

**Baulicher Brandschutz  
für Tunnel  
in offener Bauweise**

**Rechnerischer Nachweis**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 94**

**bast**

# **Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise**

## **Rechnerischer Nachweis**

von  
Carsten Peter  
Jan Knief  
Jörg Schreyer  
Antonio Piazzolla

Ingenieurbüro Maidl & Maidl  
Bochum

Die Bundesanstalt für Straßenwesen  
veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse  
in der Schriftenreihe **Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe  
besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines  
B - Brücken- und Ingenieurbau  
F - Fahrzeugtechnik  
M - Mensch und Sicherheit  
S - Straßenbau  
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter  
dem Namen der Verfasser veröffentlichten  
Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des  
Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe,  
auch auszugsweise, nur mit Genehmigung  
der Bundesanstalt für Straßenwesen,  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen** können  
direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH,  
Zweite Schlachtpforte 7, 28195 Bremen,  
Telefon: (0421) 3 69 03-53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre  
Veröffentlichungen wird in Kurzform im  
Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet.  
Dieser Dienst wird kostenlos angeboten;  
Interessenten wenden sich bitte an die  
Bundesanstalt für Straßenwesen,  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die Berichte der BAST  
zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen  
BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/benutzung.php>

#### **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt: FE 15.0502/2010/ERB  
Rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes  
für Tunnel in offener Bauweise**

Fachbetreuung:  
Jürgen Blossfeld, Ingo Kaundinya

**Herausgeber**  
Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Telefon: (0421) 36 90 3-53  
Telefax: (0421) 36 90 3-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-006-9

Bergisch Gladbach, Mai 2013

## Kurzfassung – Abstract

### **Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis**

In dem geltenden Regelwerk für Straßentunnel, der ZTV-ING, ist das derzeitige rechnerische Nachweisverfahren zum baulichen Brandschutz für Rechteckrahmenquerschnitte im Teil 5, Abschnitt 2 über ein vereinfachtes Nachweisverfahren mit Ansatz eines Temperaturgradienten von 50 K in Wand und Decke geregelt. Alternativ kann nach ZTV-ING ein „genauerer“ rechnerischer Nachweis durchgeführt werden, der jedoch in der Praxis kaum angewendet wird, da hierzu bisher keine eindeutigen Regelungen zur Durchführung vorliegen.

Es stellen sich insbesondere die Fragen, inwieweit über einen genaueren rechnerischen Nachweis Einsparpotenziale bei der Bewehrung gegenüber dem vereinfachten Nachweis vorliegen und welchen Einfluss eine verlängerte ZTV-ING-Kurve (55 Minuten Vollbrandphase statt 25 Minuten Vollbrandphase) auf die erforderlichen Bewehrungsgelände hat.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden die genaueren rechnerischen Nachweise für typische Rechteckrahmenquerschnitte von Straßentunneln (ein- und zweizellig) auf Grundlage des Eurocodes EN 1992-1-2 [4], „Allgemeines Rechenverfahren“, durchgeführt.

Aufgrund des deutlich unterschiedlichen Abplatzverhaltens von Beton ohne PP-Fasern und Beton mit PP-Fasern mit entsprechendem Einfluss auf das Tragverhalten im Brandfall wurden differenzierte Berechnungen durchgeführt. Die Annahmen für die Größe und den Zeitpunkt der Betonabplatzungen basieren auf den Auswertungen von Großbrandversuchen für Rechteckrahmen [10].

In zusätzlichen statischen Berechnungen wurde der Lastfall nach dem Brand mit Berücksichtigung der veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung nachgewiesen.

Auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen wurde ein Leitfaden mit Musterstatik für den genaueren rechnerischen Brandschutznachweis erstellt. Der Leitfaden mit Musterstatik soll bei der zukünftigen Dimensionierung von Rechteckkonstruktionen von Straßentunneln einen optimierten

Brandschutznachweis mit einhergehenden Kostenoptimierungen gegenüber dem bisherigen vereinfachten Brandschutznachweis ermöglichen.

Es hat sich gezeigt, dass der genaue rechnerische Nachweis des Brandfalls ein komplexes Berechnungsverfahren ist, das in der Praxis noch nicht erprobt ist. Auf Grundlage der Ergebnisse des genaueren rechnerischen Nachweisverfahrens wurde ein für die Praxis zweckmäßiges Berechnungsverfahren mit Vorgabe eines von der Bauteildicke abhängigen linearen Temperaturgradienten entwickelt. Voraussetzung für die Anwendung dieses Nachweisverfahrens sind vergleichbare Randbedingungen im Brandfall hinsichtlich Größe von Betonabplatzungen und Temperaturverteilungen im Bauteil, welche bei der Verwendung von Betonen mit PP-Fasern und entsprechenden Vorgaben an Rezeptur, Herstellung und Verarbeitung gesehen werden.

Für eine Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“ werden entsprechende Empfehlungen formuliert.

### **Structural fire protection for tunnels built ‘open cut’ – calculation method**

In the ZTV-ING Part 5, Section 2 the current calculation method for structural fire protection for road tunnels (open cut method) is based on a simplified calculation method with the approach of a temperature gradient of 50 K. Under certain circumstances, an advanced calculation method has to be carried out. This method is not often used in practice, because there are no clear regulations on the procedure, yet.

Particularly it raises the question, how far an advanced calculation method is useful for possible savings in reinforcement in contrast to the simplified method and what influence the extended ZTV-ING curve (55 minutes fully developed fire phase instead of 25 minutes) to the required reinforcement has.

In this research project the advanced calculation method is performed on for regular road tunnel cross-sections based on the “Advanced calculation method” of the euro code EN 1992-1-2 [4].

Due to the significantly different spalling behavior of concrete with and without PP-fibers with a corresponding influence on the structural behavior during and after the fire differentiated calculations were performed. The assumptions for the size and timing of concrete spalling are based on the evaluation of fire test [10].

In additional static calculations the load bearing capacity of tunnels was analyzed considering the changes in properties of material through the effects of fire.

A guideline for structural fire design was created. With the guideline a structural fire design for road tunnels (cut and cover method) with cost optimization should be possible.

It turned out that the advanced calculation of the fire event is a complex calculation method which is also untested in practice. Based on the results of the advanced calculation method a simplified calculation method with a linear temperature gradient, dependent on the thickness of the lining was developed.

The conditions for the application of this calculation method are comparable boundary conditions in a fire case concerning the size of the concrete spalling and temperature penetration in the lining, which can be seen in the use of concrete with fibers and corresponding requirements to composition and processing.

An appropriate text has been formulated as an update to the ZTV-ING Part 5, Section 2, No. 10 "Structural Fire Protection".

