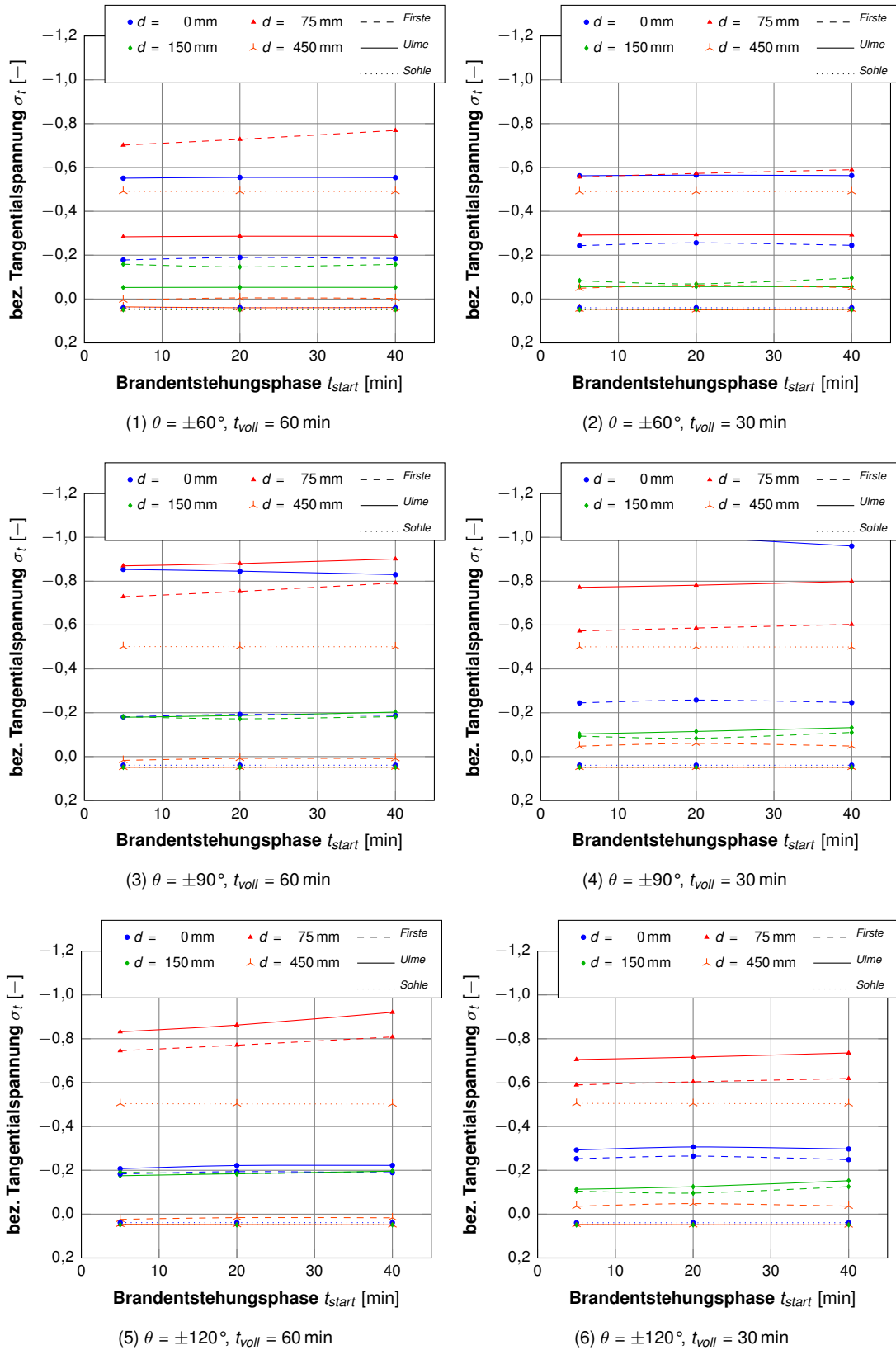


Abbildung F.38: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

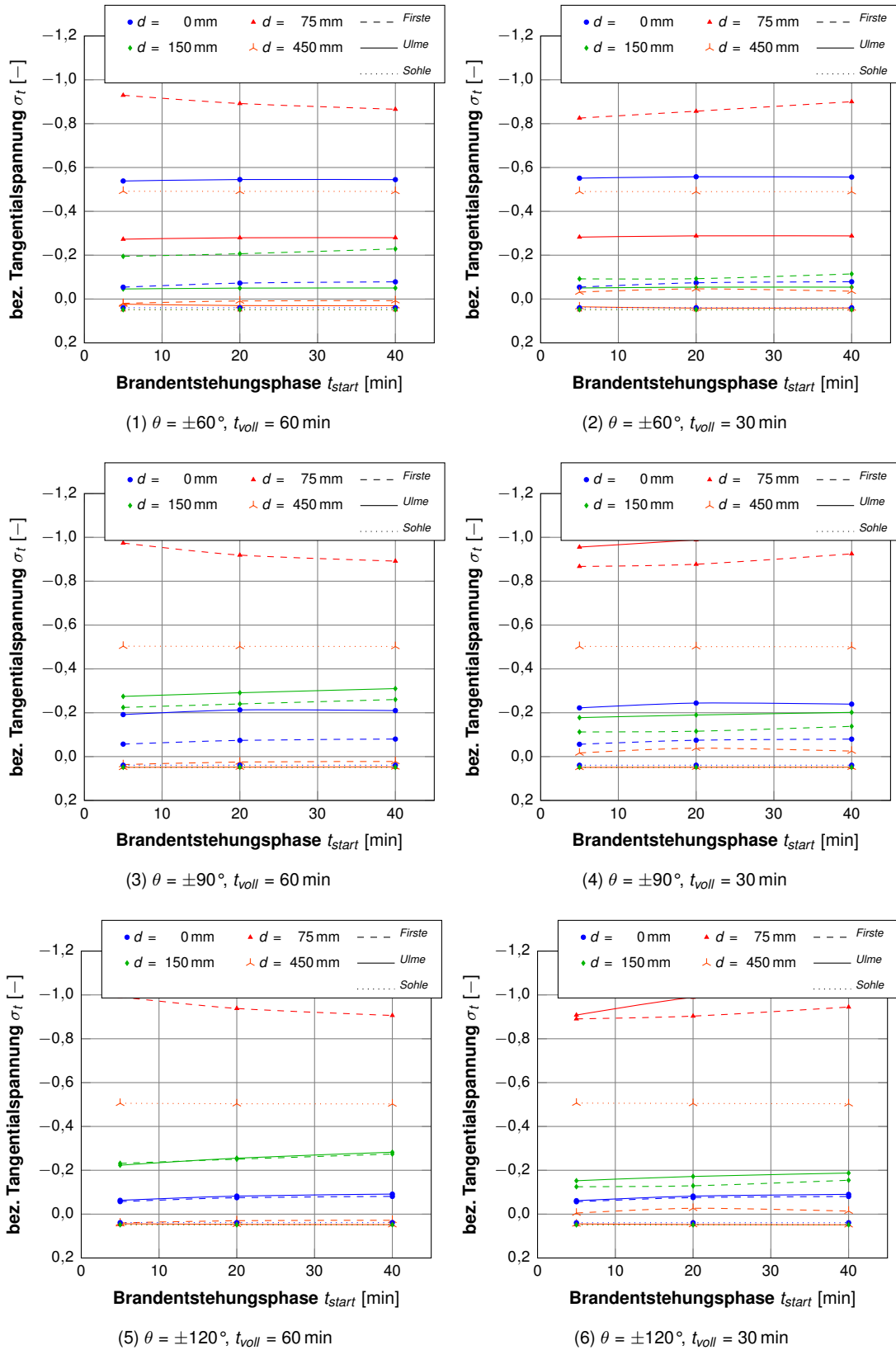


Abbildung F.39: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

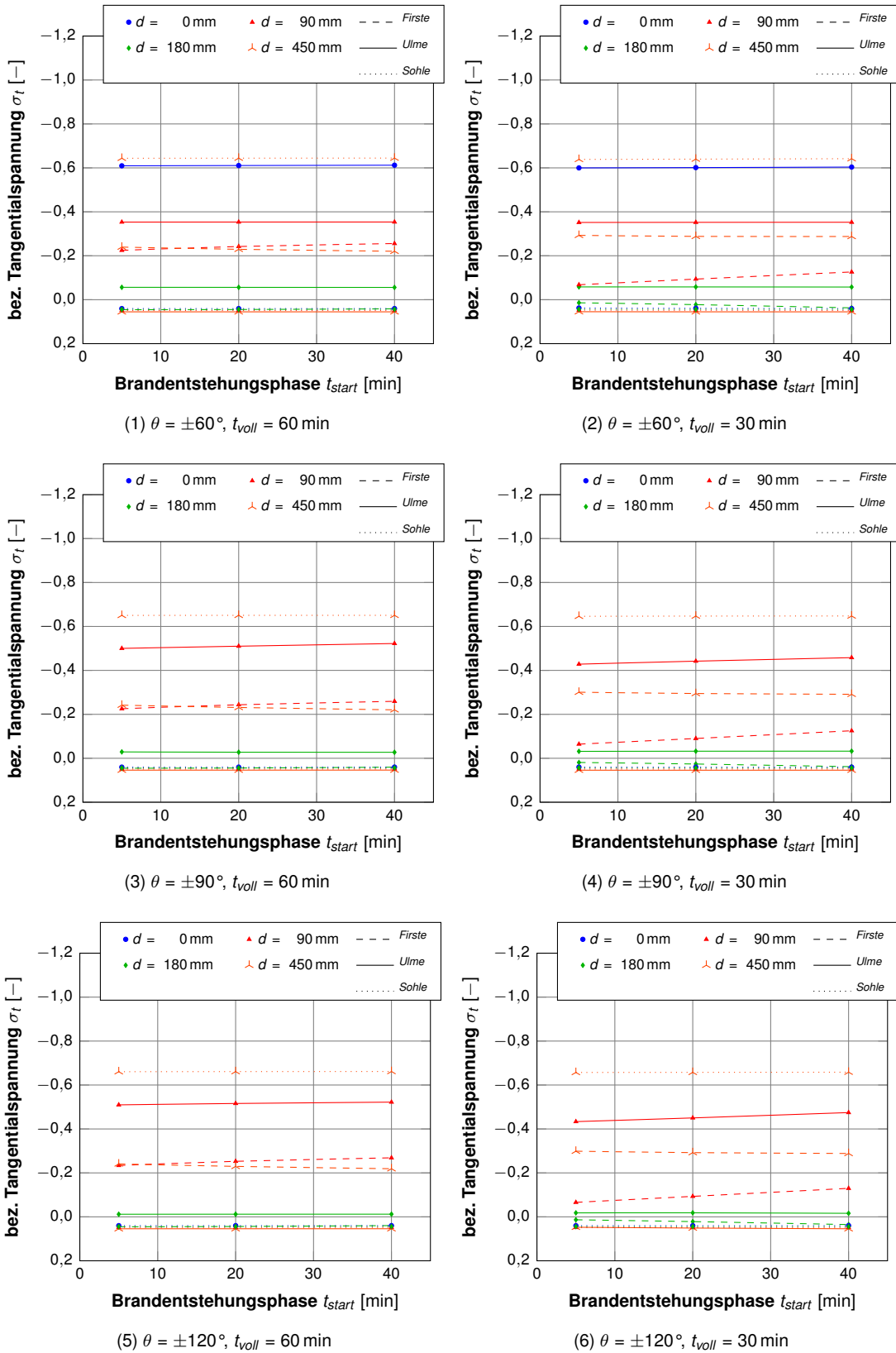


Abbildung F.40: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_G = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



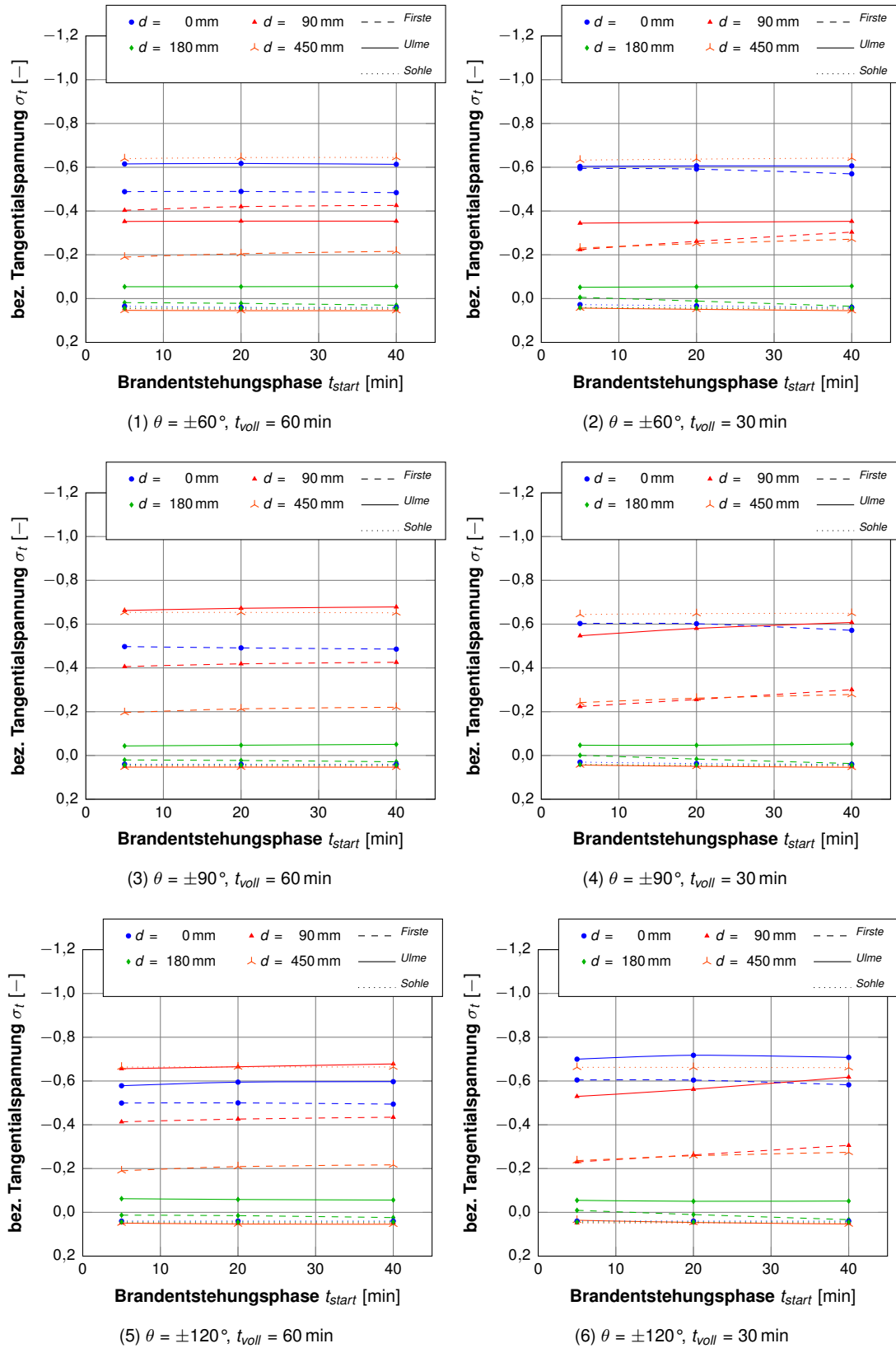


Abbildung F.41: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

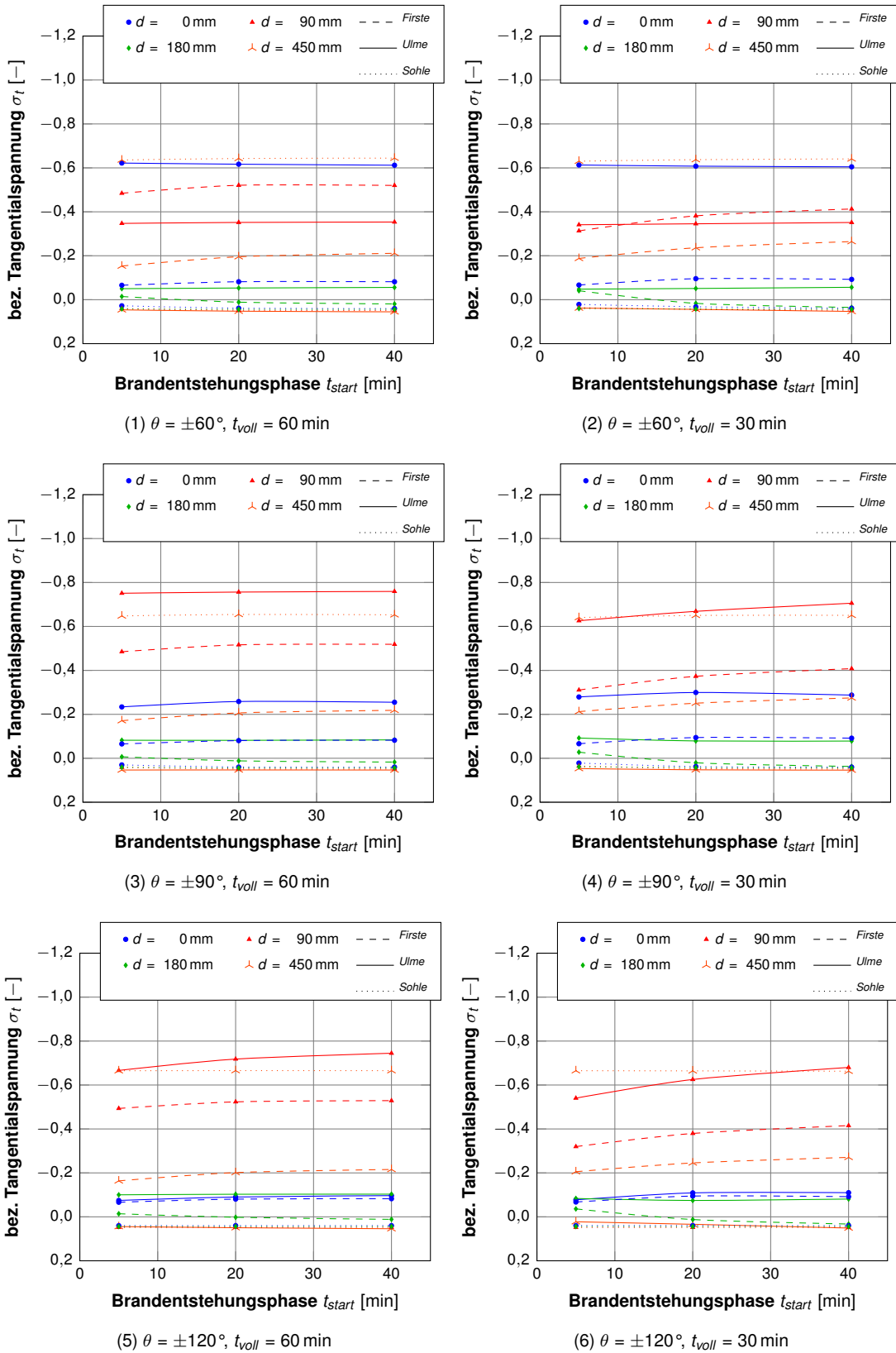


Abbildung F.42: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 450 \text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$  (Auslastungsindex, einaxial)

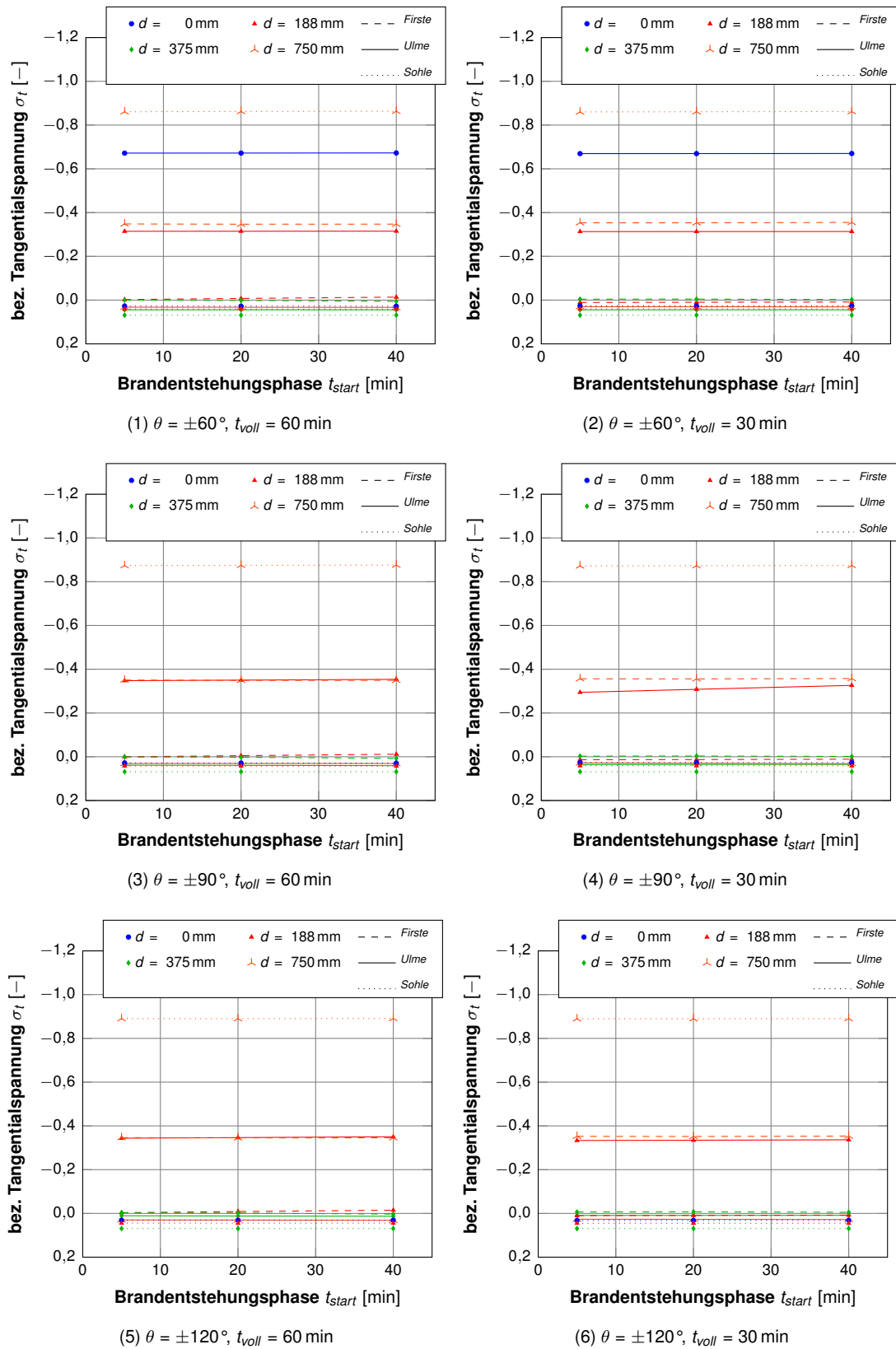


Abbildung F.43: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

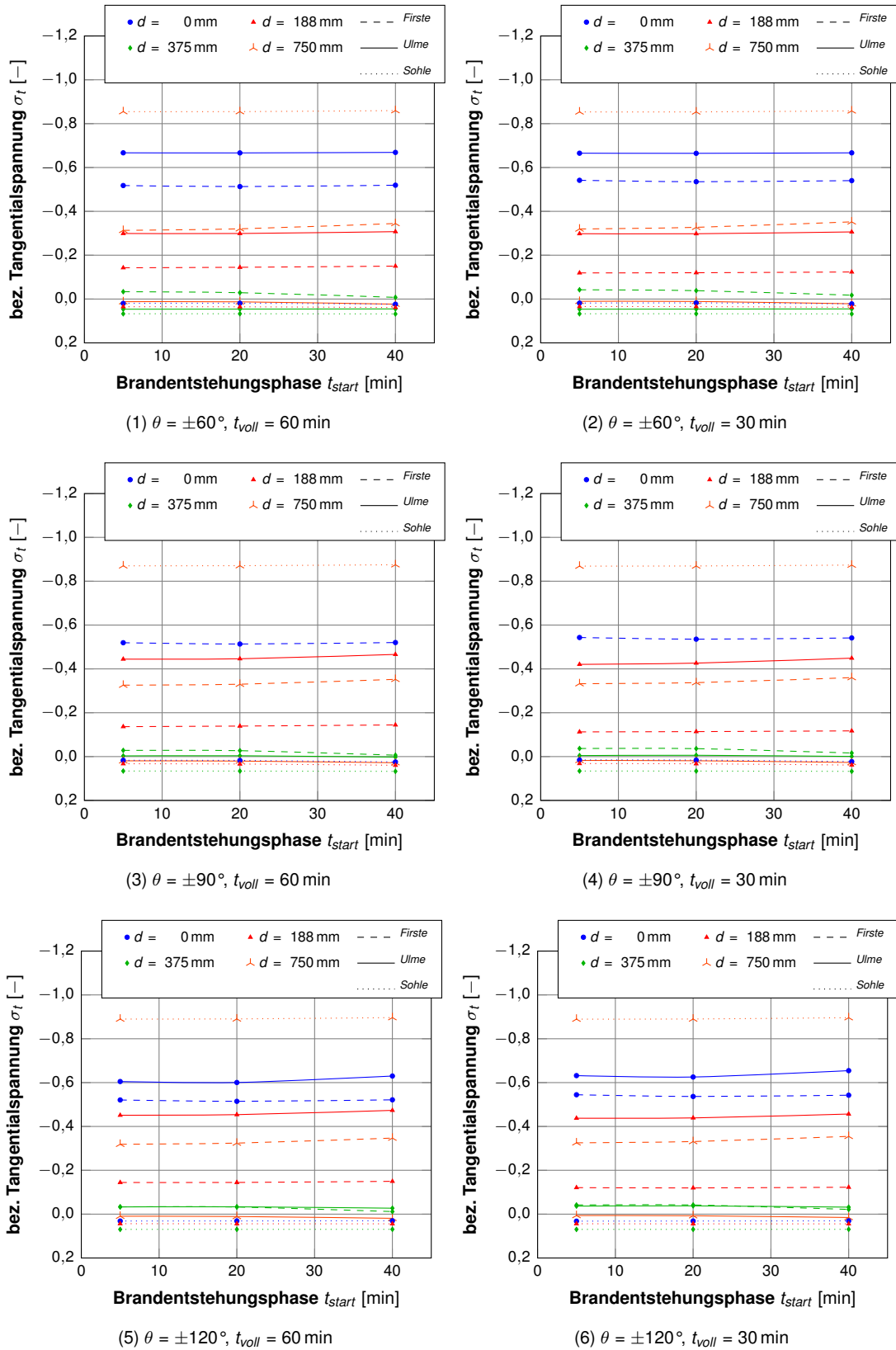


Abbildung F.44: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

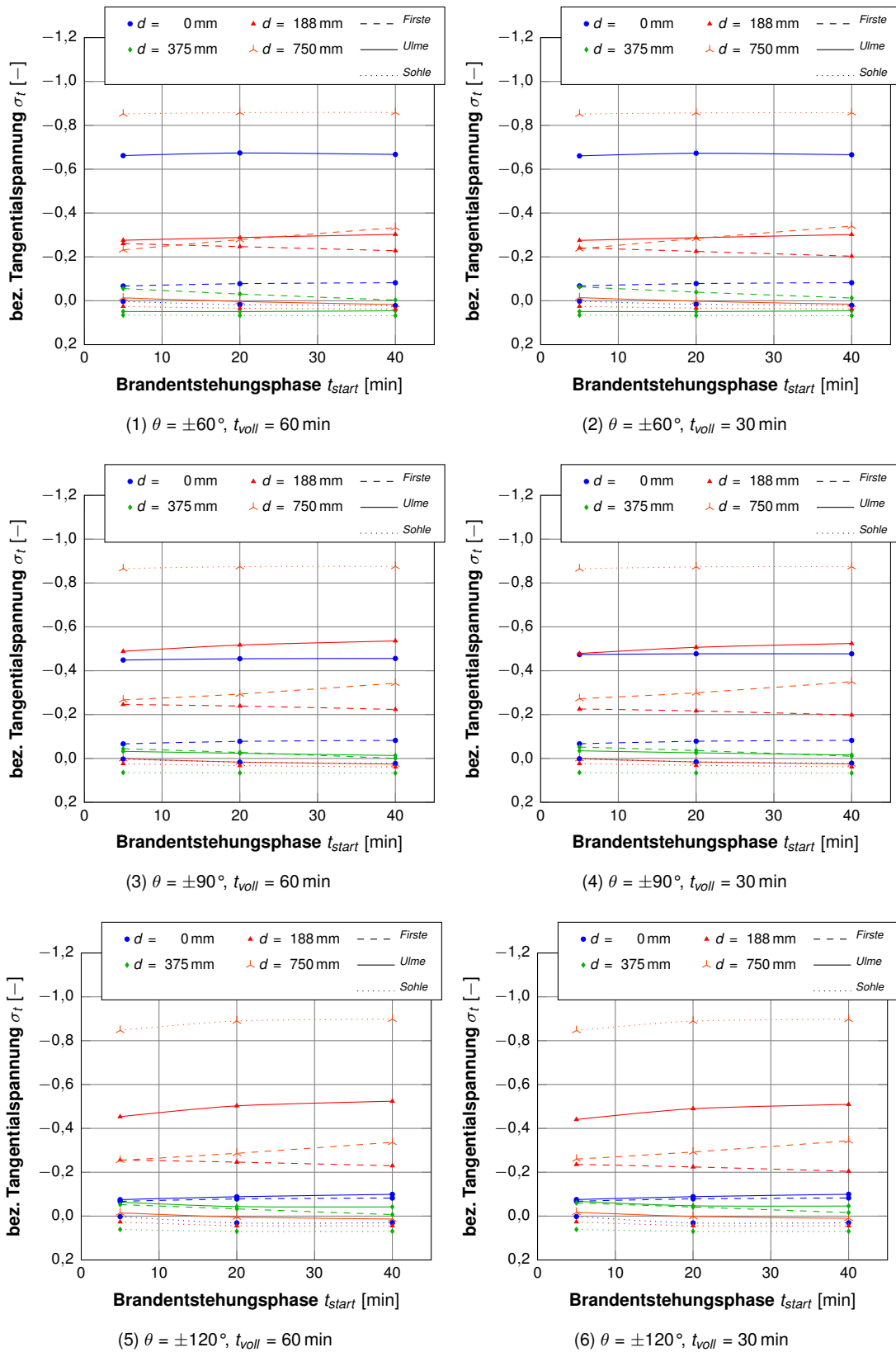
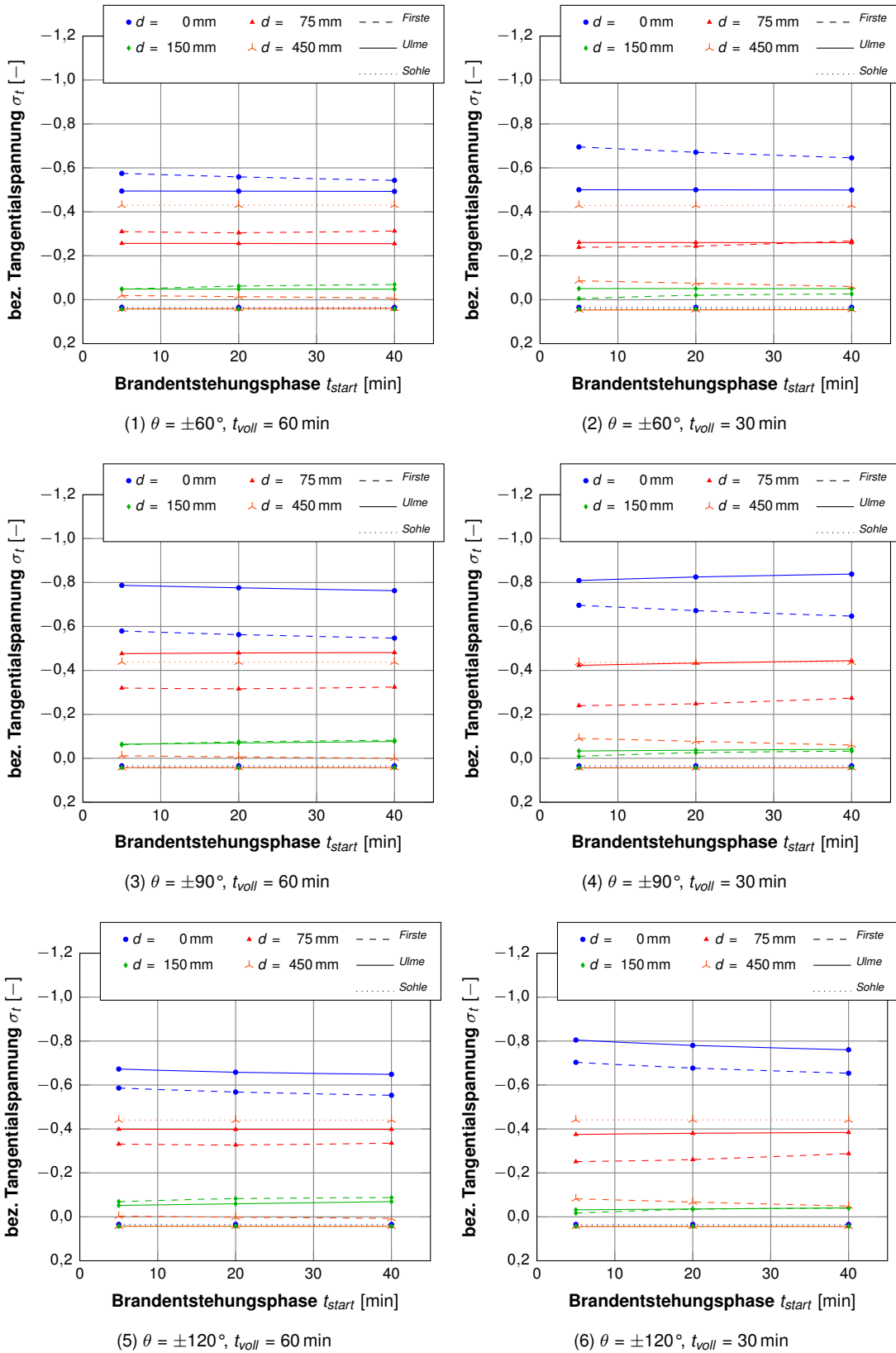


Abbildung F.45: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



**Abbildung F.46:** Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zweiachsig)

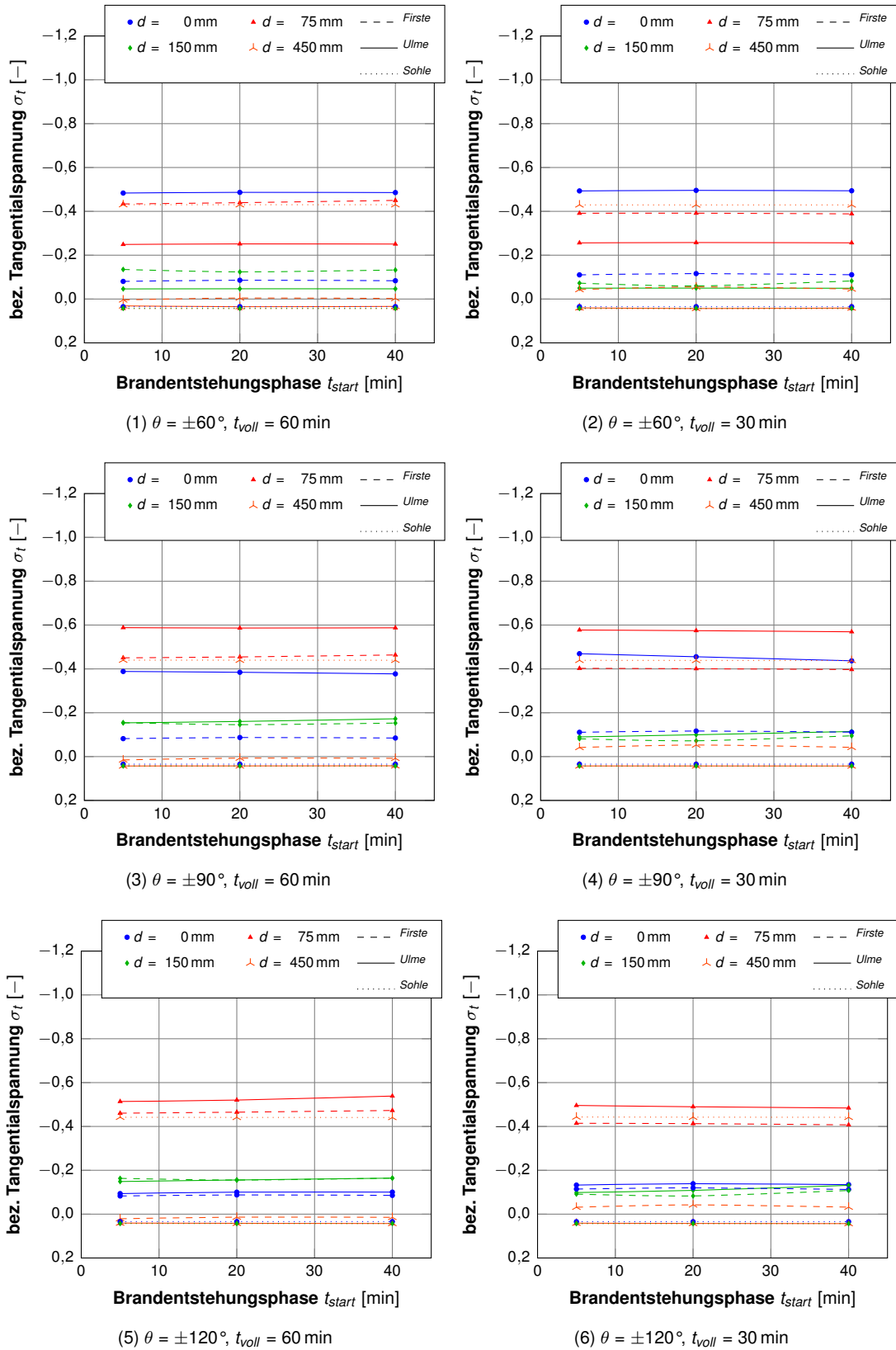


Abbildung F.47: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

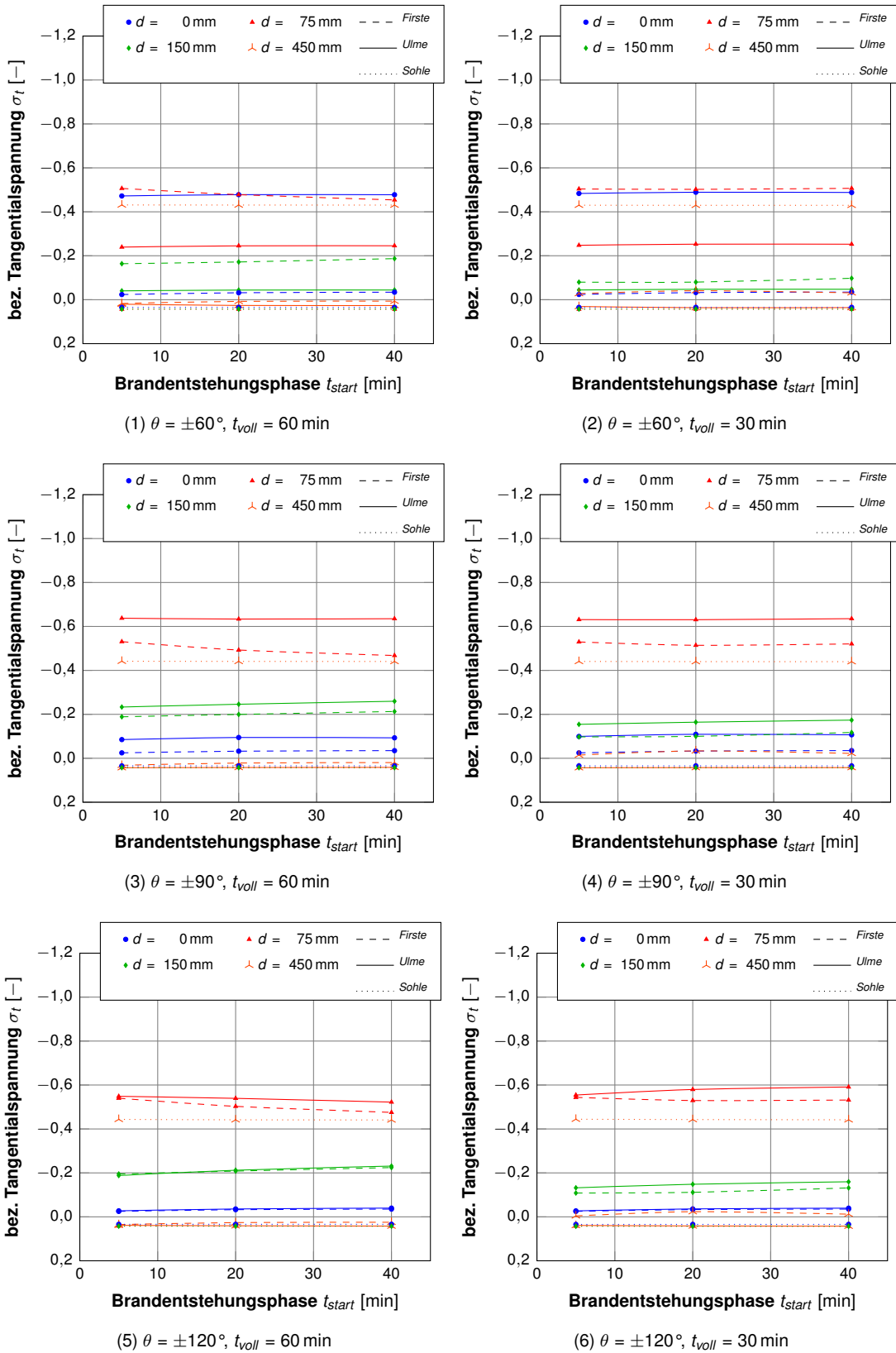


Abbildung F.48: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_j = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zweiachsig)



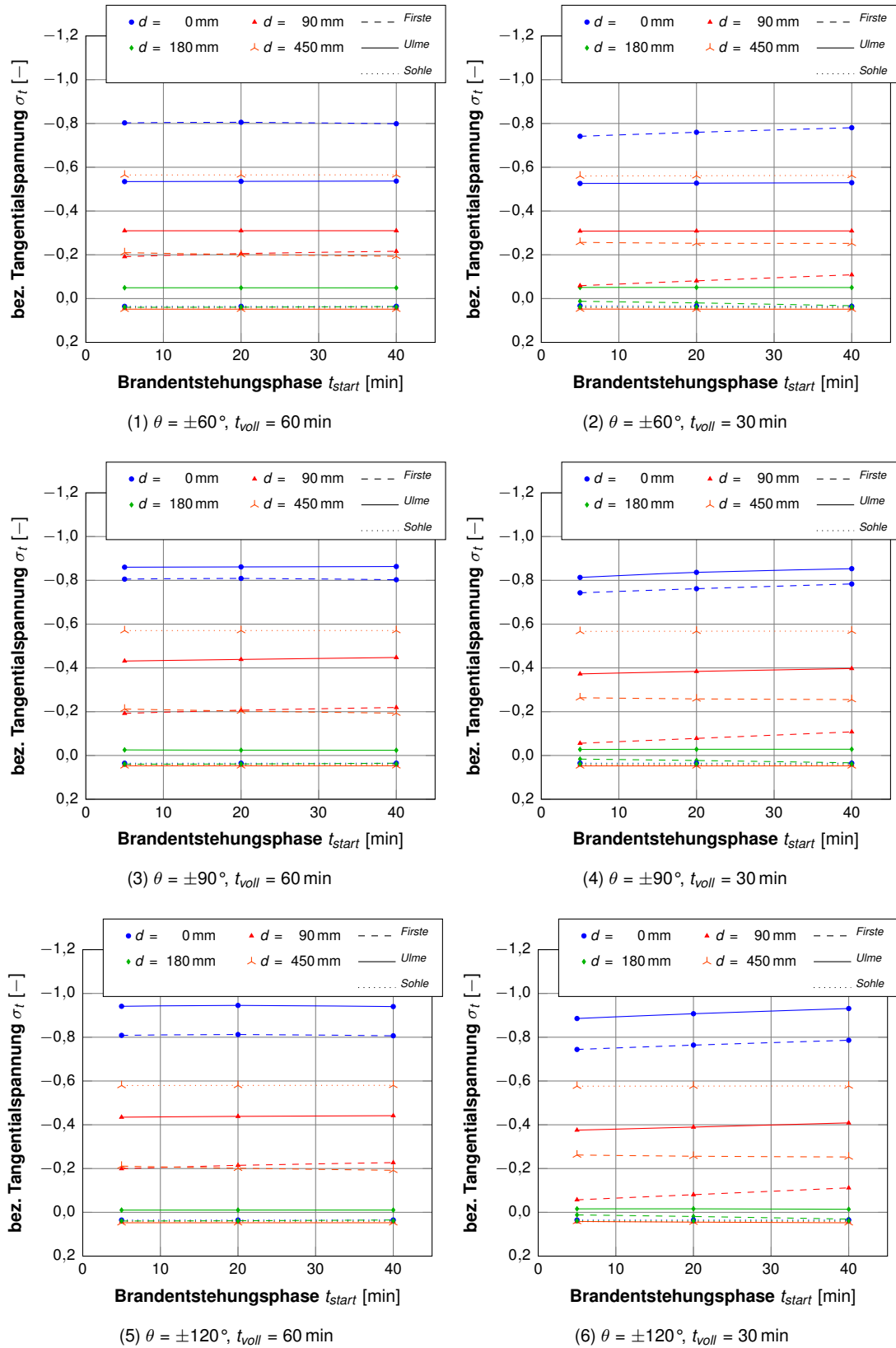


Abbildung F.49: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

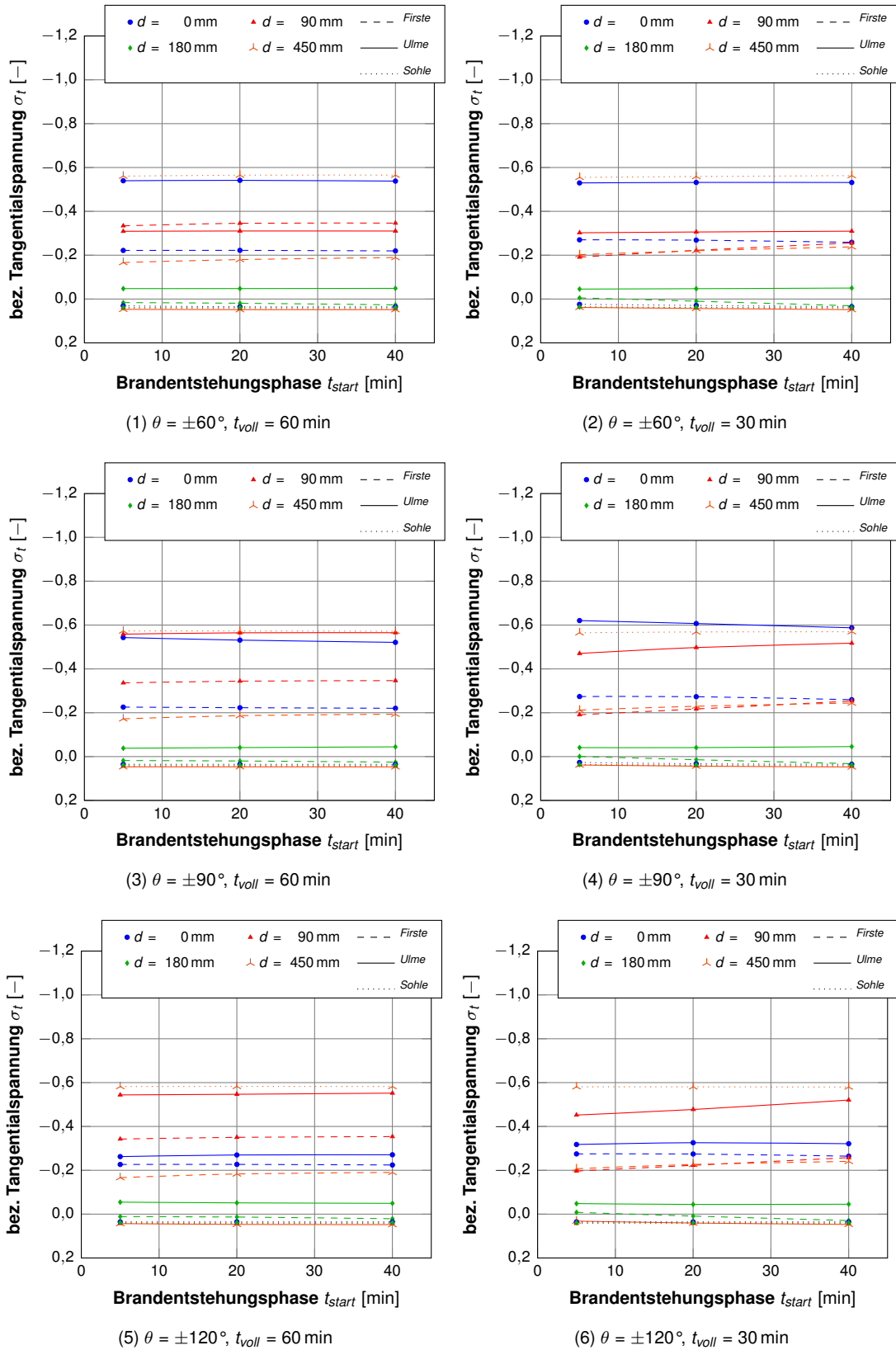


Abbildung F.50: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, zweiachsig)

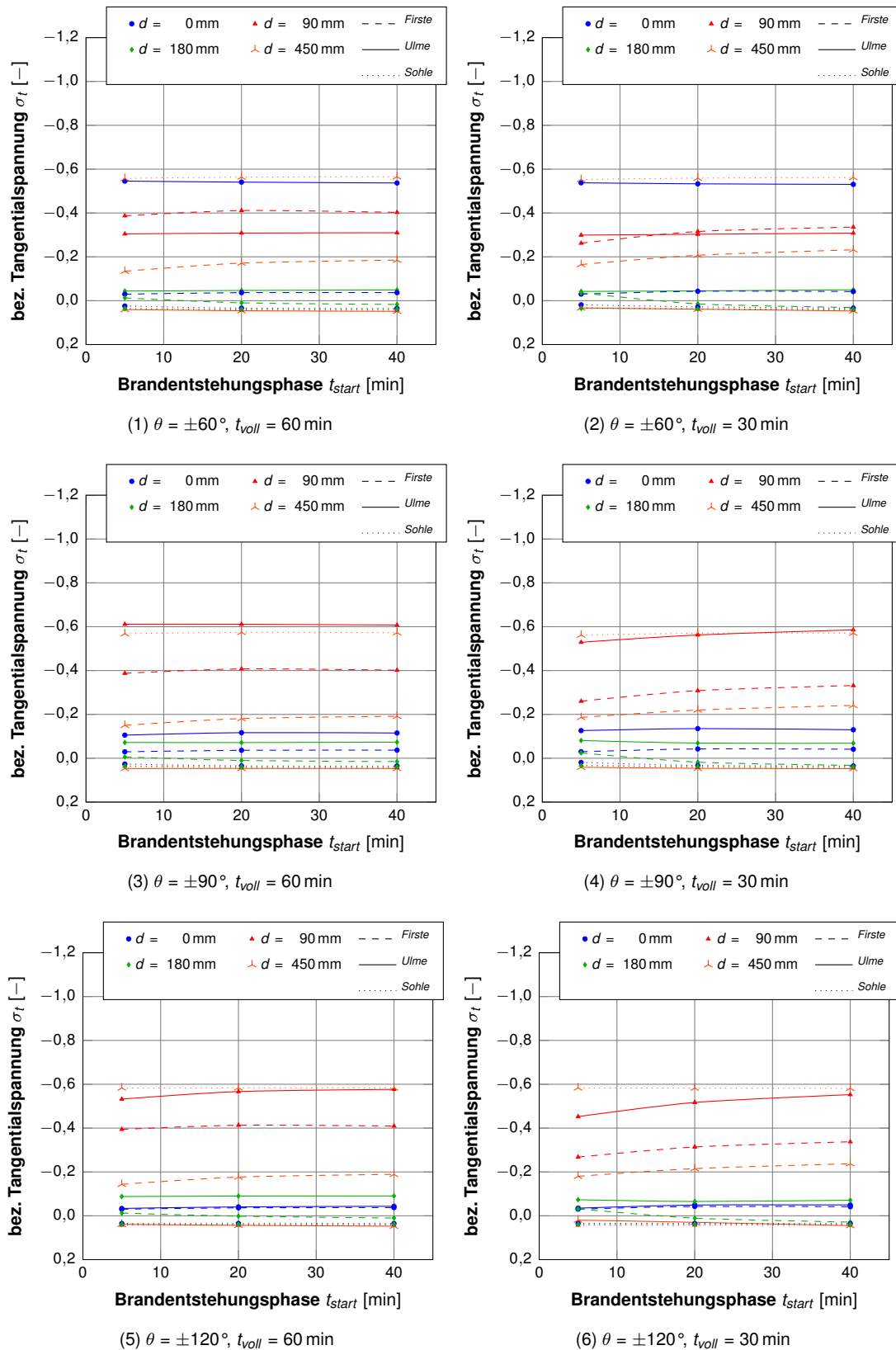


Abbildung F.51: Einfluss der Dauer der Brandentstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

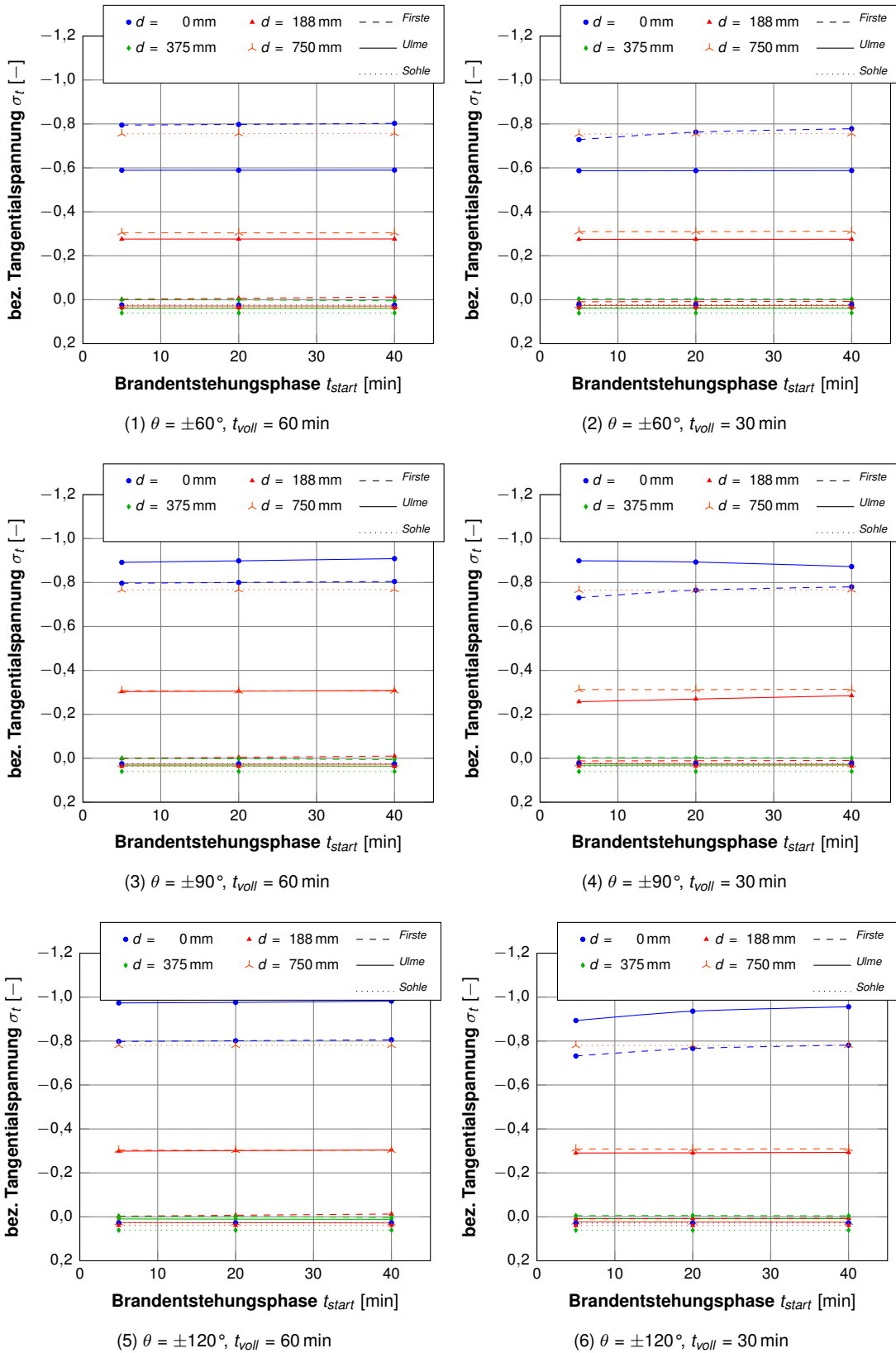


Abbildung F.52: Einfluss der Dauer der Brandtstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zweiachsig)

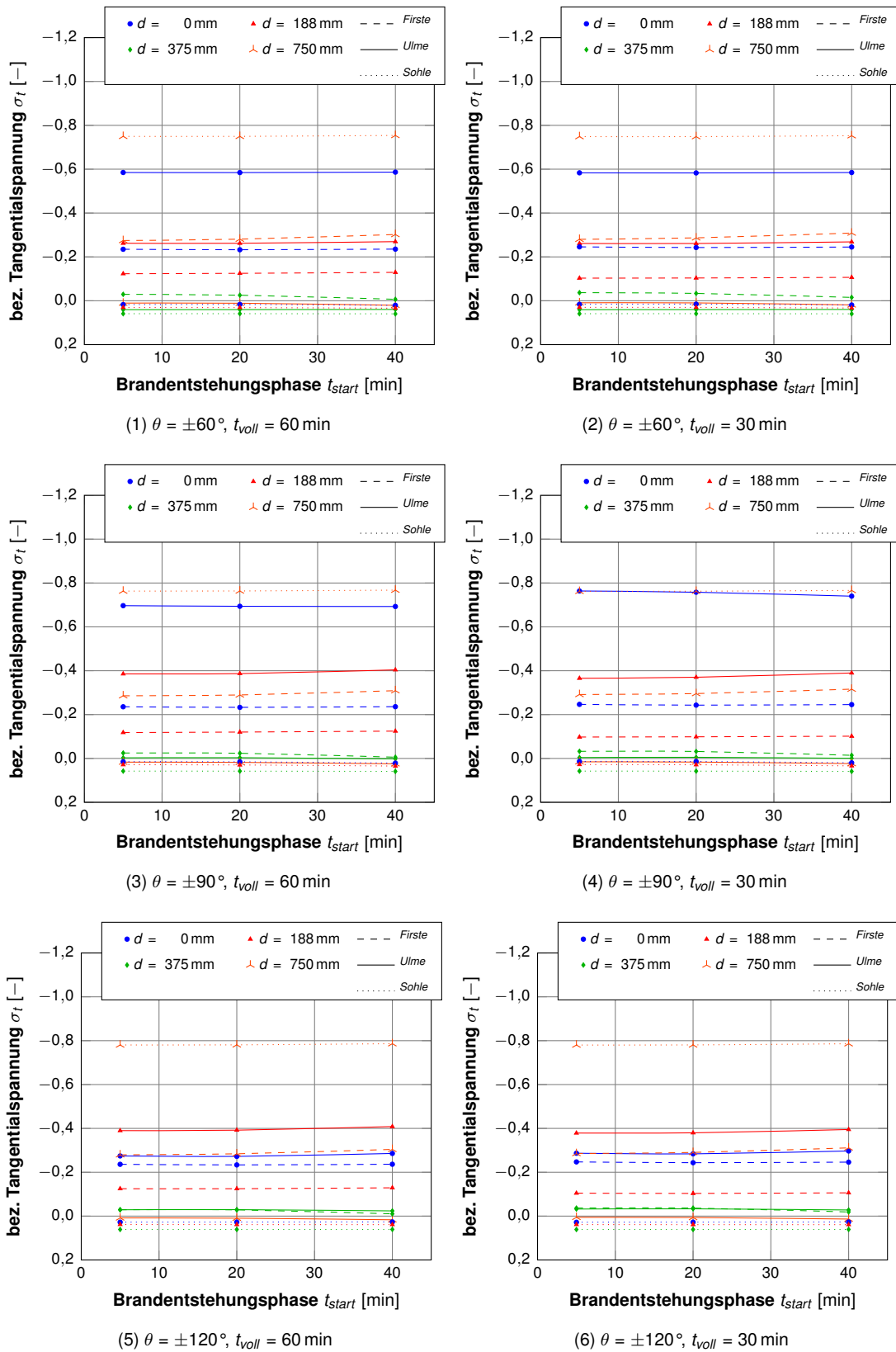


Abbildung F.53: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

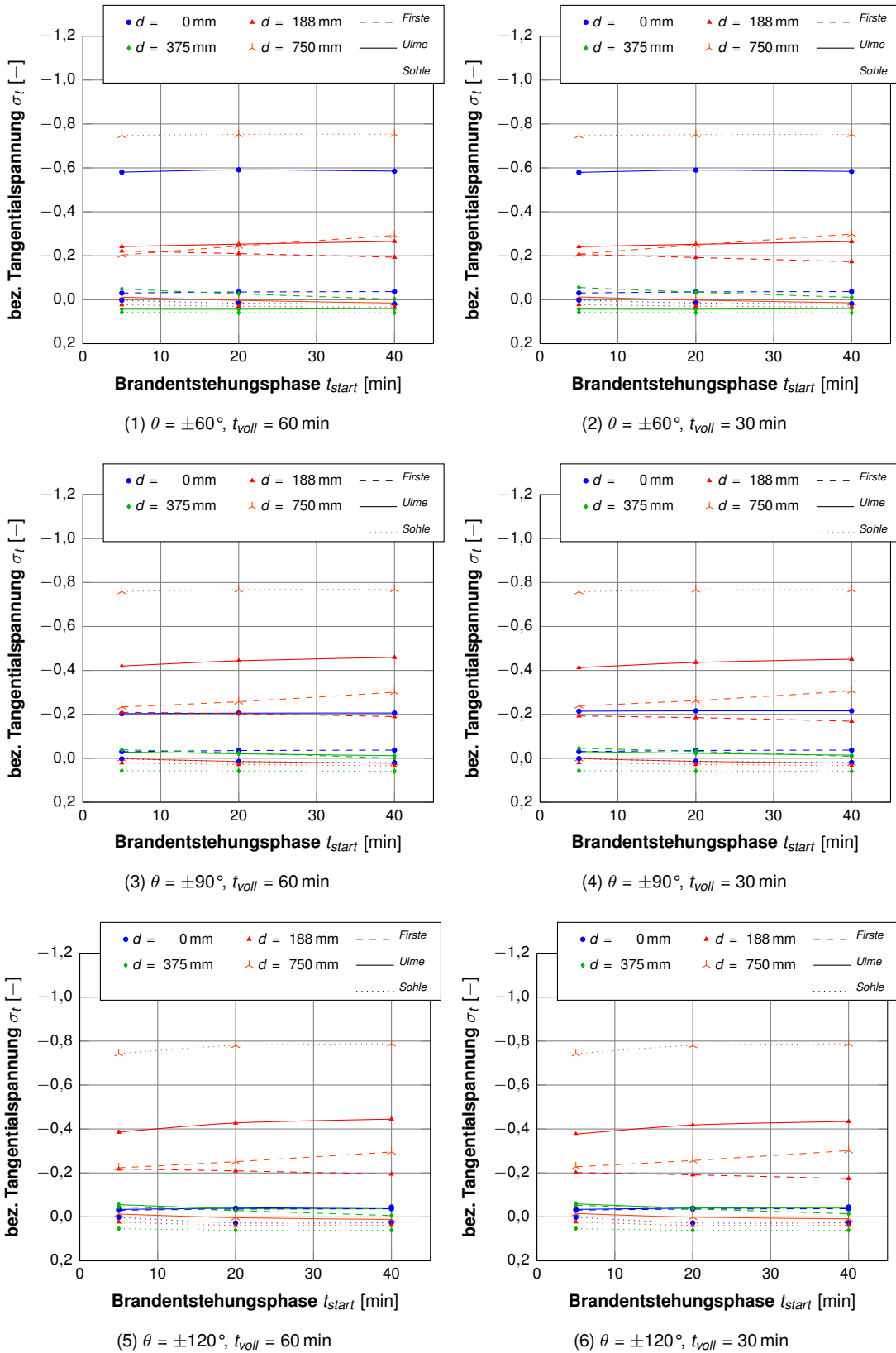
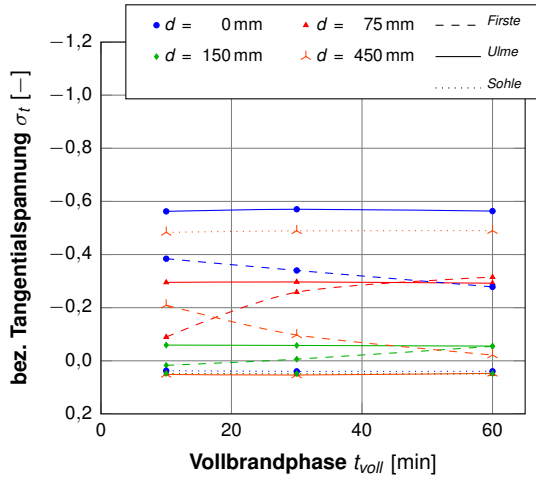


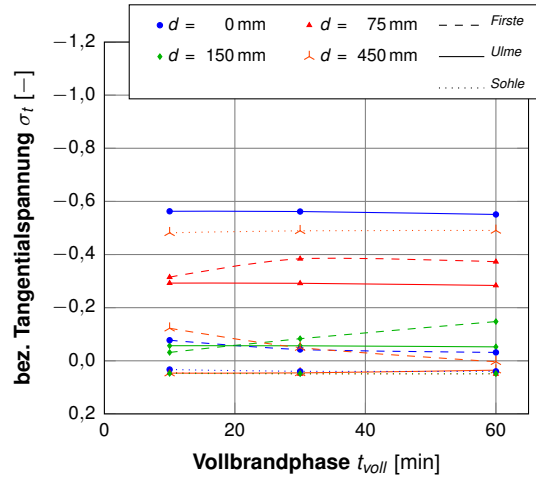
Abbildung F.54: Einfluss der Dauer der Brandstehungsphase  $t_{start}$ ,  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zweiachsig)



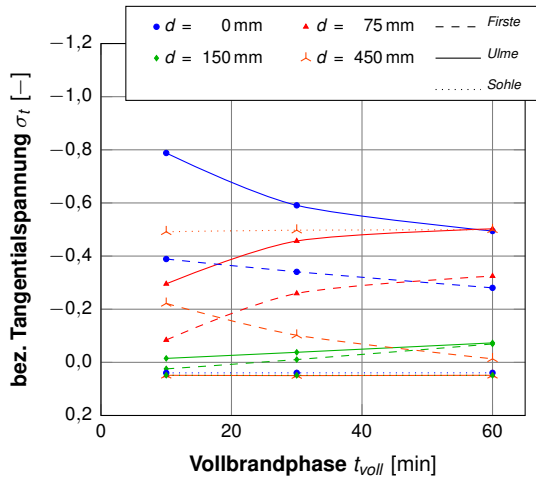
## F.2.2 Einfluss der Dauer der Vollbrandphase $t_{voll}$



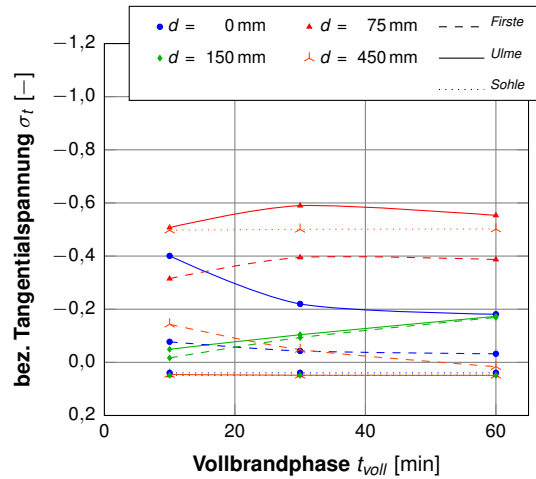
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



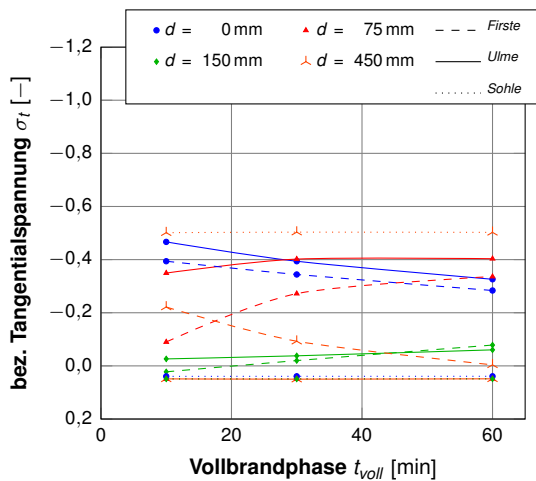
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



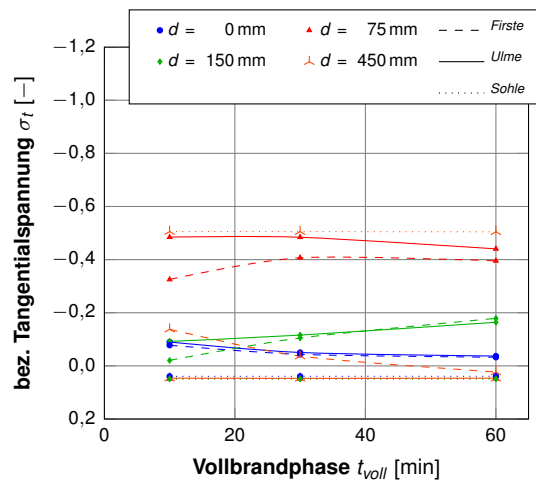
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

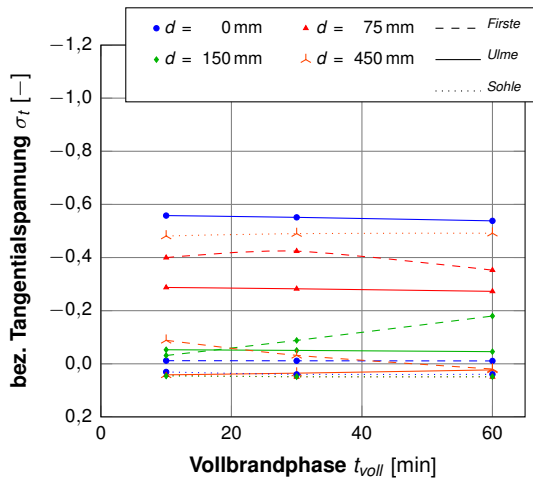


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

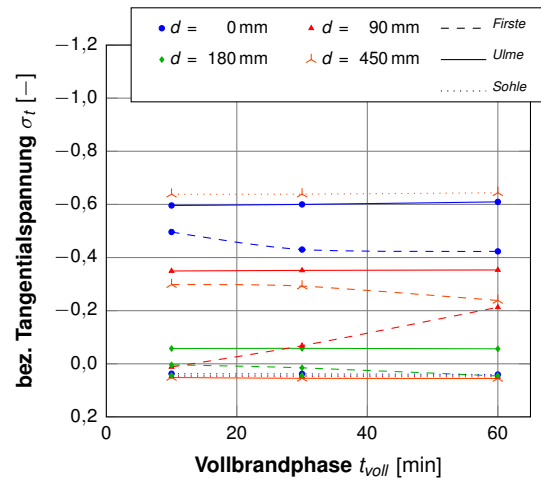
Abbildung F.55:  $D_j = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

Abbildung F.56:  $D_j = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

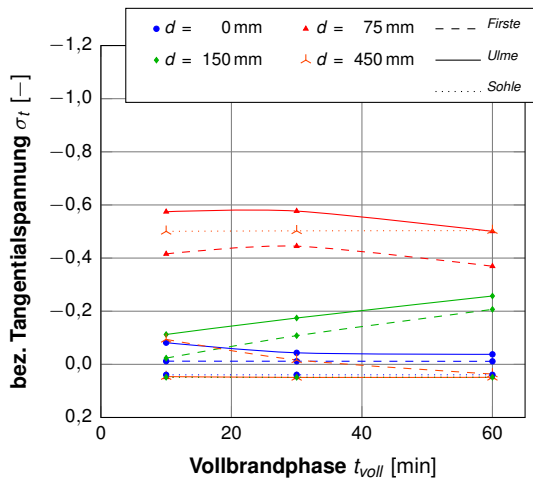




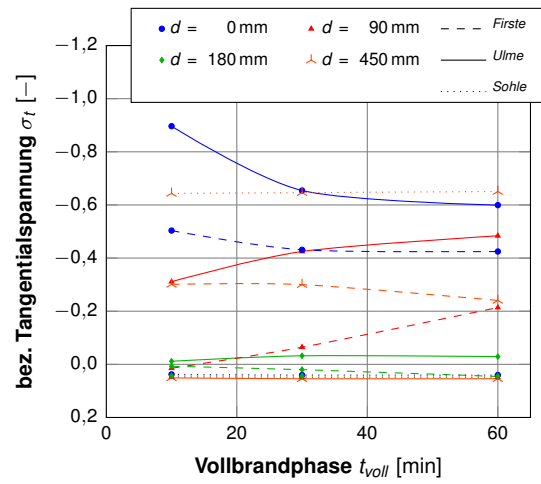
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



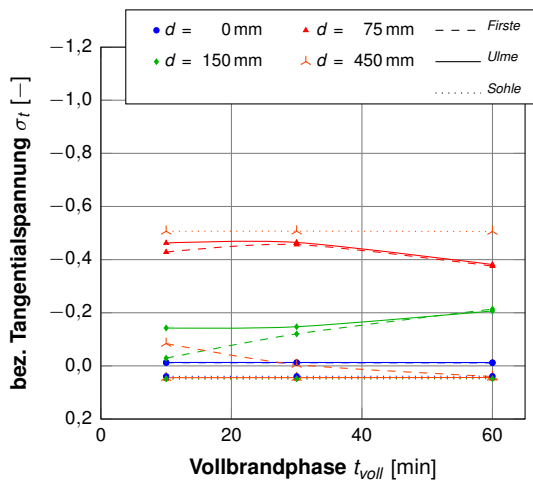
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



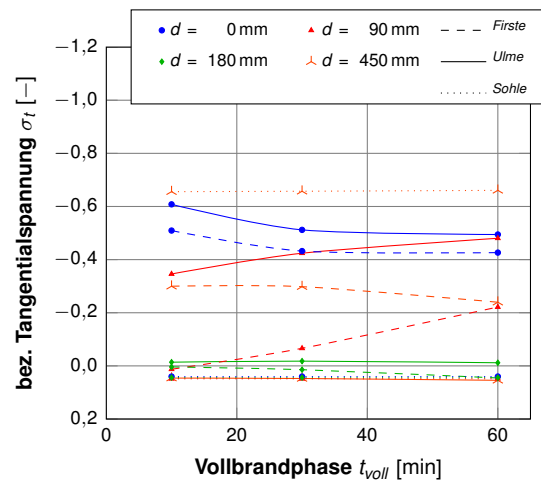
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



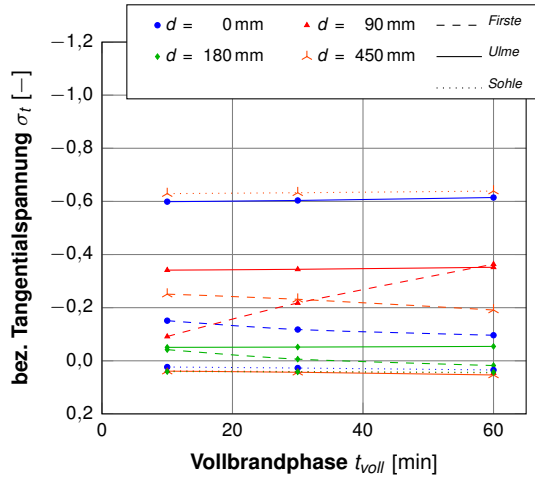
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



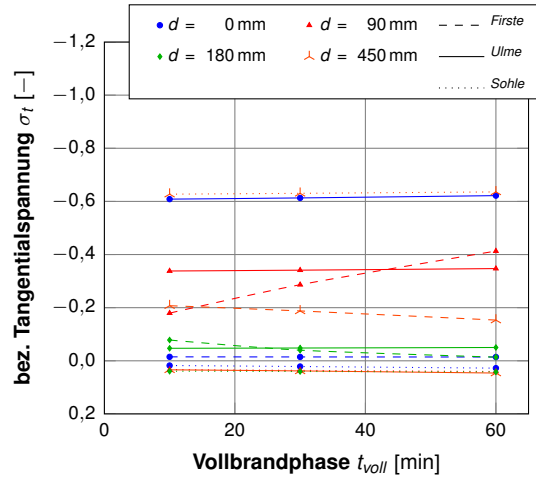
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.57:**  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500\text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

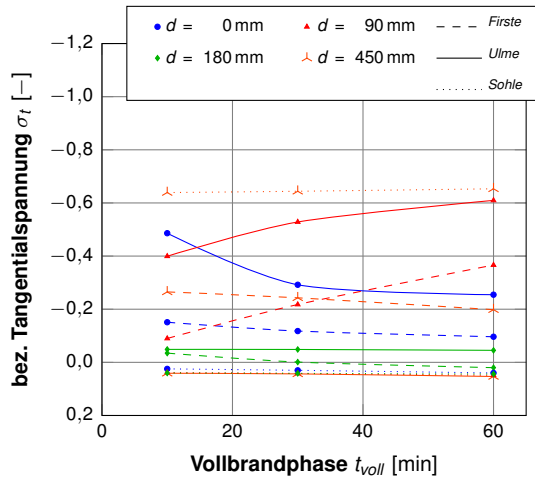
**Abbildung F.58:**  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900\text{ }^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)



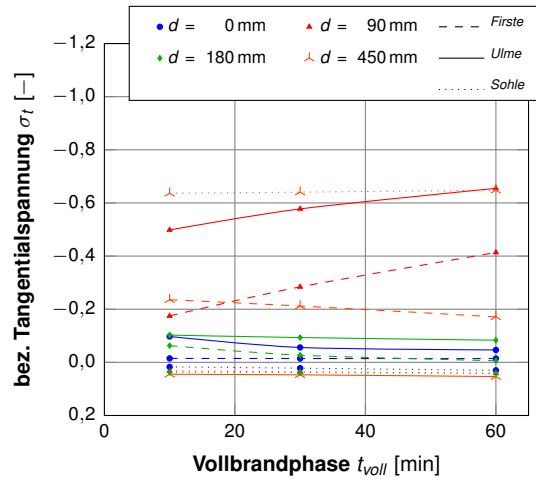
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



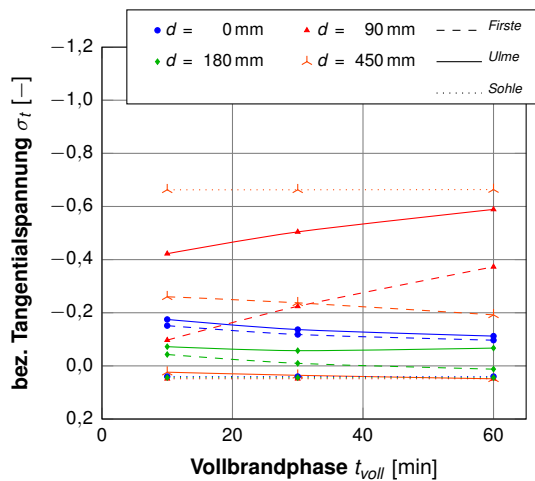
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



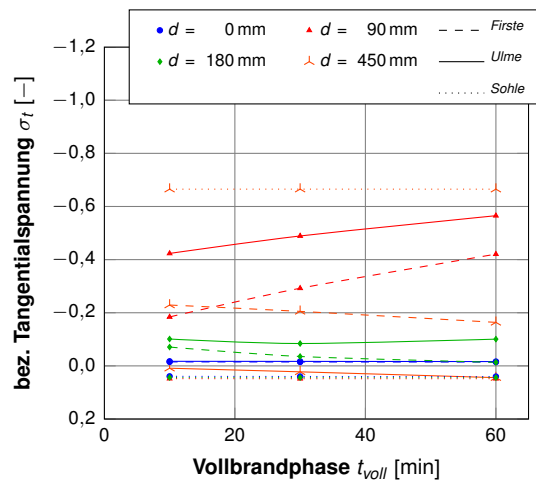
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



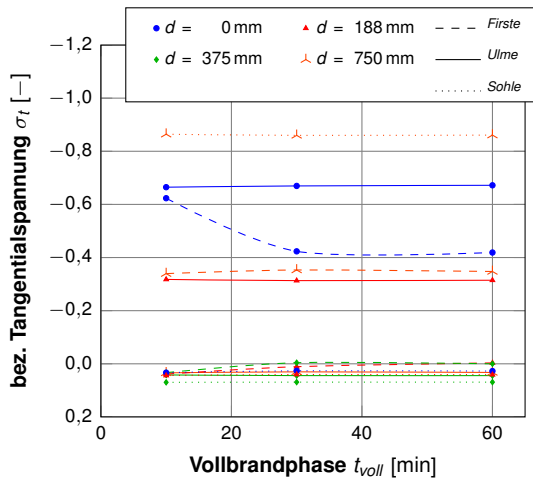
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



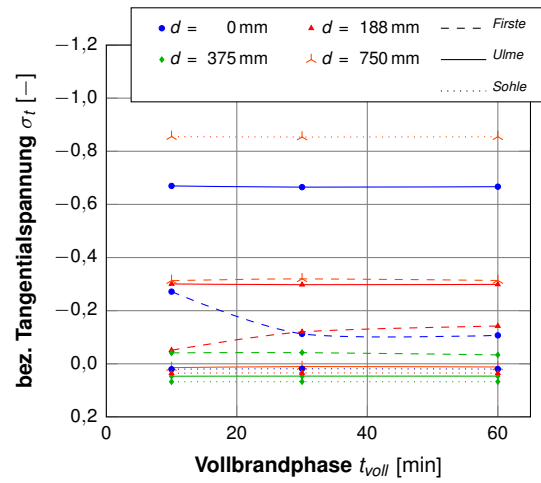
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.59:**  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 450 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
**(Belastungsindex)**

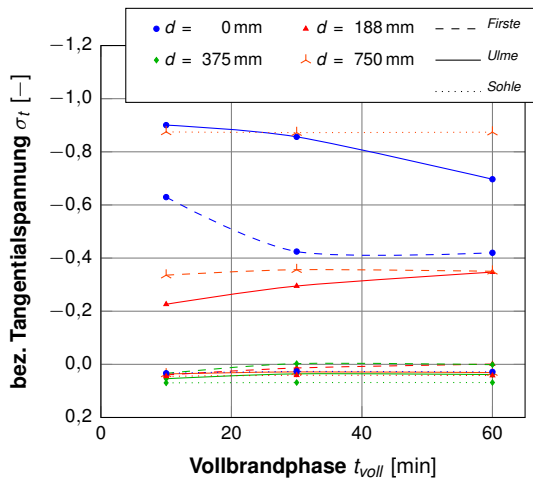
**Abbildung F.60:**  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 450 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500 \text{ }^\circ\text{C}$   
**(Belastungsindex)**



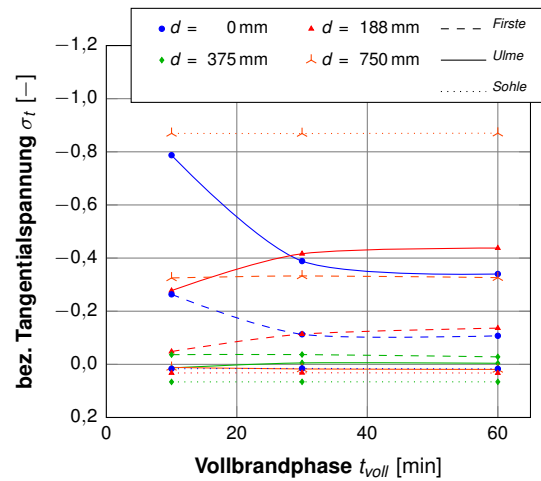
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



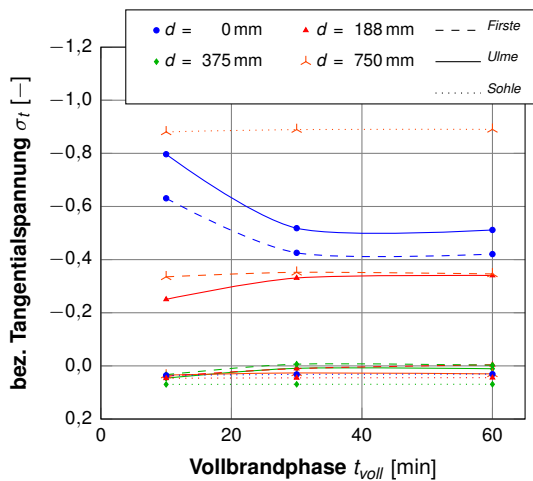
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



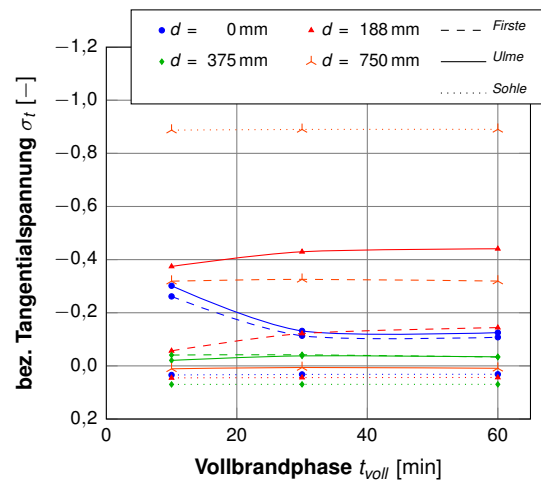
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



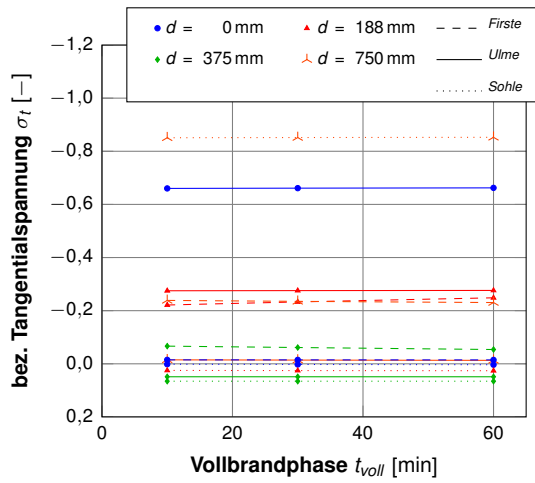
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



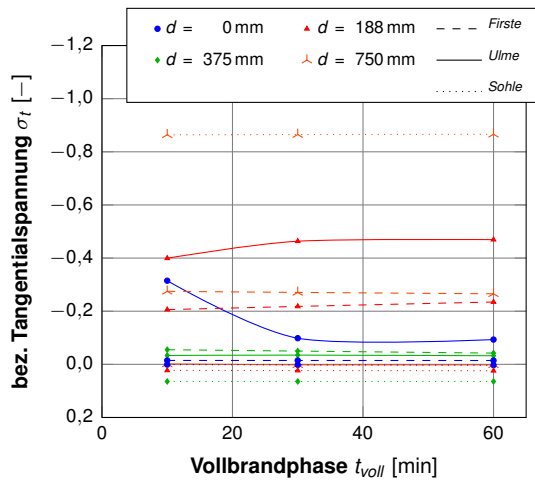
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.61:**  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)

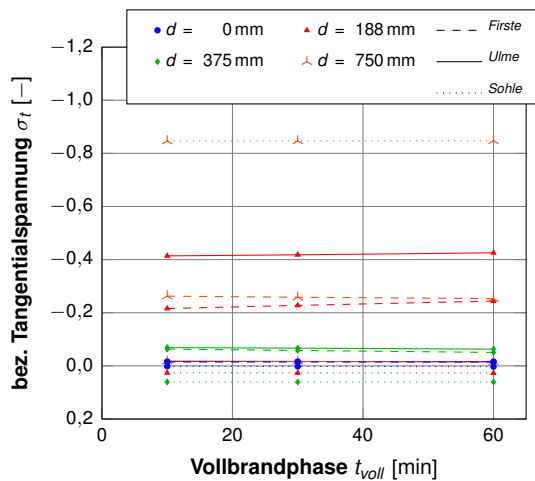
**Abbildung F.62:**  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200^\circ\text{C}$   
 (Belastungsindex)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

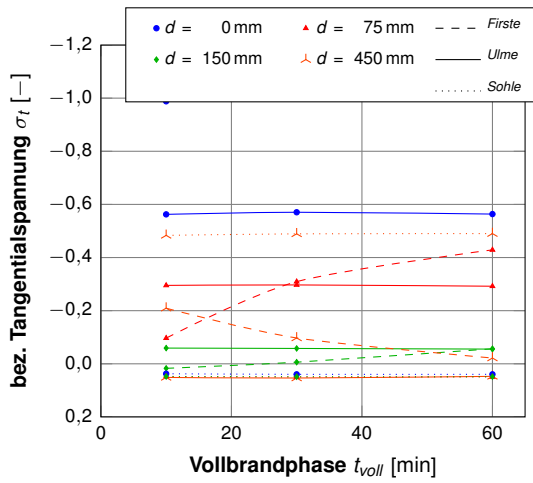


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

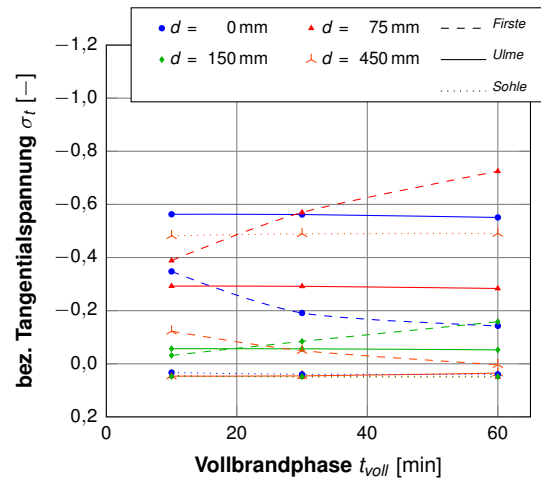


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

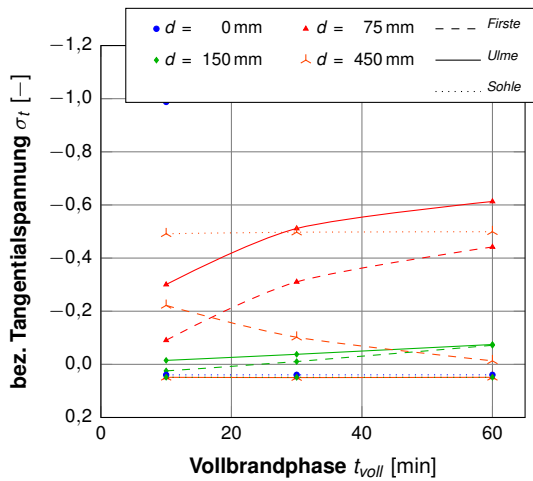
**Abbildung F.63:**  $D_f = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
**(Belastungsindex)**



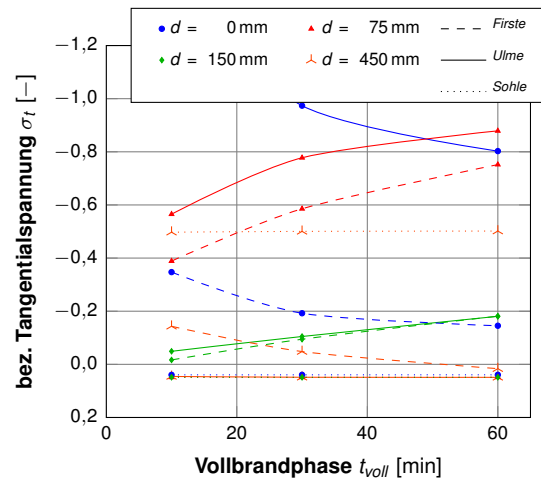
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



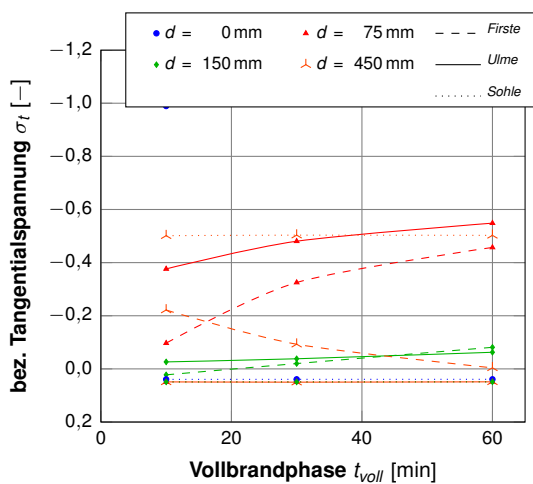
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



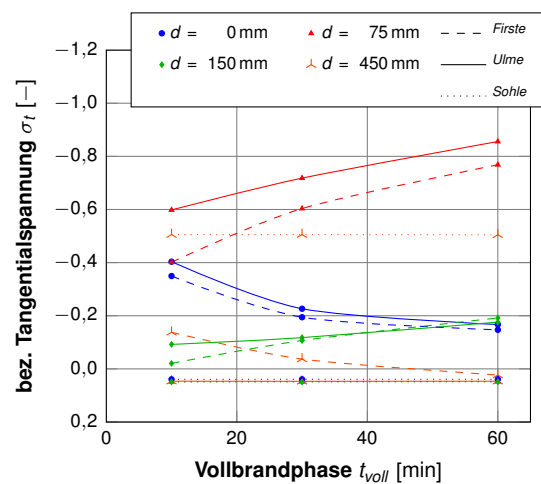
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



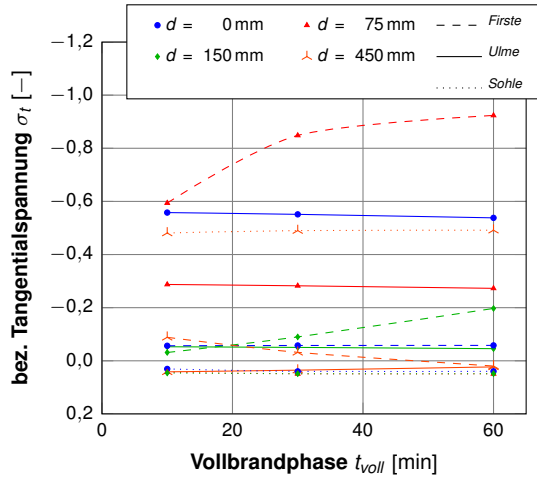
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



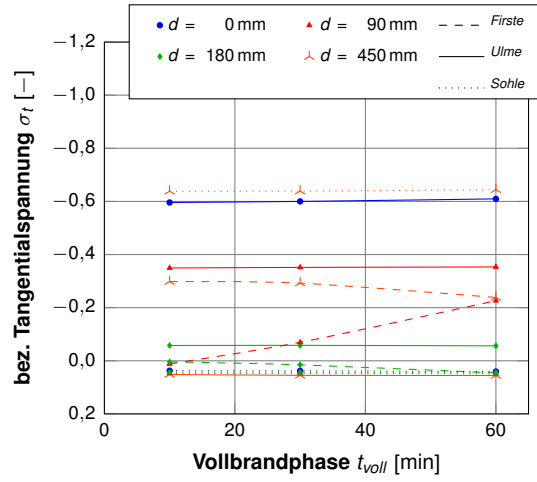
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.64:**  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C  
 (Auslastungsindex, einaxial)

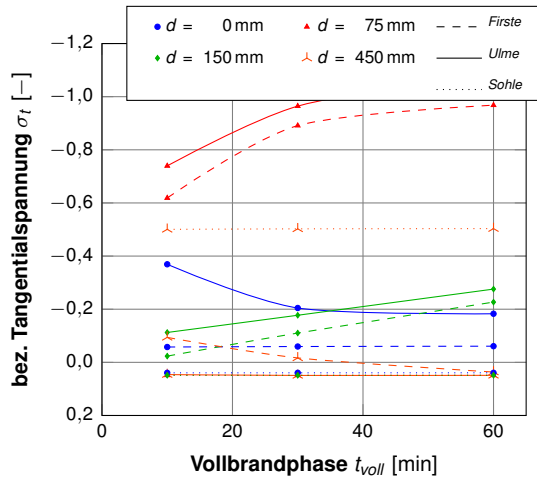
**Abbildung F.65:**  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C  
 (Auslastungsindex, einaxial)