## Inhalt

|          |   |      |          |   |      |
|----------|---|------|----------|---|------|
| <b>1</b> | <b>Allgemein</b> .....  | 7 -  | <b>3</b> | <b>Statische Berechnungen mit<br/>genauerem rechnerischem<br/>Nachweis des Brandfalls</b> .....   | 27 - |
| 1.1 -    | Problemstellung .....   | 7 -  | 3.1 -    | Allgemeines .....   | 27   |
| 1.2 -    | Stand der Wissenschaft und<br>Technik .....   | 7    | 3.2 -    | Thermische Analyse .....  | 28   |
| 1.2.1    | Regelungen nach ZTV-ING .....   | 7 -  | 3.2.1    | Allgemeines .....   | 28   |
| 1.2.2    | Analyse von Brandereignissen und<br>Großbrandversuchen .....  | 8    | 3.2.2    | Festlegungen für die thermische<br>Analyse .....  | 30 - |
| 1.2.3    | Genauere rechnerische Nachweise ...   | 10 - | 3.2.3    | Berechnung mit Finite-Elemente-<br>Programmen .....   | 33   |
| 1.3 -    | Aufgabenstellung und Zielsetzung<br>des Forschungsvorhabens .....                                   | 11 - | 3.2.4    | Vergleichende Berechnung mit<br>der analytischen Berechnungs-<br>methode .....                    | 43 - |
| 1.4 -    | Vorgehensweise zur Bearbeitung<br>des Forschungsprojektes .....                                     | 11   | 3.2.5    | Vergleich der Berechnungs-<br>ergebnisse mit Versuchs-<br>ergebnissen .....                       | 49 - |
| <b>2</b> | <b>Statische Berechnungen mit<br/>vereinfachtem Nachweis des<br/>Brandfalls gemäß ZTV-ING</b> ..... | 12 - | 3.2.6    | Vergleich der Berechnungs-<br>ergebnisse mit Ergebnissen aus<br>weiteren Forschungsvorhaben ..... | 54 - |
| 2.1 -    | Allgemeines .....   | 12 - | 3.2.7    | Zusammenfassung .....   | 54   |
| 2.1.1    | Repräsentativer Tunnelquerschnitt ....  | 12 - | 3.3 -    | Mechanische Analyse .....   | 55   |
| 2.1.2    | Statische Modellierung .....  | 13   | 3.3.1    | Grundlagen .....  | 55   |
| 2.1.3    | Baustoffe .....   | 13 - | 3.3.2    | Temperaturabhängiges<br>Materialverhalten .....   | 56 - |
| 2.1.4    | Lastfallkombinationen/Teilsicherheits-<br>beiwert .....   | 14 - | 3.3.3    | Bestimmung der Abplatztiefen .....  | 57 - |
| 2.2 -    | Statische Berechnungen für<br>Gebrauchslasten (Kaltbemessung) ...                                   | 15 - | 3.3.4    | Berechnungsvariationen .....  | 59 - |
| 2.2.1    | Einwirkungen .....  | 15   | 3.3.5    | Nachweise für Beton mit<br>PP-Fasern .....  | 60   |
| 2.2.2    | Schnittgrößen/Bemessung<br>(Zustand I) .....  | 16   | 3.3.6    | Nachweise für Beton ohne<br>PP-Fasern .....   | 64   |
| 2.2.3    | Schnittgrößen/Bemessung<br>(Zustand II) .....   | 21 - | 3.3.7    | Vergleich der Bemessungs-<br>ergebnisse .....   | 66   |
| 2.3 -    | Statische Berechnungen für den<br>vereinfachten Nachweis des<br>Brandfalls .....                    | 24 - | <b>4</b> | <b>Parameteruntersuchungen für<br/>genauere rechnerische Nachweise<br/>des Brandfalls</b> .....   | 68   |
| 2.3.1    | Einwirkungen .....  | 24   | 4.1 -    | Allgemeines .....   | 68   |
| 2.3.2    | Schnittgrößen/Bemessung .....   | 24   | 4.2 -    | Einfluss statisches System .....  | 68   |
| 2.4 -    | Zusammenstellung der<br>Bewehrung .....   | 26   | 4.2.1    | Tunnelquerschnitt RQ 26T .....  | 68   |
|          |   |      | 4.2.2    | Tunnelquerschnitt RQ 33T .....  | 72 - |

|          |   |      |          |   |       |
|----------|---|------|----------|---|-------|
| 4.2.3    | Tunnelquerschnitt RQ 10,5T  | 74 - | 6.4.3    | Äquivalenter, linearer Temperaturgradient für verlängerte ZTV-ING-Kurve | 98    |
| 4.2.4    | Vergleich der Bemessungsergebnisse                                    | 76 - |          |   |       |
| 4.3      | Einfluss Bauteildicke   | 76 - | 6.5      | Formulierungsvorschläge für die Fortschreibung der ZTV-ING              | 99    |
| 4.4      | Einfluss Betonfeuchte   | 77 - |          |   |       |
| 4.5      | Einfluss Betonzuschlag  | 78 - | <b>7</b> | <b>Zusammenfassung und Ausblick</b>                                     | 100 - |
| 4.6      | Einfluss äußere Belastung   | 79 - | <b>8</b> | <b>Literatur</b>  | 102 - |
| 4.7      | Einfluss Baugrundsteifigkeit  | 80 - | <b>9</b> | <b>Anlagen</b>  | 103 - |
| 4.8      | Einfluss Betongüte  | 81 - |          |   |       |
| <b>5</b> | <b>Statische Berechnungen nach dem Brand</b>                          | 81 - |          |   |       |
| 5.1      | Allgemeines   | 81 - |          |   |       |
| 5.2      | Nachweise für Beton mit PP-Fasern                                     | 82 - |          |   |       |
| 5.2.1    | Allgemeines   | 82 - |          |   |       |
| 5.2.2    | Tunnelquerschnitt RQ 26t  | 83 - |          |   |       |
| 5.3      | Nachweise für Beton ohne PP-Fasern                                    | 84 - |          |   |       |
| 5.3.1    | Allgemeines   | 84 - |          |   |       |
| 5.3.2    | Tunnelquerschnitt RQ 26t  | 86 - |          |   |       |
| 5.3.3    | Tunnelquerschnitt RQ 10,5T - (4 m Auflast)                            | 88 - |          |   |       |
| 5.3.4    | Tunnelquerschnitt RQ 10,5T - (1 m Auflast)                            | 89 - |          |   |       |
| <b>6</b> | <b>Auswertung</b>   | 90 - |          |   |       |
| 6.1      | Allgemeines   | 90 - |          |   |       |
| 6.2      | Vergleich und Bewertung der Bemessungsergebnisse                      | 90 - |          |   |       |
| 6.2.1    | Allgemeines   | 90 - |          |   |       |
| 6.2.2    | Beton mit PP-Fasern   | 90 - |          |   |       |
| 6.2.3    | Beton ohne PP-Fasern  | 92 - |          |   |       |
| 6.3      | Kostenbewertung   | 93 - |          |   |       |
| 6.4      | Empfehlungen für die Anwendung des genaueren rechnerischen Nachweises | 94 - |          |   |       |
| 6.4.1    | Allgemeines   | 94 - |          |   |       |
| 6.4.2    | Äquivalenter, linearer Temperaturgradient für ZTV-ING-Kurve           | 96 - |          |   |       |

# 1 Allgemeines

## 1.1 Problemstellung

Reale Brandereignisse in Tunneln und Großbrandversuche haben gezeigt, dass durch Brandeinwirkungen größere Schädigungen am Bauwerk entstehen können und daher ein ausreichender baulicher Brandschutz zur Sicherstellung der Standicherheit von besonderer Bedeutung ist.

Ein ausreichender baulicher Brandschutz ist gegeben, wenn das Bauwerk einer möglichen Brandeinwirkung widersteht und anschließend mit verhältnismäßigem Aufwand wieder saniert werden kann.

Der Weiterentwicklung des baulichen Brandschutzes wurden in jüngster Zeit drei nationale Forschungsprojekte gewidmet.

In [8] wurden Brandkurven für Straßentunnel anhand von Brandereignissen und Großbrandversuchen analysiert, in [9] wurden rechnerische Nachweise zum baulichen Brandschutz durchgeführt und in [10] über Großbrandversuche das Abplatzverhalten von Normalbeton und Faserbeton (Polypropylenfasern) untersucht.

Die Fortentwicklung der rechnerischen Nachweisverfahren für den baulichen Brandschutz ist Thema des gegenständlichen Forschungsvorhabens.

In der ZTV-ING [1], dem geltenden Regelwerk für Straßentunnel, ist das derzeitige rechnerische Nachweisverfahren zum baulichen Brandschutz für Rechteckrahmenquerschnitte geregelt. Demnach darf unter bestimmten Voraussetzungen diese werden von den üblichen Rechteckrahmenquerschnitten in der Regel erfüllt der Nachweis des baulichen Brandschutzes vereinfacht über den Ansatz eines Temperaturgradienten von 50 K in Wand und Decke geführt werden.

Falls die Voraussetzungen nicht erfüllt werden bzw. falls aus dem vereinfachten Nachweis eine deutlich erhöhte Bewehrung gegenüber der Kaltbemessung resultiert, ist nach ZTV-ING ein genauere rechnerischer Nachweis zu führen.

Weitere Angaben zu genaueren rechnerischen Nachweisen sind in der ZTV-ING nicht enthalten.

In der Praxis führt dies dazu, dass in den Standicherheitsnachweisen von Rechteckrahmenquerschnitten überwiegend der vereinfachte Brandschutznachweis nach ZTV-ING geführt wird. Der

vereinfachte Brandschutznachweis kann in Abhängigkeit der Randbedingungen bemessungsrelevant werden und bestimmt den erforderlichen Bewehrungsgehalt. Insbesondere bei größeren Bauteildicken kann ein genauere rechnerischer Nachweis wirtschaftliches Optimierungspotenzial beinhalten.

Andererseits haben Brandereignisse in Straßentunneln gezeigt, dass die Branddauer gegenüber der ZTV-ING-Brandkurve länger sein kann. Es stellt sich in diesem Zusammenhang die Frage, welche Konsequenzen dies für den baulichen Brandschutz für Rechteckrahmenquerschnitte hat.