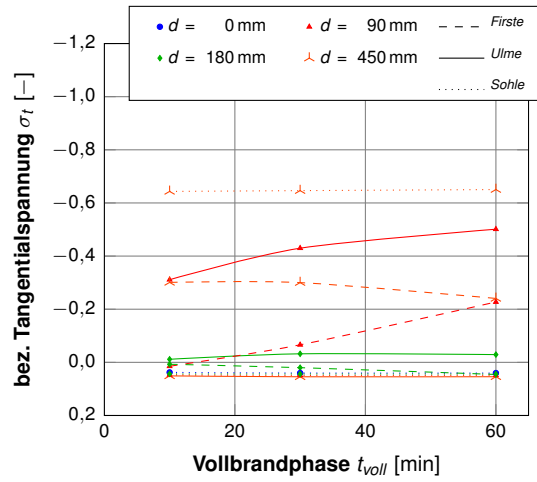
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



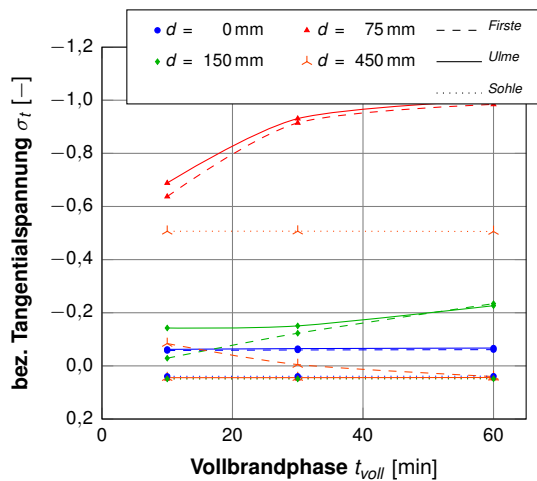
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



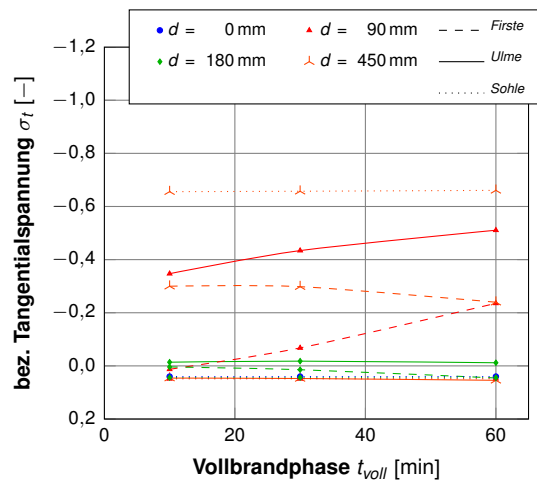
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



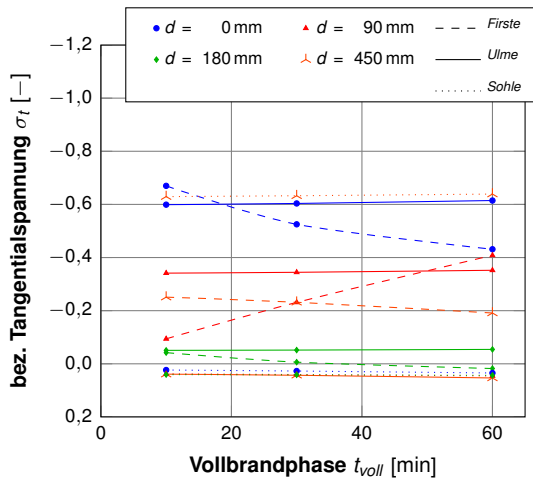
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



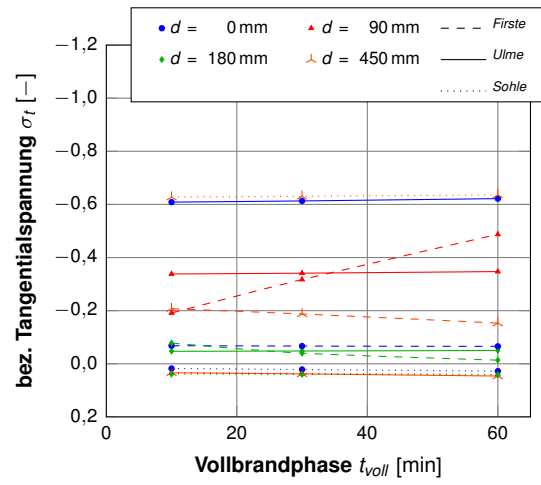
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.66:  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $d_{max} = 250\text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1500^\circ\text{C}$  (Auslastungsindex, einaxial)

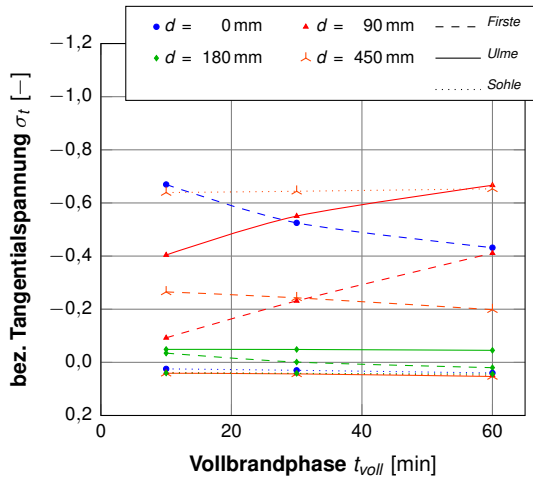
Abbildung F.67:  $D_i = 10\text{ m}$ ,  $d_{max} = 450\text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 25\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900^\circ\text{C}$  (Auslastungsindex, einaxial)



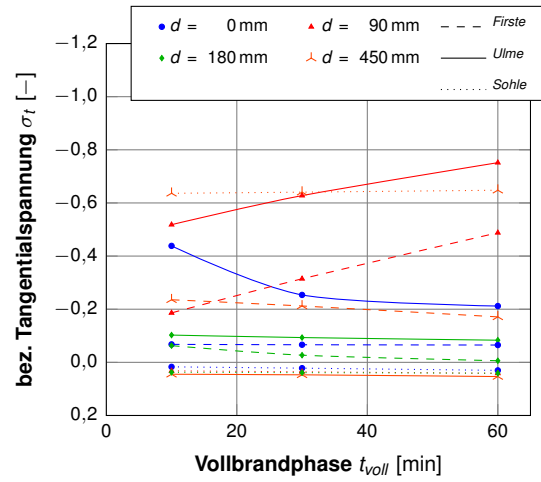
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



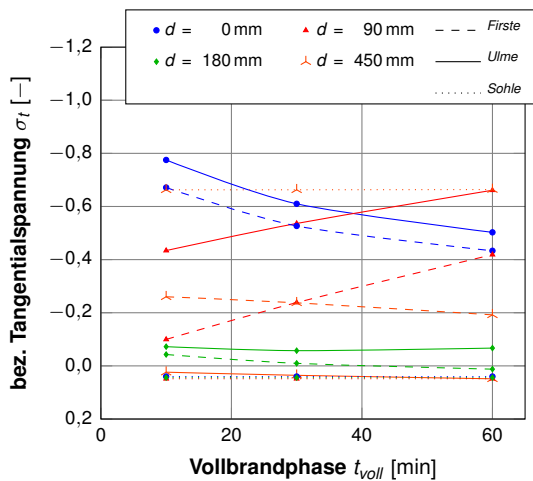
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



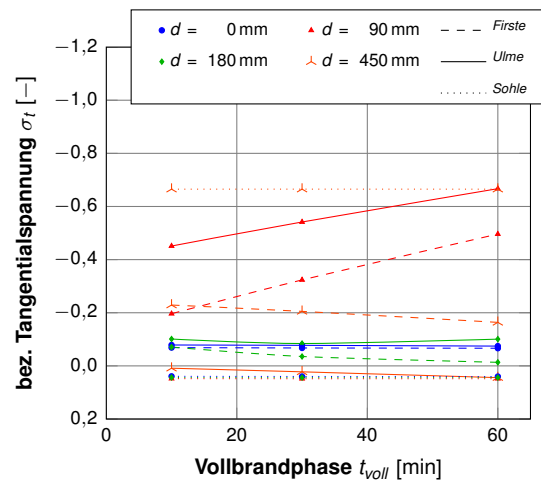
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



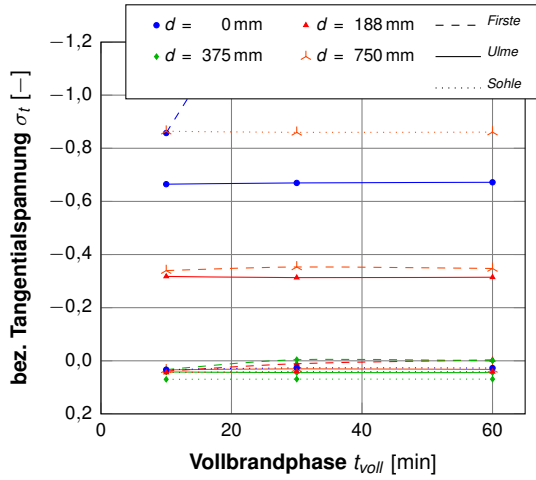
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



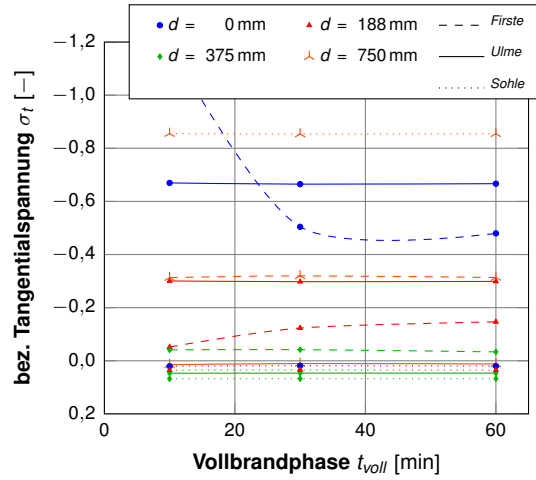
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.68:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, einaxial)

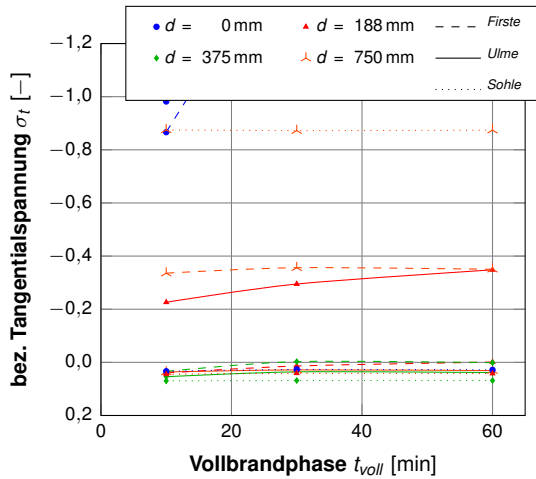
Abbildung F.69:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, einaxial)



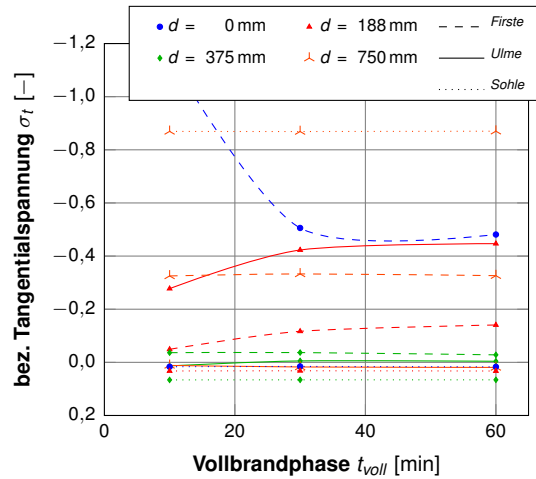
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



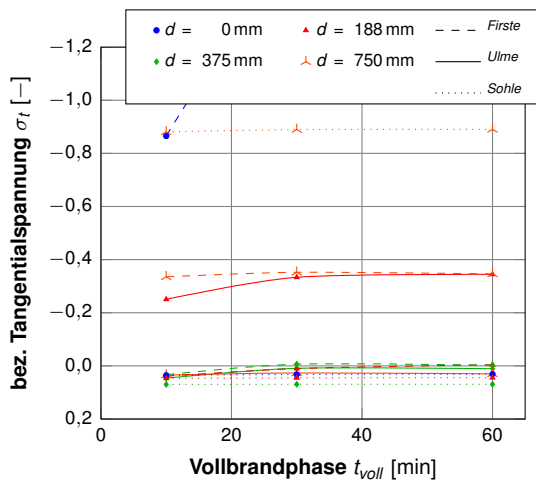
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



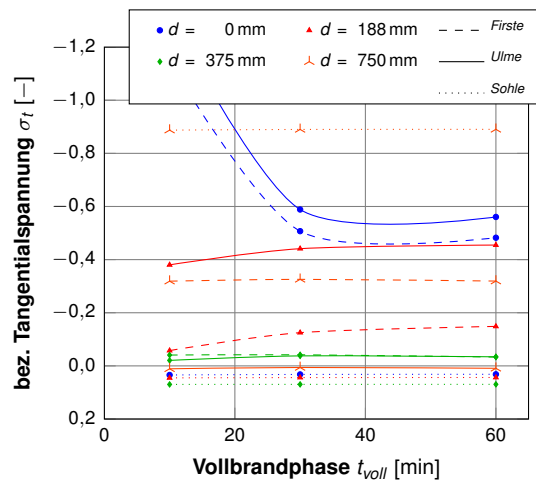
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

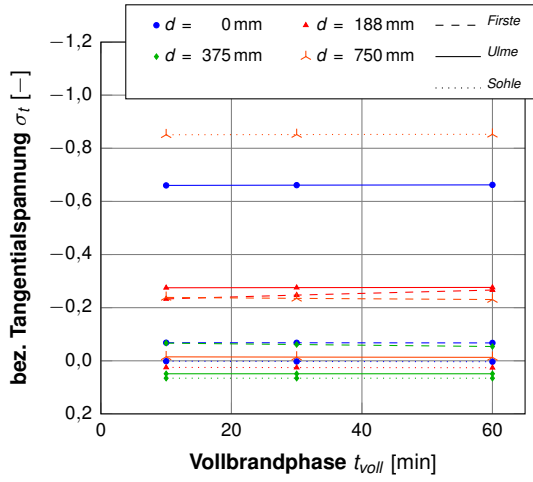


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

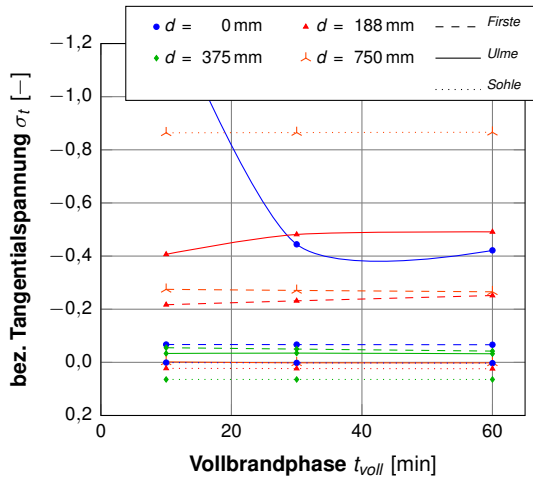
Abbildung F.70:  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, einaxial)

Abbildung F.71:  $D_i = 14 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 750 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, einaxial)

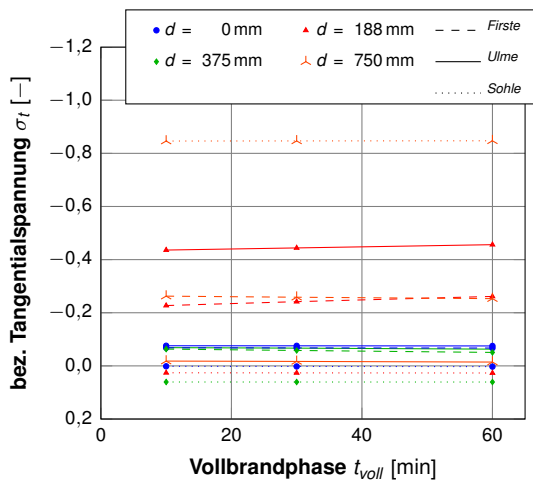




(1)  $\theta = \pm 60^\circ$

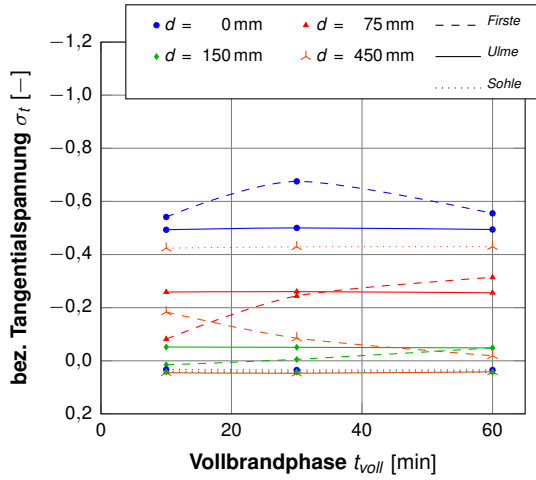


(2)  $\theta = \pm 90^\circ$

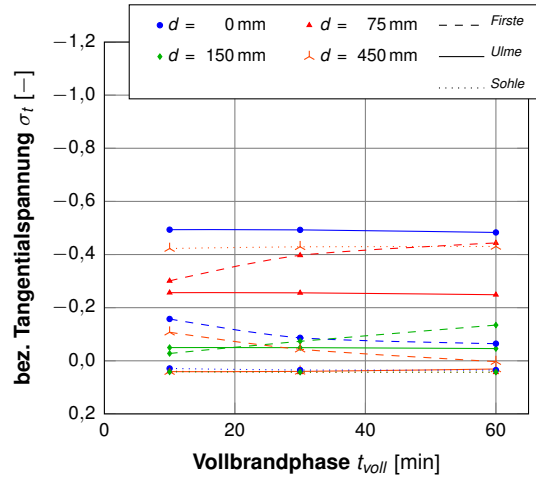


(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

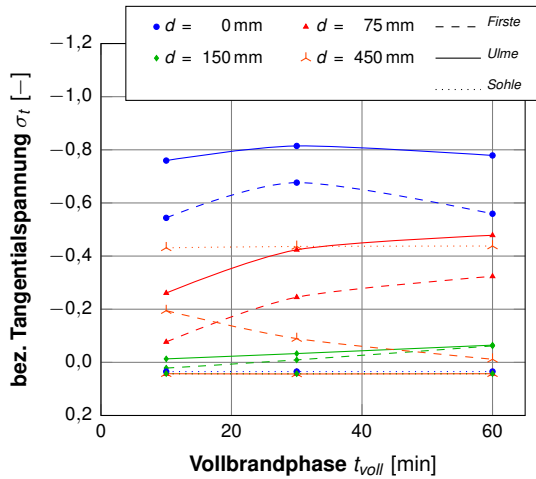
**Abbildung F.72:**  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
 (Auslastungsindex, einaxial)



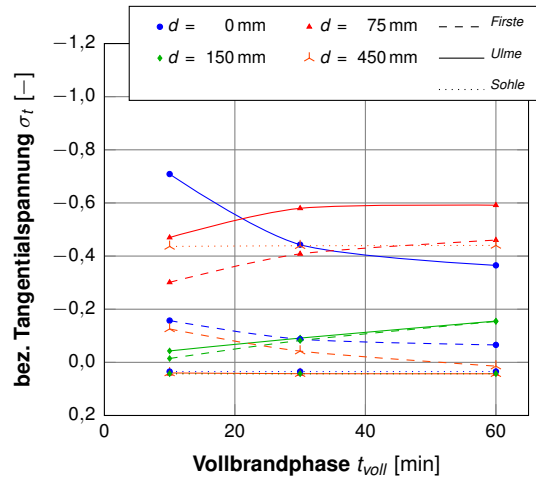
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



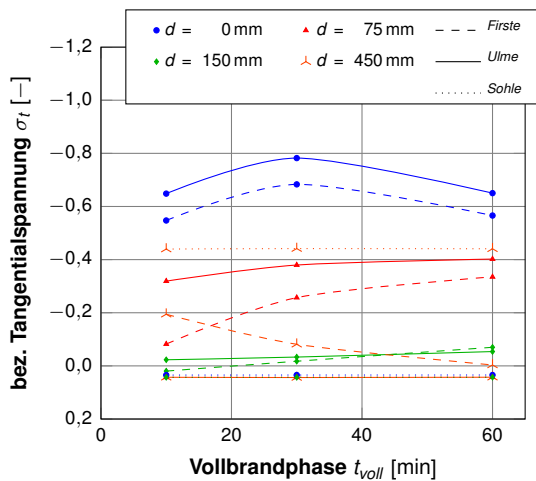
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



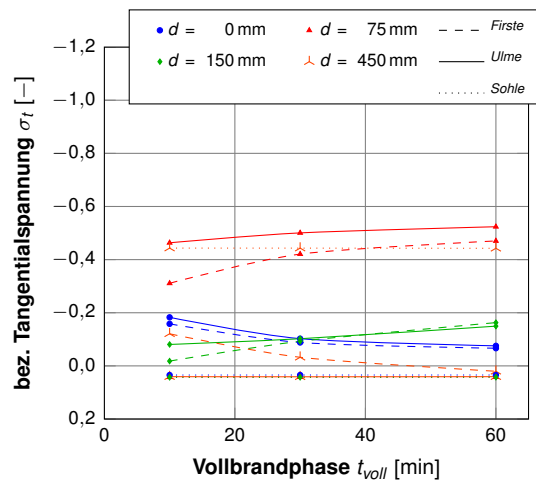
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



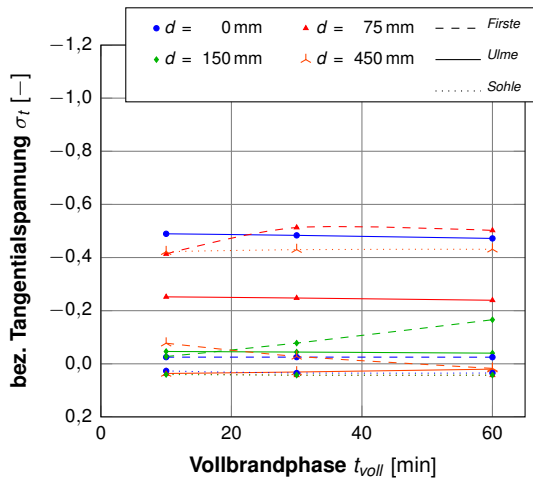
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



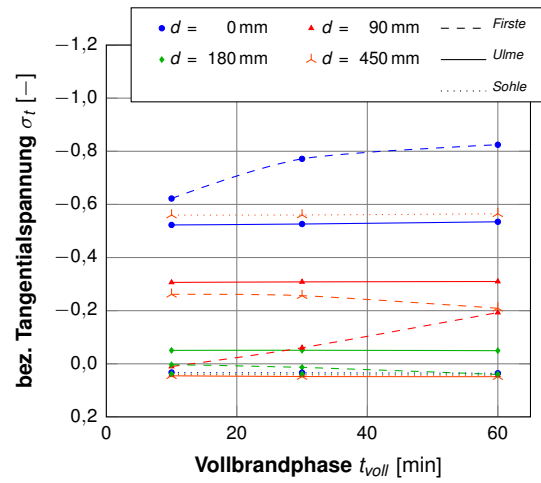
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.73:  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 900 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, zweiachial)

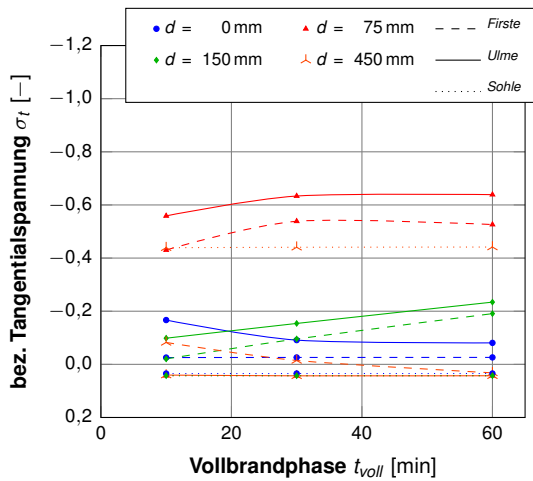
Abbildung F.74:  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $d_{max} = 250 \text{ mm}$ ,  
 $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,  $T_{max} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$   
 (Auslastungsindex, zweiachial)



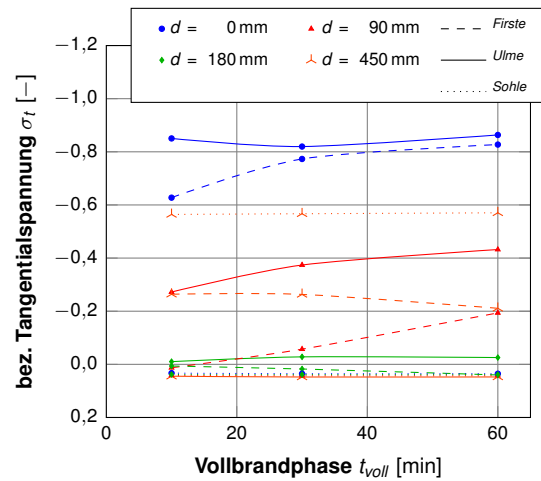
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



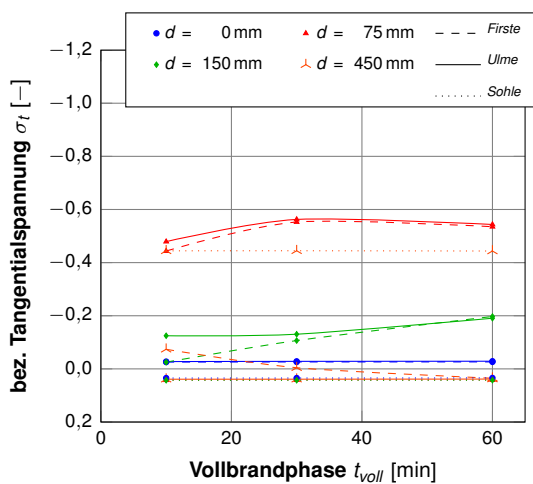
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



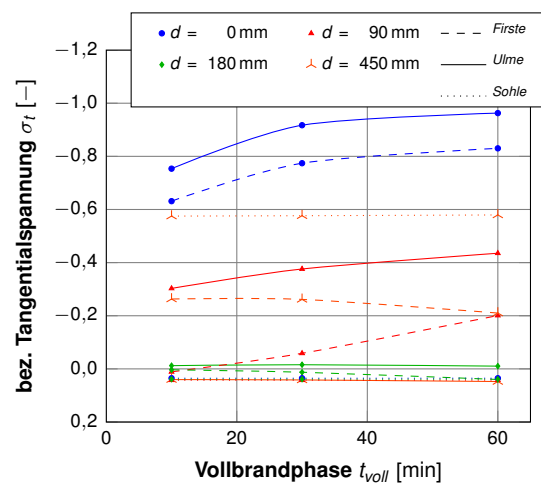
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



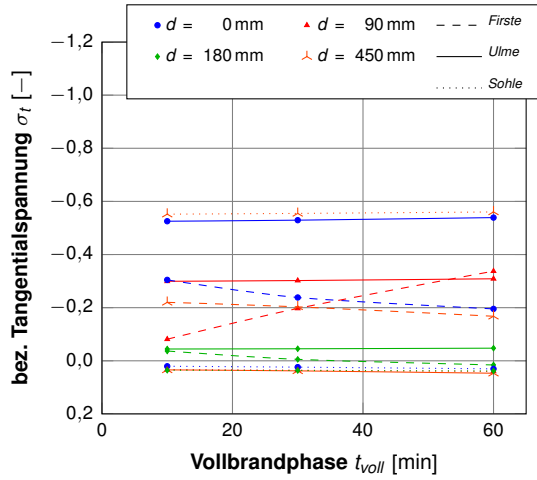
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



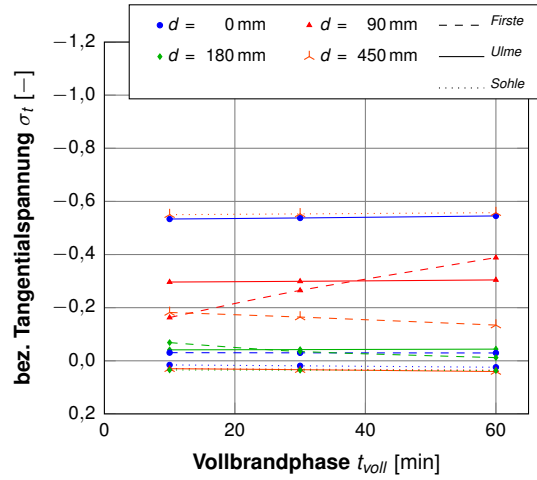
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.75:  $D_i = 6$  m,  $d_{max} = 250$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

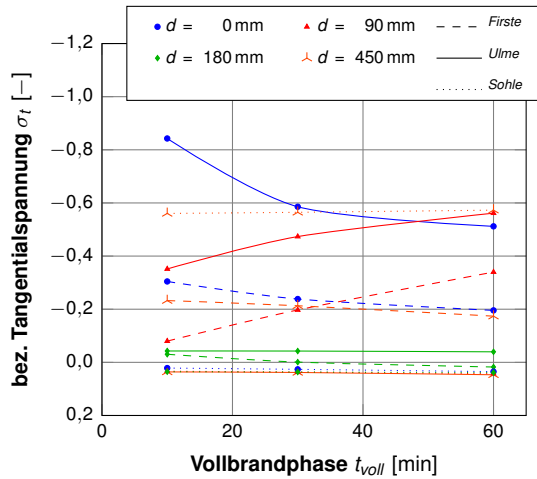
Abbildung F.76:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)



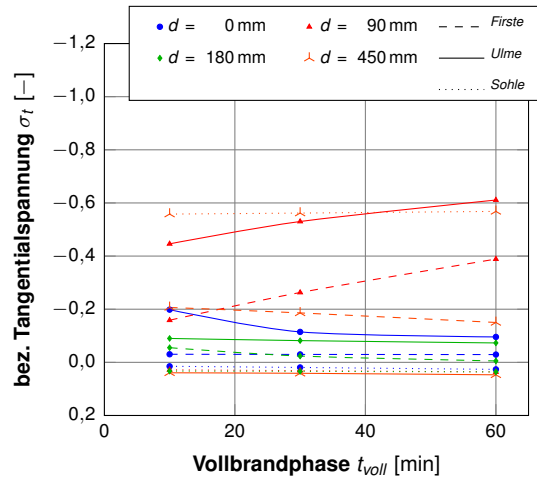
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



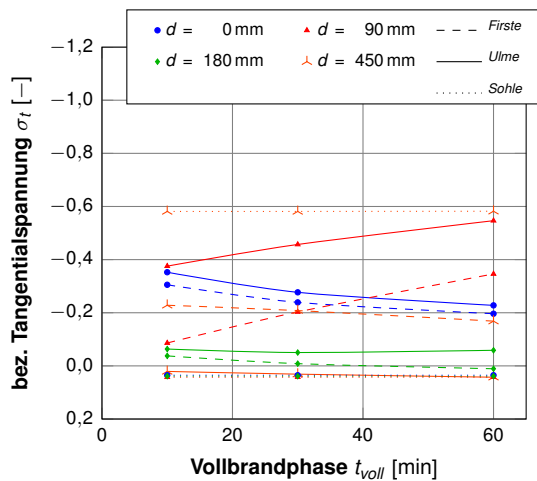
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



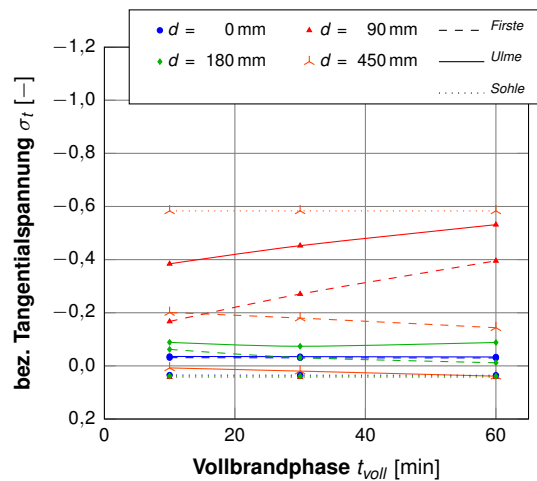
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



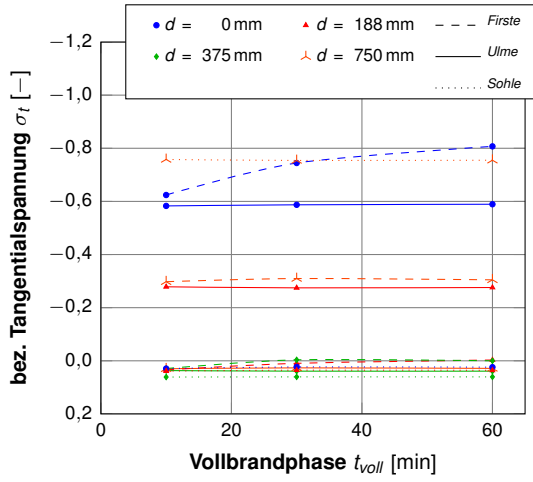
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



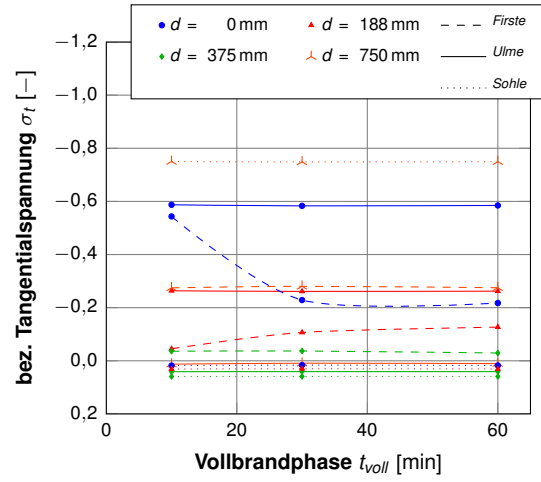
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.77:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)

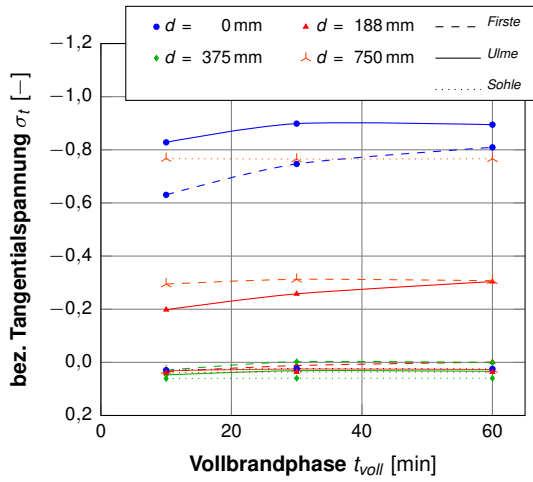
Abbildung F.78:  $D_i = 10$  m,  $d_{max} = 450$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C (Auslastungsindex, zwei axial)



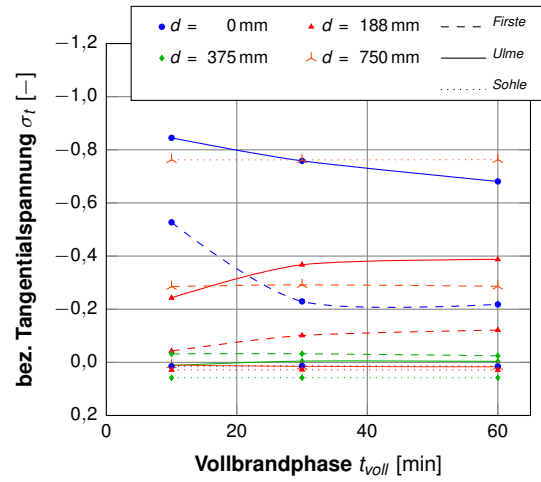
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



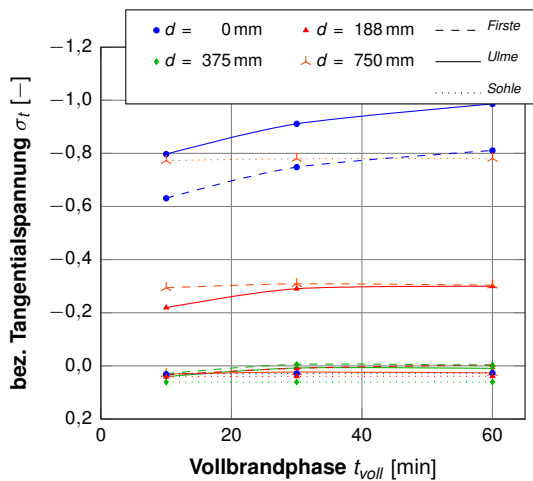
(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



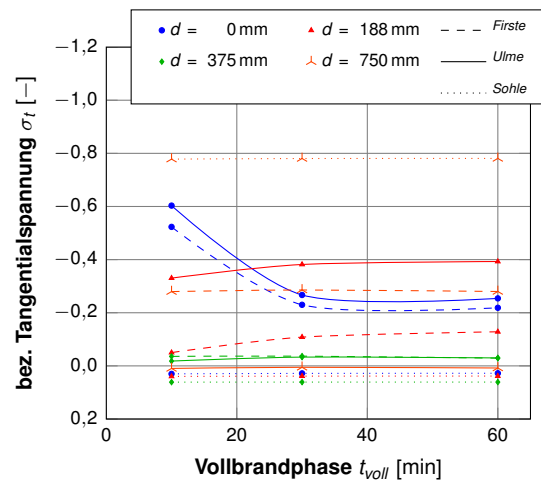
(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



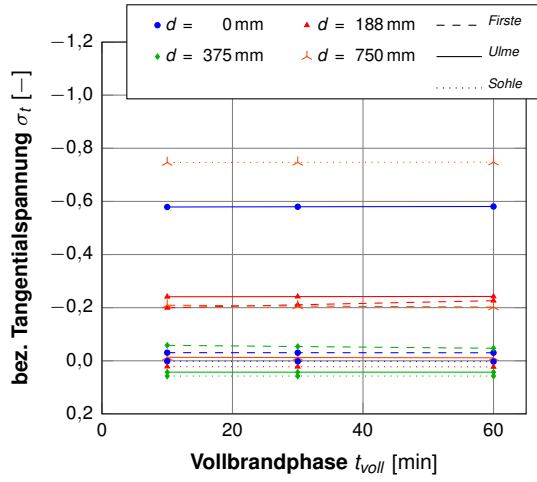
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$



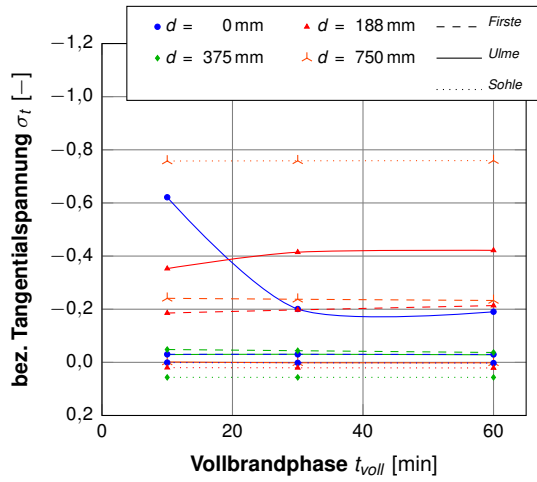
(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

Abbildung F.79:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 900^\circ$  C (Auslastungsindex, zwei axial)

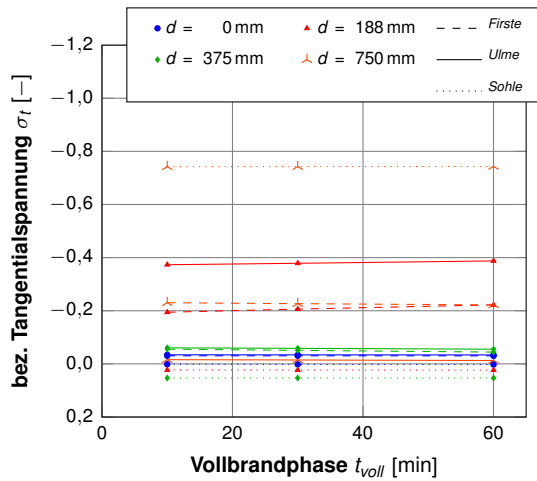
Abbildung F.80:  $D_i = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1200^\circ$  C (Auslastungsindex, zwei axial)



(1)  $\theta = \pm 60^\circ$



(2)  $\theta = \pm 90^\circ$



(3)  $\theta = \pm 120^\circ$

**Abbildung F.81:**  $D_j = 14$  m,  $d_{max} = 750$  mm,  
 $\alpha_c = 25$  W/(m<sup>2</sup>K),  $T_{max} = 1500$  °C  
 (Auslastungsindex, zwei axial)



## **F.3 Abkühlungsphase und nach dem Brand**

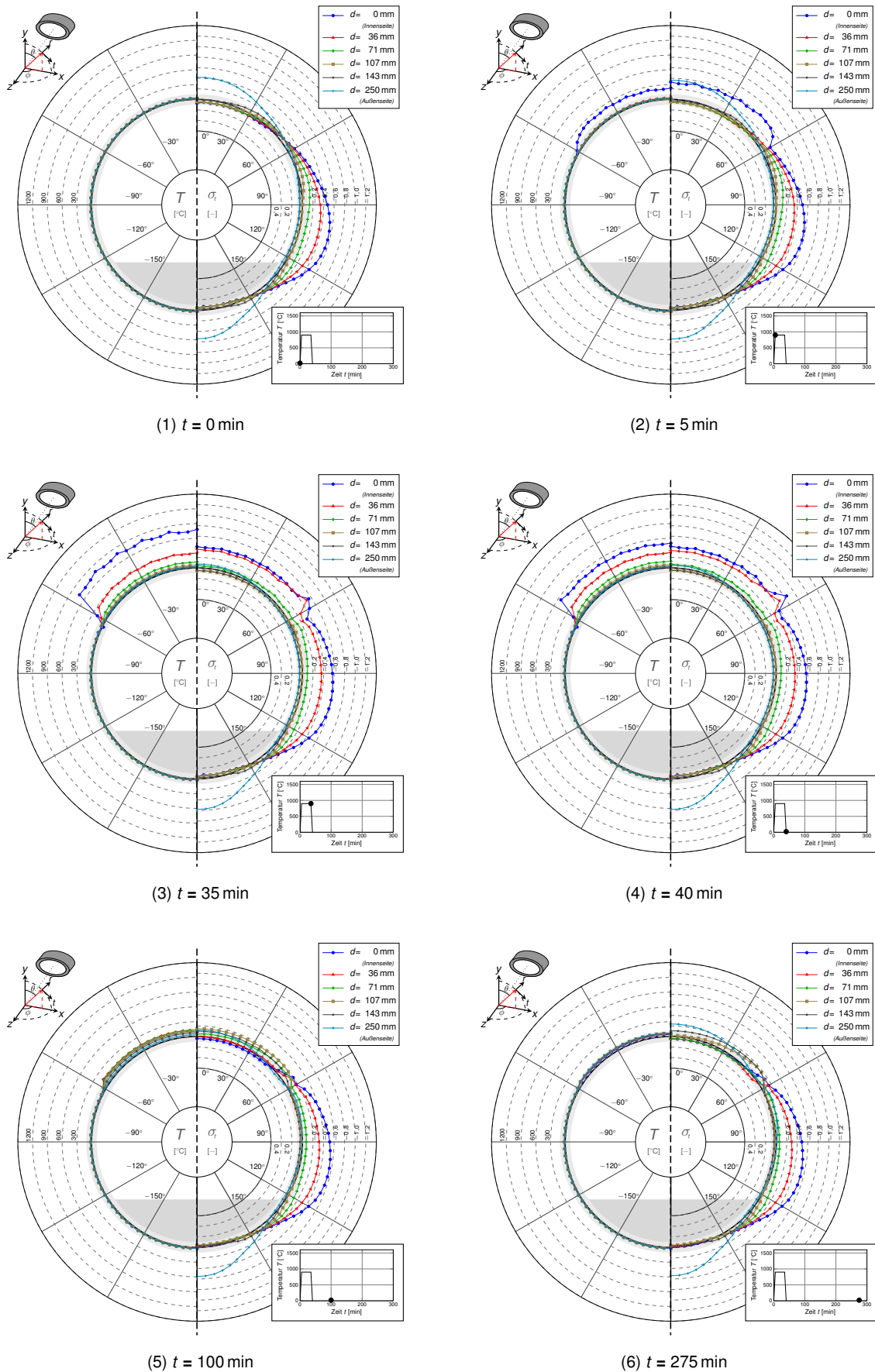


Abbildung F.82: Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$



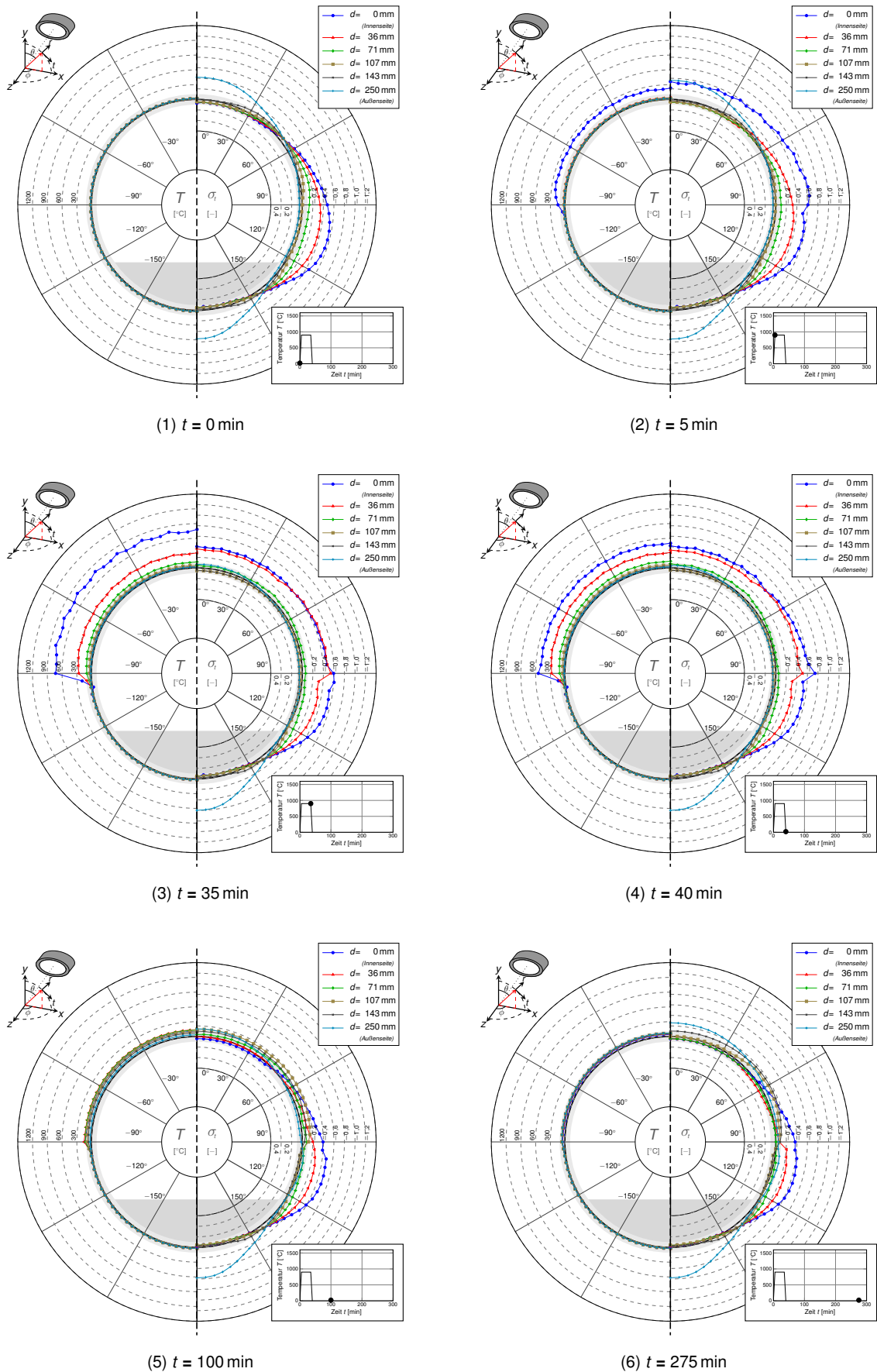


Abbildung F.83: Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

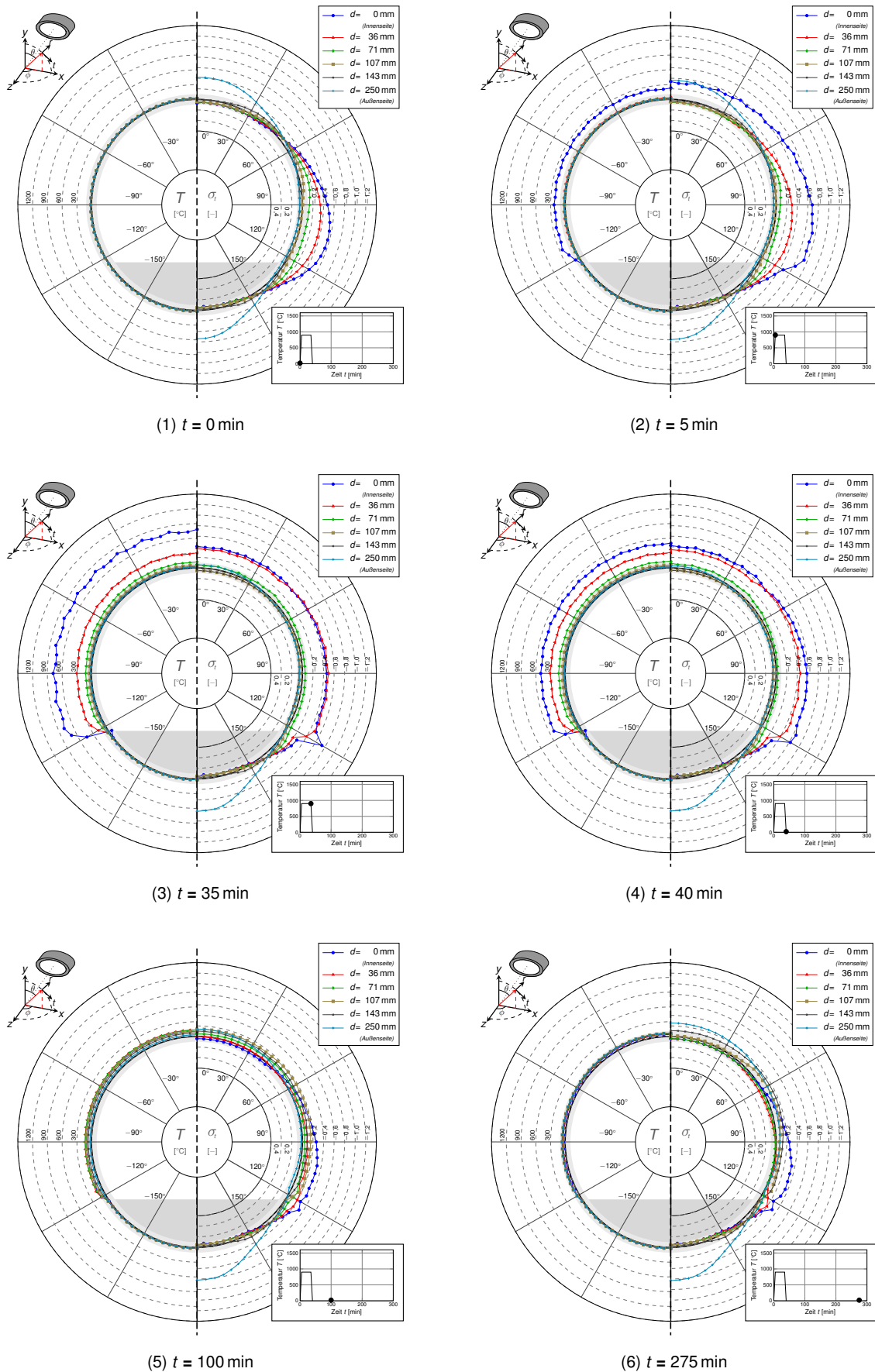


Abbildung F.84: Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $z = 0\text{ m}$ ,  $\theta = \pm 120^\circ$

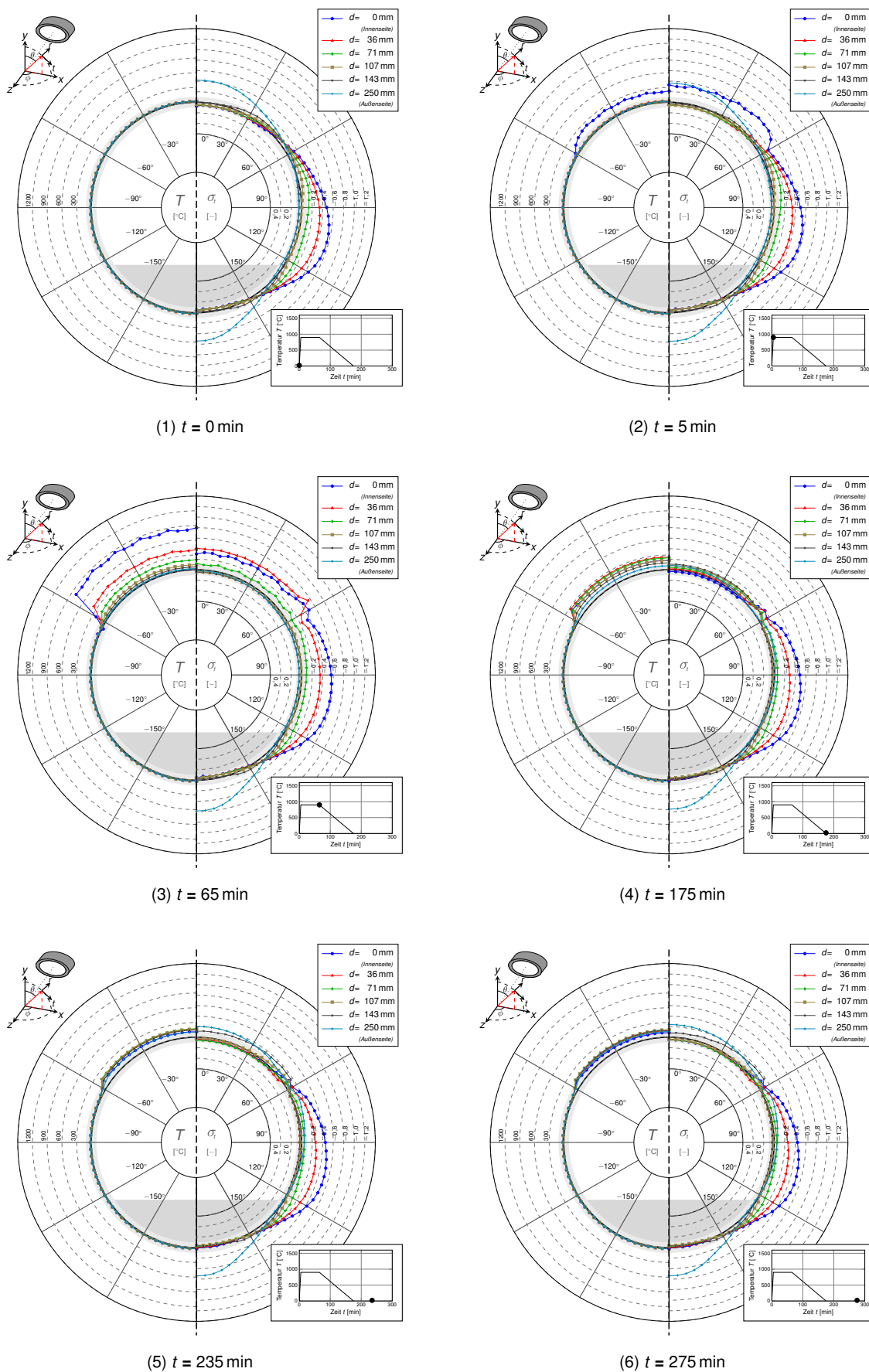
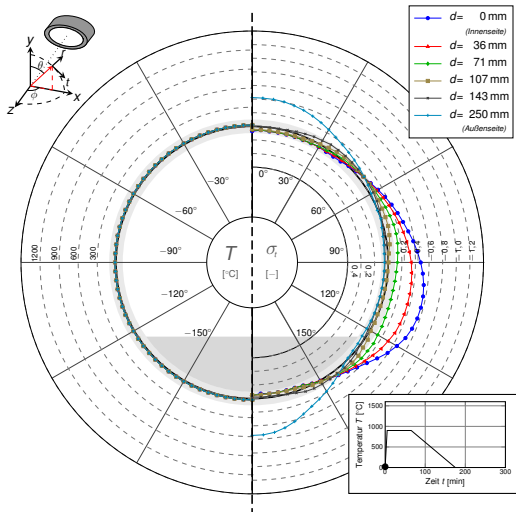
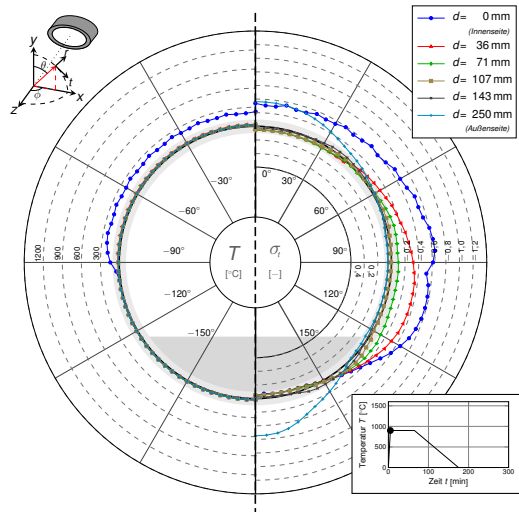


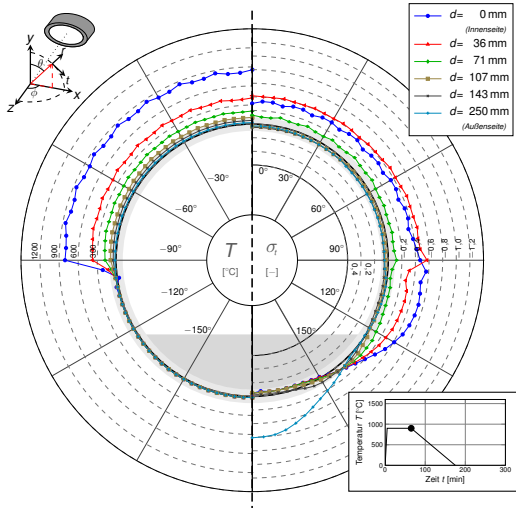
Abbildung F.85: Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$



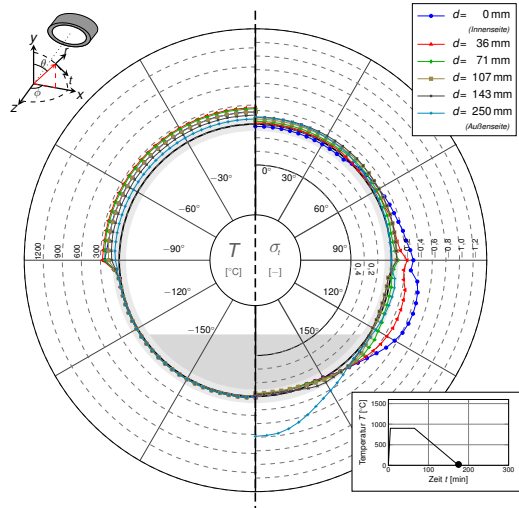
(1)  $t = 0 \text{ min}$



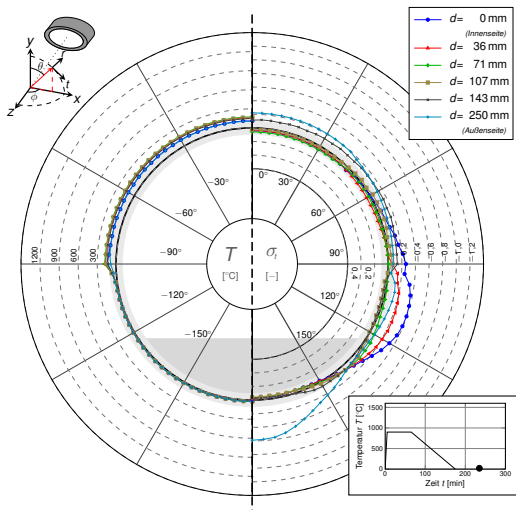
(2)  $t = 5 \text{ min}$



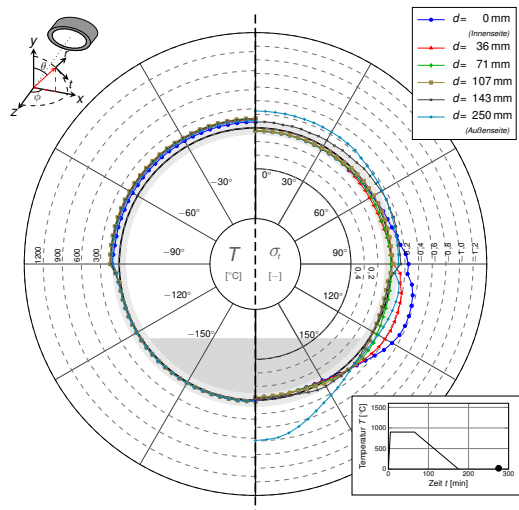
(3)  $t = 65 \text{ min}$



(4)  $t = 175 \text{ min}$



(5)  $t = 235 \text{ min}$



(6)  $t = 275 \text{ min}$

Abbildung F.86: Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $z = 0 \text{ m}$ ,  $\theta = \pm 90^\circ$

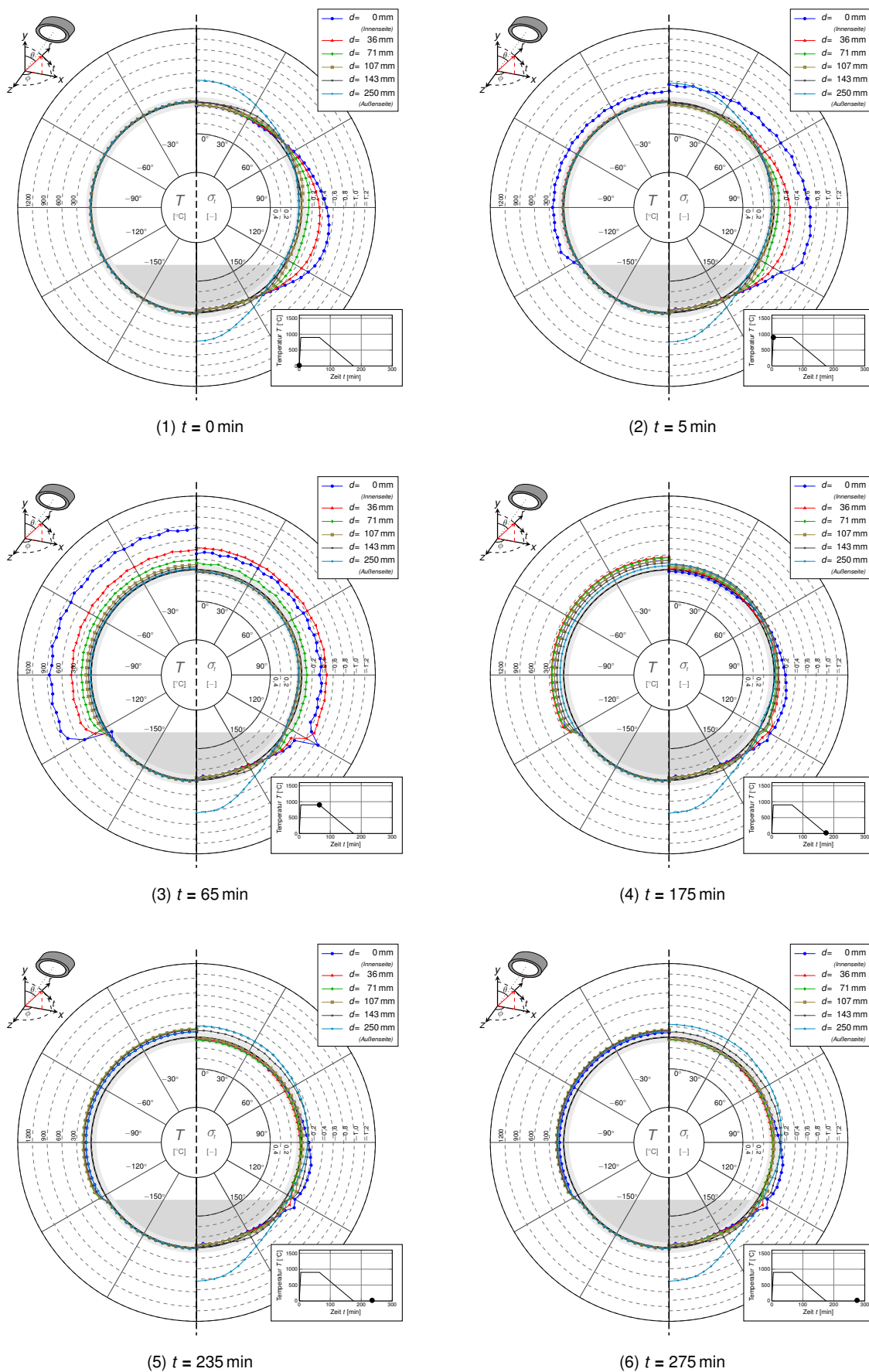
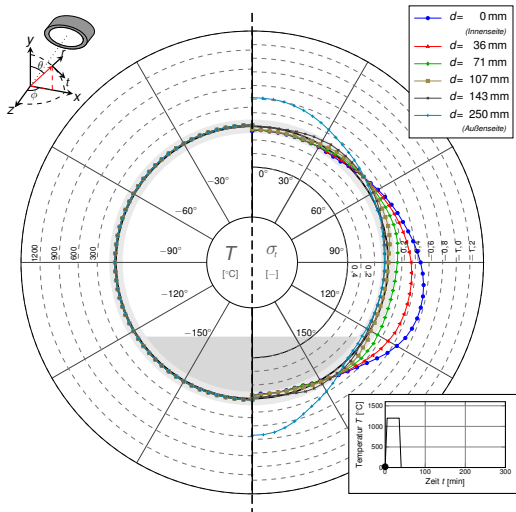
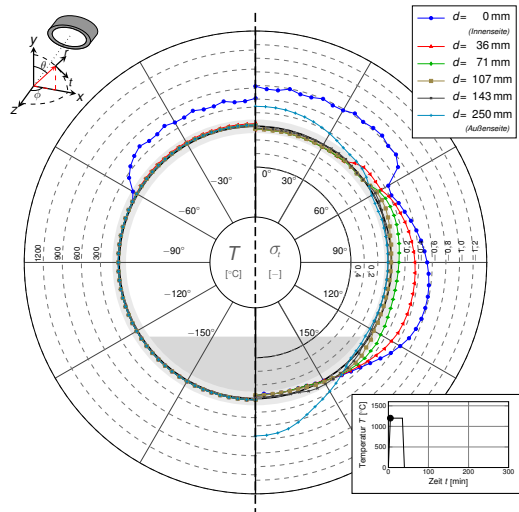


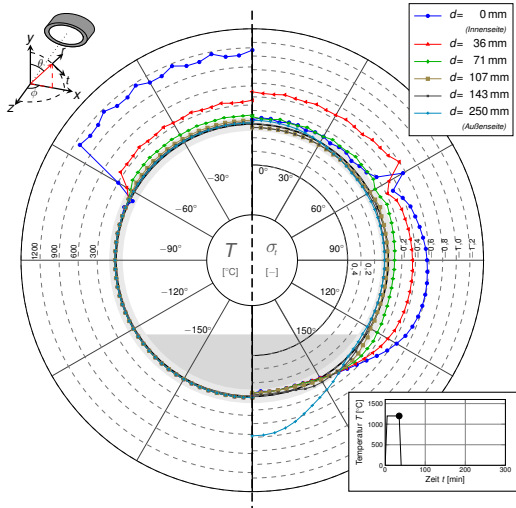
Abbildung F.87: Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



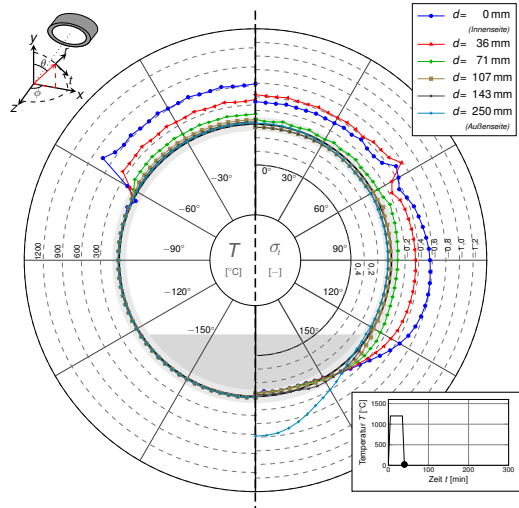
(1)  $t = 0$  min



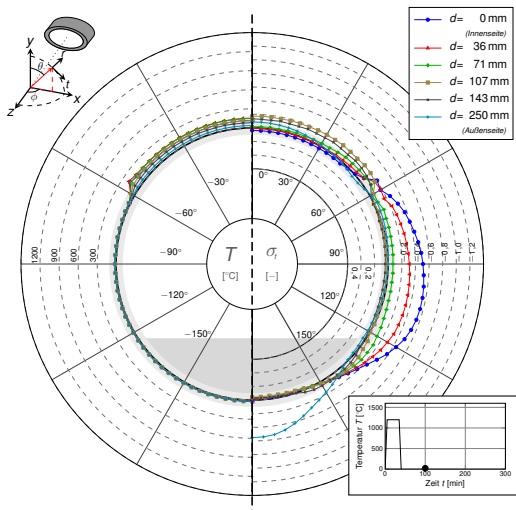
(2)  $t = 5$  min



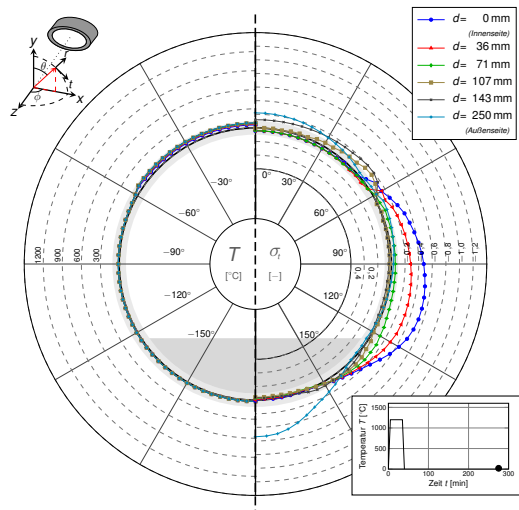
(3)  $t = 35$  min



(4)  $t = 40$  min



(5)  $t = 100$  min



(6)  $t = 275$  min

Abbildung F.88: Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

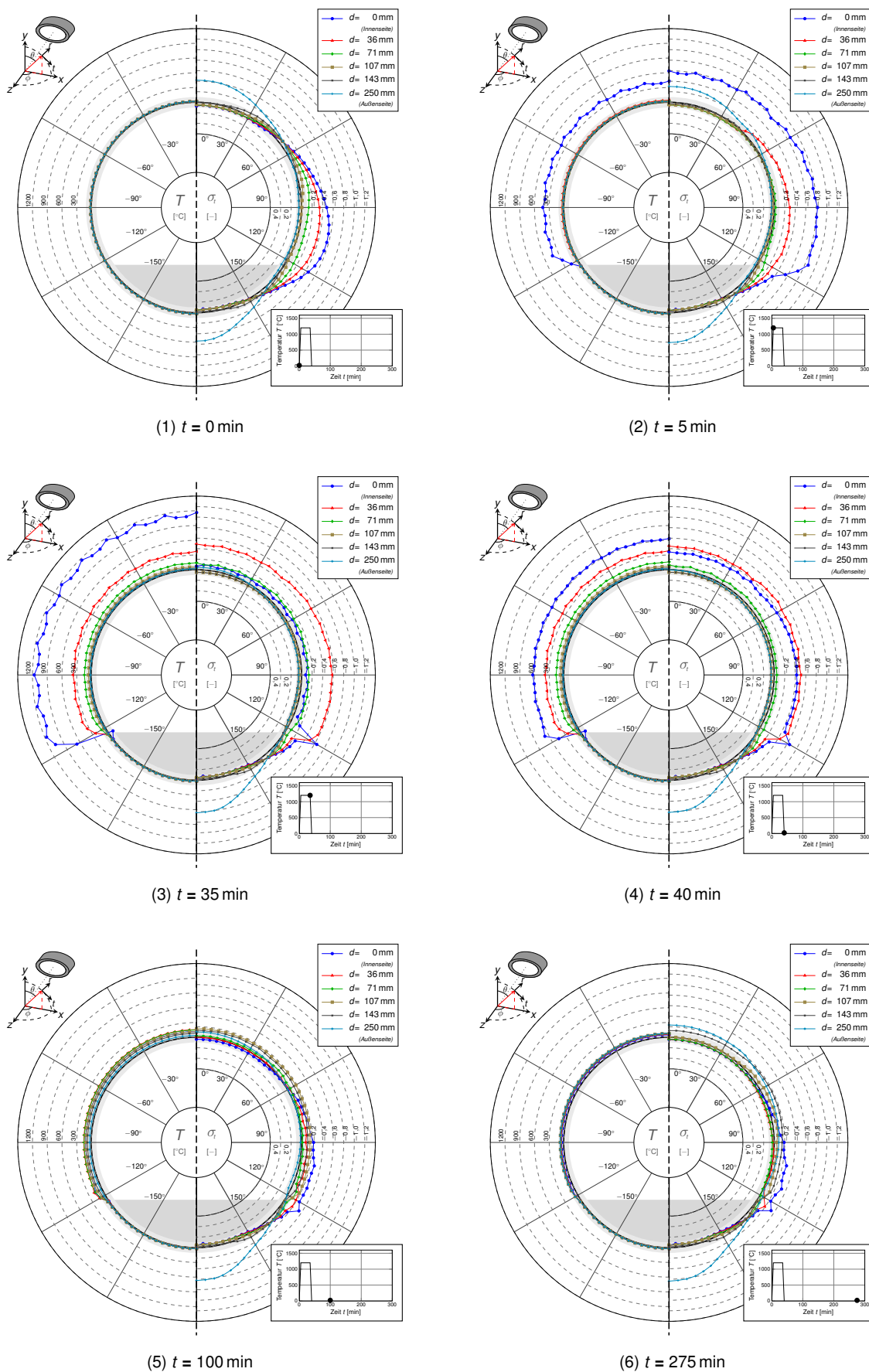


Abbildung F.89: Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

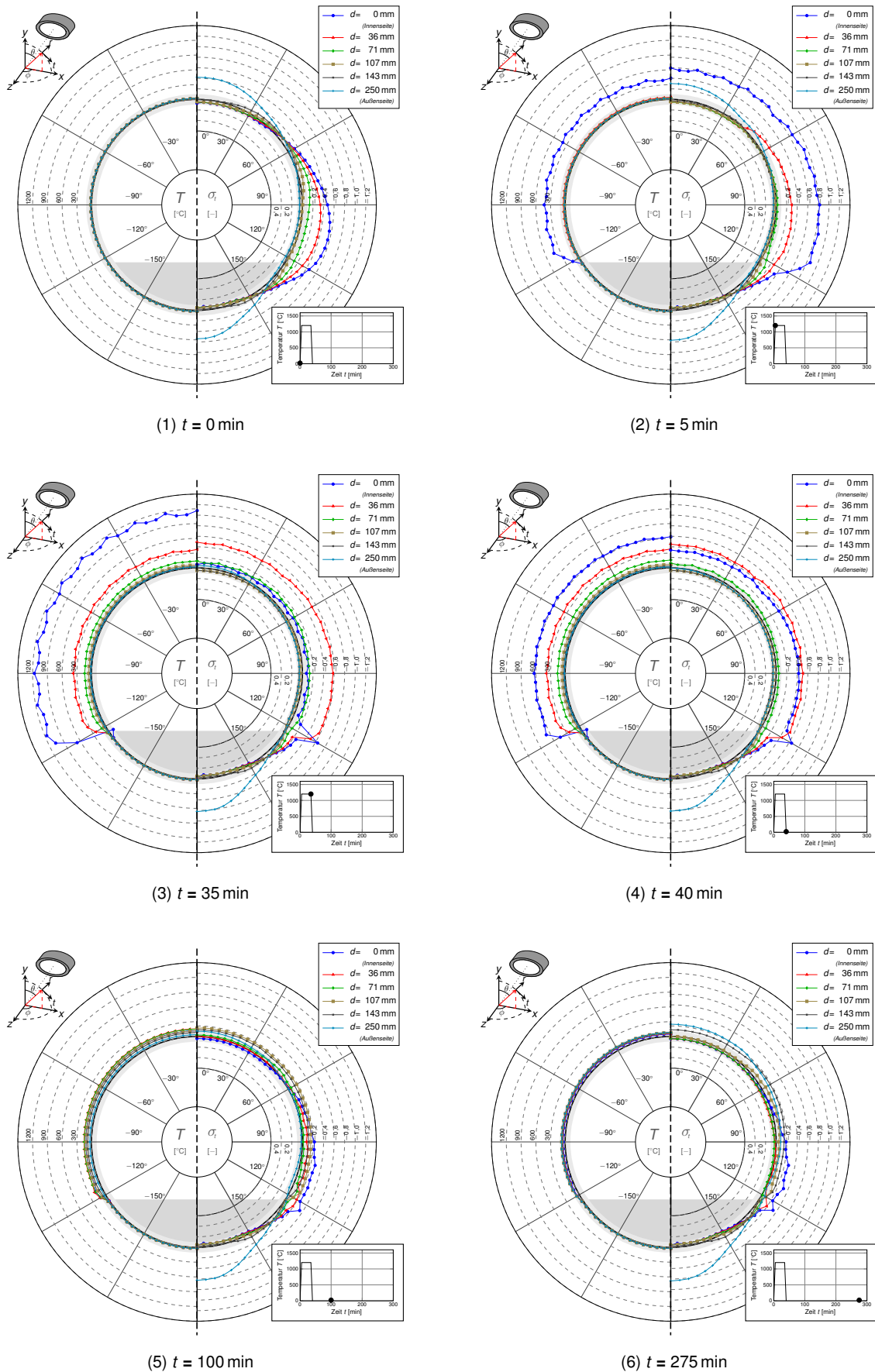
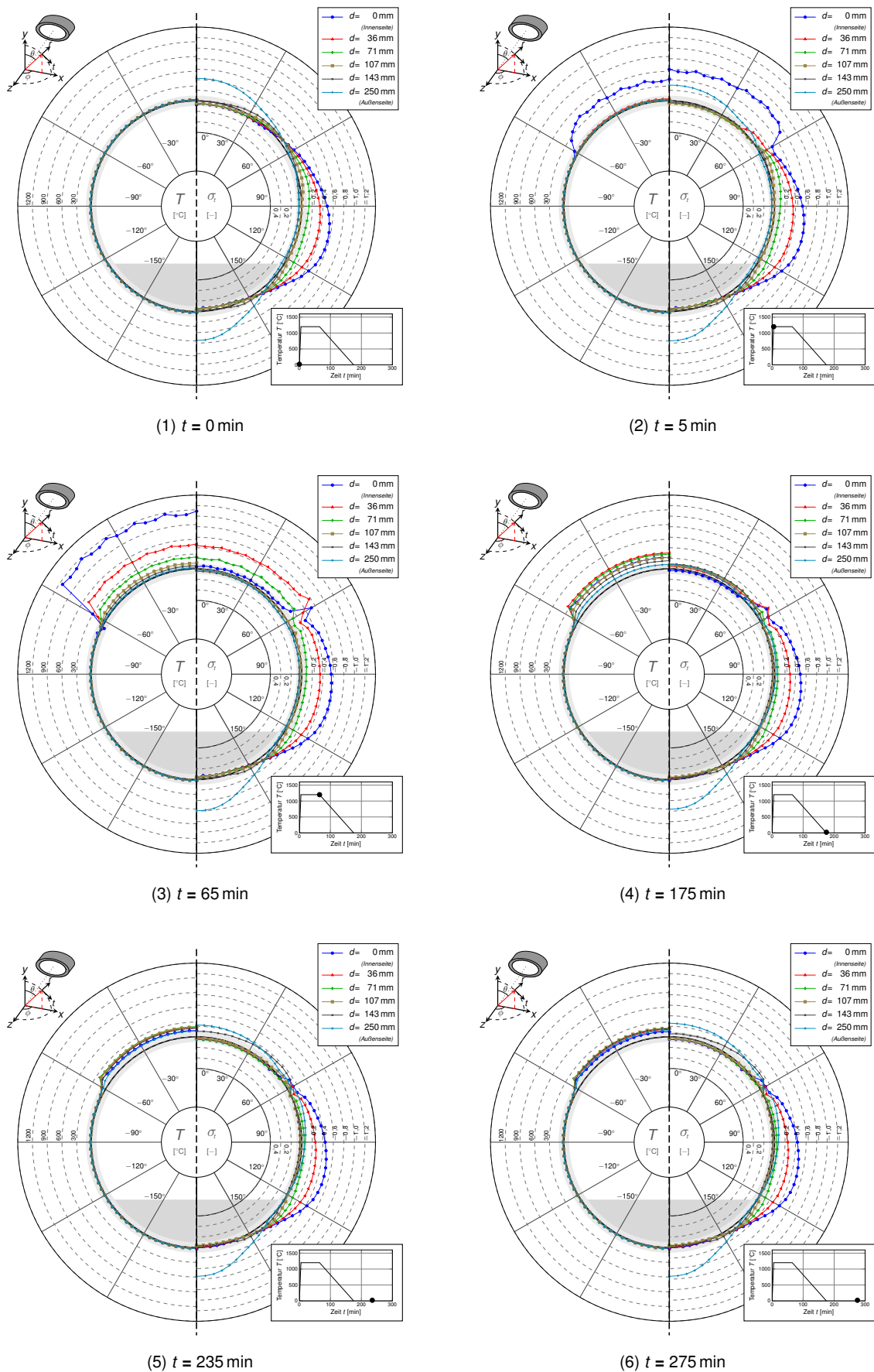


Abbildung F.90: Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



Abbildung F.91: Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

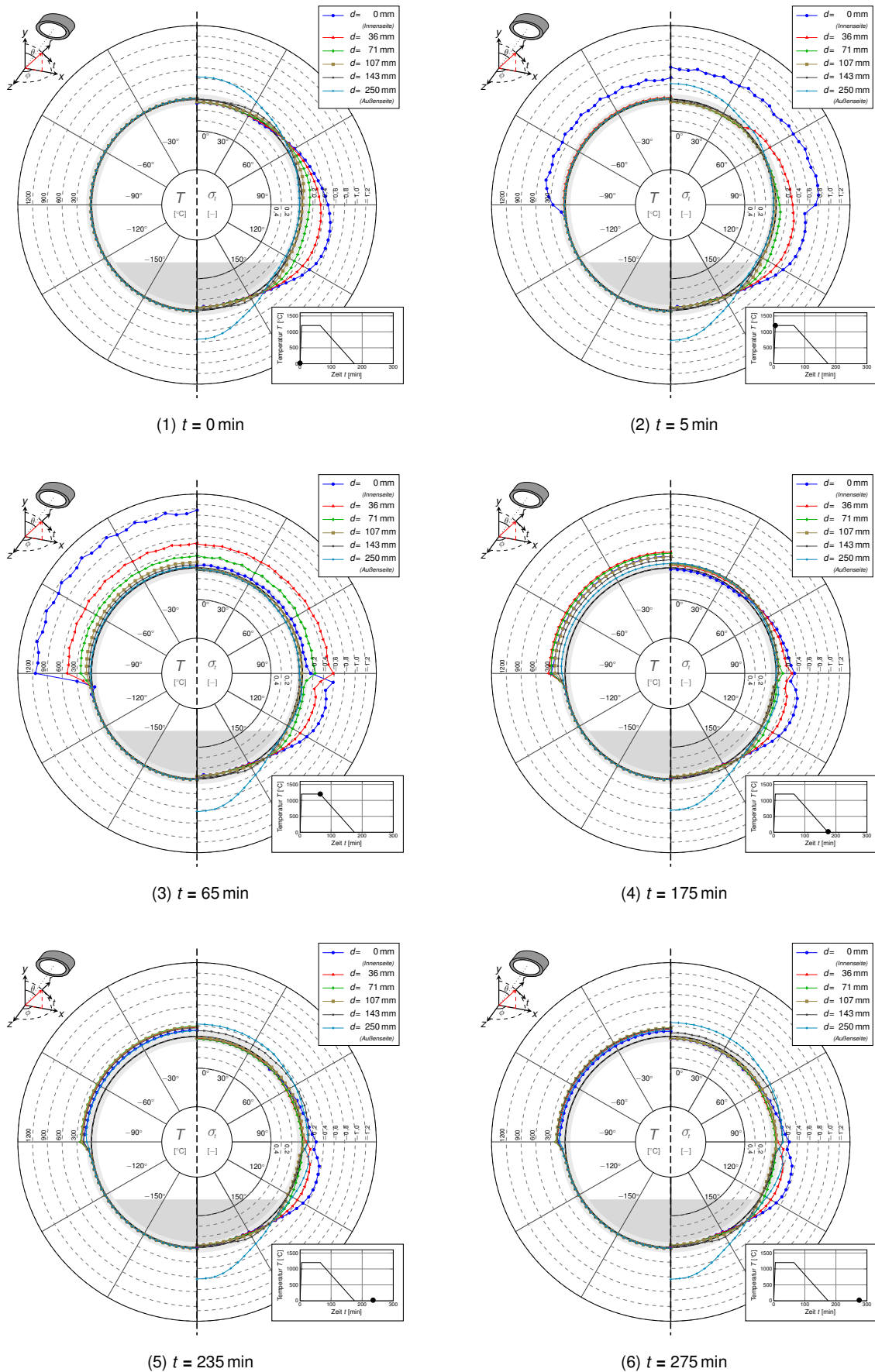


Abbildung F.92: Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

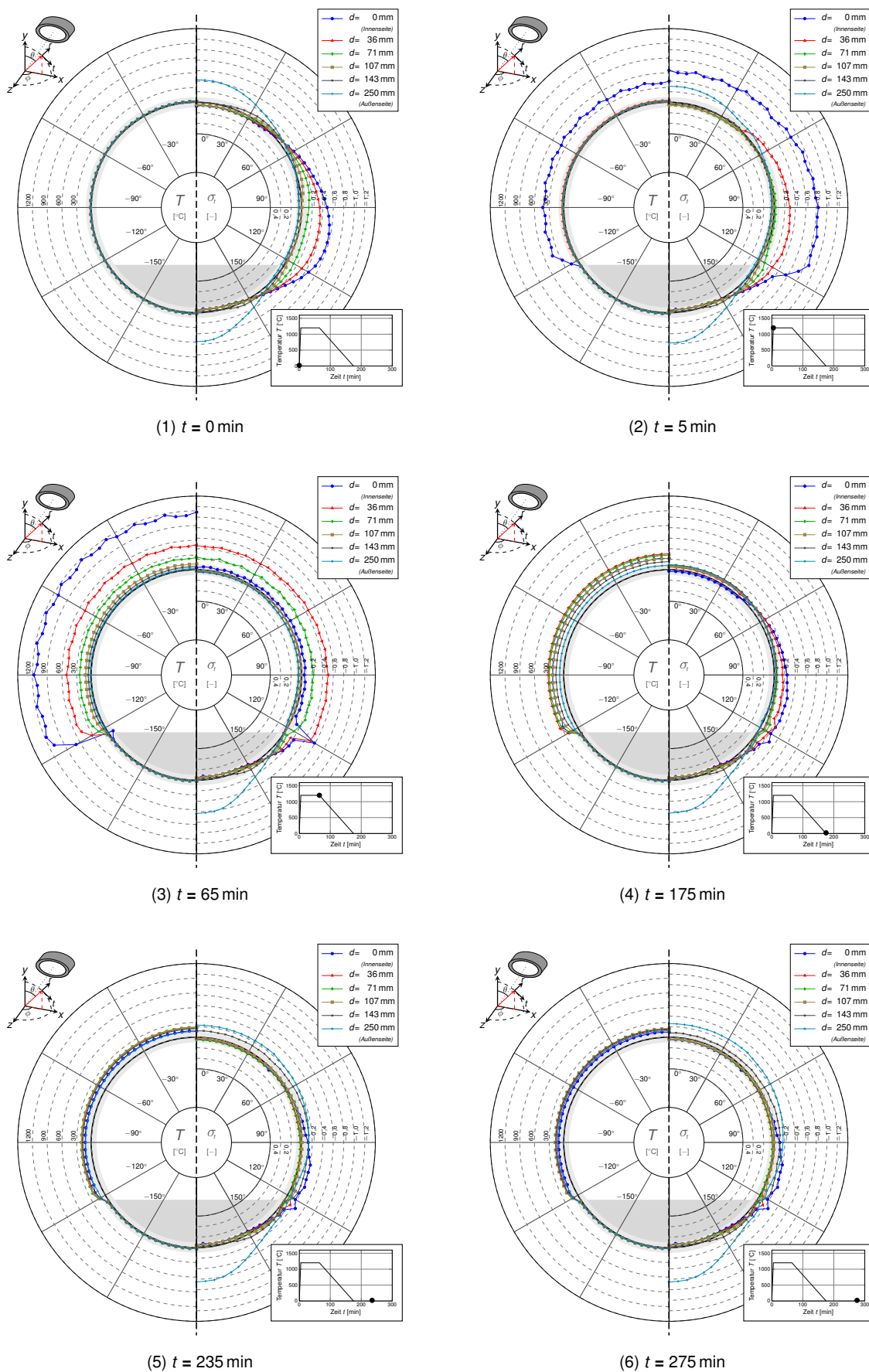
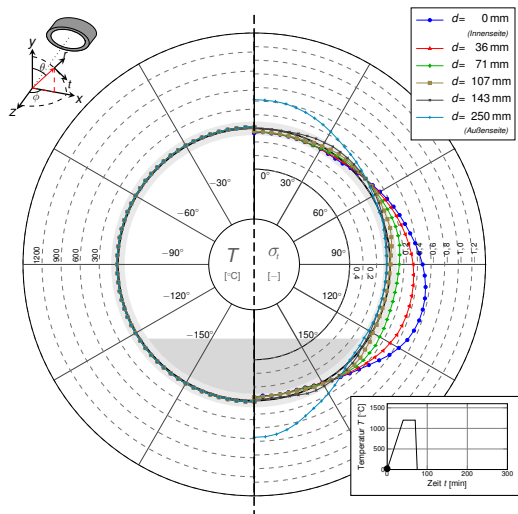
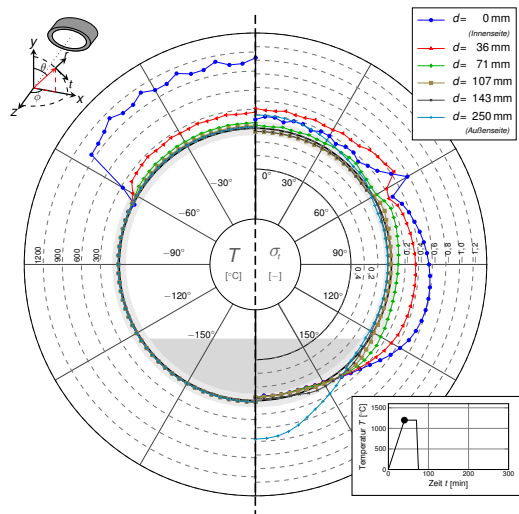


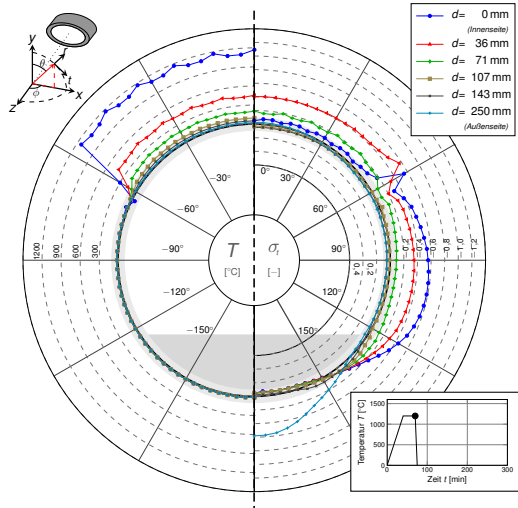
Abbildung F.93: Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



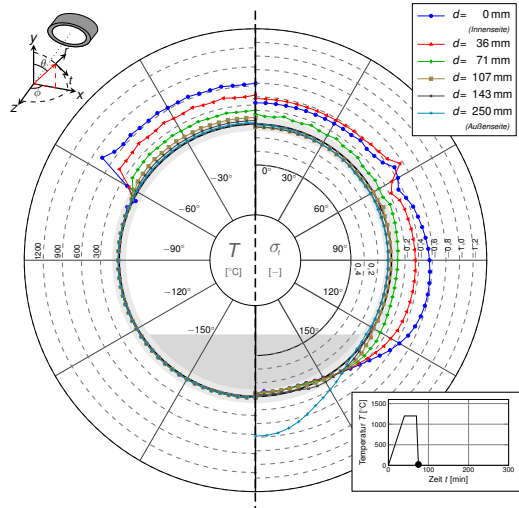
(1)  $t = 0 \text{ min}$



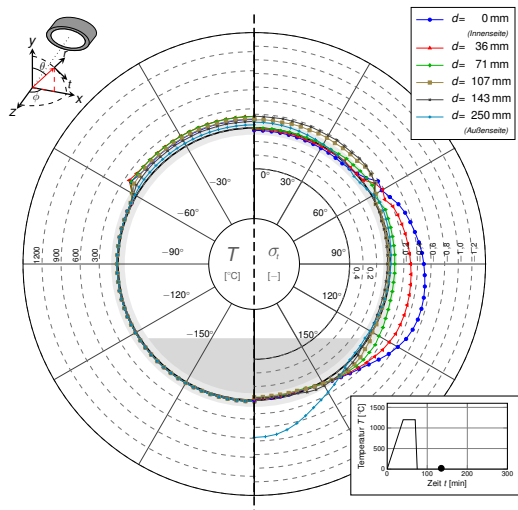
(2)  $t = 40 \text{ min}$



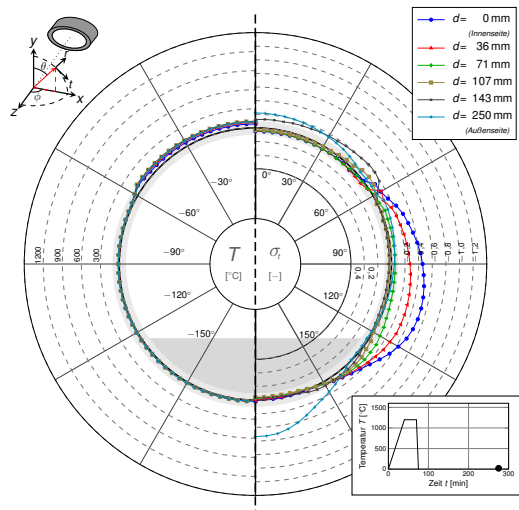
(3)  $t = 70 \text{ min}$



(4)  $t = 75 \text{ min}$



(5)  $t = 135 \text{ min}$



(6)  $t = 275 \text{ min}$

Abbildung F.94: Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6 \text{ m}$ ,  $z = 0 \text{ m}$ ,  $\theta = \pm 60^\circ$