## 1.2 Stand der Wissenschaft und Technik

### 1.2.1 Regelungen nach ZTV-ING

Der rechnerische Nachweis zum baulichen Brandschutz für Rechteckrahmenquerschnitte von Straßentunneln ist in der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“ geregelt.

Demnach darf für ein- und zweizellige Rahmen mit Bauteildicken von 0,8 m bis 1,6 m und Stützweiten bis 16 m ein vereinfachter rechnerischer Nachweis in der außergewöhnlichen Bemessungssituation (LF 3 nach DIN 1054 [7]) über den Ansatz eines Temperaturgradienten von 50 K in Wand und Decke bei Ansatz der vollen Steifigkeit des Betonquerschnittes (Zustand I) geführt werden.

Resultiert aus diesem vereinfachten Nachweis ein „wesentlich höherer“ Bewehrungsgrad sowie bei Abweichung der Systemvoraussetzungen (d. h. Querschnittsdicken  $> 1,6$  m bzw.  $< 0,8$  m und Stützweiten  $> 16$  m), ist ein genauere rechnerischer Nachweis durchzuführen. Für den genaueren rechnerischen Nachweis ist in der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 1, Nr. 10 als Grundlage der Temperatur-Zeit-Verlauf der Brandbelastung angegeben (Bild 1).

Die ZTV-ING enthält keine eindeutigen bzw. standardisierten Vorgaben für genauere rechnerische Nachweise. Weiterhin ist keine quantitative Definition für „wesentlich höherer Bewehrungsgrad“ vorhanden.

Der vereinfachte rechnerische Brandschutznachweis gemäß ZTV-ING wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens entwickelt. Die wesentlichen Grundlagen sind in [16] veröffentlicht. Der vereinfachte rechnerische Brandschutznachweis beruht



u. a. auf Ergebnissen nichtlinearer Berechnungen, wobei folgende Annahmen getroffen wurden:

- Die Veränderung der Längskraft während der Brandbeanspruchung ist gering.
- Die Momententragfähigkeit ist von der Branddauer und dem Temperaturgradienten unabhängig.
- Das Temperaturzwangsmoment ergibt sich zu  $M_T = M_{U,DIN} - M_0$  (Biegemoment unter Gebrauchslast).
- Abplatzungen sind nicht berücksichtigt.

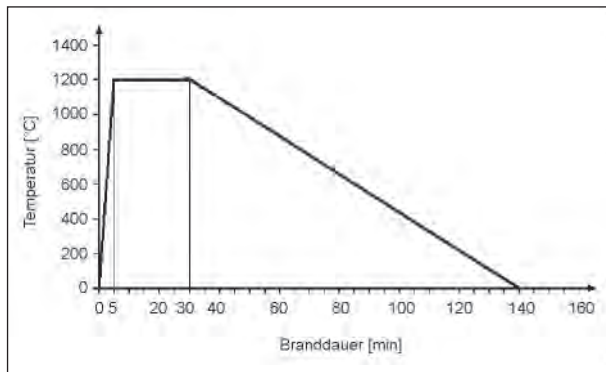


Bild 1: Temperatur-Zeit-Verlauf der Brandbelastung ZTV-ING [1]

Weiter wird als konstruktive Maßnahme für den baulichen Brandschutz in der ZTV-ING, Teil 5 eine ausreichende Betondeckung von 60 mm (Nennmaß) gefordert. So soll eine zu starke Erwärmung der Bewehrung auf mehr als 300 °C verhindert werden. Zusätzlich ist in der Tunneldecke eine zusätzliche Brandschutzbewehrung in Form einer verzinkten Mattenbewehrung N94 mit einer Betondeckung von 20 mm einzubauen. Durch die Brandschutzbewehrung soll ein Herabfallen von Betonabplatzungen minimiert werden.

### 1.2.2 Analyse von Brandereignissen und Großbrandversuchen

Reale Brandereignisse in Straßentunneln und Großbrandversuche haben gezeigt, dass die in der ZTV-ING vorgegebene Maximaltemperatur und Branddauer überschritten werden können. Zudem existieren im Ausland Temperaturkurven, die höhere Temperaturen bzw. eine längere Branddauer aufweisen als die in der ZTV-ING vorgegebene Temperaturkurve (Bild 2). Nachfolgend werden Brandereignisse und Großbrandversuche ausgewertet und mit der Temperatur-Zeit-Kurve in der ZTV-ING (Bild 1) verglichen (Teil A).

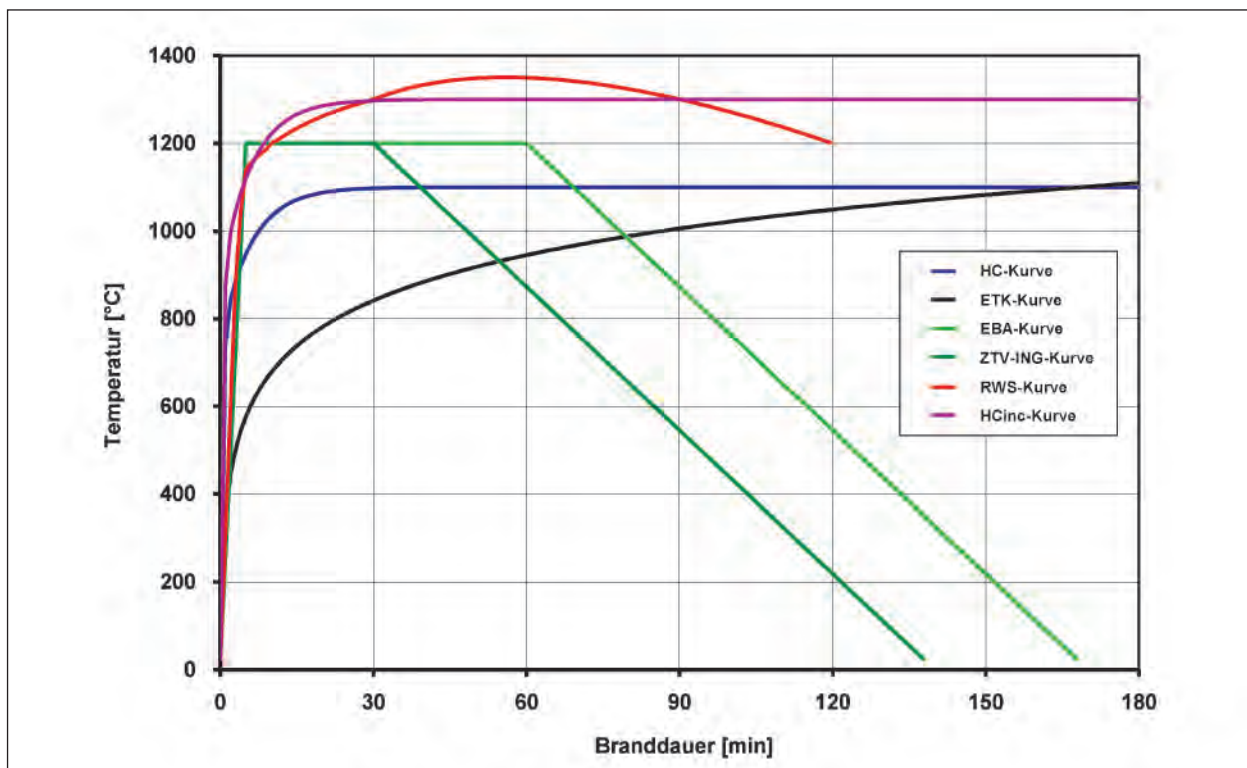


Bild 2: Auswahl von Temperaturkurven für den baulichen Brandschutz von Tunnelbauwerken [8]

## A) Analyse von Brandereignissen und Brandversuche in Tunneln

### Brandereignisse in Straßentunneln

Im Rahmen einer Untersuchung wurden insgesamt 25 bedeutende Brände in Straßentunneln aus den Jahren 1949 bis 2006 ausgewertet [8]. Die wichtigsten Ergebnisse der Analyse können wie folgt zusammengefasst werden [8]:

- Die Branddauer betrug insgesamt zwischen 24 Minuten und 4 Tagen. Ursache für eine längere Branddauer bei einigen Bränden war ein Feuerübersprung auf weitere Fahrzeuge. Dabei ist zu beachten, dass durch den Feuerübersprung die örtliche und zeitliche Beflammung der Betonoberfläche sich entsprechend ändert.
- Bei Bränden, an denen ein oder zwei Lkw und/oder ein Bus beteiligt waren, ergab sich in der Regel eine Branddauer von etwa 60 bis 120 Minuten. Eine solche Branddauer wird von der durch die ZTV-ING-Kurve vorgegebenen Dauer von 140 Minuten abgedeckt.