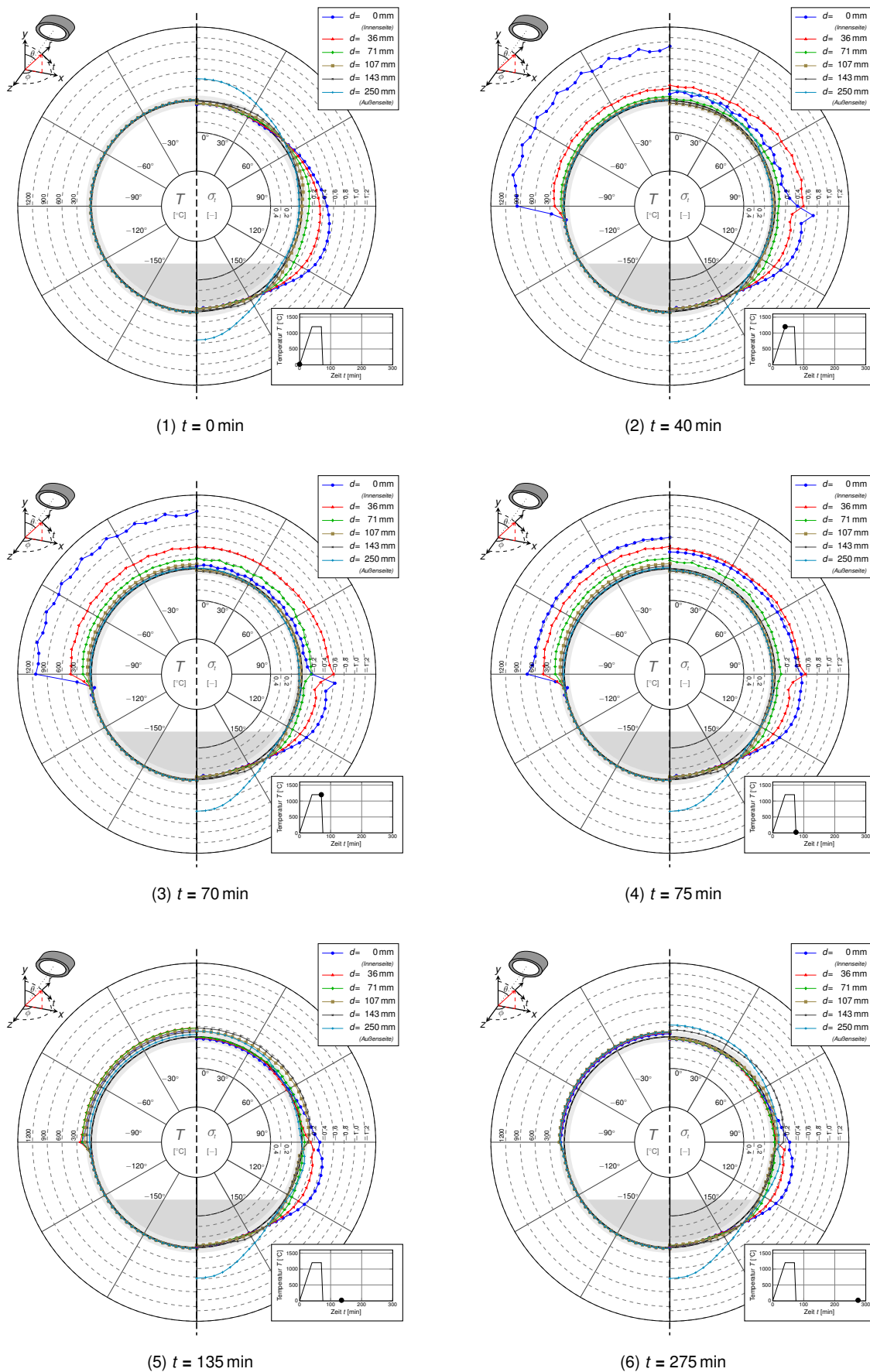


Abbildung F.95: Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^{\circ}$

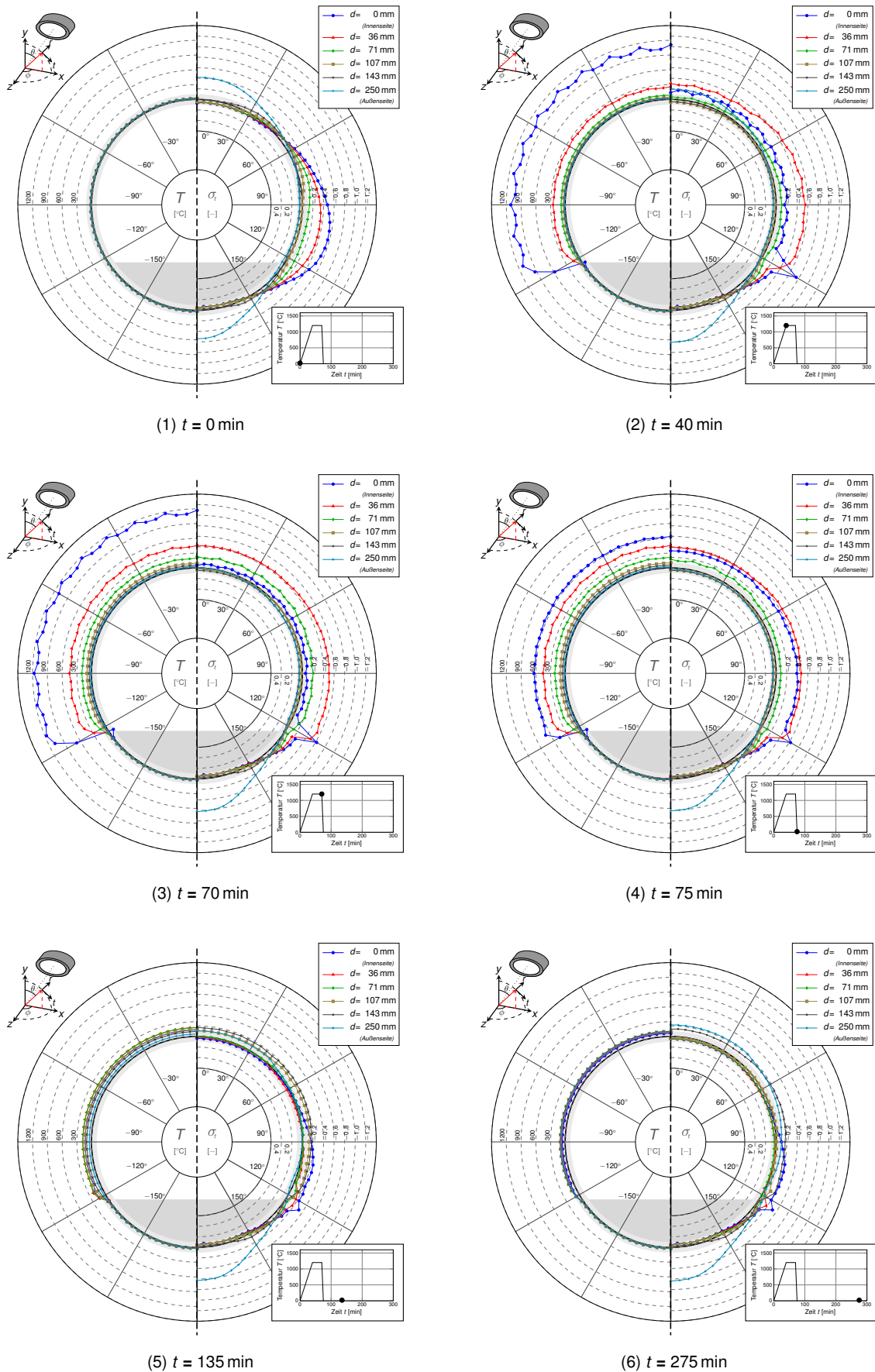


Abbildung F.96: Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6\text{ m}$ ,  $z = 0\text{ m}$ ,  $\theta = \pm 120^\circ$

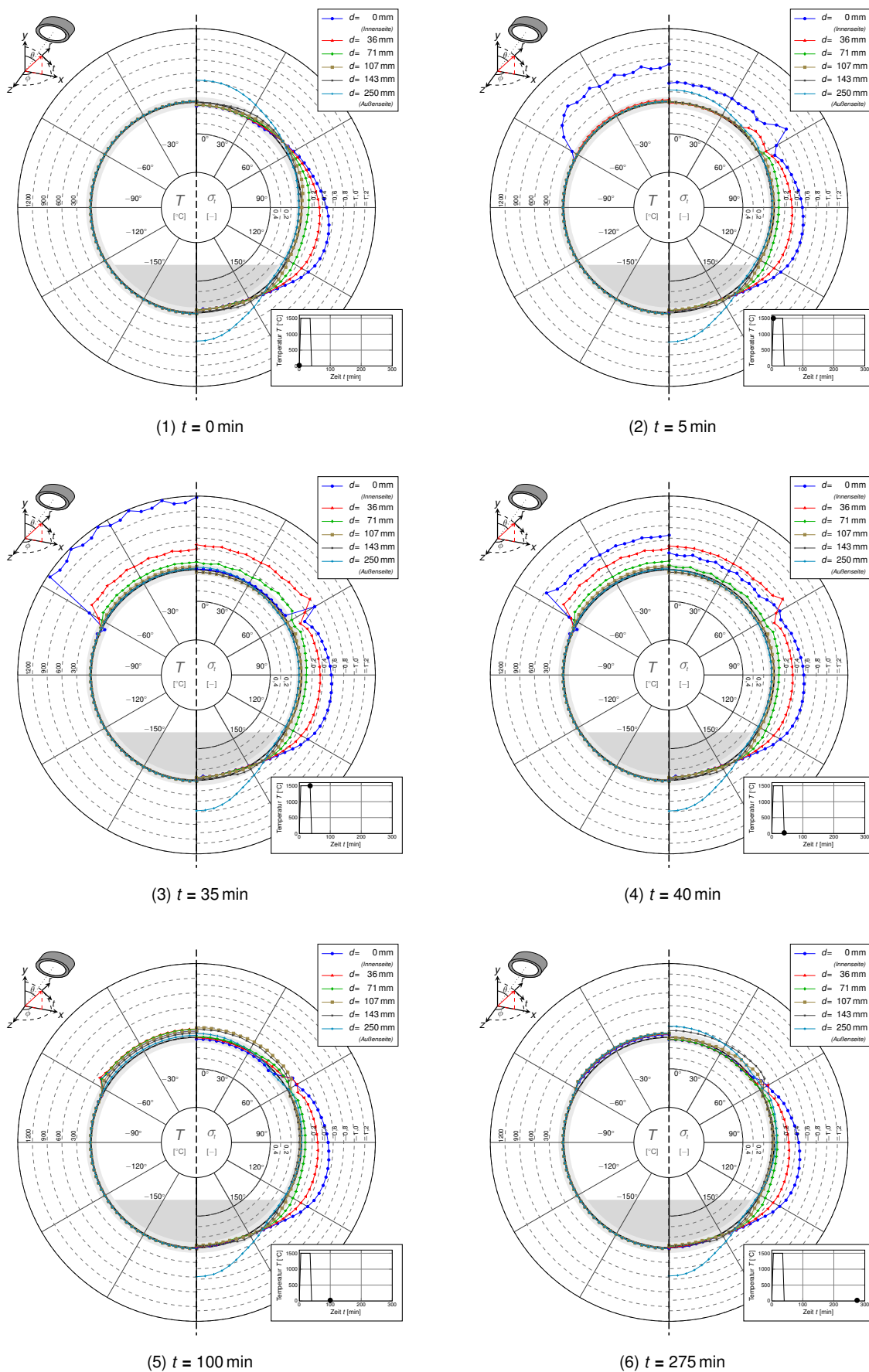


Abbildung F.97: Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

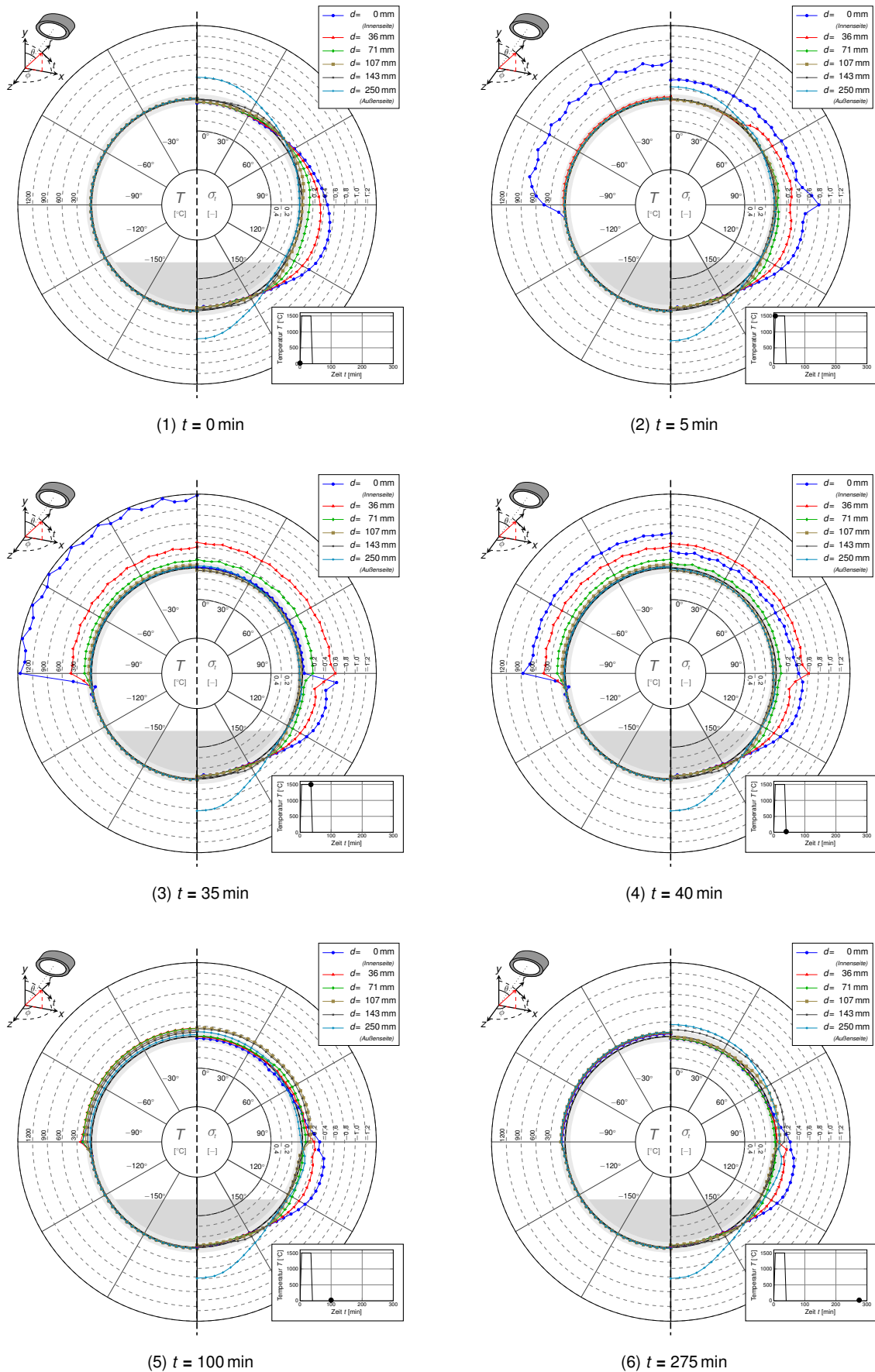


Abbildung F.98: Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$



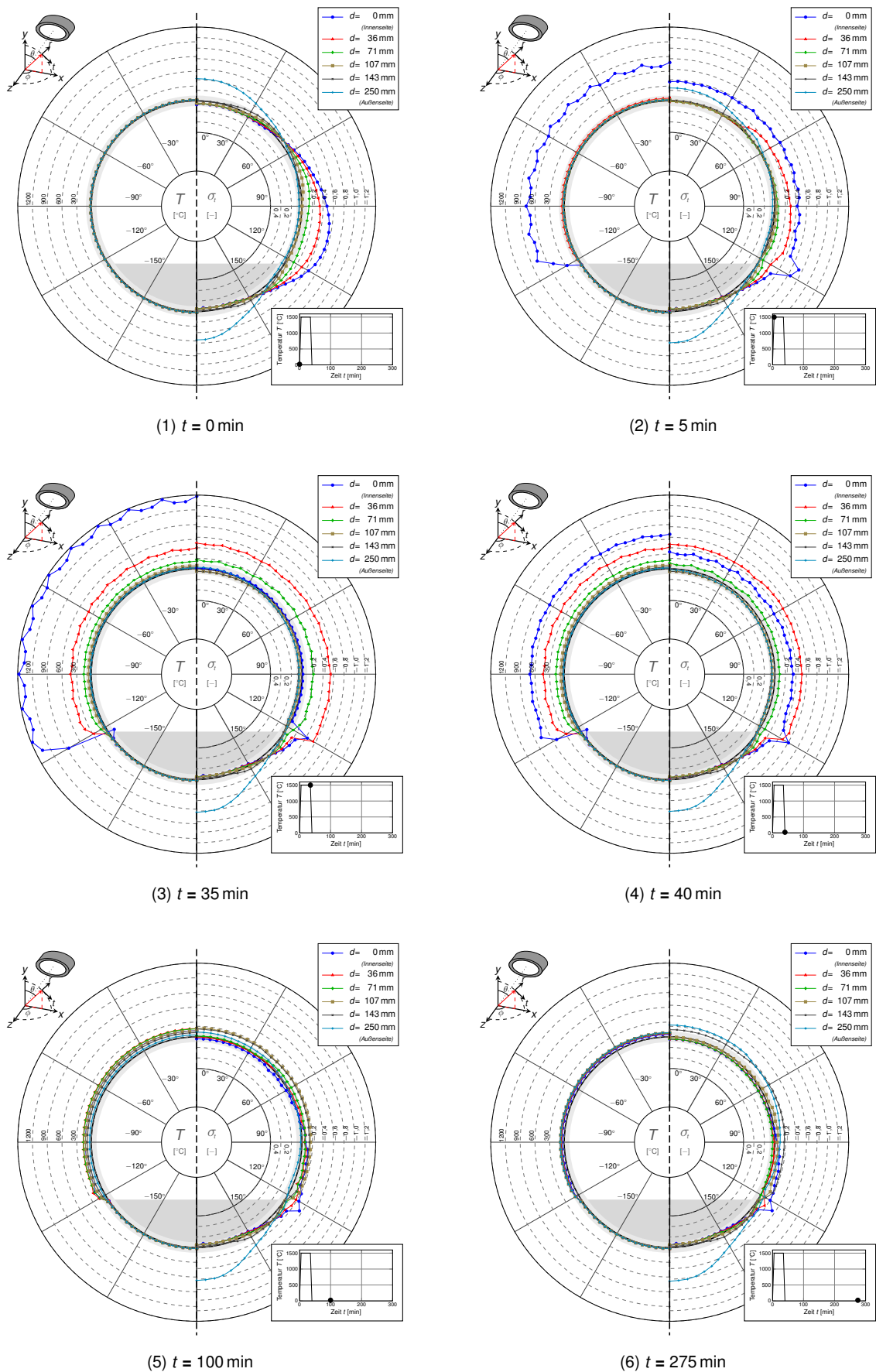


Abbildung F.99: Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

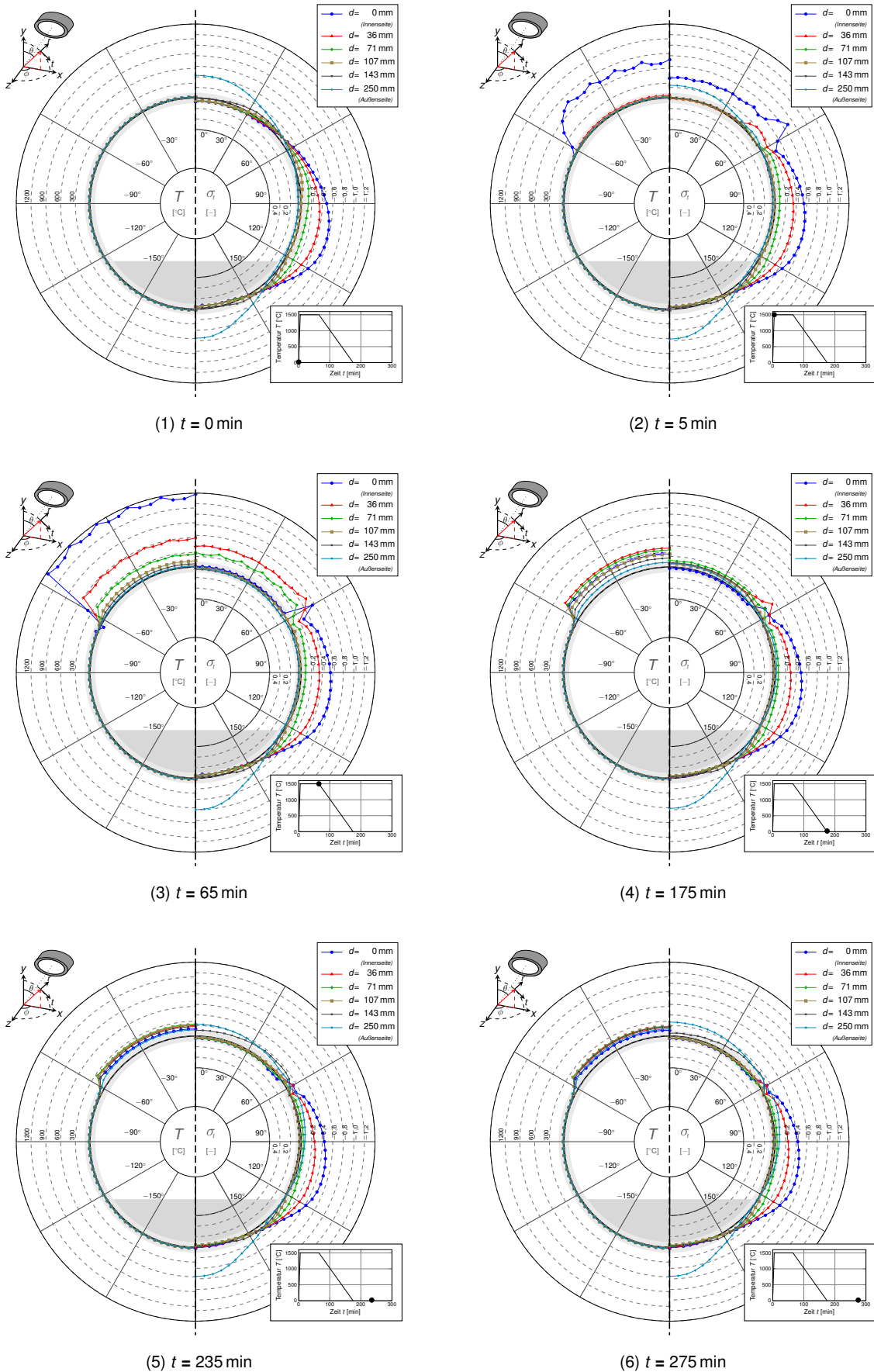
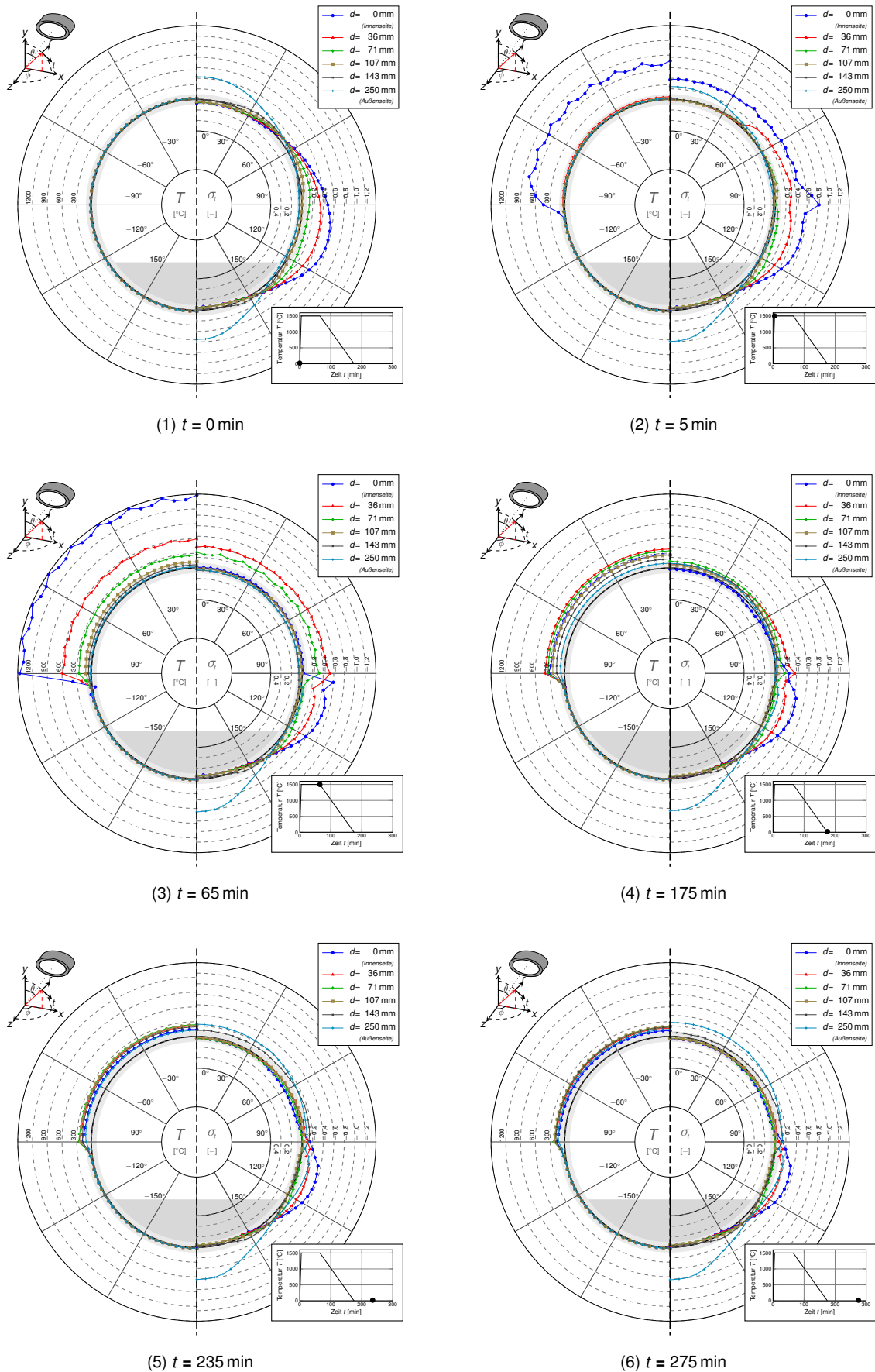


Abbildung F.100: Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

Abbildung F.101: Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

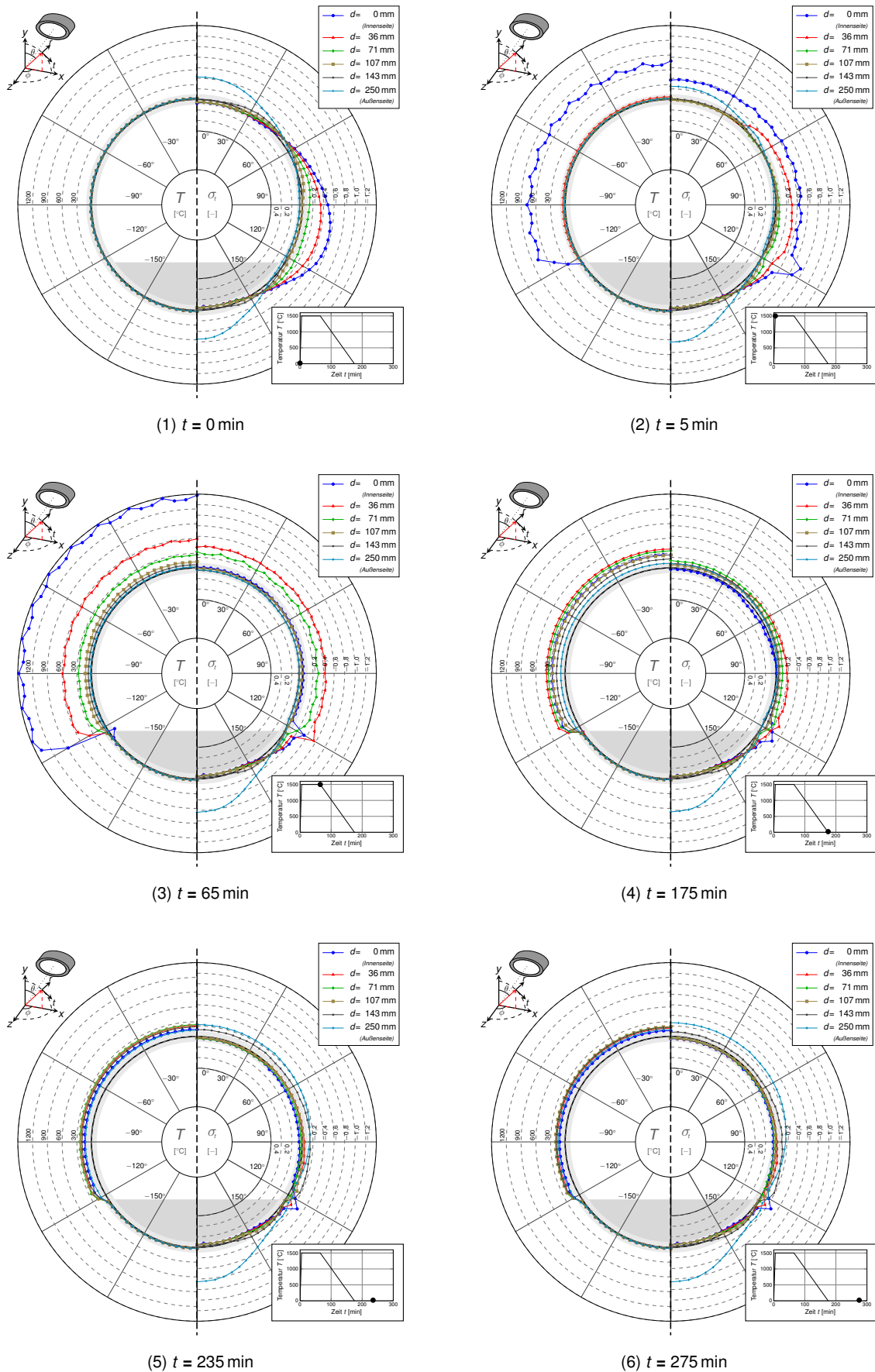


Abbildung F.102: Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1,  $D_i = 6$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

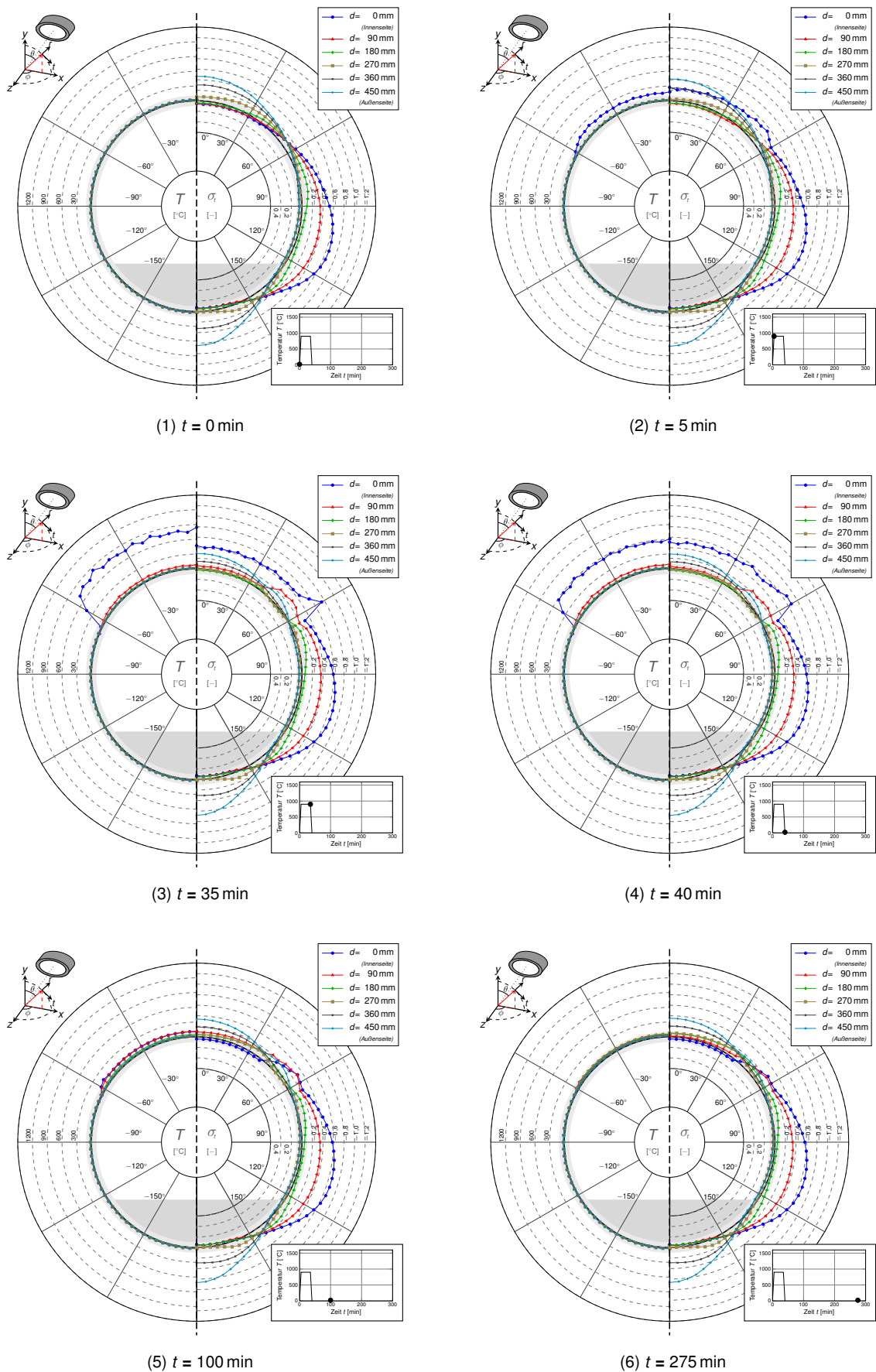
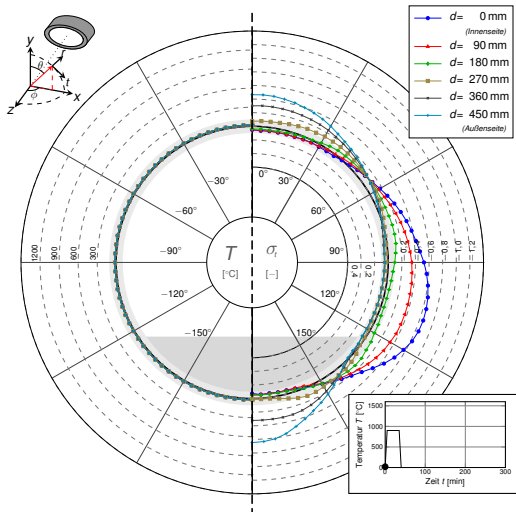
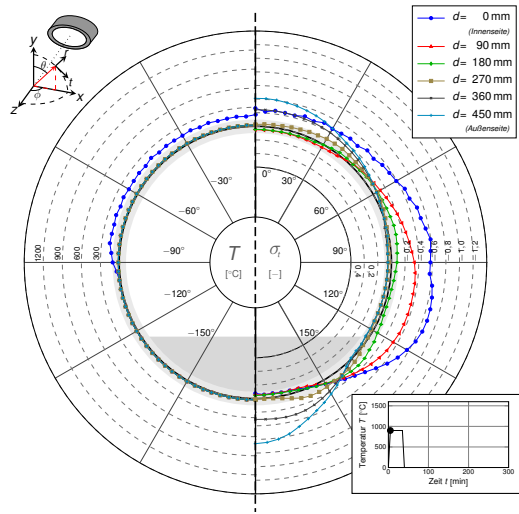


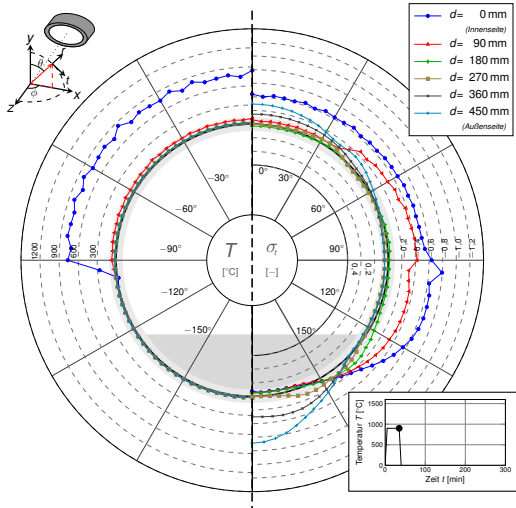
Abbildung F.103: Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$