Die Auswertung der Brandereignisse in Straßentunneln hat zusammenfassend ergeben, dass in einigen Fällen die Branddauer der ZTV-ING-Kurve überschritten wird, wenn ein Feuerübersprung auf andere Fahrzeuge stattfindet. Allerdings ist eine Verlängerung der ZTV-ING-Kurve auf z. B. mehrere Stunden nicht sinnvoll, da durch den Feuerübersprung während der gesamten Branddauer nicht derselbe Betonquerschnitt durch den Brand beansprucht wird.

### Brandversuche in Tunneln

Zusätzlich zu den realen Brandereignissen wurde eine umfangreiche Auswertung von Brandversuchen in Tunneln durchgeführt [8]. Die Analyse der Brandversuche ergab Folgendes [8]:

- In den untersuchten Brandversuchen betragen die maximalen Temperaturen im Deckenbereich 600 °C bis 1.365 °C und wurden ca. 2 bis 25 Minuten nach Brandbeginn erreicht.
- Die Branddauer in den unterschiedlichen Versuchen betrug ca. 3 bis 60 Minuten.

In den ausgewerteten Brandversuchen war die maximale Temperatur im Deckenbereich teilwei-

se höher als die in der ZTV-ING vorgegebene Temperatur von 1.200 °C. Eine Erhöhung der maximalen Temperatur in der ZTV-ING-Kurve ist aber nicht erforderlich, da die Versuchstunnel von der bau- und betriebstechnischen Ausstattung deutscher Straßentunnel erheblich abweichen [8]. Die Versuchsergebnisse sind daher nicht übertragbar.

### Fazit

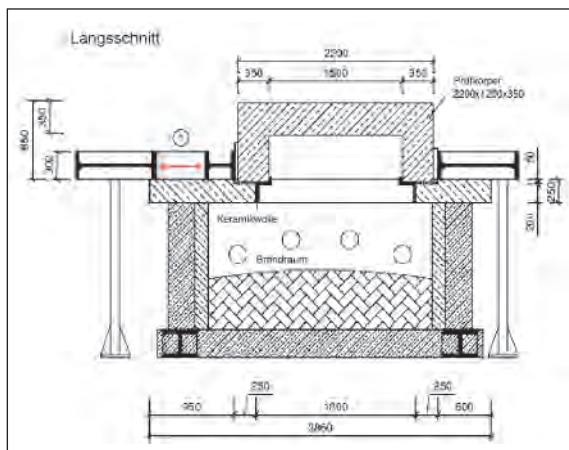
Die Auswertung von Brandereignissen in Straßentunneln und die Brandversuche in Tunneln zeigen, dass kein Handlungsbedarf zur Änderung der ZTV-ING-Kurve besteht.

Unter Anwendung eines Finite-Elemente-Programms wurde ergänzend numerisch untersucht, wie sich eine Verlängerung der Vollbrandphase bzw. die Erhöhung der maximalen Temperatur während der Vollbrandphase im Vergleich zur Brandeinwirkung nach der ZTV-ING-Kurve auf die Temperatureindringung in einen Betonquerschnitt auswirkt [9]. Dabei zeigte sich, dass die Verlängerung der Vollbrandphase um 30 Minuten zu einer stärkeren Schädigung des Querschnitts durch Temperatureinwirkungen führte als die Erhöhung der Maximaltemperatur um 100 K.

Auf der Grundlage der numerischen Berechnungen wird in besonderen Fällen (z. B. Unterwassertunnel) empfohlen, die Vollbrandphase der ZTV-ING-Kurve von 25 auf 55 Minuten bei der brandschutztechnischen Bemessung zu verlängern, um gegebenenfalls ein höheres Sicherheitsniveau zu erreichen [8]. Daher werden im Rahmen der brandschutztechnischen Bemessung in dieser Forschungsarbeit sowohl eine Brandeinwirkung nach der ZTV-ING-Kurve als auch nach einer verlängerten ZTV-ING-Kurve (Vollbrandphase 55 Minuten) untersucht (Kapitel 3).

## B) Analyse von Großbrandversuchen im Labor

Bei der Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises für den baulichen Brandschutz in der ZTV-ING werden bisher keine Angaben zur Berücksichtigung von Abplatzungen gemacht. Daher werden neuere Erkenntnisse aus Brandversuchen an Rechteckrahmen über Abplatzungen (Abplatztiefe und Abplatzzeitpunkt) analysiert, um diese anschließend bei



**Bild 3:** Versuchsanordnung Großbrandversuch [10]

der Berechnung der Temperaturverteilung berücksichtigen zu können.

Nachfolgend werden Großbrandversuche an belasteten Rahmenecken unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve ausgewertet [10]:

Die Versuche wurden an zwei Rahmenecken aus einem Referenzbeton ohne Polypropylenfasern (PP-Fasern) mit einer konstruktiv angeordneten Mattenbewehrung (N94) und einem Beton mit PP-Fasernanteil von  $2 \text{ kg/m}^3$  durchgeführt. Die Versuchsanordnung für beide Probekörper ist in Bild 3 dargestellt.

Der Brandversuch am Referenzbeton ohne PP-Fasern hat dabei Folgendes gezeigt [10]:

- Die mittlere bzw. maximale Abplatztiefe am Referenzbeton beträgt 61 mm bzw. 156 mm.
- Die gemäß ZTV-ING einzulegende verzinkte Mattenbewehrung (N94) innerhalb der Betondeckung konnte die Abplatzung des Betons nur zu Beginn der auftretenden Beflammung kurzzeitig behindern.
- Die Abplatzungen nach der Brandbeanspruchung waren am Betonquerschnitt so groß, dass die luftseitig angeordnete tragende Bewehrung frei lag (Bild 4).

Der Brandversuch mit dem Probekörper aus Beton mit PP-Fasern zeigte Folgendes [10]:

- Die mittlere bzw. maximale Abplatztiefe konnte durch die Zugabe von PP-Fasern auf 29 mm bzw. 66 mm reduziert werden.
- Durch die geringe Abplatzung konnte der Schutz der tragenden Bewehrung deutlich verbessert werden. Nur an wenigen Stellen war die Bewehrung zu sehen (Bild 5).



**Bild 4:** Probekörper aus Referenzbeton (ohne PP-Fasern) nach Großbrandversuch [10]



**Bild 5:** Probekörper aus Faserbeton (mit PP-Fasern) nach Großbrandversuch [10]

Die positive Wirkung von PP-Fasern auf das Abplatzverhalten ist darauf zurückzuführen, dass die Fasern bei relativ niedriger Temperatur schmelzen und damit einen Porenraum zur Entspannung des bei der Erhitzung des Betons entstehenden Wasserdampfes bieten.

Auf der Grundlage der in den Brandversuchen an Rechteckrahmen aus Beton ohne und mit Zugabe von PP-Fasern ermittelten mittleren Abplatztiefen (Tabelle 5) werden in Kapitel 3.2 die Abplatztiefen für die Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt festgelegt.

### 1.2.3 Genauere rechnerische Nachweise

Grundlagen für genauere rechnerische Nachweise können dem Brandschutzteil des Eurocodes DIN EN 1992-1-2 [4] entnommen werden. Hier wird ein allgemeines Rechenverfahren vorgestellt, was sich



weitgehend an den Tragwerksnachweisen für die Gebrauchslastfälle orientiert (Kaltbemessung). Das allgemeine Rechenverfahren beinhaltet in der Regel eine thermische Analyse zur Ermittlung der Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund einer Brandkurve und anschließend eine mechanische Analyse zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens.

Die Durchführung von genauen rechnerischen Nachweisen [15, 26] zeigt ein wirtschaftliches Optimierungspotenzial, insbesondere bei größeren Bauteildicken, gegenüber dem vereinfachten Nachweis nach ZTV-ING. Bei den Schnittgrößenberechnungen wurden in [26] die Steifigkeitsabminderung durch Rissbildung (Zustand II) bzw. erhöhte Grenzdehnungen und -stauchungen [15] berücksichtigt.

Im Forschungsvorhaben „Traglastuntersuchungen für Straßentunnel unter Einwirkung verschiedener Brandkurven“ [9] wurden genauere rechnerische Nachweise für verschiedene Tunnelquerschnitte in offener und geschlossener Bauweise geführt. In der thermischen Analyse wurden neben der ZTV-ING-Brandkurve fünf weitere Brandkurven mit Modifikationen der maximalen Brandtemperatur und/oder Verlängerung der Dauer der Vollbrandphase berücksichtigt. Weiter wurde in der thermischen Analyse die Auswirkung von Abplatzungen auf die Temperaturverteilung im Querschnitt untersucht. Es wurden Betonabplatzungen von insgesamt 6 cm berücksichtigt, was ein Freiliegen der tragenden Bewehrung bedeutet. Bei der Schnittgrößenermittlung wurde die Steifigkeitsabminderung durch Rissbildung (Zustand II) und des temperaturabhängigen Materialverhaltens berücksichtigt. Die Untersuchungen haben zum Ergebnis, dass die ausgewählten Tunnelquerschnitte (ohne Abplatzungen) der Brandeinwirkung der ZTV-ING-Brandkurve widerstehen. Bei den modifizierten Brandkurven wird die Grenze der Tragfähigkeit teilweise überschritten. Beispielsweise kommt es bei dem zweizelligen Rechteckrahmenquerschnitt (RQ 26t nach RABT [6]) bei einer Verlängerung der Vollbrandphase um 60 Minuten zu einem rechnerischen Versagen. Ebenfalls konnte bei der Berücksichtigung von Betonabplatzungen keine ausreichende Standsicherheit während des Brandes nachgewiesen werden.

### 1.3 Aufgabenstellung und Zielsetzung des Forschungsvorhabens

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erstellung eines Leitfadens mit Musterstatik für den genaueren rechnerischen Brandschutznachweis sowie die entsprechende Fortschreibung bzw. Einarbeitung in die ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“.

Grundlage hierfür ist die Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen zu Brandeinwirkungen auf typische Rechteckrahmenquerschnitte von Straßentunneln (ein- und zweizellig) unter Berücksichtigung der „normalen“ ZTV-ING Brandkurve (25 Minuten Vollbrandphase) und der „verlängerten“ ZTV-ING Brandkurve (55 Minuten Vollbrandphase).

In diesem Zusammenhang wird auch untersucht, ob mit dem bisherigen vereinfachten Brandschutznachweis über den Ansatz des linearen Temperaturgradienten von 50 K eine verlängerte ZTV-ING-Brandkurve abgedeckt ist.

Der Leitfaden mit Musterstatik soll bei der zukünftigen Dimensionierung von Rechteckrahmenquerschnitten von Straßentunneln einen optimierten Brandschutznachweis mit einhergehenden Kostenoptimierungen gegenüber den bisherigen vereinfachten Brandschutznachweisen ermöglichen.

### 1.4 Vorgehensweise zur Bearbeitung des Forschungsprojektes

Die Forschungsarbeit ist modular aufgebaut und beinhaltet folgende wesentliche Bearbeitungsschritte:

- Auswahl des repräsentativen Tunnelquerschnittes für die statischen Berechnungen (zweizelliger Tunnelrahmen, RQ 26t) in Abstimmung mit dem Forschungsgeber. Die Höhe der Tunnelüberschüttung und die Baugrundkennwerte werden auf Grundlage der Auswertung von charakteristischen Ausführungsbeispielen gewählt.
- Durchführung der statischen Berechnungen für Gebrauchslasten (Kaltbemessung).
- Durchführung der statischen Berechnungen für den Brandlastfall nach ZTV-ING (linearer Temperaturgradient von 50 K).

- Durchführung der genaueren rechnerischen Nachweise des Brandlastfalles auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [4] in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ über eine thermische Analyse zur Berechnung der Temperaturverteilung im Bauteil und eine anschließenden mechanische Analyse.
- Durchführung einer thermischen Analyse, d. h. numerische Ermittlung des Temperaturverlaufes im Betonquerschnitt in Abhängigkeit der Zeit. Als Brandeinwirkung werden die ZTV-ING-Brandkurve (25 Minuten Vollbrandphase) und die verlängerten ZTV-ING-Brandkurve (55 Minuten Vollbrandphase) angesetzt. Es werden die Erkenntnisse aus Brandversuchen hinsichtlich der möglichen zeitabhängigen Betonabplatzungen berücksichtigt. Die positive Wirkung von Faserbeton (PP-Fasern) auf das Abplatzverhalten wird in zusätzlichen Berechnungen mit einbezogen.
- Validierung der errechneten Temperaturverläufe im Betonquerschnitt mit gemessenen Temperaturverläufen aus Großbrandversuchen.
- Durchführung der statischen Berechnungen mit genauerem rechnerischem Nachweis des Brandlastfalles für die ZTV-ING-Brandkurve und die verlängerte ZTV-ING-Brandkurve unter Ansatz der nichtlinearen Temperaturverteilung aus der thermischen Analyse (mechanische Analyse). Berechnungen von Querschnitten mit und ohne Betonabplatzungen.
- Statische Parameteruntersuchungen mit Variation von Bauteildicken, Baugrundsteifigkeit und äußerer Belastung.
- Zur Beurteilung des Einflusses der statischen Systeme werden weitere statische Untersuchungen an einem einzelligen Querschnitt (RQ 10,5t) und an breiten zweizelligen Querschnitten (RQ 26T, RQ 33T) durchgeführt.
- Durchführung der statischen Berechnungen nach der Brandeinwirkung. Die verringerte Querschnittsdicke durch Abplatzungen sowie die veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung werden berücksichtigt.
- Aufgrund des deutlich unterschiedlichen Abplatzverhaltens von Beton ohne PP-Fasern und Beton mit PP-Fasern auf das Tragverhalten im Brandfall bzw. nach dem Brandfall wurden separate Berechnungen durchgeführt.
- Auswertung der statischen Berechnungen mit Vergleich und Bewertung der erforderlichen Bewehrungsgehalte einschließlich monetärer Bewertung.
- Ableitung eines äquivalenten linearen Temperaturgradienten für die Brandeinwirkung für praxiserrechte statische Berechnungen mit Stabwerksprogrammen. Der äquivalente lineare Temperaturgradient wird in Abhängigkeit der wesentlichen Randbedingungen (Bauteildicke, stat. System) ermittelt.
- Erstellung eines Leitfadens mit Musterstatik.
- Zusammenstellung von Formulierungsvorschlägen für die Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“.

## 2 Statische Berechnungen mit vereinfachtem Nachweis des Brandfalls gemäß ZTV-ING

### 2.1 Allgemeines

#### 2.1.1 Repräsentativer Tunnelquerschnitt

##### Allgemeines, Geometrie

Als repräsentativer Tunnelquerschnitt wird ein „zweizelliges“ Tunnelbauwerk (RQ 26t) als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUB-KO) gewählt (Bild 6).

Das Bauwerk wird im Schutze einer Baugrube mit Wasserhaltung hergestellt. Die Sohle wird vorab mit entsprechendem Vorlauf betoniert. Die Wände und die Decken des Tunnelbauwerkes werden monolithisch mit Hilfe eines zweizelligen Schalwagens ohne Arbeitsraum direkt gegen den Baugrubenverbau (Trägerbohlwand mit Spritzbetonausfachung) betoniert. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wird die Tunneldecke überschüttet und die Grundwasserhaltung abgestellt.

Die Konstruktionsdicken sind aufgrund einer Vorbe-messung mit Auftriebsnachweisen sowie aufgrund von Praxisbeispielen zu 1,0 m für die Sohle, 0,9 m für die Außenwände, 0,8 m für die Mittelwand und 0,9 m für die Tunneldecke gewählt worden.

Aus dem Lichtraumprofil RQ 26t und den gewählten Konstruktionsdicken ergeben sich somit Außenab-messungen von  $B = 21,60$  m und  $H = 7,55$  m.