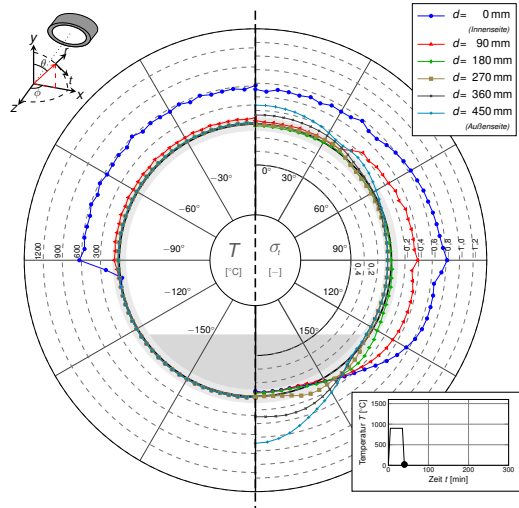
(1)  $t = 0$  min



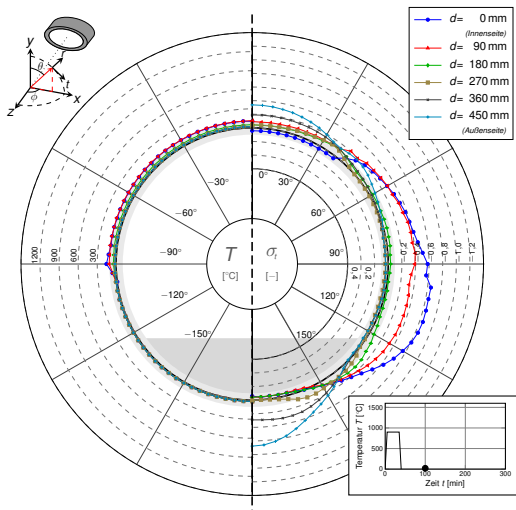
(2)  $t = 5$  min



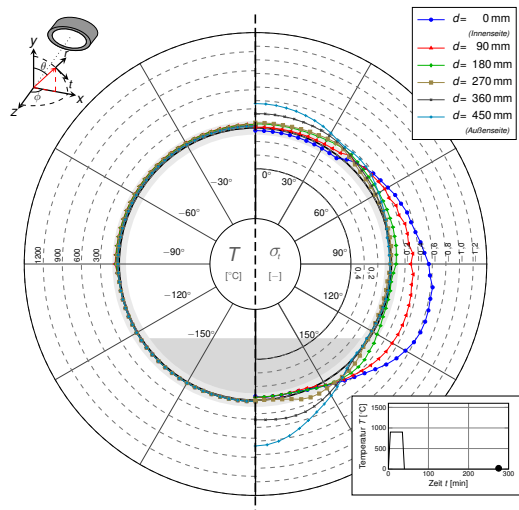
(3)  $t = 35$  min



(4)  $t = 40$  min



(5)  $t = 100$  min



(6)  $t = 275$  min

Abbildung F.104: Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

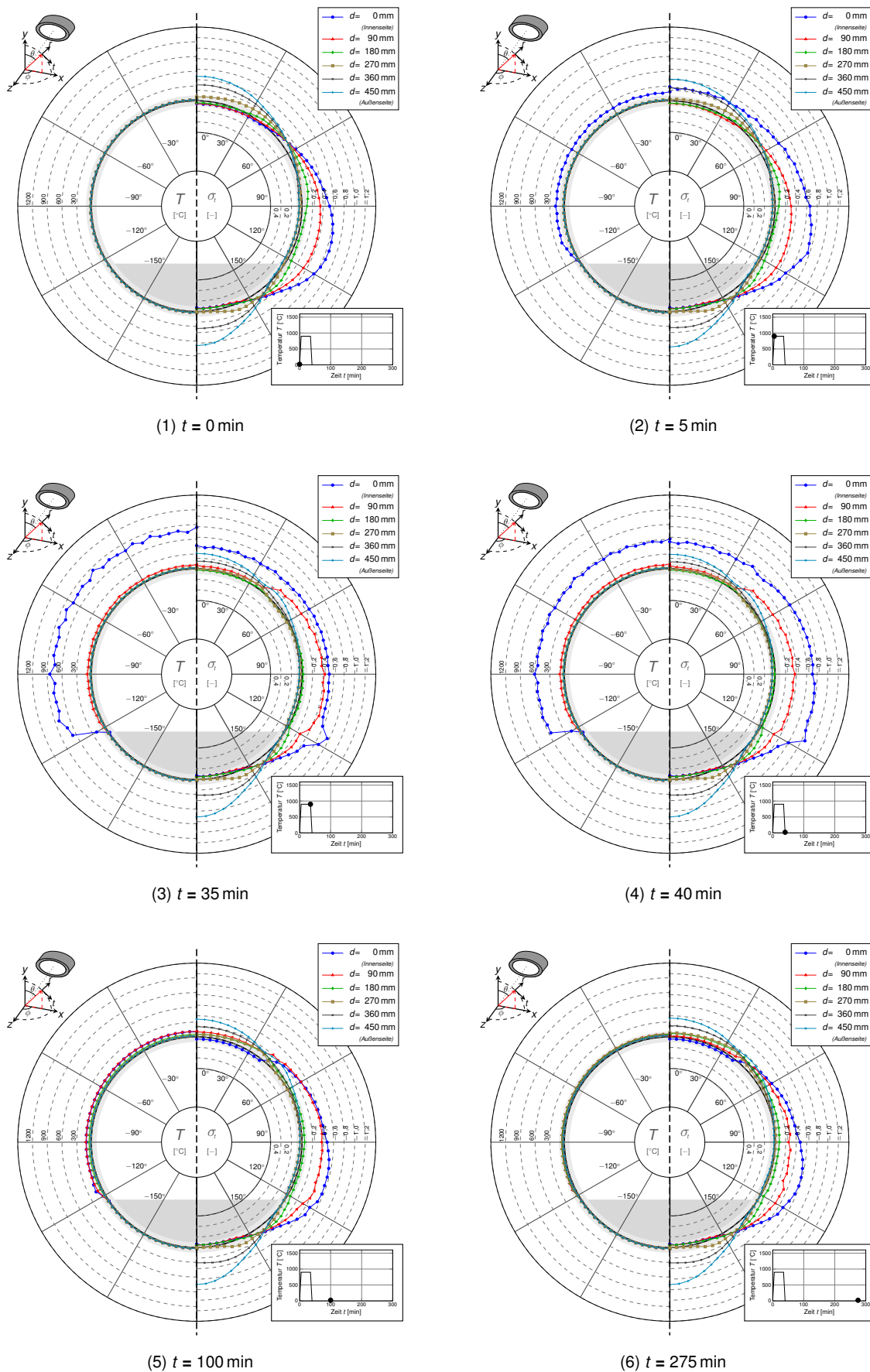


Abbildung F.105: Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

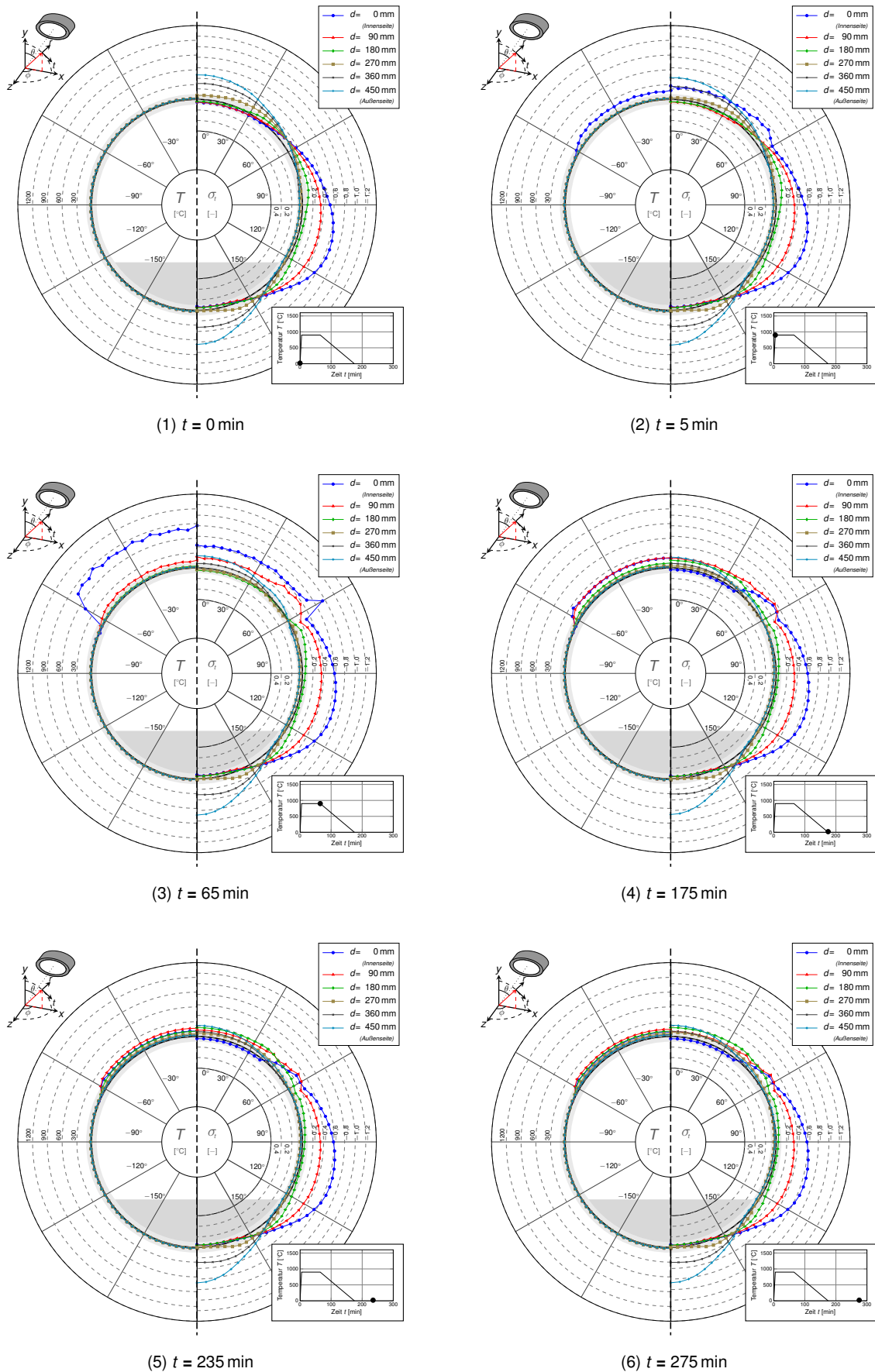


Abbildung F.106: Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$



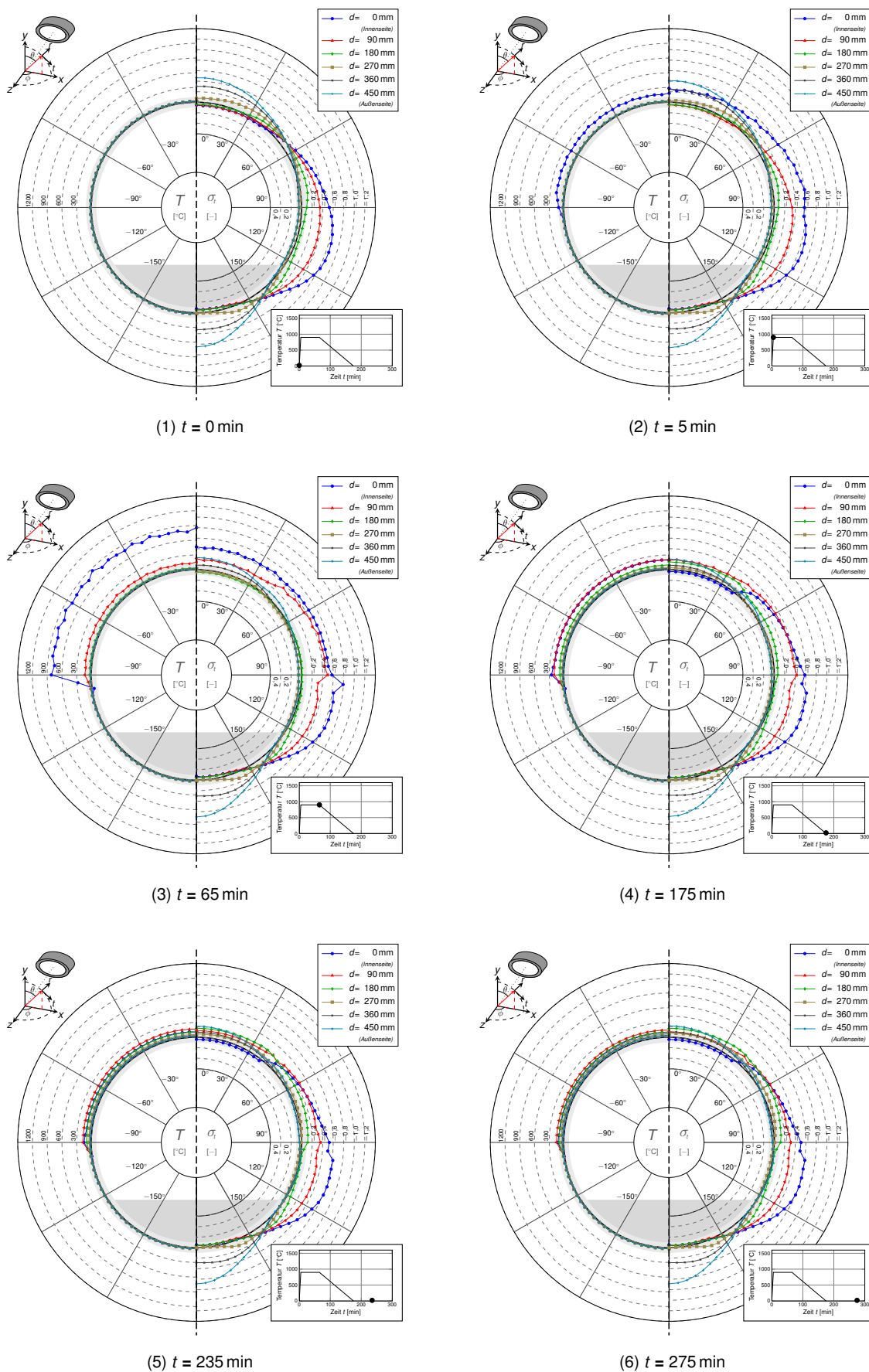


Abbildung F.107: Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

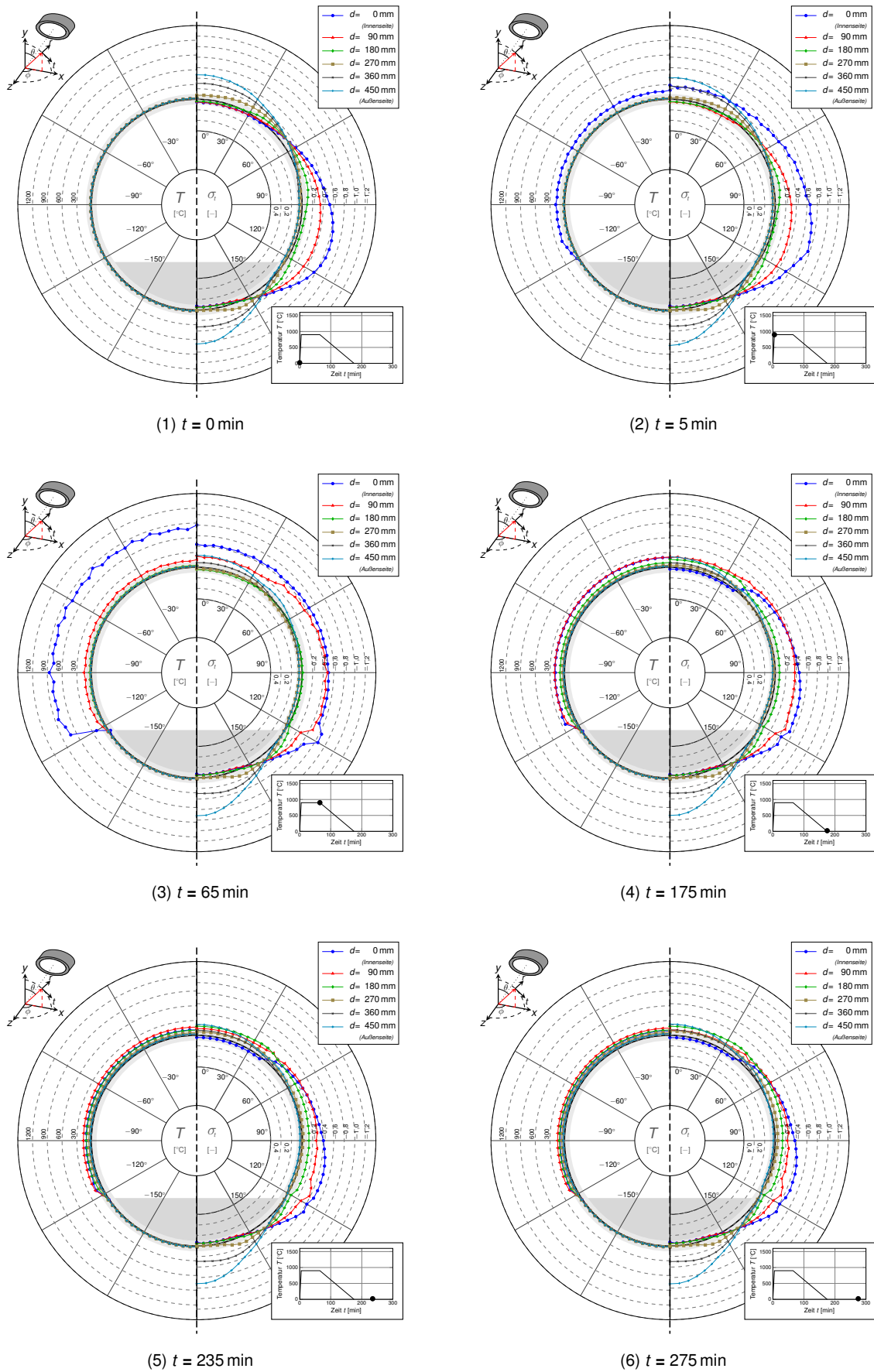


Abbildung F.108: Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

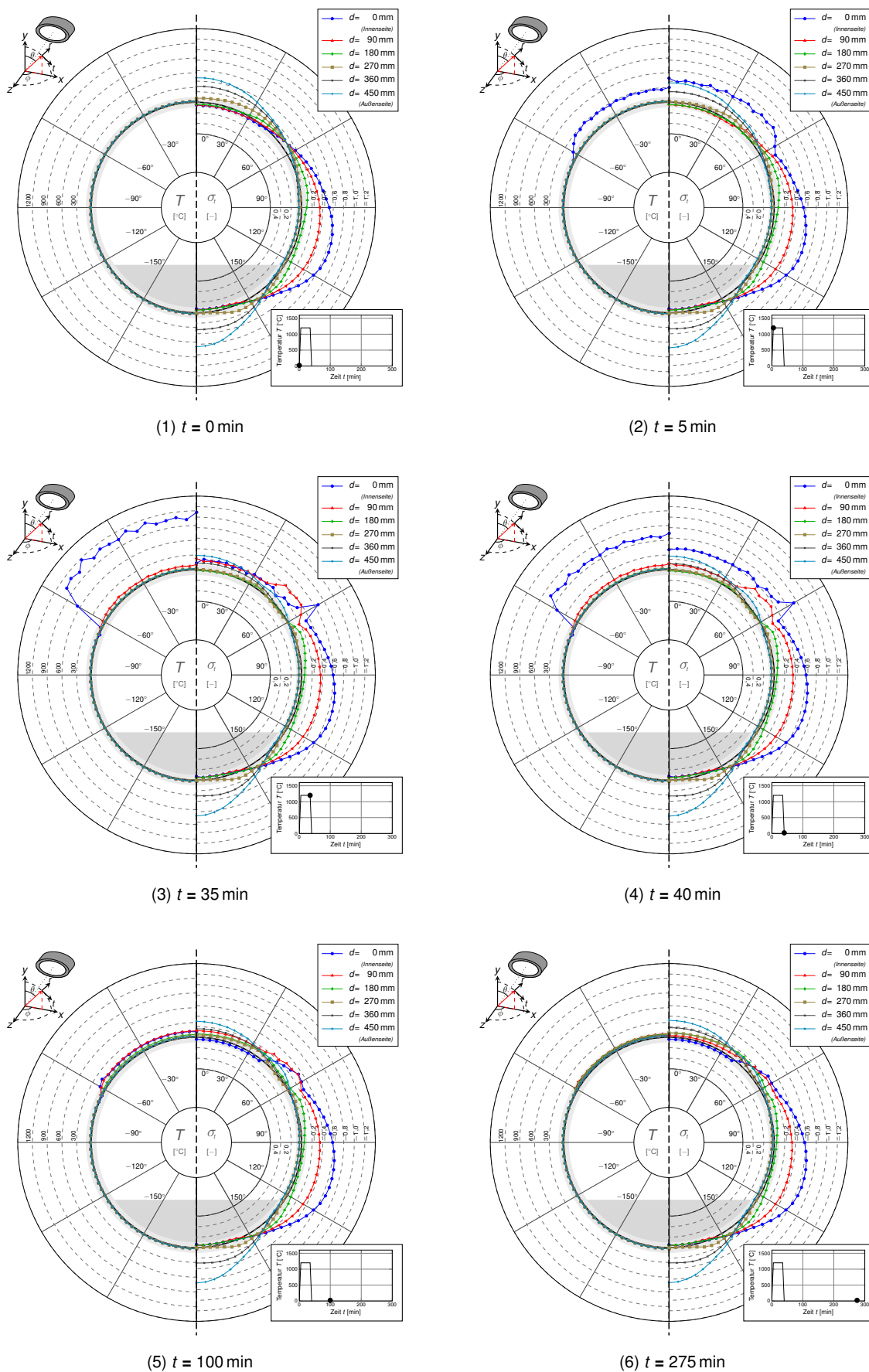


Abbildung F.109: Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

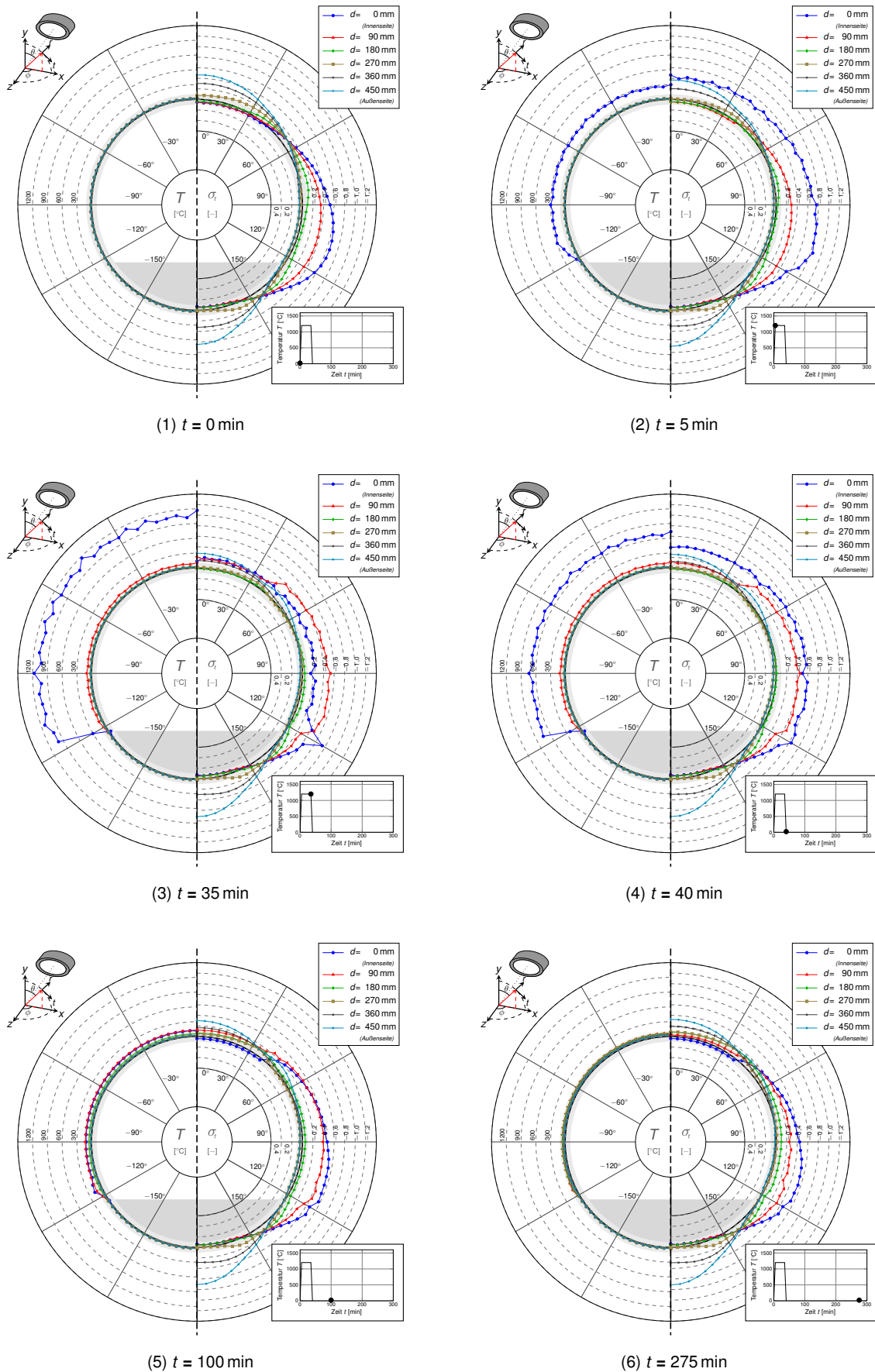


Abbildung F.110: Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

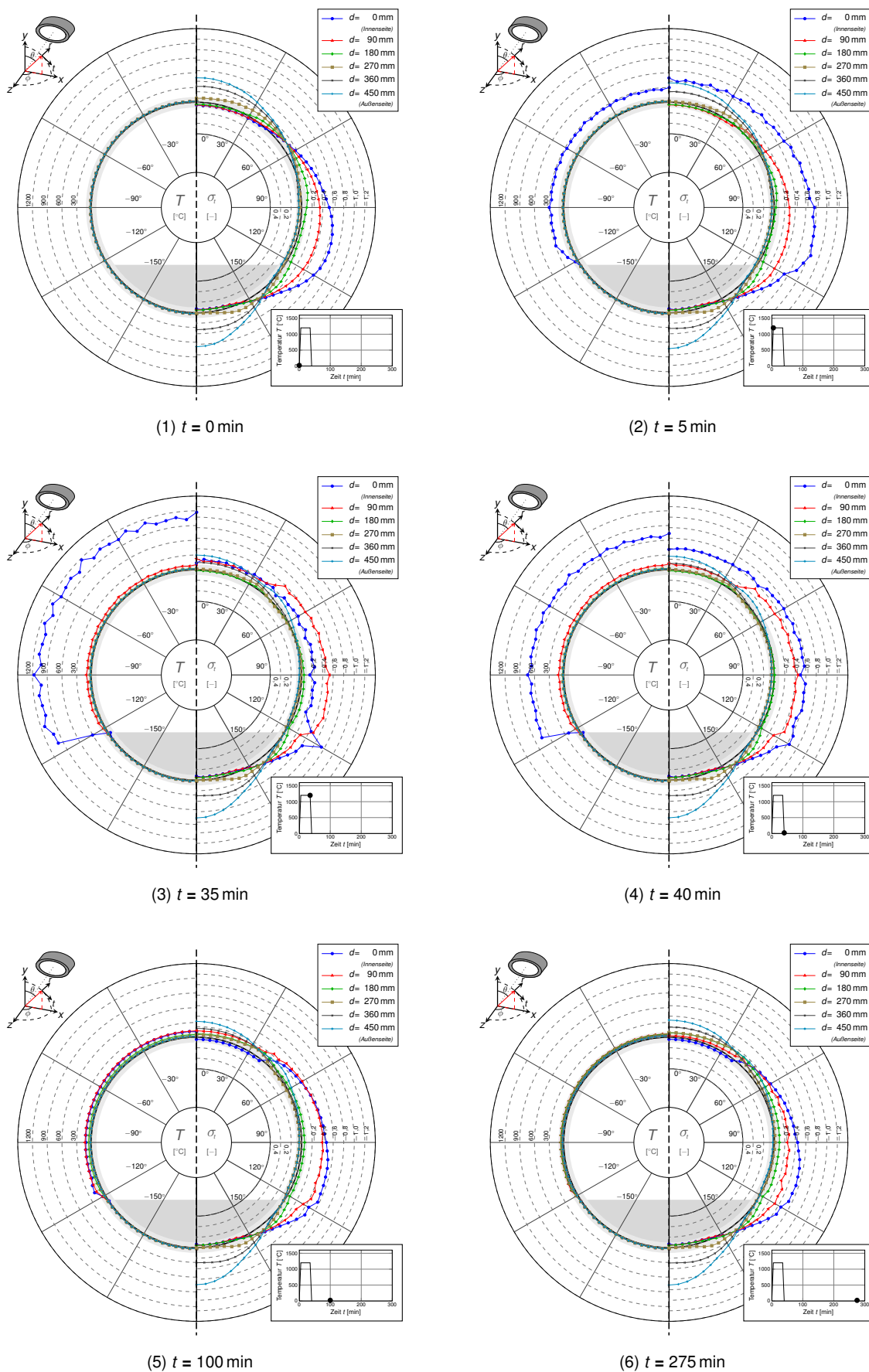


Abbildung F.111: Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

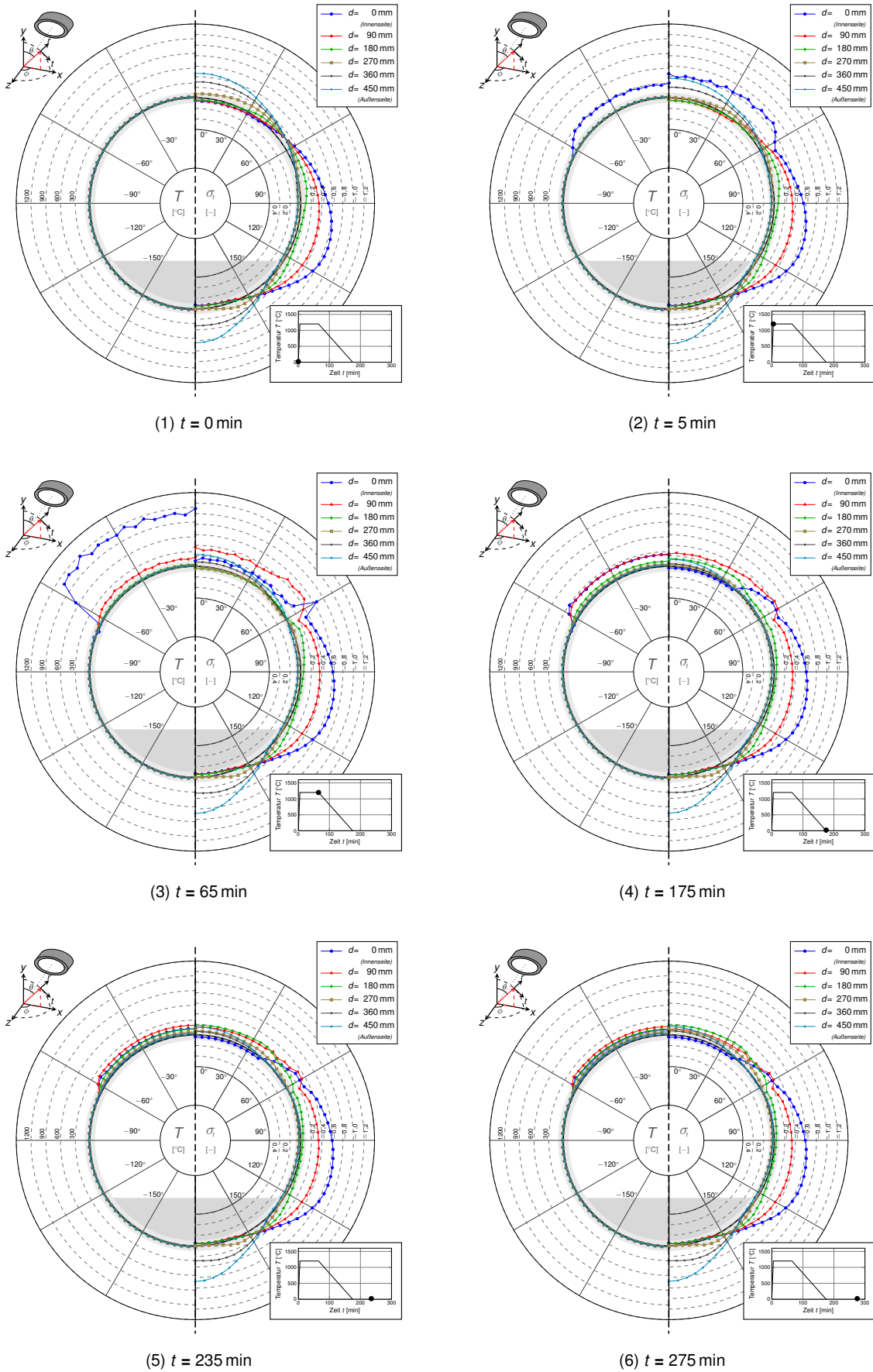


Abbildung F.112: Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

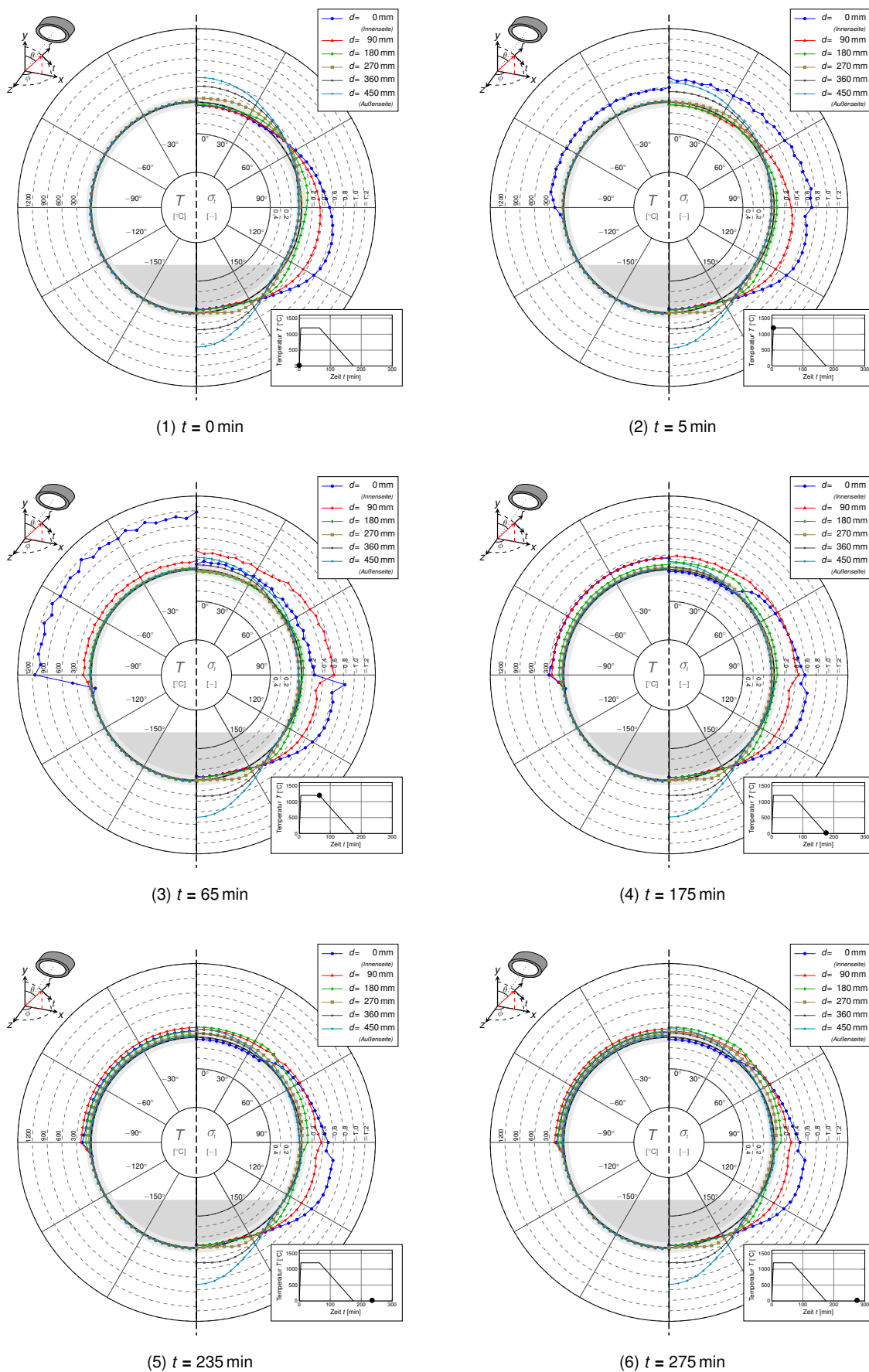


Abbildung F.113: Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

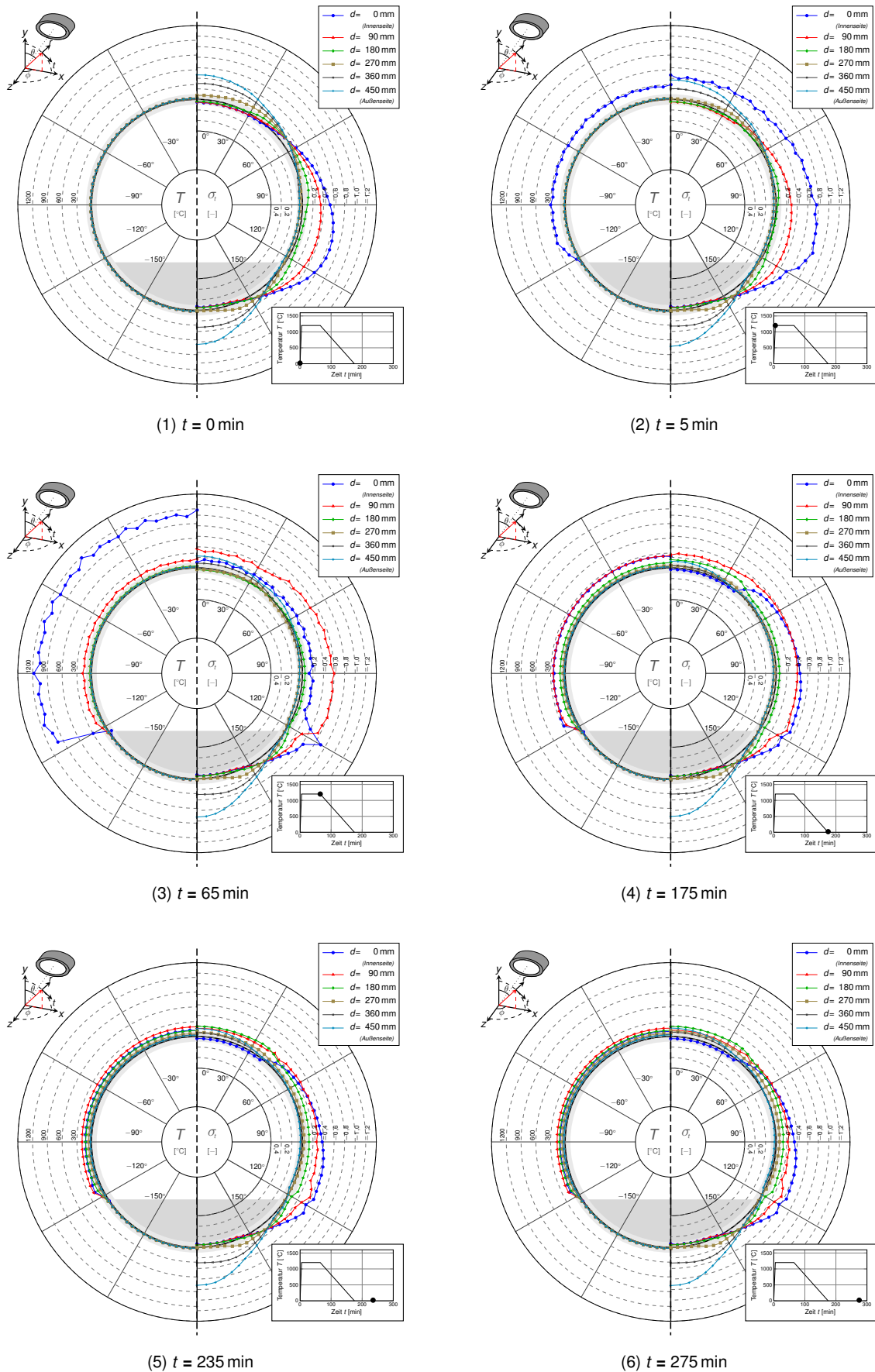


Abbildung F.114: Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



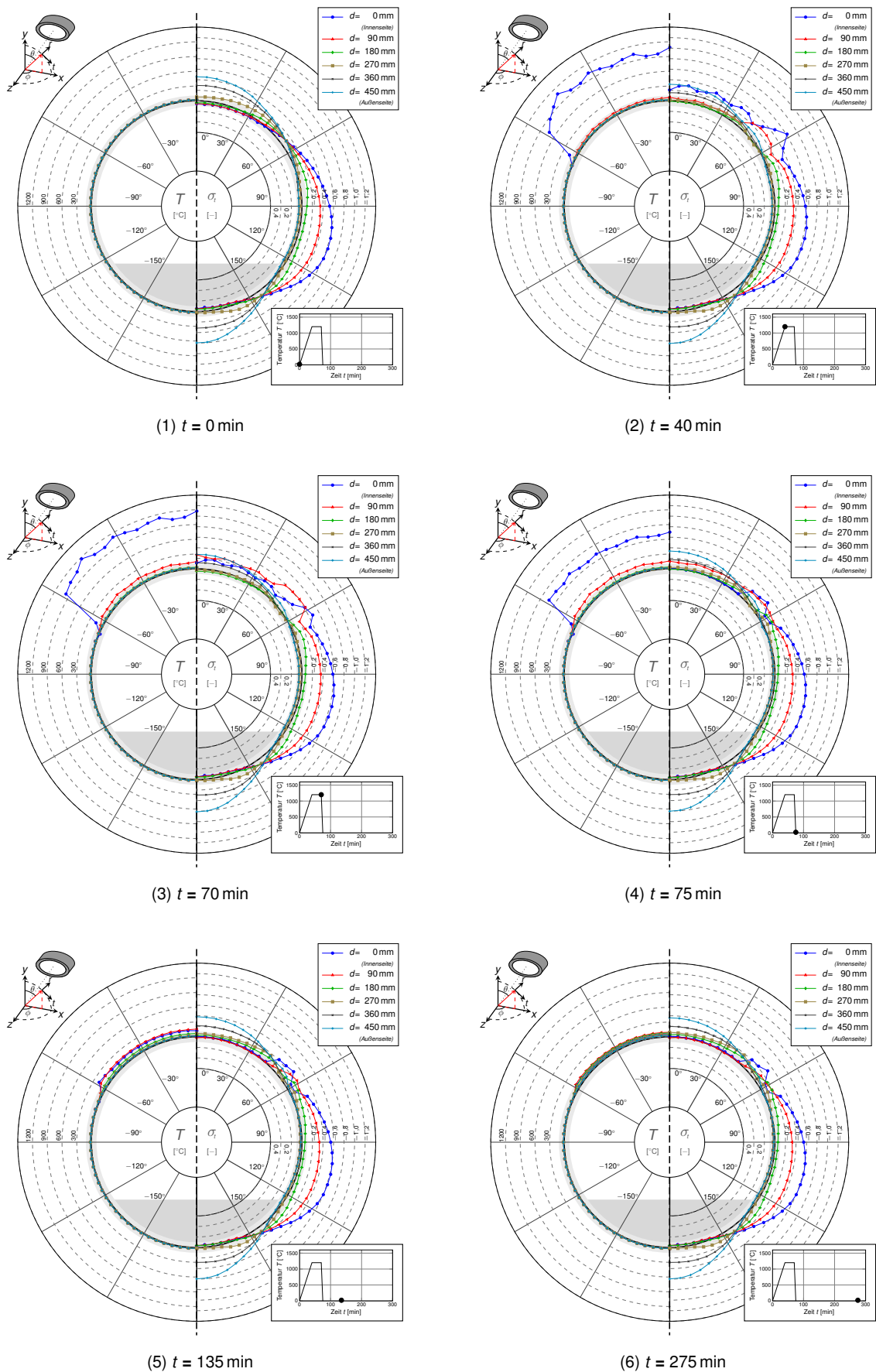


Abbildung F.115: Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10 \text{ m}$ ,  $z = 0 \text{ m}$ ,  $\theta = \pm 60^{\circ}$