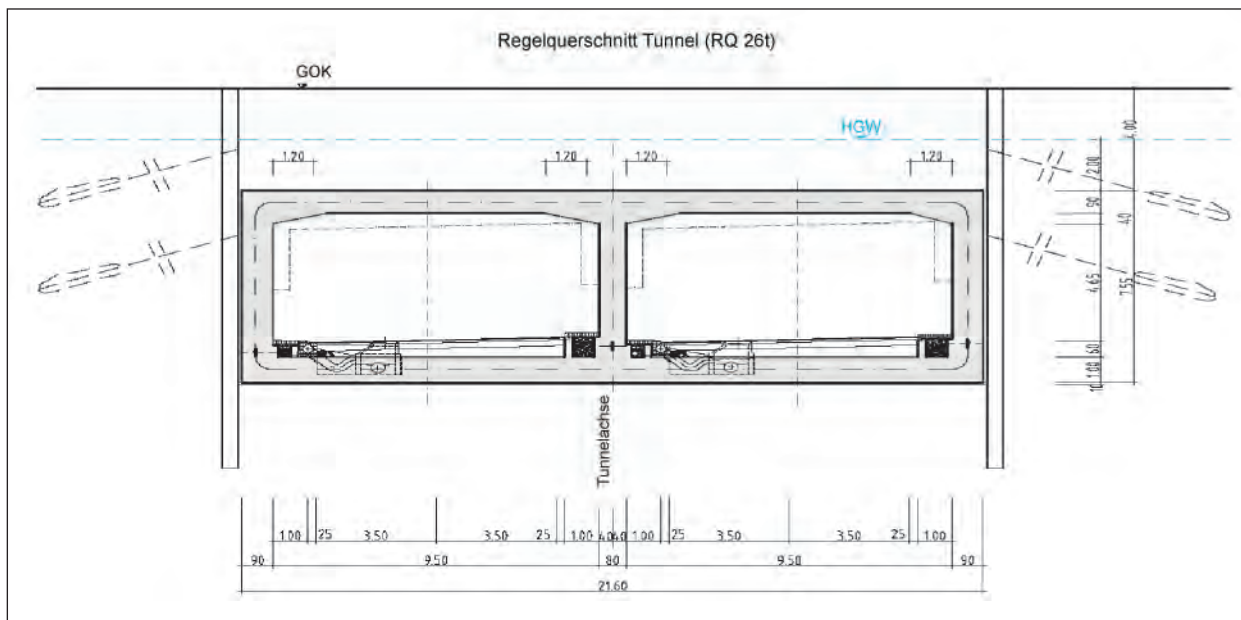


Bild 6: Repräsentativer Tunnelquerschnitt (RQ 26t)

| Wichte<br>$\gamma/\gamma'$<br>[KN/m <sup>3</sup> ] | Reibungs-<br>winkel $\varphi$<br>[°] | Kohäsion<br>c<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Steife-<br>modul $E_s$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | Vert./hor.<br>Bettung<br>$k_s$<br>[MN/m <sup>3</sup> ] |
|--|--------------------------------------|---------------------------------------|--|--|
| 21/12  | 35                                   | 0                                     | 50   | 5/2  |

Tab. 1: Bodenkennwerte

### Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund wird bis in die für das Bauwerk relevante Tiefe als Lockermaterial in Form eines mitteldicht gelagerten Sandes mit folgenden Kennwerten angesetzt (siehe Tabelle 1).

Als Überschüttungsmaterial wird ein Boden mit einer Wichte von  $\gamma/\gamma' = 19/11$  KN/m<sup>3</sup> berücksichtigt.

Der höchste Bemessungsgrundwasserstand liegt bei 2,0 m über der Tunneldecke. Der niedrigste Bemessungswasserstand wird auf der sicheren Seite liegend auf Höhe der Tunnelsohle angesetzt.

### 2.1.2 Statische Modellierung

Als statisches System wird entsprechend gängiger Ausführungspraxis ein ebenes Stabwerksmodell mit elastisch gebetteter Sohle/Außenwänden gewählt (Bild 7).

Die Stäbe sind durch biegesteife Knoten miteinander verbunden. Über die Bettung können nur Druckkräfte in den Baugrund übertragen werden (Zugausschaltung). Die Berechnungen erfolgen mit dem Programm STAR2 von Sofistik über ein Finite-

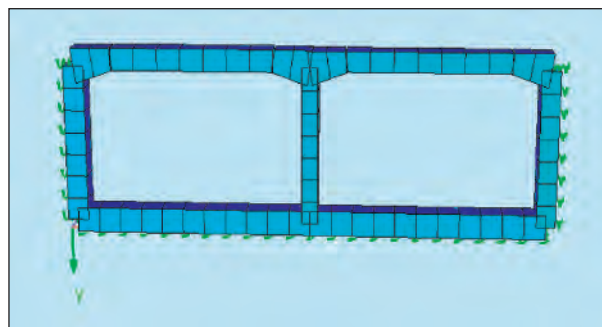


Bild 7: Statisches System Rahmenbauwerk

Elemente-Modell (FEM) auf Basis des Weggrößenverfahrens.

### 2.1.3 Baustoffe

Beton: C 30/37

Stahl: BSt 500 S

### Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe (nach DIN-FB102, Kapitel II, 2.3.3.2)

Stahl:

Grundkombination  $\gamma_s = 1,15$   
außergew. Kombination  $\gamma_s = 1,0$

Beton:

Grundkombination  $\gamma_c = 1,5$   
außergew. Kombination  $\gamma_c = 1,3$

### Betondeckung (nach DIN-FB102, Kapitel II, 4.1.3.3)

|        | erdberührt | nicht erdberührt |
|--------|------------|------------------|
| min c: | 50 mm      | 40 mm            |
| nom c: | 55 mm      | 45 mm            |

Brandschutz Decke und Wände luftseitig (nach ZTV-ING, Teil 5-2, Nr. 10.3.2):

|        |        |
|--------|--------|
| min c: | 55 mm, |
| nom c: | 60 mm. |

Für die Bemessung wird ein Achsabstand von der Betonoberfläche zur Biegebewehrung von erdseitig 68 mm (Sohle, Decke, Wände) und luftseitig 72 mm (Decke, Wände) bzw. 58 mm (Sohle) berücksichtigt. Dem liegen die Annahme des Durchmessers der Biegebewehrung von 25 mm und eine Anordnung der Längsbewehrung in 2. Lage zugrunde. Dies kann durch ein entsprechendes Bewehrungskonzept sichergestellt werden mit Vermeidung eines Bewehrungsstoßes mit einem Durchmesser > 16 mm, sodass keine Bewehrung in Verteilerrichtung in 1. Lage gemäß DIN-FB 102, Kapitel II-5.2.4.1.2 erforderlich wird. In Abhängigkeit des erforderlichen Durchmessers der Biegebewehrung, der Erfordernis einer Bügelbewehrung und des gewählten Bewehrungskonzeptes ist der Achsabstand objektspezifisch anzupassen.

#### 2.1.4 Lastfallkombinationen/ Teilsicherheitsbeiwert

Die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung erfolgen auf Grundlage der ZTV-ING und der dort genannten Regelwerke, insbesondere DIN 1054 [7] und DIN-FB 101/102 [2, 3].

Es werden Tragfähigkeitsnachweise und Gebrauchstauglichkeitsnachweise geführt.

Die Schnittgrößenermittlung für die Einwirkung aus Gebrauchslasten (Kaltbemessung) erfolgt im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sowohl mit den Steifigkeiten im Zustand I (ungerissener Querschnitt) als auch mit den Steifigkeiten im Zustand II (gerissener Querschnitt), um einen Vergleich und eine Bewertung der erforderlichen Bewehrung vornehmen zu können.

Die Schnittgrößenermittlung für den vereinfachten rechnerischen Nachweis im Brandfall (Temperaturgradient 50 K) erfolgt entsprechend den Vorgaben

der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 für den ungerissenen Betonquerschnitt (Zustand I).

#### Tragfähigkeitsnachweise

Für die ständige Bemessungssituation nach DIN-FB 101 ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN-FB 101, Kapitel II, Ziffer 9.4.2 zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} * G_{kj} + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_{i=2} \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki} \quad \text{Gl. 1}$$

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung:

- Lastfälle: Eigengewicht, Erdauflast, Wasserdruck, Verkehr an GOK  $p = 10 \text{ kN/m}^2$ :  
 $\gamma_G = 1,35$  (DIN 1054),
- Lastfall seitlicher Erddruck (Ruhedruck):  
 $\gamma_G = 1,20$  (DIN 1054),
- Lastfall Verkehr im Tunnel (Lastmodell 1)  
 $\gamma_Q = 1,50$  (DIN-FB 101),
- Lastfall Temperatur:  
 $\gamma = 1,0$  (ZTV-ING 5.2, Ziffer 3.3.1).

Veränderliche Auflasten auf der GOK bis  $10 \text{ kN/m}^2$  gelten nach DIN 1054, Abs. 10.3.1(6) als ständige Einwirkung. Die vorherrschende veränderliche Einwirkung ist die Temperaturbelastung. Die zweite veränderliche Einwirkung ist die Verkehrslast im Tunnel, die mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert werden kann.