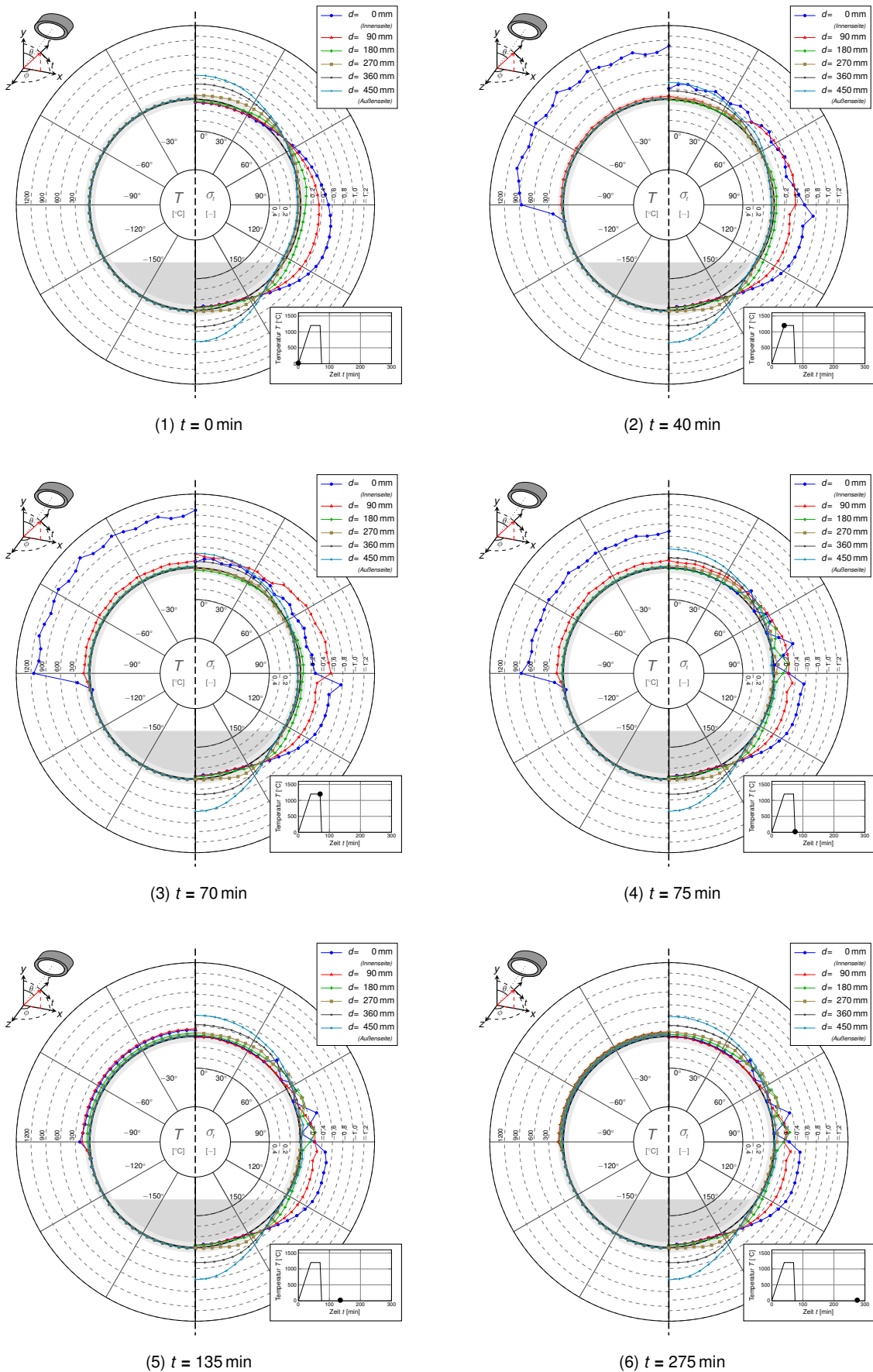


Abbildung F.116: Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

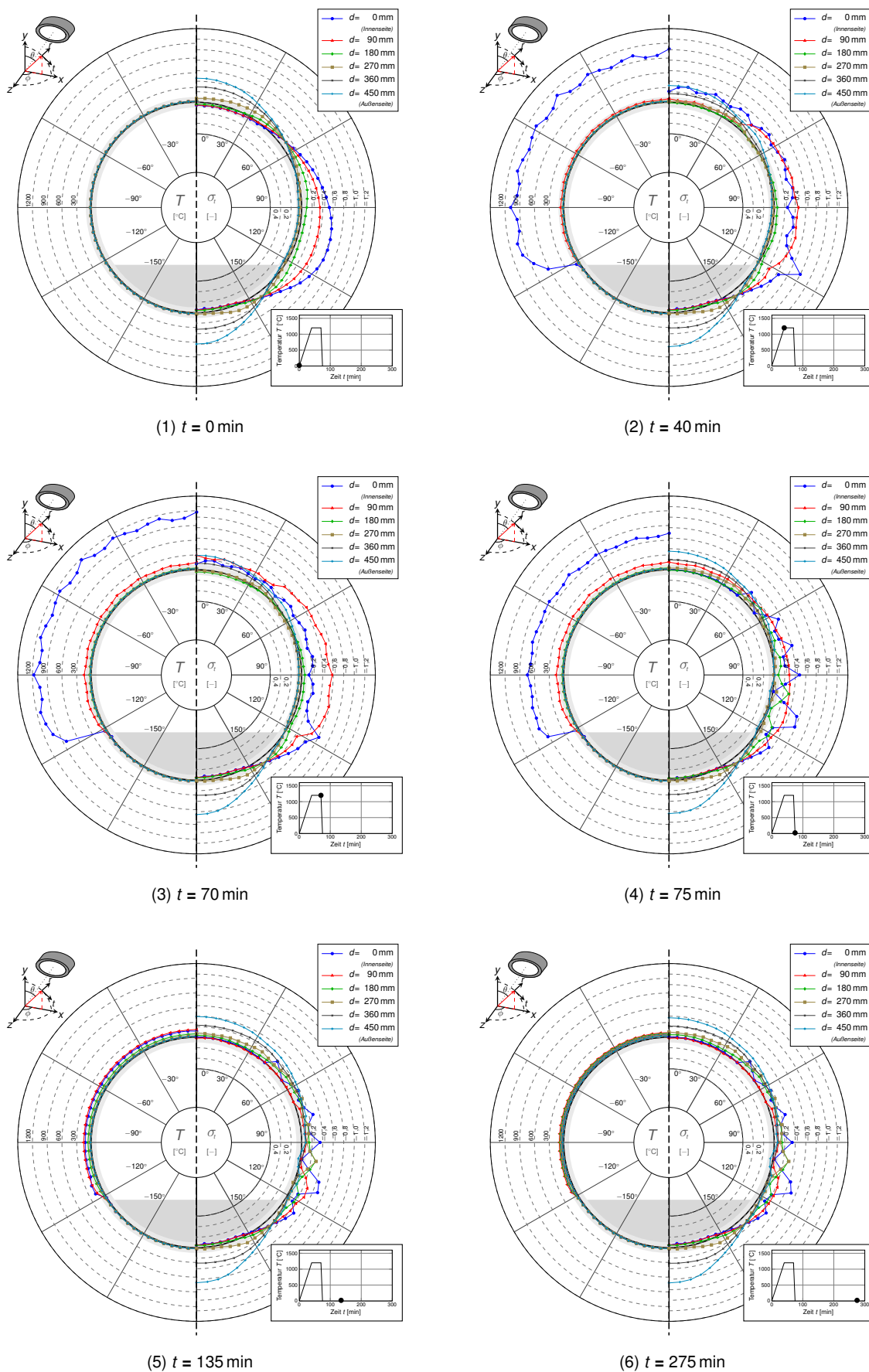


Abbildung F.117: Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

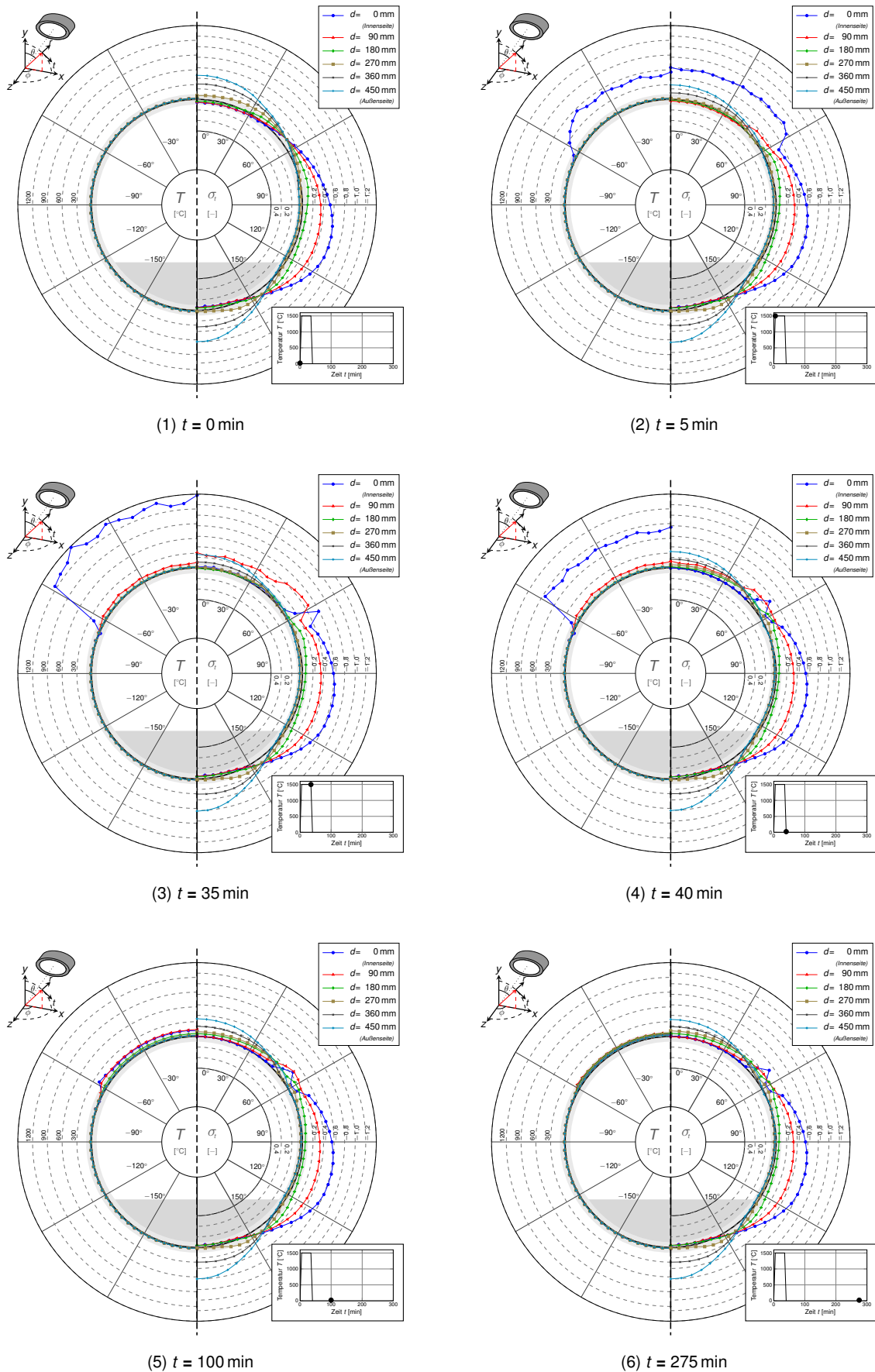


Abbildung F.118: Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

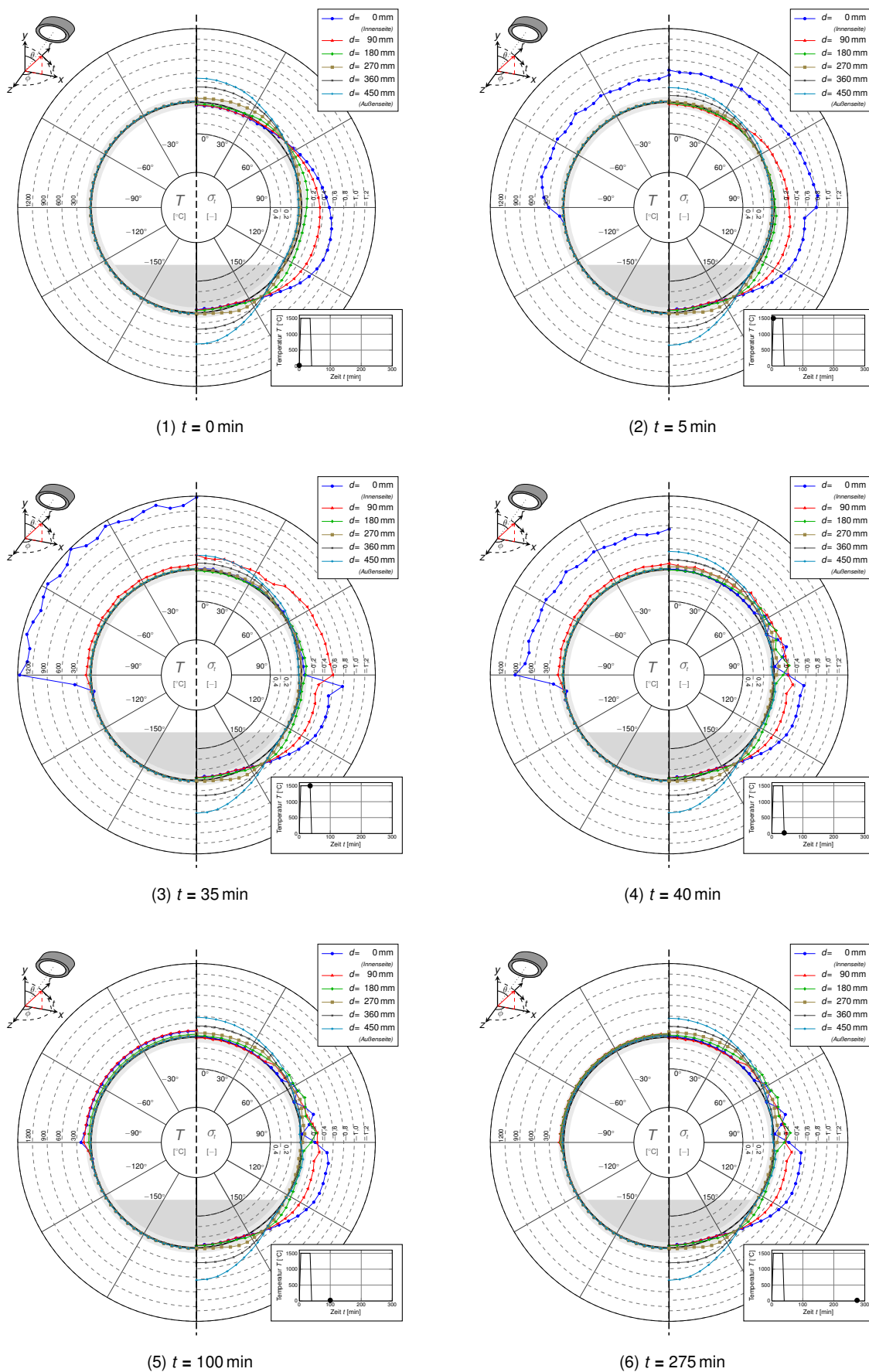


Abbildung F.119: Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

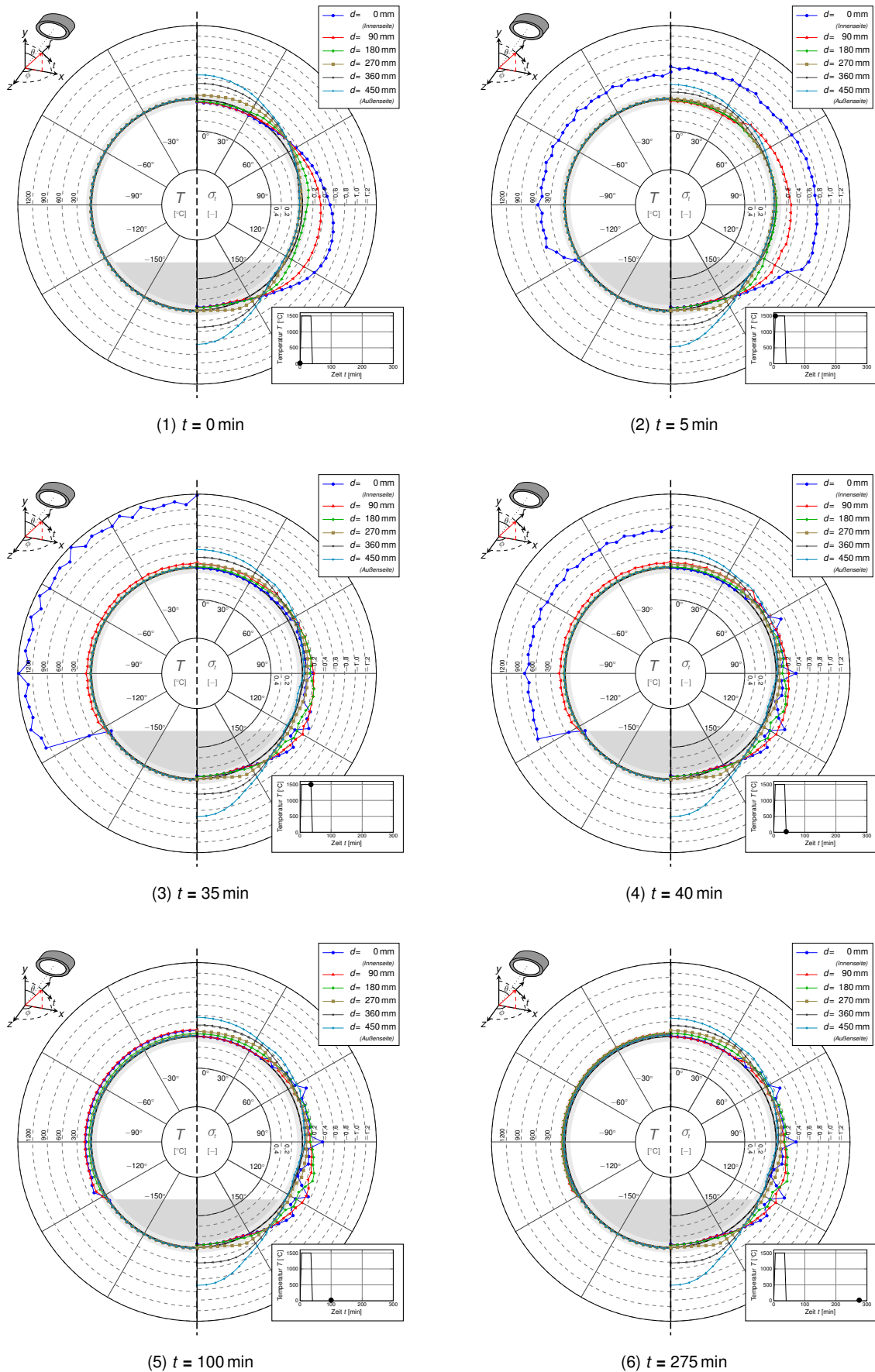


Abbildung F.120: Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

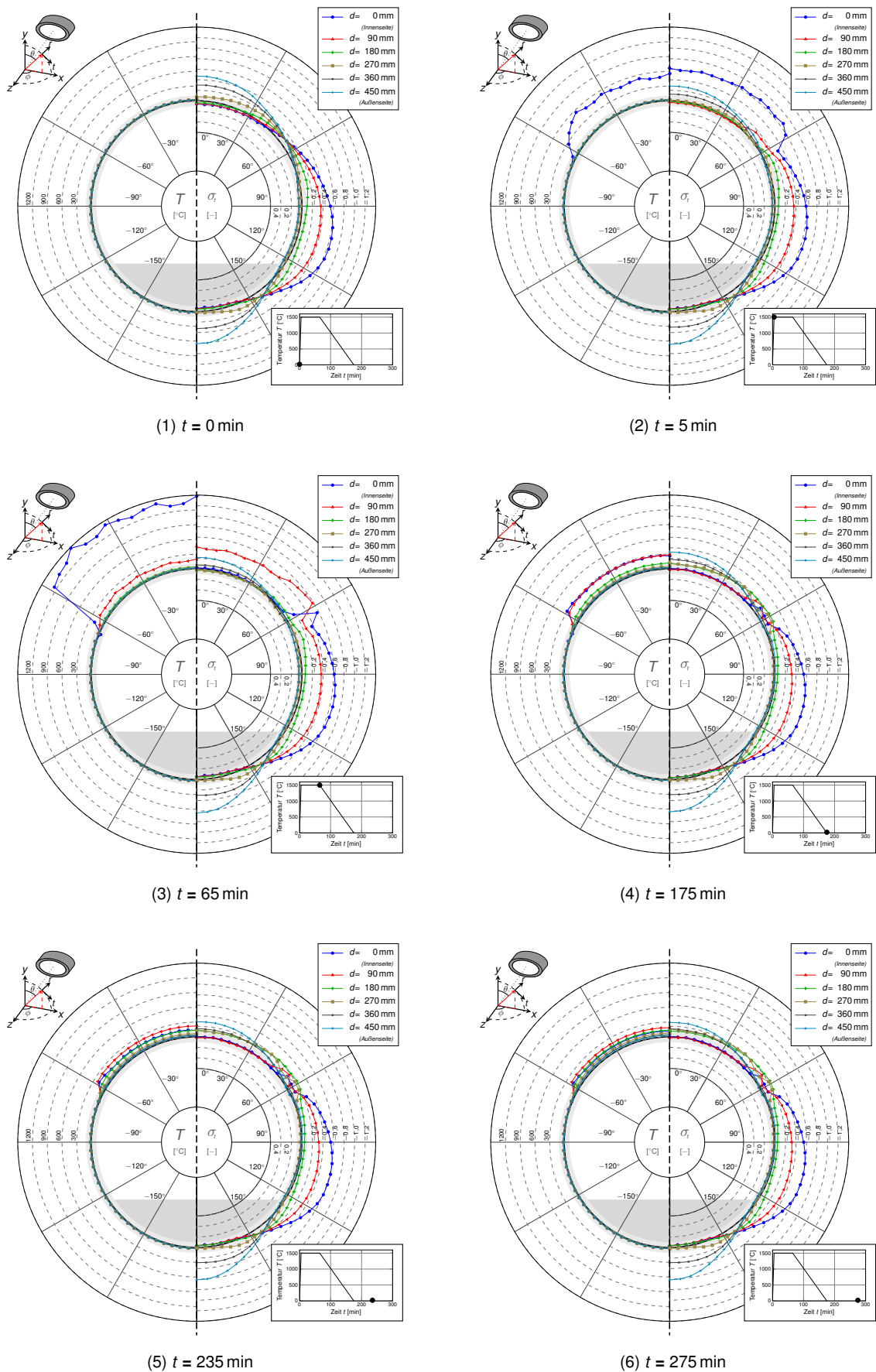


Abbildung F.121: Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

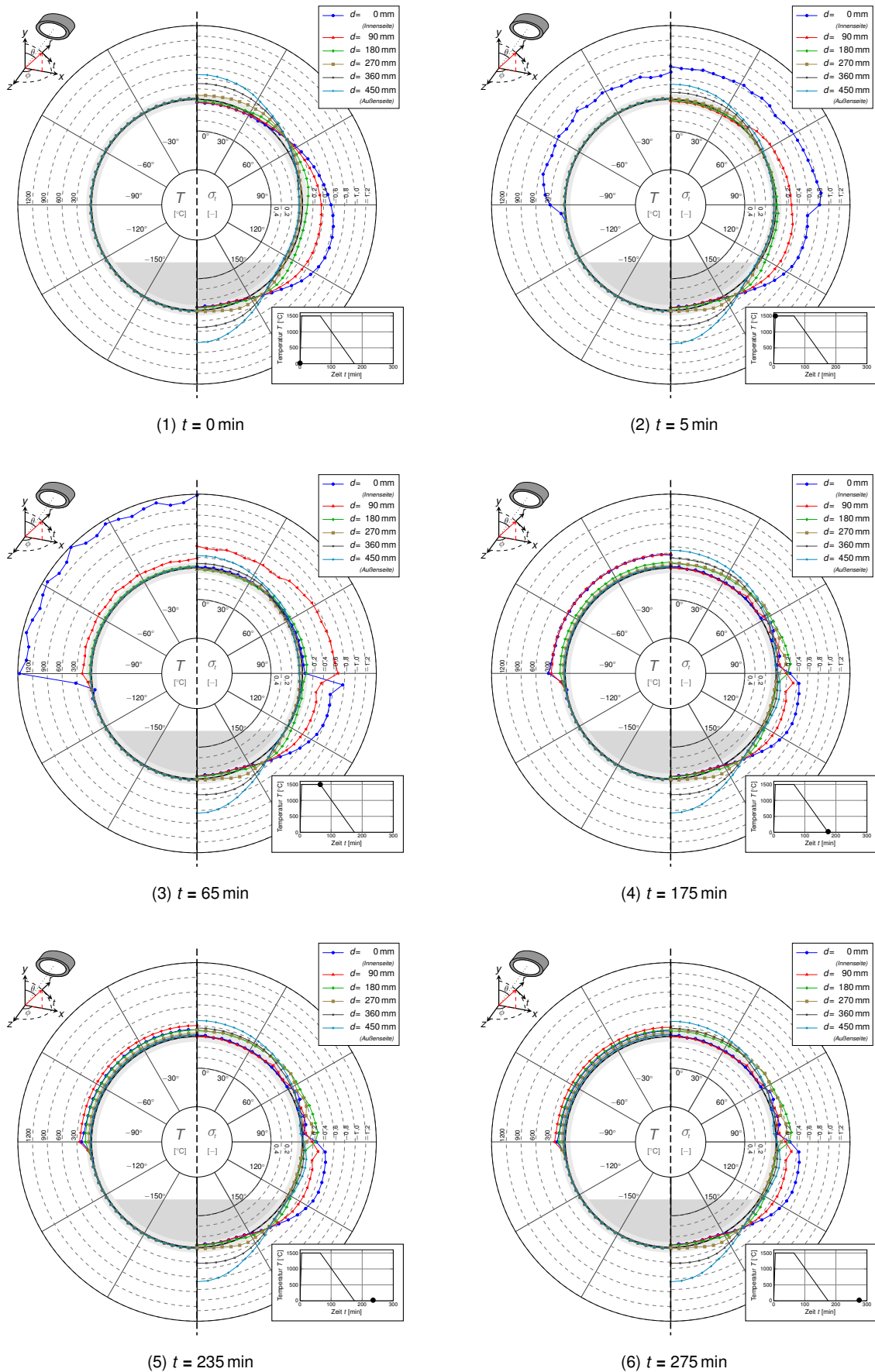


Abbildung F.122: Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$



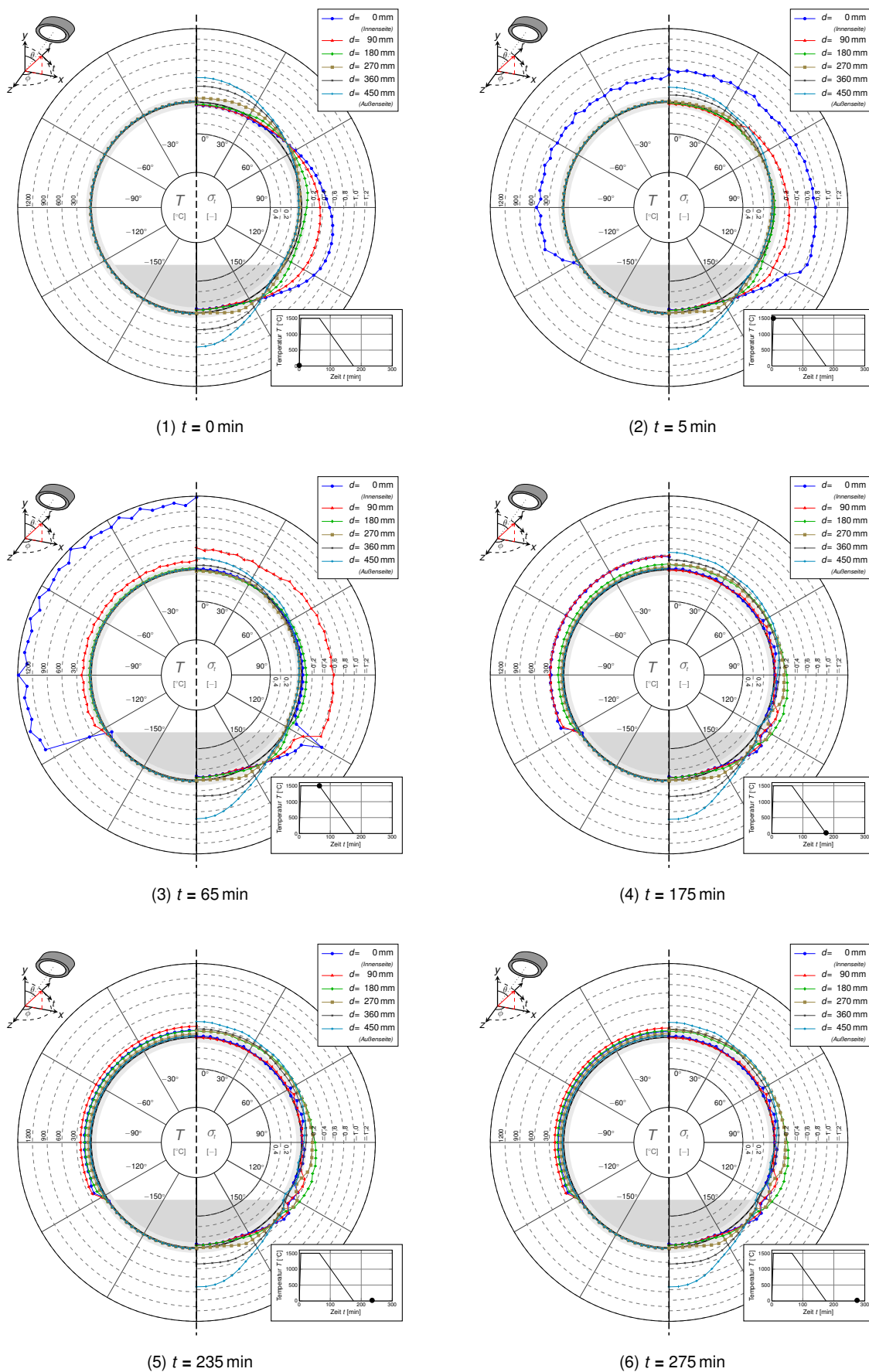


Abbildung F.123: Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1,  $D_i = 10$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

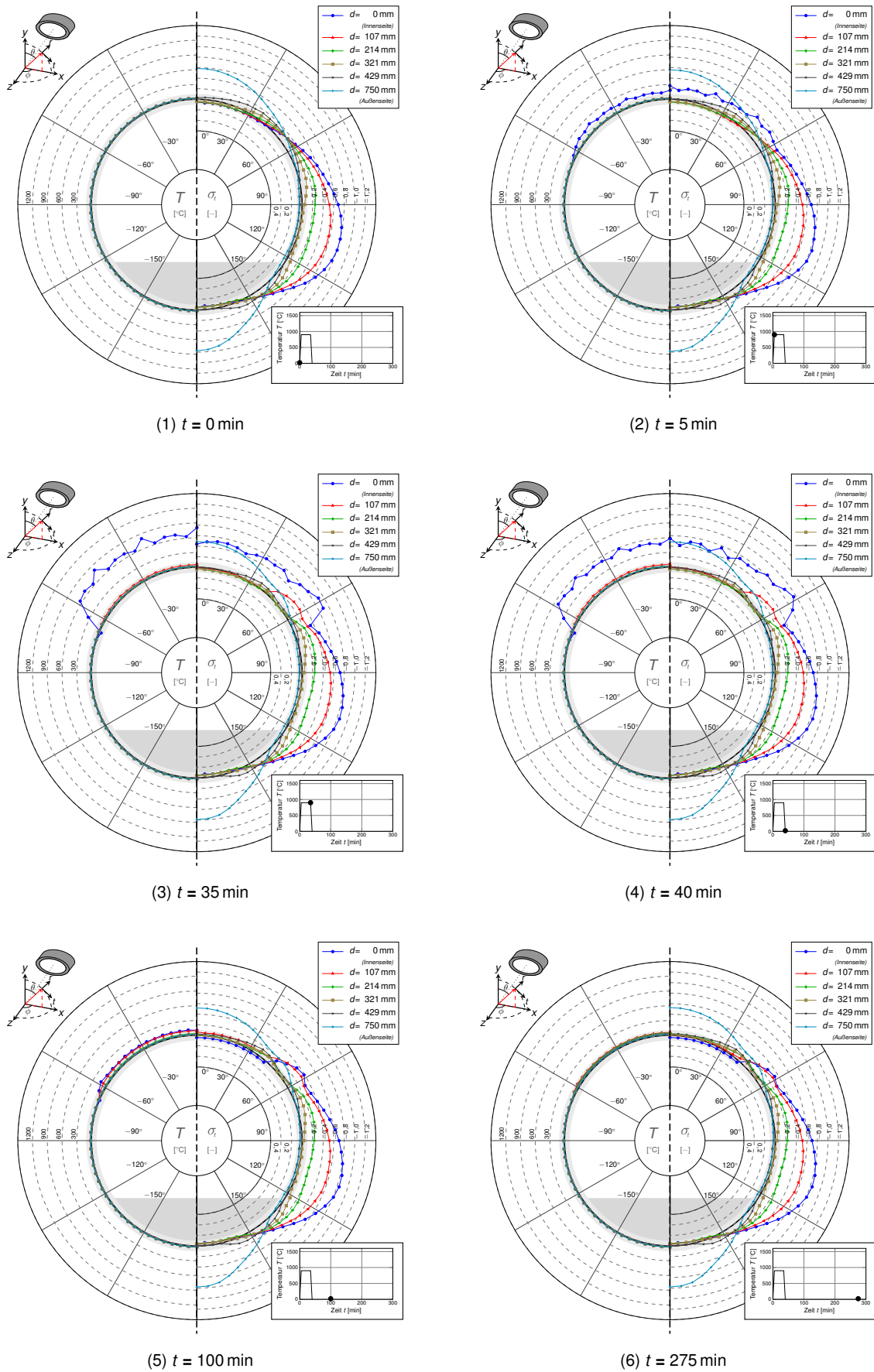


Abbildung F.124: Simulation Nr. 7 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

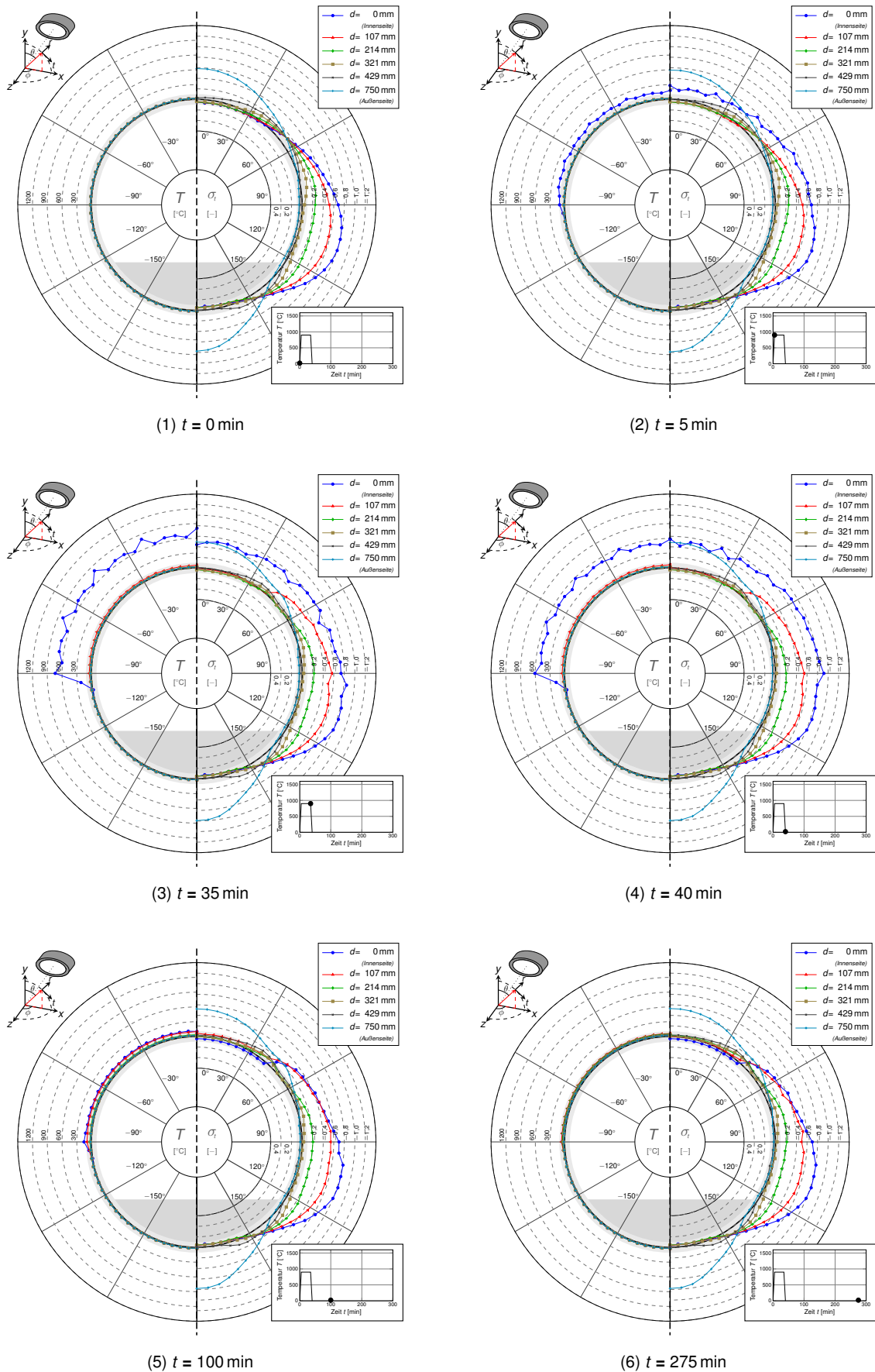


Abbildung F.125: Simulation Nr. 8 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

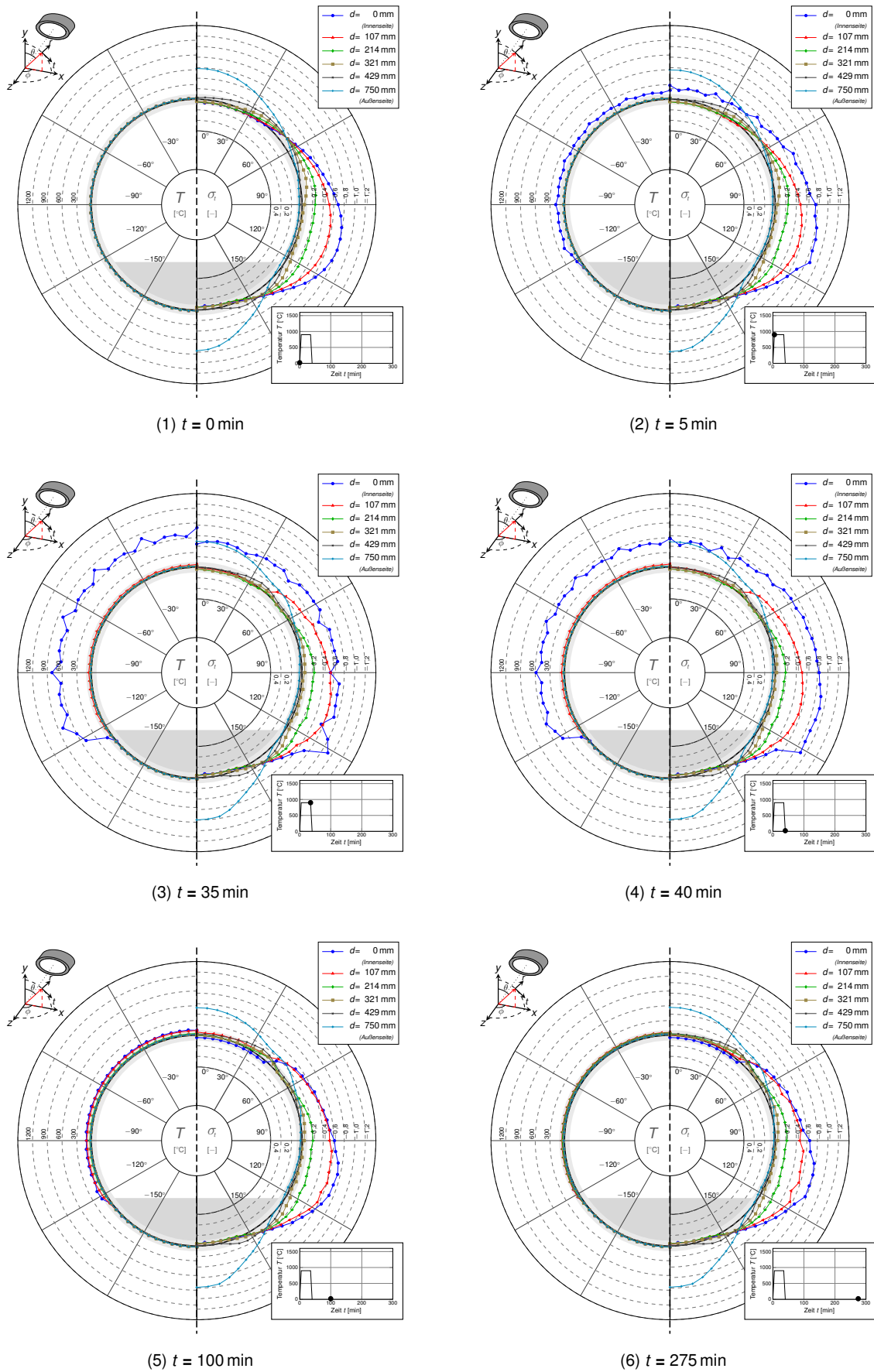


Abbildung F.126: Simulation Nr. 9 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

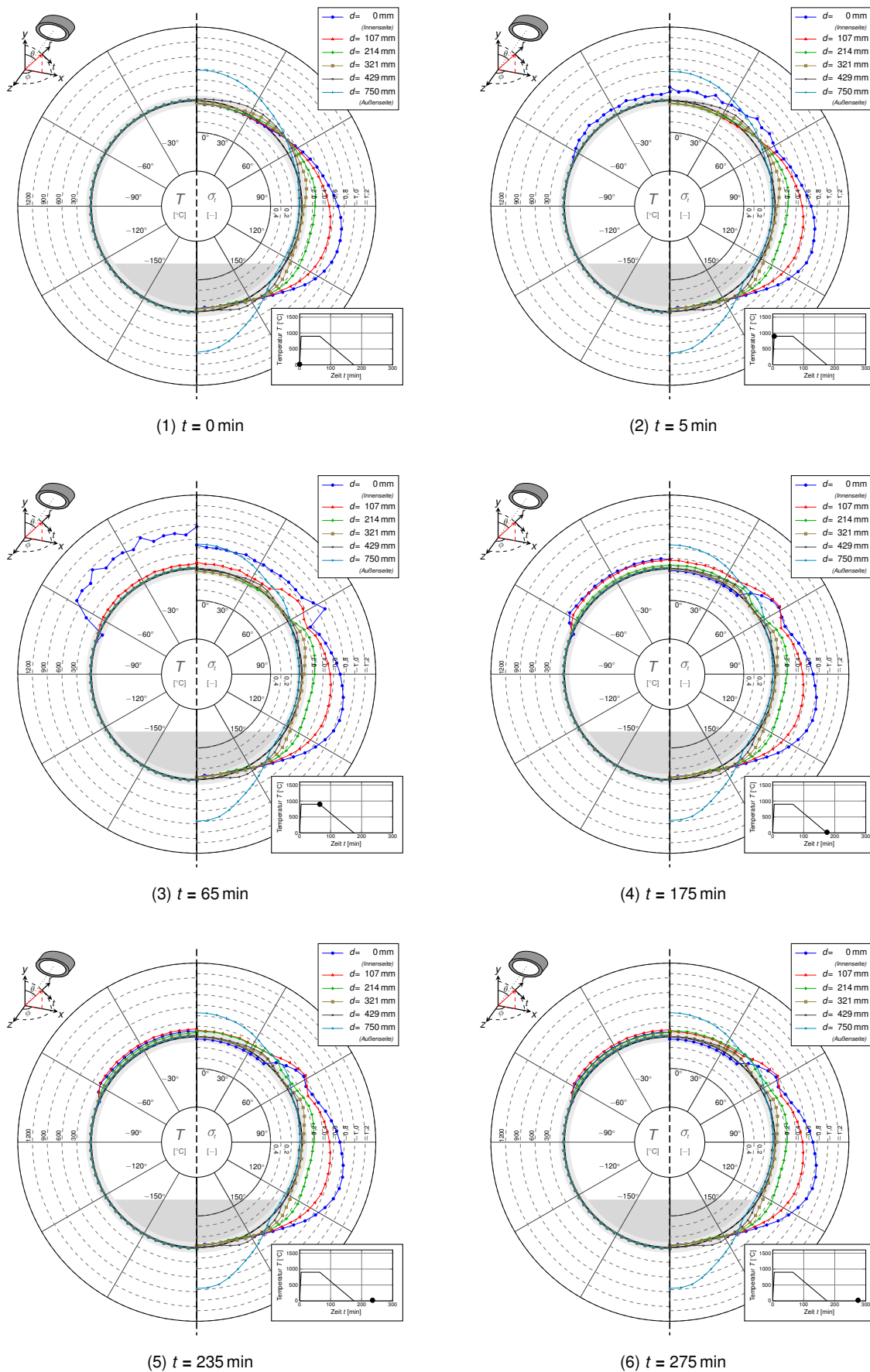


Abbildung F.127: Simulation Nr. 16 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

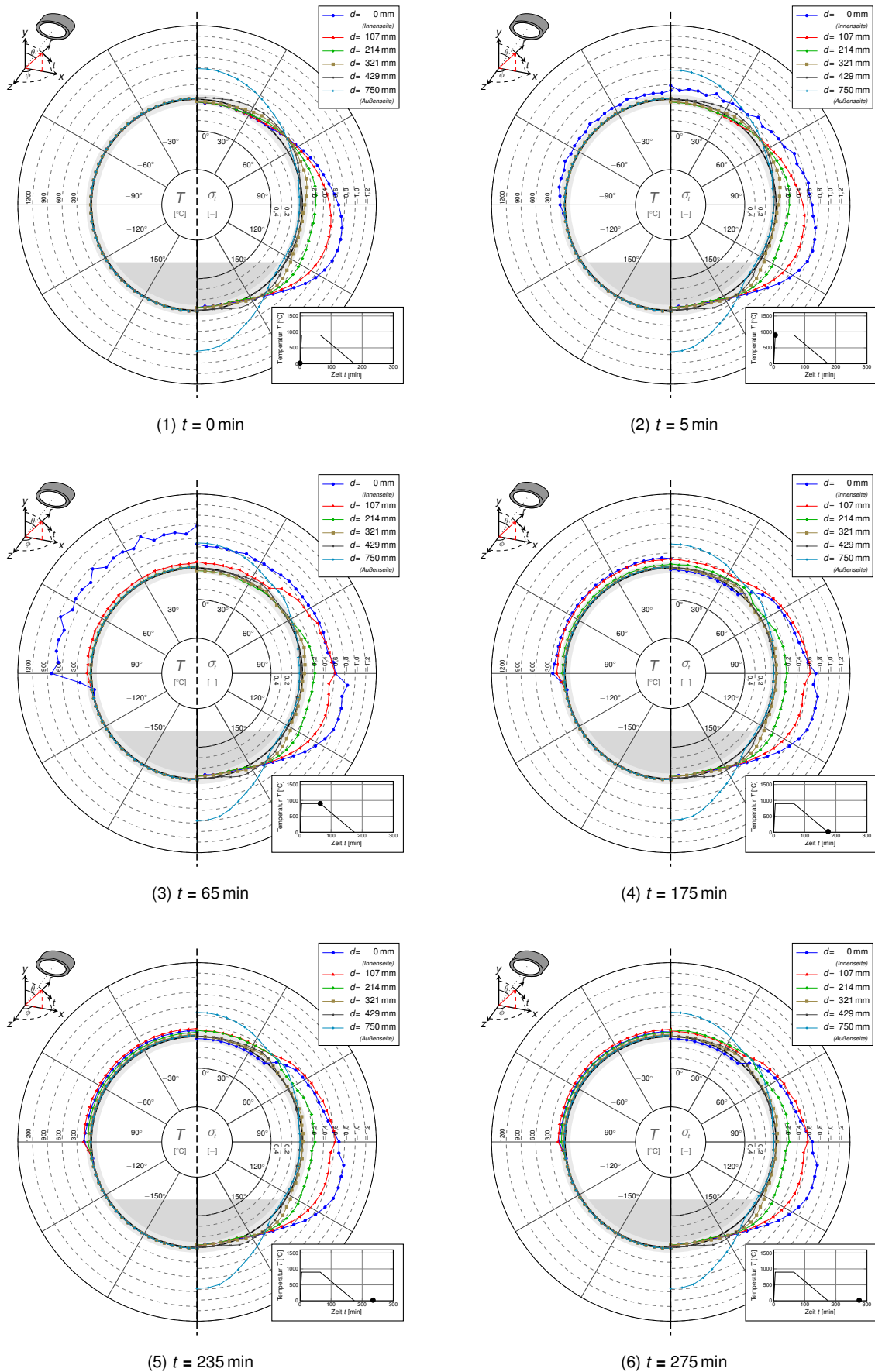


Abbildung F.128: Simulation Nr. 17 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

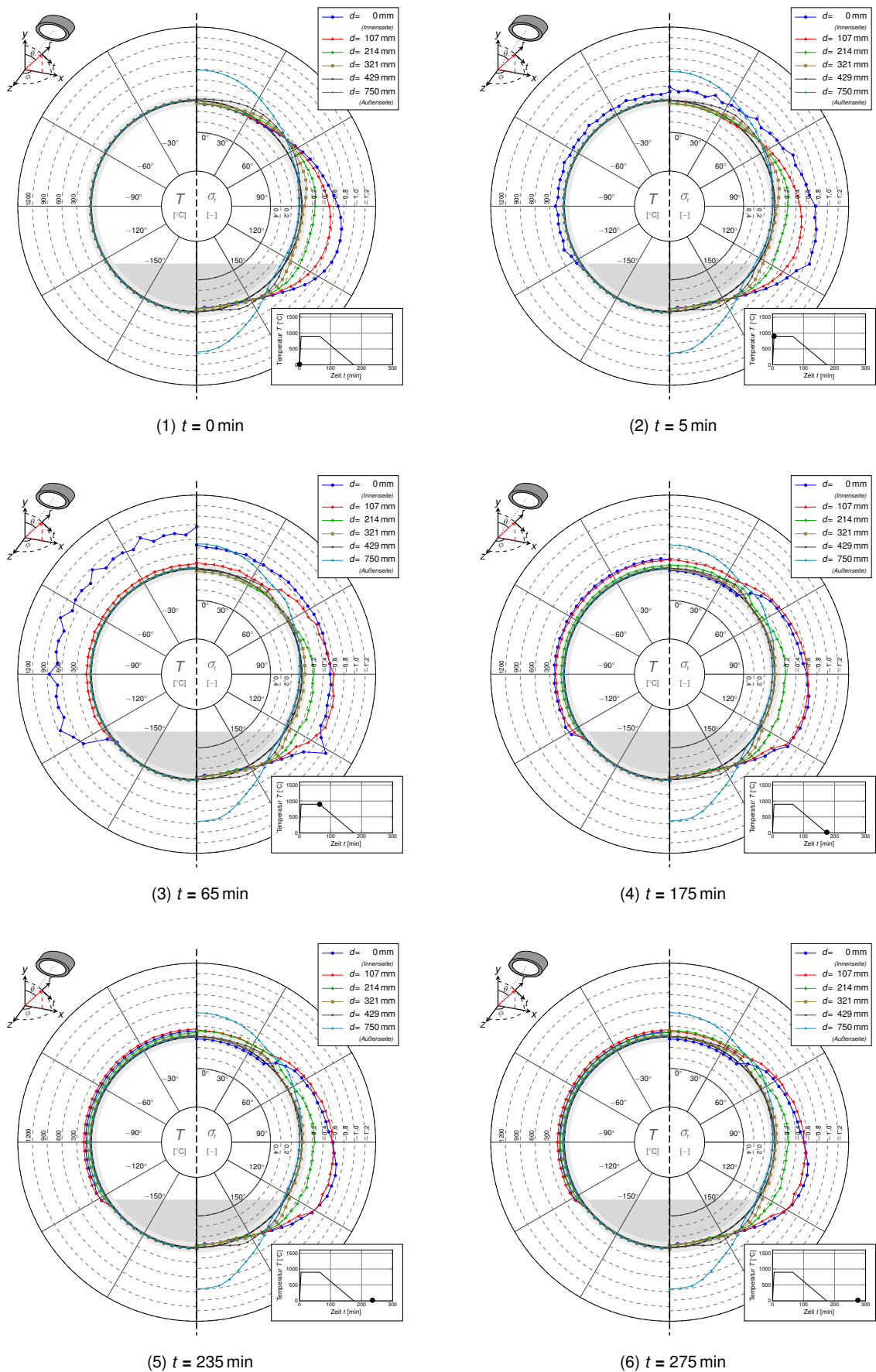


Abbildung F.129: Simulation Nr. 18 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

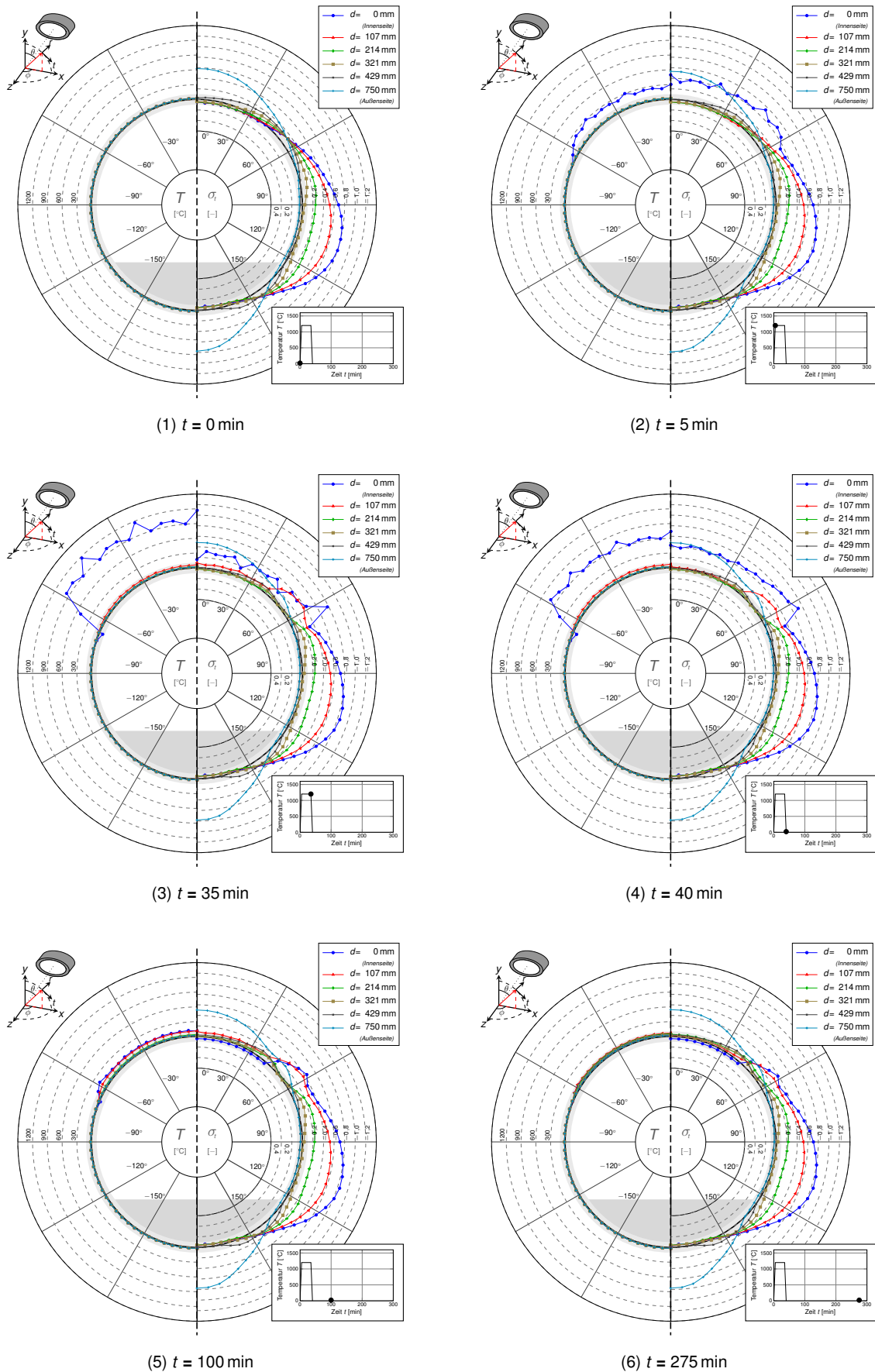


Abbildung F.130: Simulation Nr. 61 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$



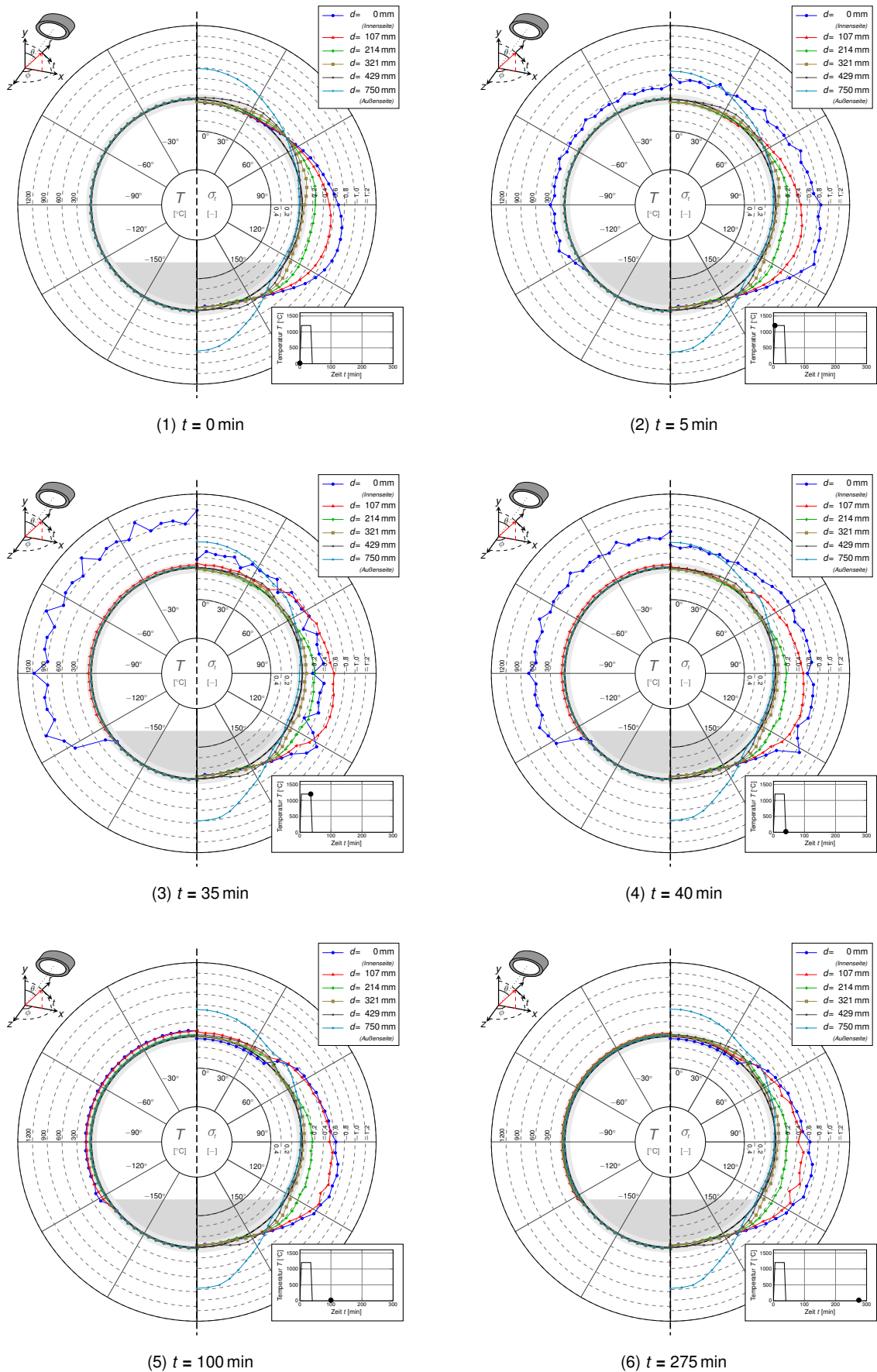


Abbildung F.131: Simulation Nr. 62 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^{\circ}$

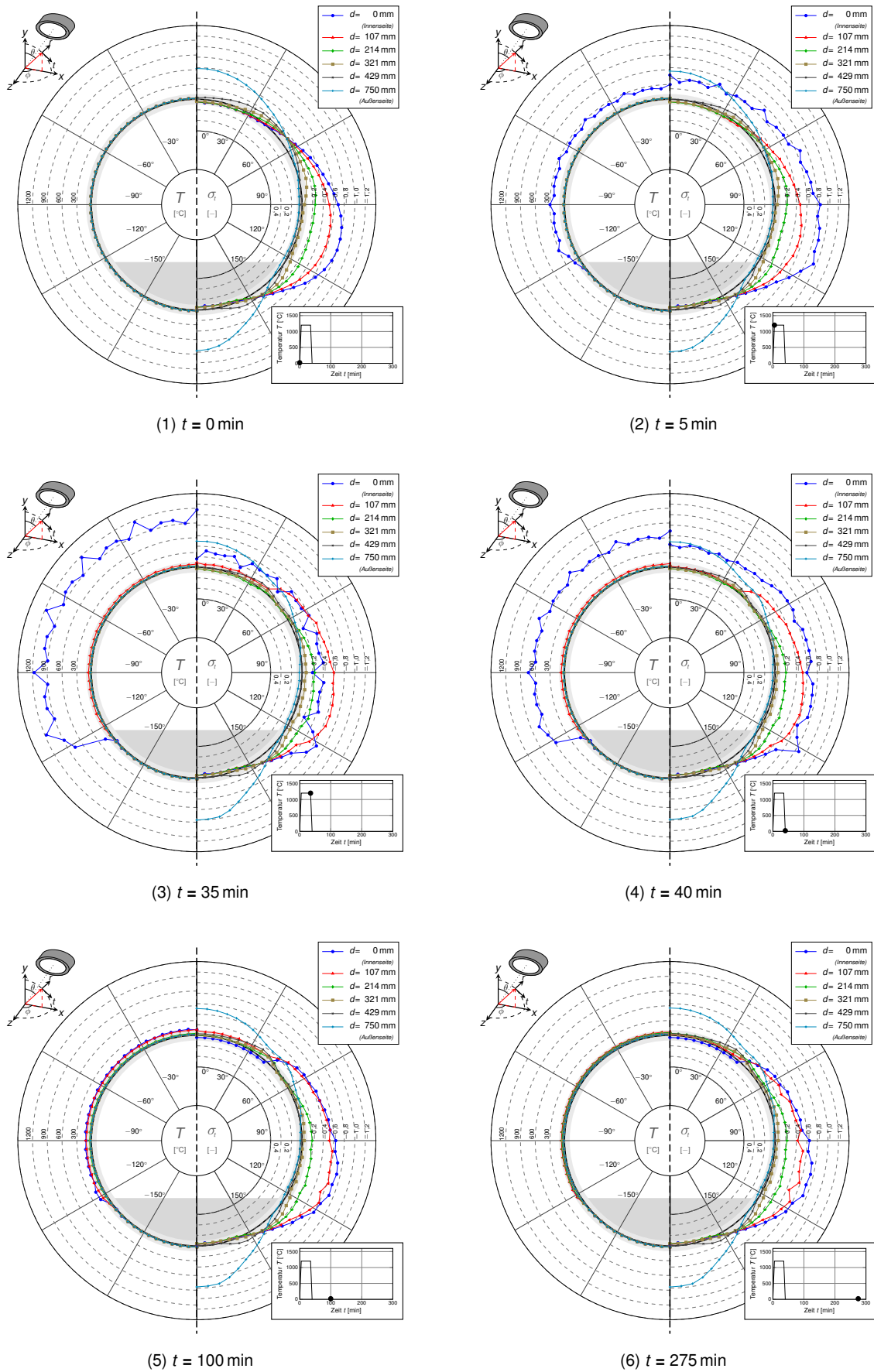


Abbildung F.132: Simulation Nr. 63 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