Kombinationsbeiwerte nach DIN-FB 101, Anhang C, Tabelle C.2 für Verkehrslast im Tunnel:

TS  $\psi_0 = 0,75$

UDL  $\psi_0 = 0,40$

Da die beiden Lasten zusammen als Flächenlast angesetzt wurden und die Doppelachse (Tandem System TS) deutlich überwiegt, wird ein Wert von 0,75 angesetzt.

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Ermüdung (Schwingbreitennachweis) braucht aufgrund der durchgehenden steifen Bettung der Sohlplatte und des geringen Einflusses der Verkehrslasten nicht geführt werden.

#### Außergewöhnliche Bemessungssituation

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN-FB 101 ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN-FB 101, Kapitel II, Ziffer 9.4.2 zu:



$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gkj} * G_{kj} + A_d + \Psi_{11} * Q_{k1} + \sum_{i=1} \Psi_{2i} * Q_{ki} \quad \text{Gl. 2}$$

Als außergewöhnliche Einwirkung werden die Brandeinwirkung nach ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 und der Anprall nach DIN-FB 101, Kapitel IV, 4.7.2.1 angesetzt.

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen:

- Lastfälle: Eigengewicht, Erdauflast, Wasserdruk, Verkehr an GOK:  $\gamma_G = 1,1$  (DIN 1054),
- Lastfall seitlicher Erddruck:  $\gamma_G = 1,0$  (DIN 1054).

Bei der außergewöhnlichen Bemessungssituation Anprall ist der Temperaturlastfall die vorherrschende veränderliche Einwirkung.

- Kombinationsbeiwerte für Temperaturlastfall (LF 9,10) nach DIN-FB 101, Anhang C, Tabelle C1:  $\Psi_1 = 0,6$ ,
- Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN-FB 101, Anhang C, Tabelle C2:  $\Psi_2 = 0,2$ .

Bei der außergewöhnlichen Bemessungssituation Brand ist die Verkehrslast im Tunnel die vorherrschende veränderliche Einwirkung.

- Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN-FB 101, Anhang C, Tabelle C2:  $\Psi_1 = 0,75$ .

Gebrauchstauglichkeitsnachweise:

Es wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die WUB-KO über die Begrenzung der Rissbreiten (erdseitig: 0,15 mm, luftseitig: 0,2 mm gemäß ZTV-ING, Teil 5.2) geführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 nach DIN 1054) betragen  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$ .

Gemäß ZTV-ING, Teil 5.2 wird für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Einwirkungskombination „häufige Kombination“ nach DIN FB-101, Kapitel II Ziffer 9.5 berücksichtigt:

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj} + Q_{kj}) + \Psi_{11} * Q_{kvl} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{kvi} \quad \text{Gl. 3}$$

- Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel nach DIN-FB 101, Anhang C, Tabelle C.2;  $\Psi_1 = 0,75$ ,

- Kombinationsbeiwerte für Temperatur nach ZTV-ING, Teil 5.2, Ziffer 3.4.2.3:

- $\Psi_2 = 0,5$  bei Berechnungen im Zustand I,
- $\Psi_2 = 1,0$  bei Berechnungen im Zustand II.

## 2.2 Statische Berechnungen für Gebrauchslasten (Kaltbemessung)

### 2.2.1 Einwirkungen

#### LF 1 – Eigengewicht Stahlbeton:

mit  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  (programmintern)

#### LF 2 – Erdüberschüttung über Tunneldecke unter Auftrieb:

$2 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 60 \text{ kN/m}^2$

#### LF 3 – Erdüberschüttung über Tunneldecke:

$4 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 76 \text{ kN/m}^2$

#### LF 4 – Straßenaufbau im Tunnel:

Dicke ca.  $0,6 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 13,2 \text{ kN/m}^2$

#### LF 5 – Verkehrslast an GOK:

$p = 10 \text{ kN/m}^2$

#### LF 6 – Erddruck:

Der maximale Erddruck ist der Erdruhedruck gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1 (Geologie siehe Kapitel 2.1.1).

Bei der Erddruckberechnung ist der höchste Bemessungswasserstand von 2,0 m über der Tunneldecke berücksichtigt worden.

Auf der Höhenkote 0,00 m errechnet sich der seitliche Erddruck aus der Verkehrslast an der GOK  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  (Tabelle 2).

Der minimale Erddruck ist null gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1.

| Gamma [kN/m <sup>3</sup> ] | Höhe [m] | $\alpha_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $k_0$ (phi = 35°) | $e_{0h} = k_0 \times \alpha_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] |
|----------------------------|----------|---------------------------------|-------------------|---|
| 21,00                      | 0,00     | 10,00                           | 0,426             | 4,26  |
|                            | 2,00     | 52,00                           |                   | 22,18   |
| 12,00                      | 2,00     | 52,00                           | 0,426             | 22,18   |
|                            | 4,00     | 76,00                           |                   | 32,41   |
| 12,00                      | 4,00     | 76,00                           | 0,426             | 32,41   |
|                            | 11,55    | 166,76                          |                   | 71,04   |

Tab. 2: Erddruckberechnung



### LF 7 – Verkehrsbelastung im Tunnel:

Die Verkehrslasten im Tunnel werden nach DIN-Fachbericht 101, Kapitel IV, 4.3.2, Lastmodell 1 (Bild 8), angesetzt.

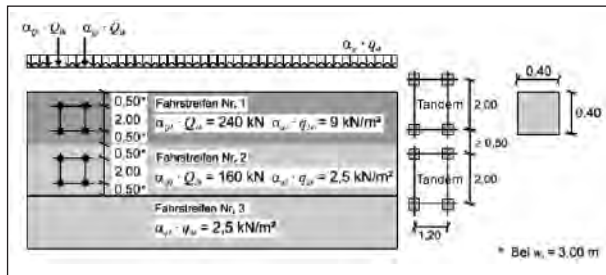


Bild 8: Lastmodell 1, Ausschnitt aus DIN-FB 101 [2]

Die Einzellasten dürfen unter 45° bis zur Mittellinie der tragenden Platte verteilt werden. In Querrichtung zur Fahrtrichtung wird die Verteilung auf die Breite der Fahrspur begrenzt.

Damit ergeben sich folgende Flächenlasten:

- Lastverteilungsbreite  $b = 3,5$  m,
- Lastverteilungslänge (Fahrbahndicke: 0,6 m, Dicke Konstruktionsbetonsohle: 1,0 m),
- $l = 1,6$  (Länge Tandem) + 2 x (0,6 + 1,0/2) = 3,80 m,
- Flächenlast Streifen 1:  
(2 x 240)/(3,5 x 3,8) + 9 = 45,1 kN/m<sup>2</sup>,
- Flächenlast Streifen 2:  
(2 x 160)/(3,5 x 3,8) + 2,5 = 26,6 kN/m<sup>2</sup>.

### LF 8 – Grundwasser:

Der maximale Bemessungswasserstand liegt bei 2 m über der Tunneldecke. Als minimaler Bemessungswasserstand wird auf der sicheren Seite liegend ein Grundwasserstand auf Höhe der Tunnelsohle angesetzt und damit kein Wasserdruck auf das Bauwerk berücksichtigt.

### LF 9/10 – Temperatur:

Die Temperaturbelastungen werden nach ZTV-ING T5, Abs. 2, Bild 5.2.1 angesetzt.

|                            |        |
|----------------------------|--------|
| Aufstelltemperatur:        | 10 °C  |
| Tunnelinnentemp. Sommer:   | 25 °C  |
| Tunnelinnentemp. Winter:   | -15 °C |
| Tunnelumgebungstemperatur: | 10 °C  |

Daraus folgt:

LF 9 Winter LF 10 Sommer

|                     |         |       |
|---------------------|---------|-------|
| Temperaturänderung: | -12,5 K | 7,5 K |
| Temperaturgradient: | 25 K    | 15 K  |

### LF 11/12 – Anprall:

Die Einwirkung aus Anprall nach DIN-Fachbericht 101, Kapitel IV, 4.7.2.1 in Höhe von 500 kN wird links und rechts auf die Mittelwand rechtwinklig zur Fahrtrichtung in 1,25 m Höhe über der Fahrbahnoberfläche angesetzt.

### 2.2.2 Schnittgrößen/Bemessung (Zustand I)

Es werden Lastfallkombinationen mit Kombination von maximaler Vertikal- und minimalen Horizontalbelastung bzw. minimalen Vertikal- und maximalen Horizontalbelastung berechnet.