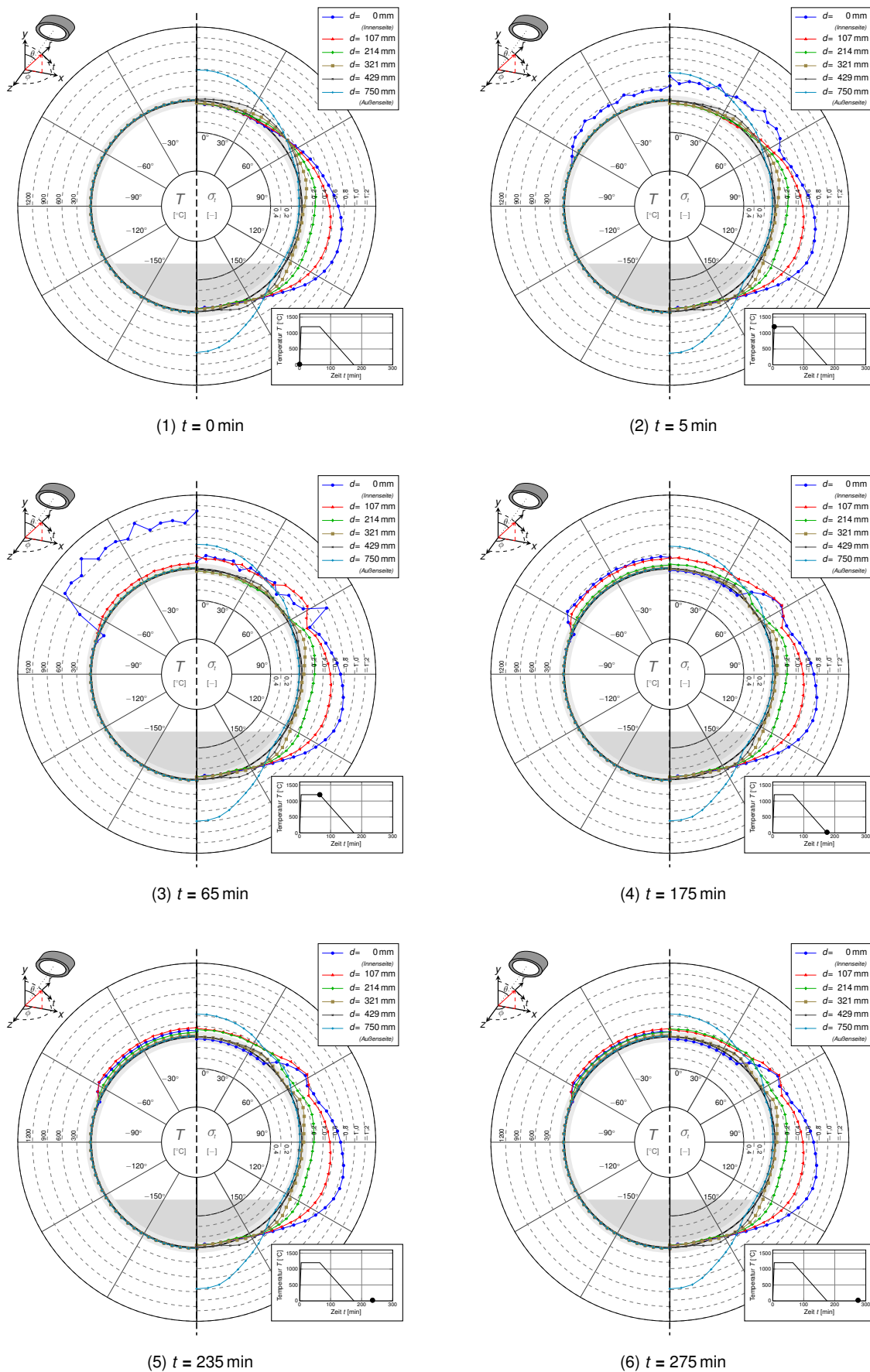


Abbildung F.133: Simulation Nr. 70 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

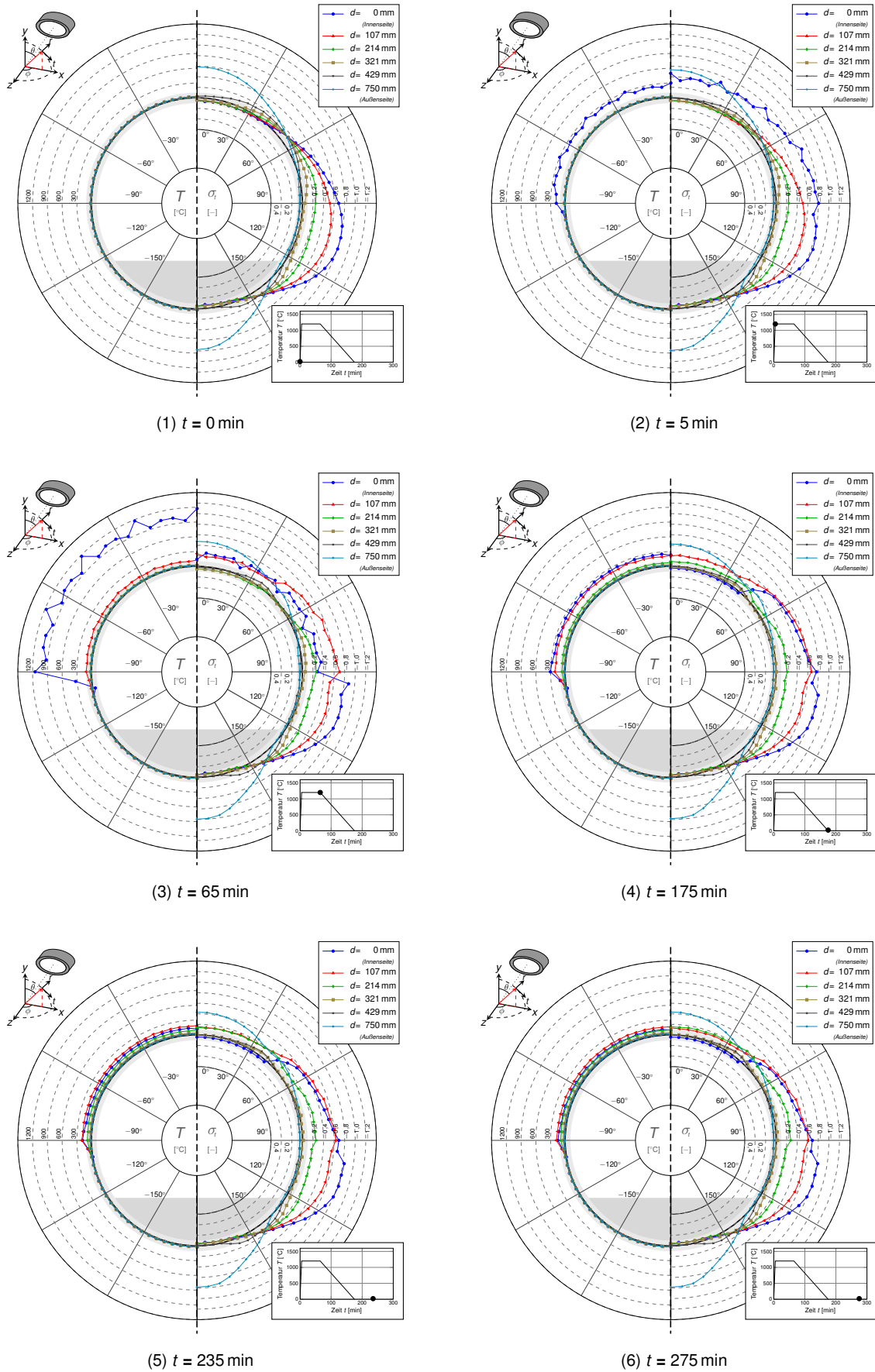


Abbildung F.134: Simulation Nr. 71 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

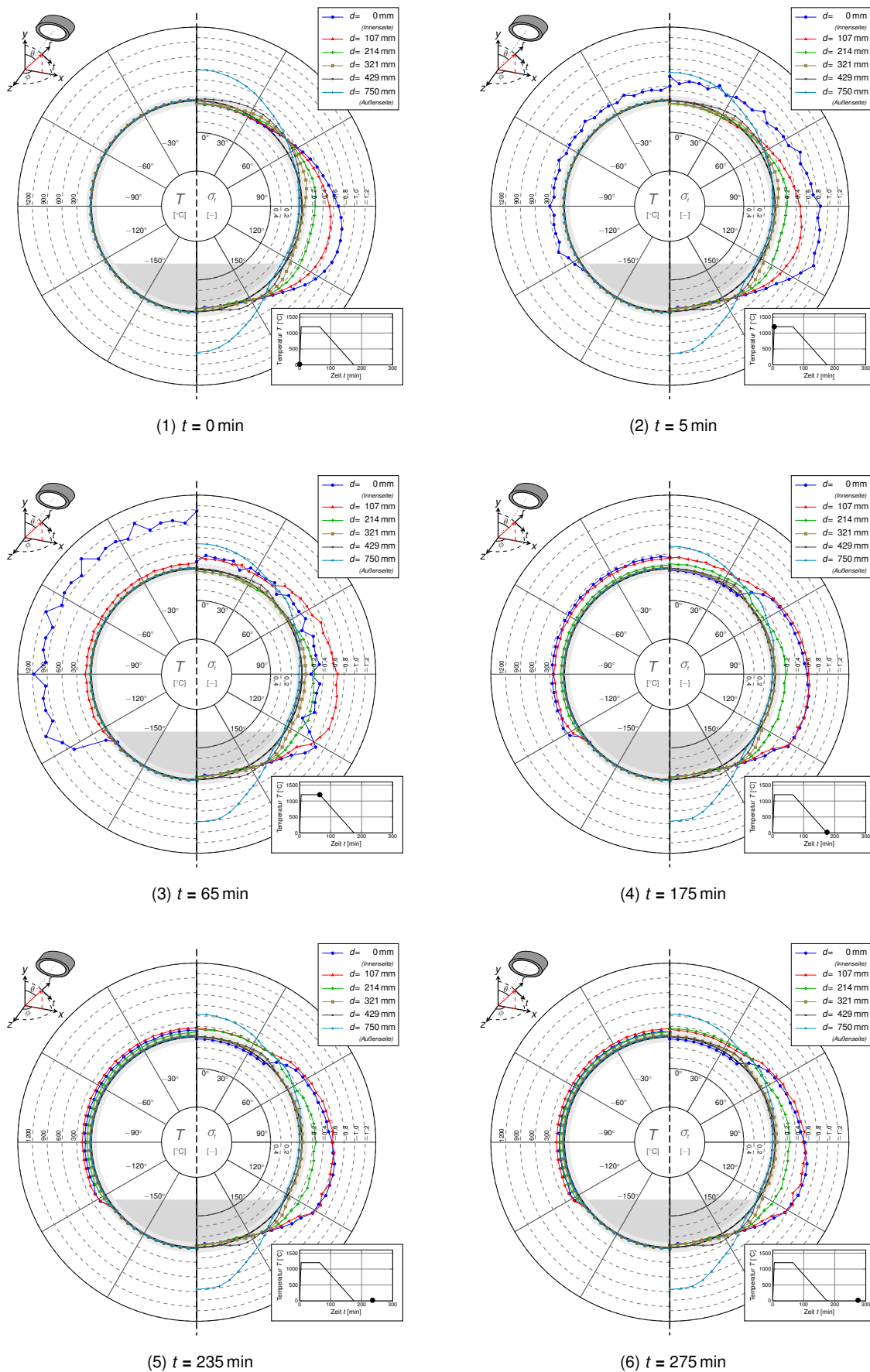


Abbildung F.135: Simulation Nr. 72 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

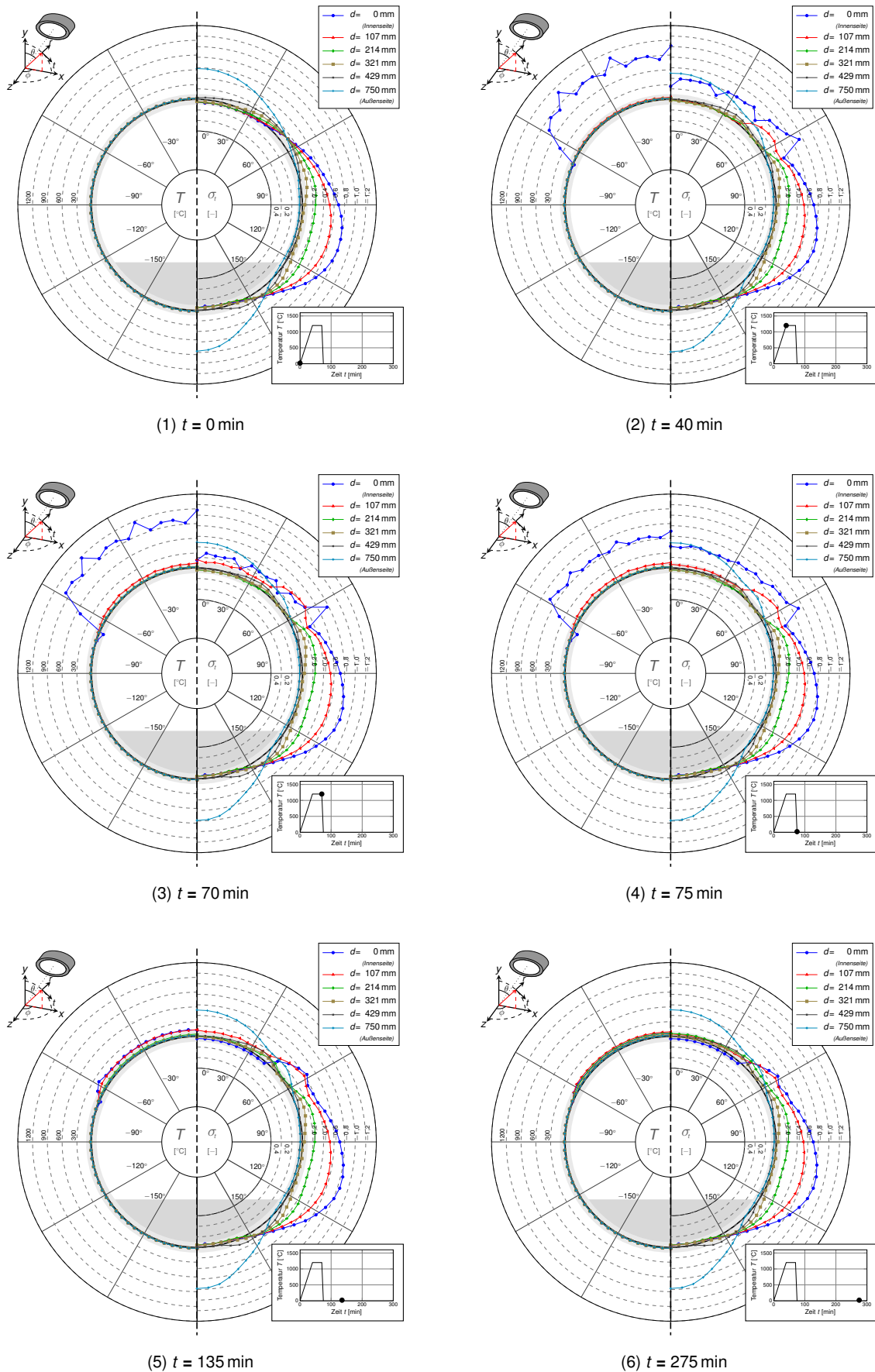


Abbildung F.136: Simulation Nr. 97 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

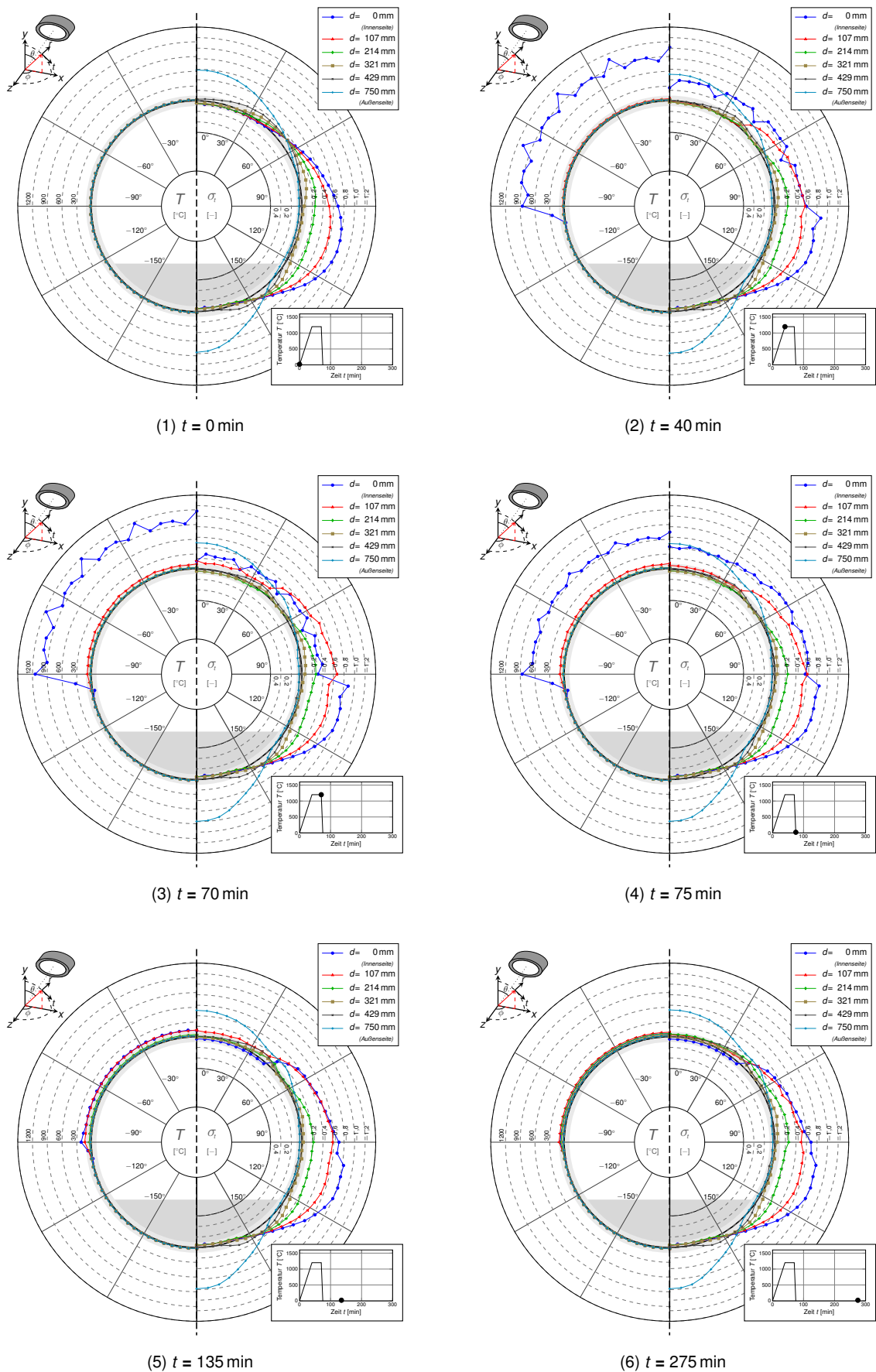


Abbildung F.137: Simulation Nr. 98 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

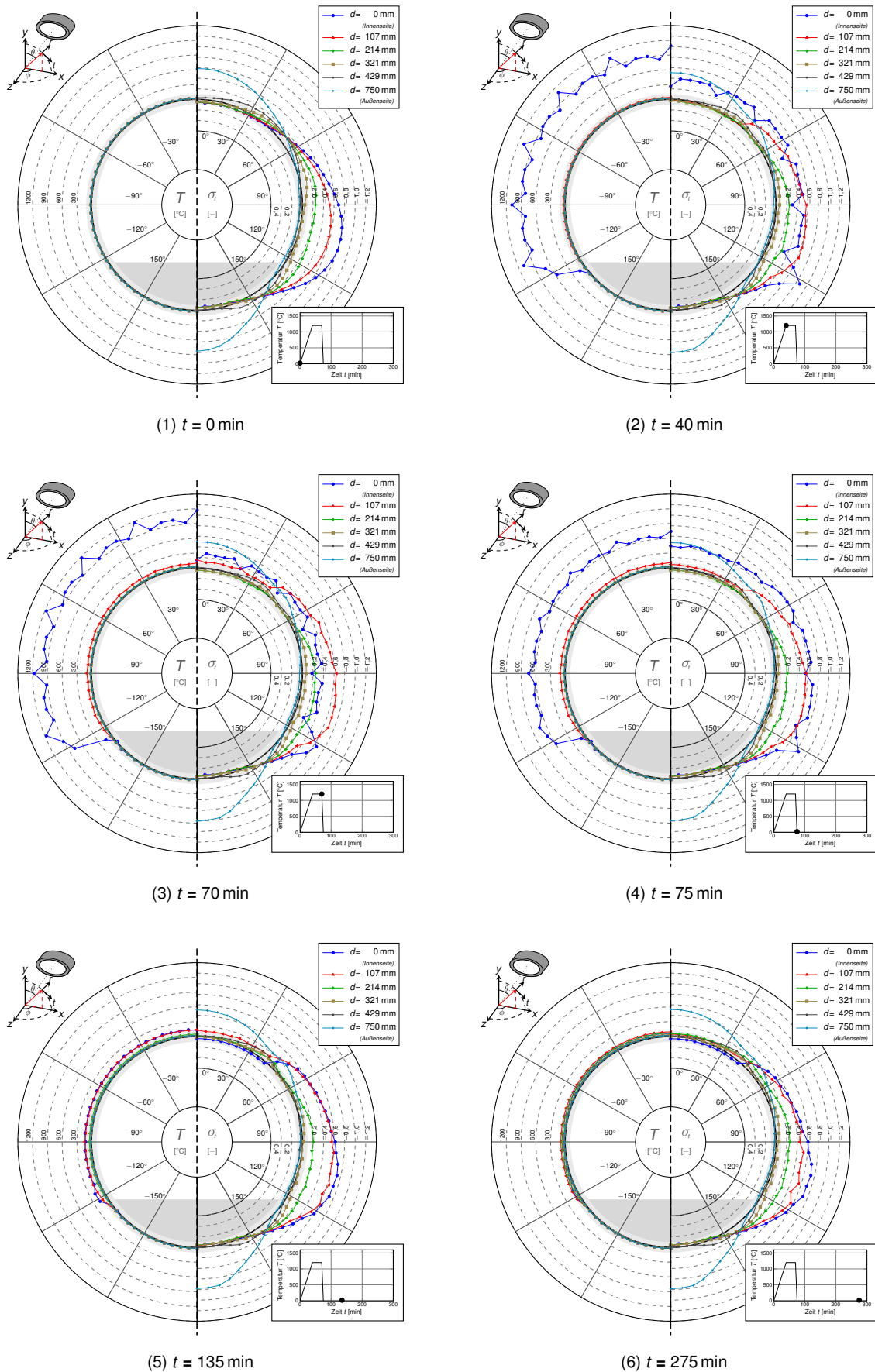


Abbildung F.138: Simulation Nr. 99 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$



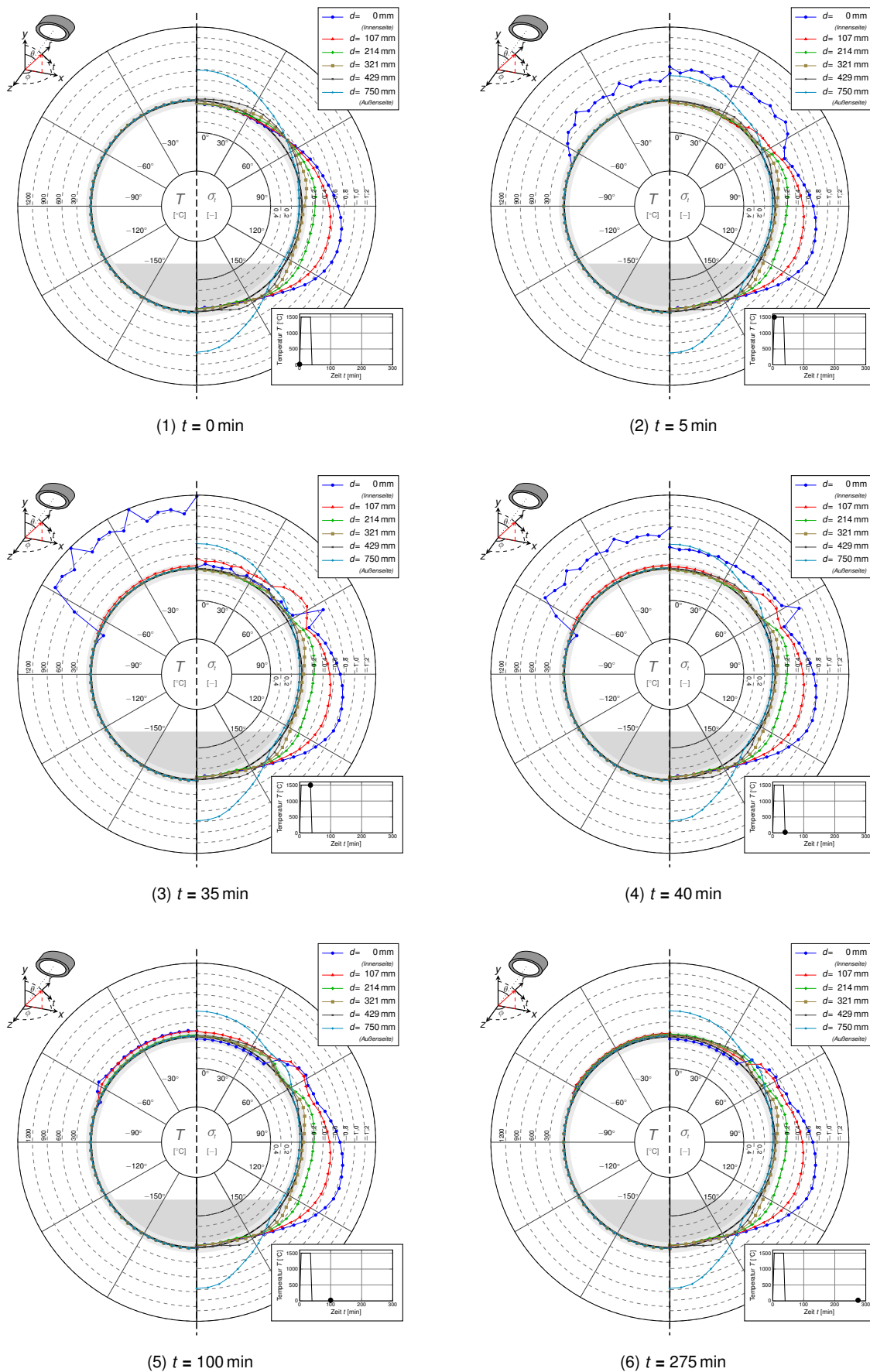


Abbildung F.139: Simulation Nr. 115 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

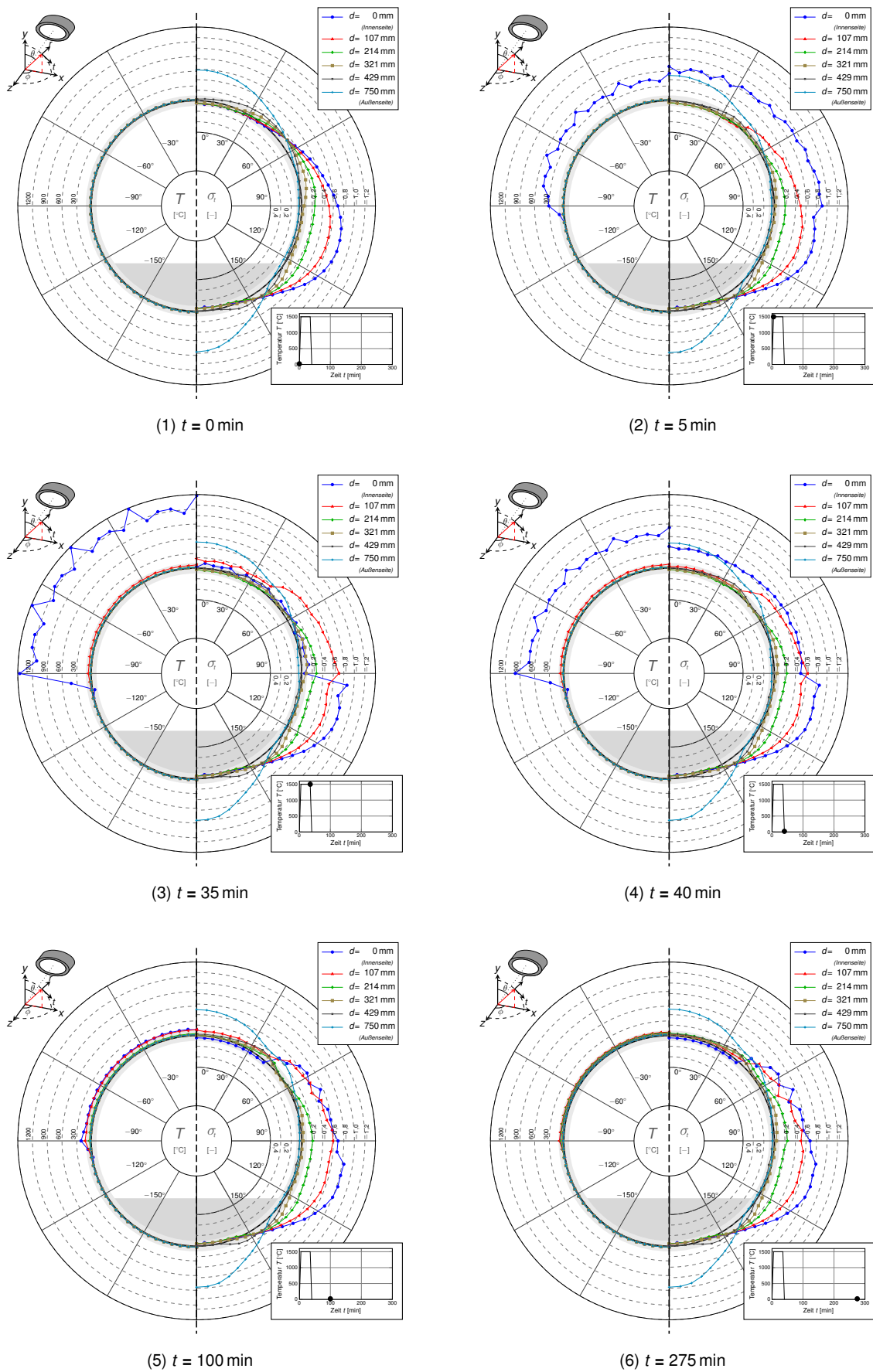


Abbildung F.140: Simulation Nr. 116 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

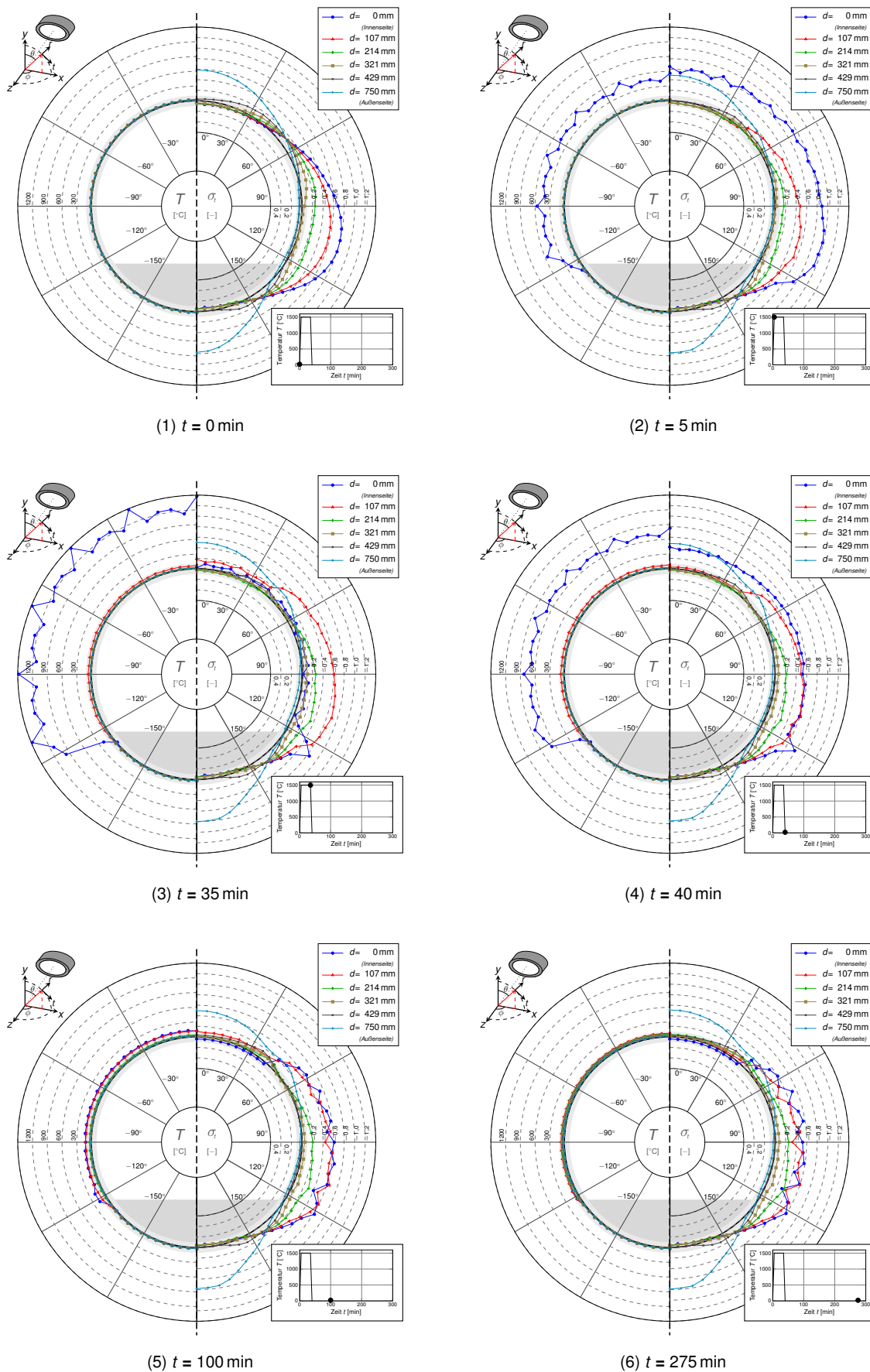


Abbildung F.141: Simulation Nr. 117 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

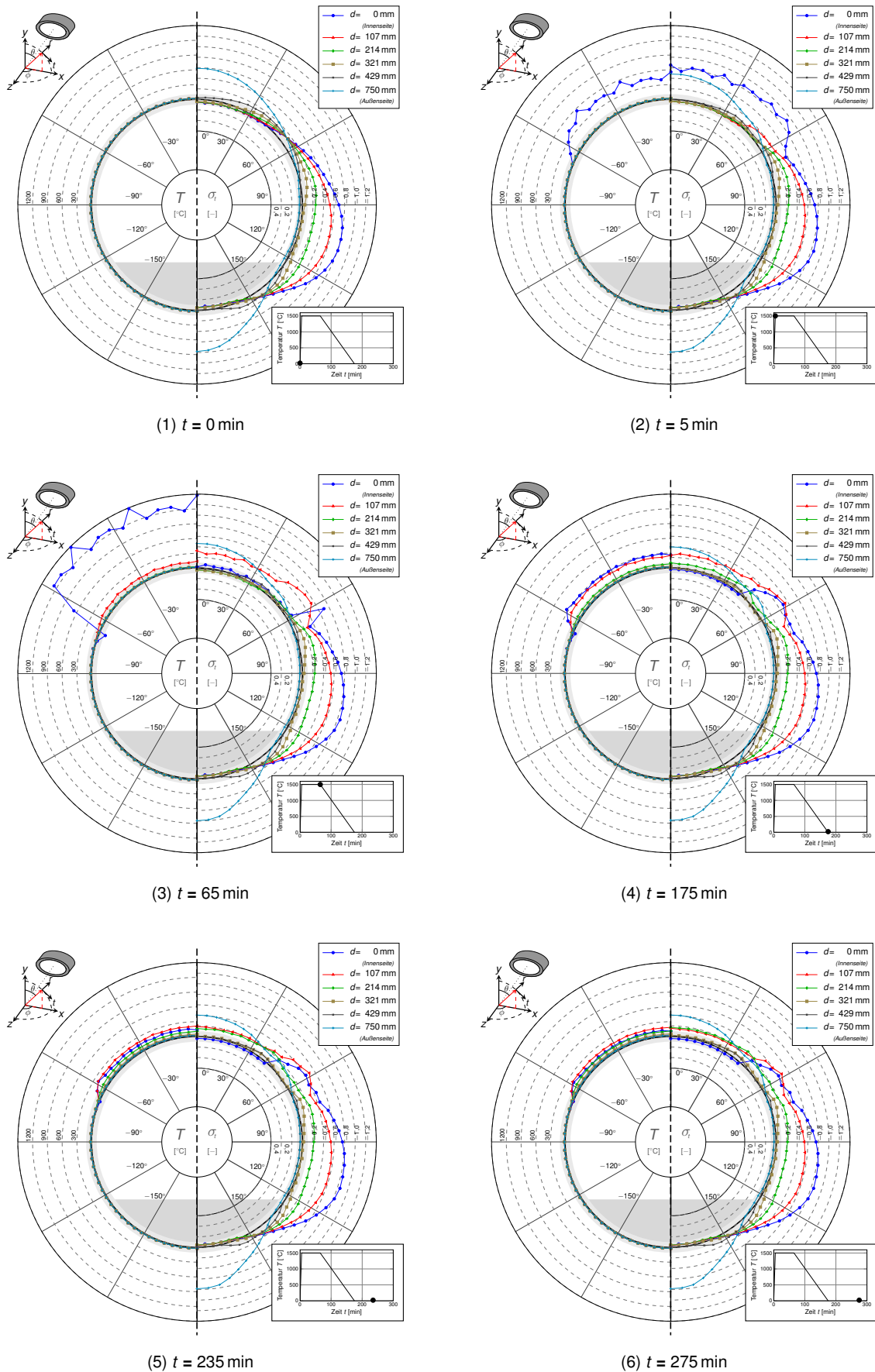


Abbildung F.142: Simulation Nr. 124 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 60^\circ$

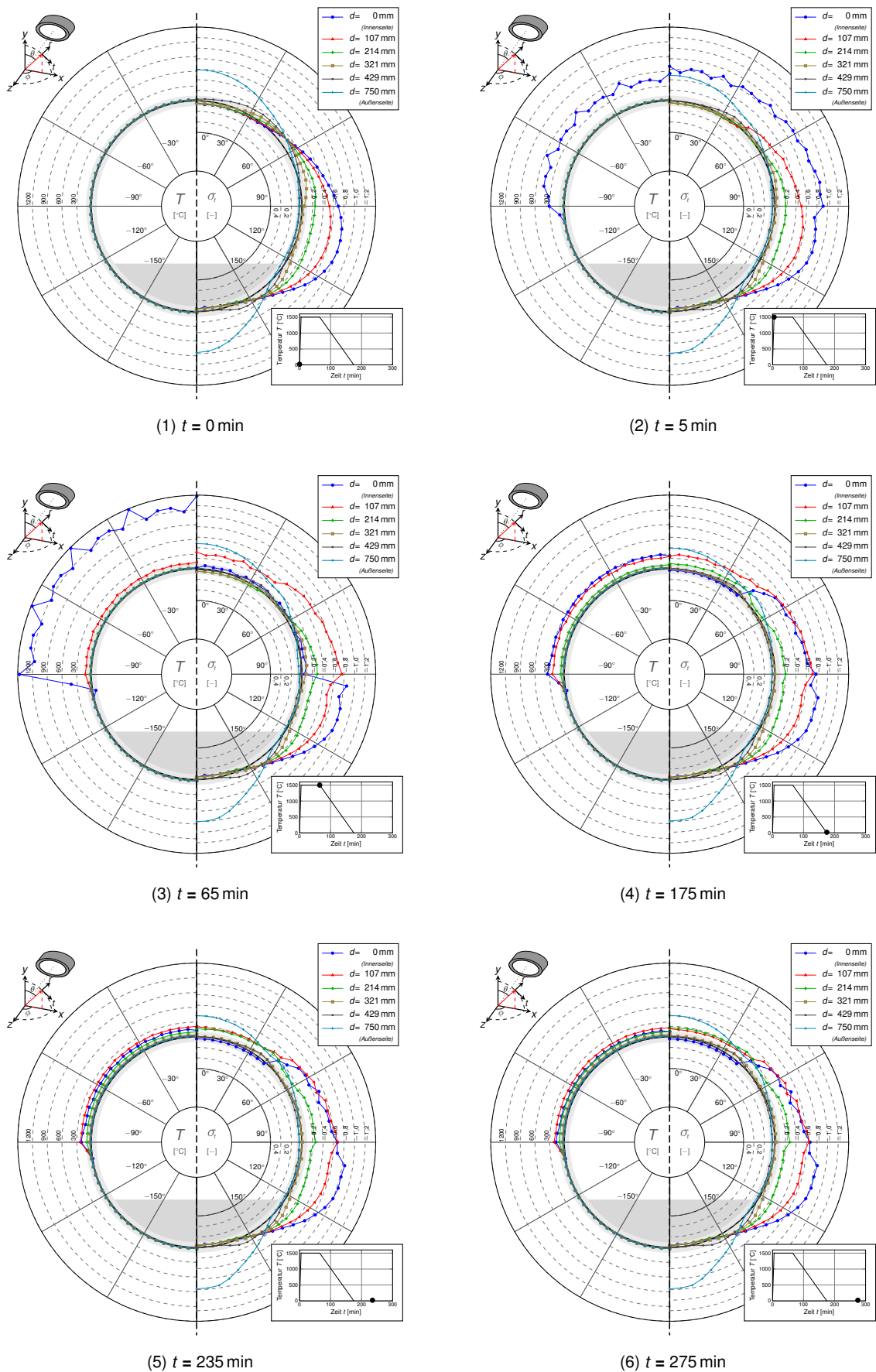


Abbildung F.143: Simulation Nr. 125 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 90^\circ$

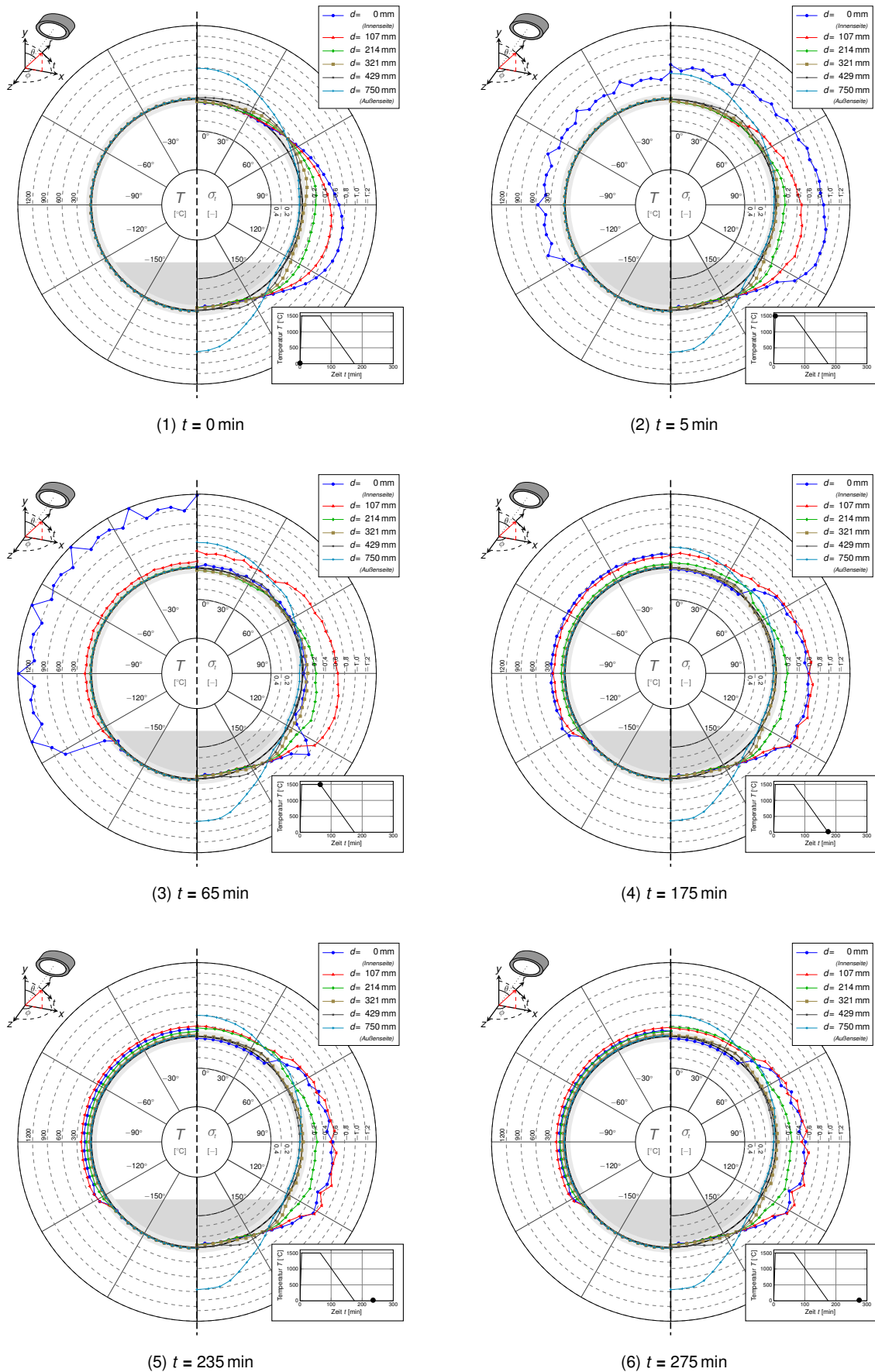


Abbildung F.144: Simulation Nr. 126 nach Tabelle E.1,  $D_i = 14$  m,  $z = 0$  m,  $\theta = \pm 120^\circ$

**G**

---

**Methodisches Vorgehen zur Systembewertung von Tunnelstrukturen im Hochtemperaturbereich**





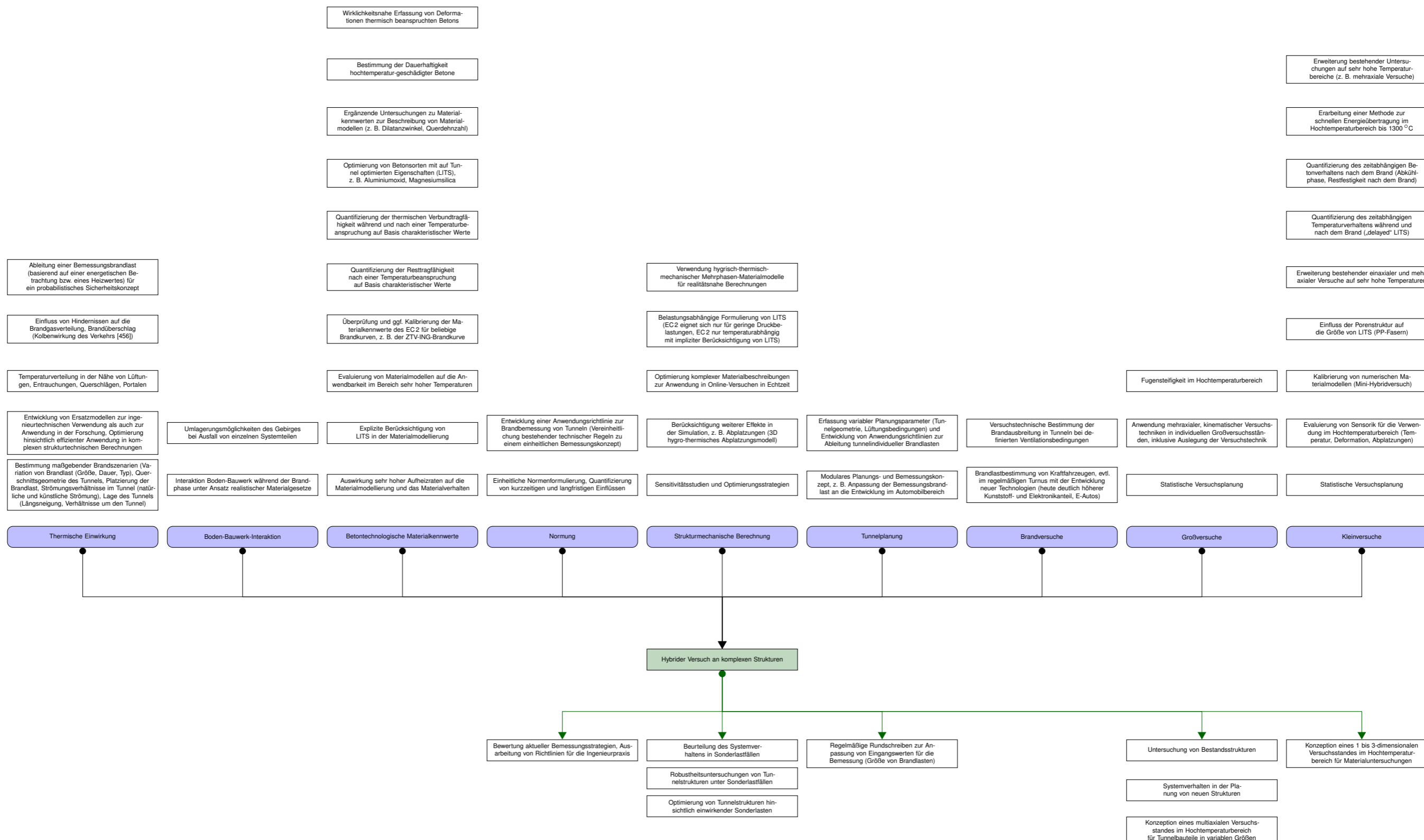


Abbildung G.1: Vorschlag eines methodischen Vorgehens zur Bestimmung des Systemtragverhaltens unterirdischer Strukturen im Hochtemperaturbereich