Die Schnittgrößenberechnung erfolgt für den ungerissenen Betonquerschnitt (Zustand I).

### Grenzzustand der Tragfähigkeit

Es werden sechs Lastfallkombinationen berechnet:

- LK 1001: min H (min. seitl. Erddruck = 0, min. Wasserdruck = 0) + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 3 + 1,35 LF 4 + 1,35 LF 5 + 0,75 x 1,5 LF 7 + 1,0 LF 10,
- LK 1002: min H + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Winter → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 3 + 1,35 LF 4 + 1,35 LF 5 + 0,75 x 1,5 LF 7 + 1,0 LF 9,
- LK 1003: max H (Erdruehdruck + Wasserdruck) + min  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 2 + 1,35 LF 4 + 1,2 LF 6 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 10,
- LK 1004: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Temp. Winter → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 2 + 1,35 LF 4 + 1,2 LF 6 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 9,
- LK 1005: max H + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 2 + 1,35 LF 4 + 1,35 LF 5 + 1,2 LF 6 + 0,75 x 1,5 LF 7 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 10,
- LK 1006: max H + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Winter → 1,35 LF 1 + 1,35 LF 2 + 1,35 LF 4 + 1,35 LF 5 + 1,2 LF 6 + 0,75 x 1,5 LF 7 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 9.

Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Normalkraft (Bild 9)/Biegemoment (Bild 10)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 11) dargestellt.

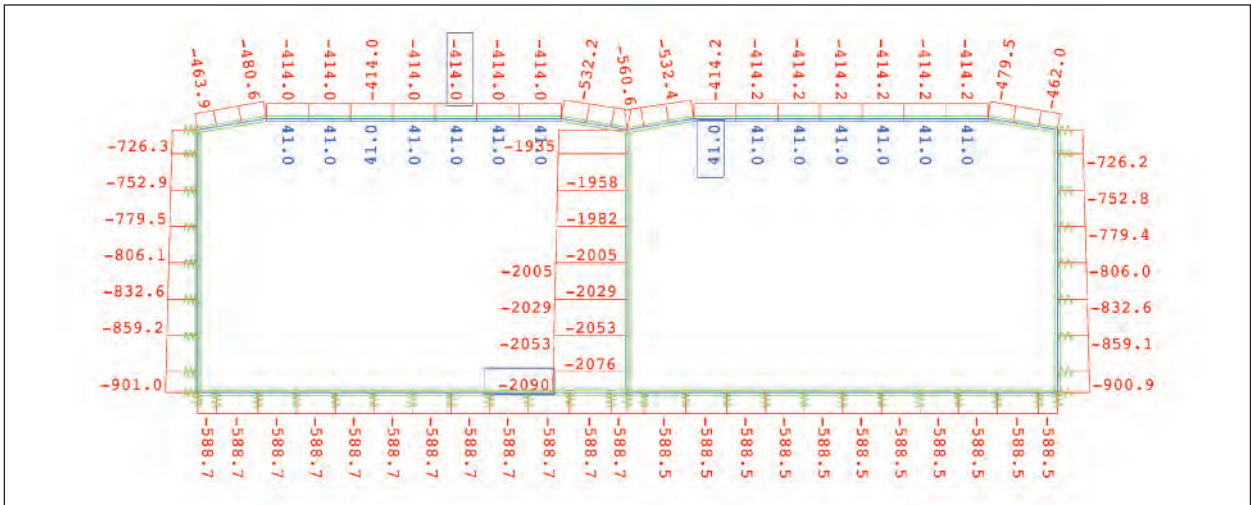


Bild 9: Min/Max Normalkraft aus Grenzzustand der Tragfähigkeit [kN]

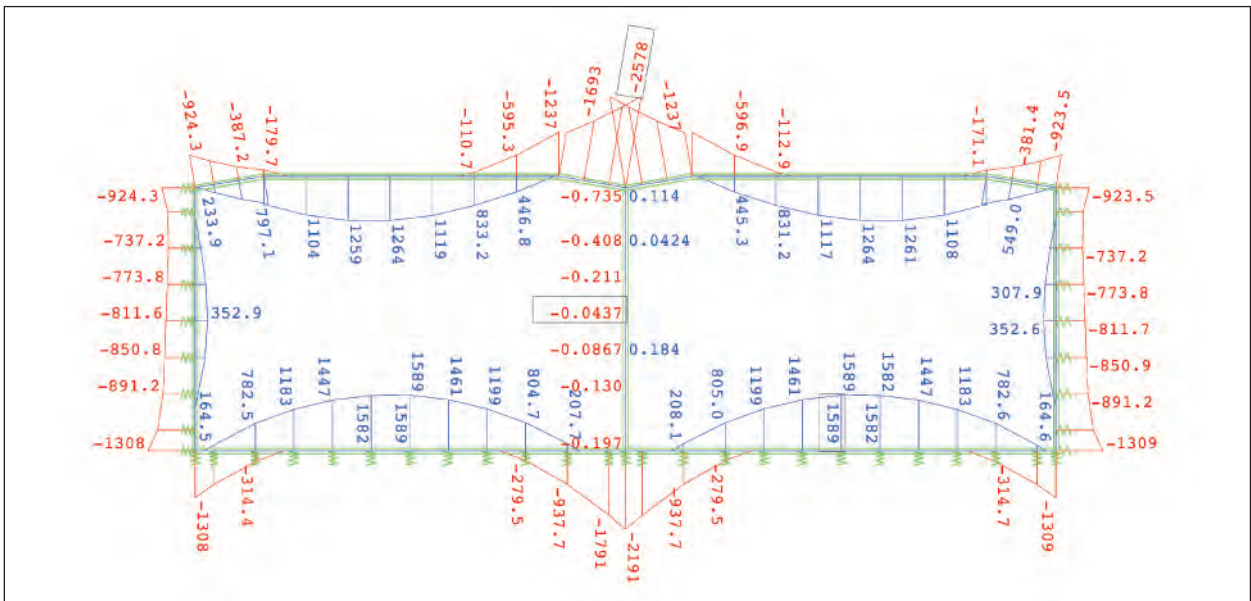


Bild 10: Min/Max Biegemoment aus Grenzzustand der Tragfähigkeit [kNm]

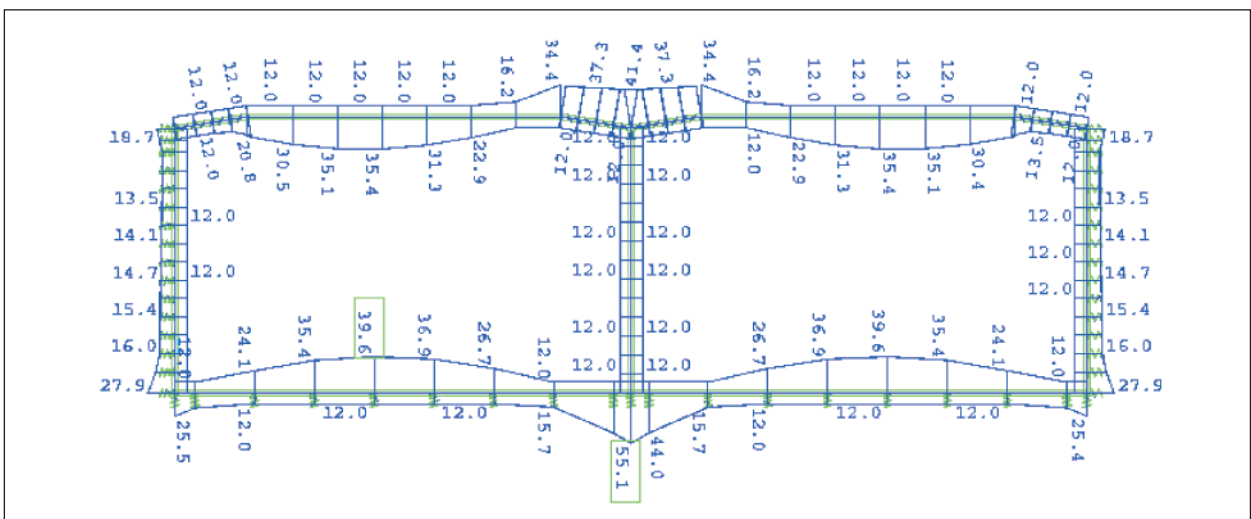


Bild 11: Bewehrung aus Grenzzustand der Tragfähigkeit [cm²/m]

**Außergewöhnliche Bemessungssituation  
Anprall**

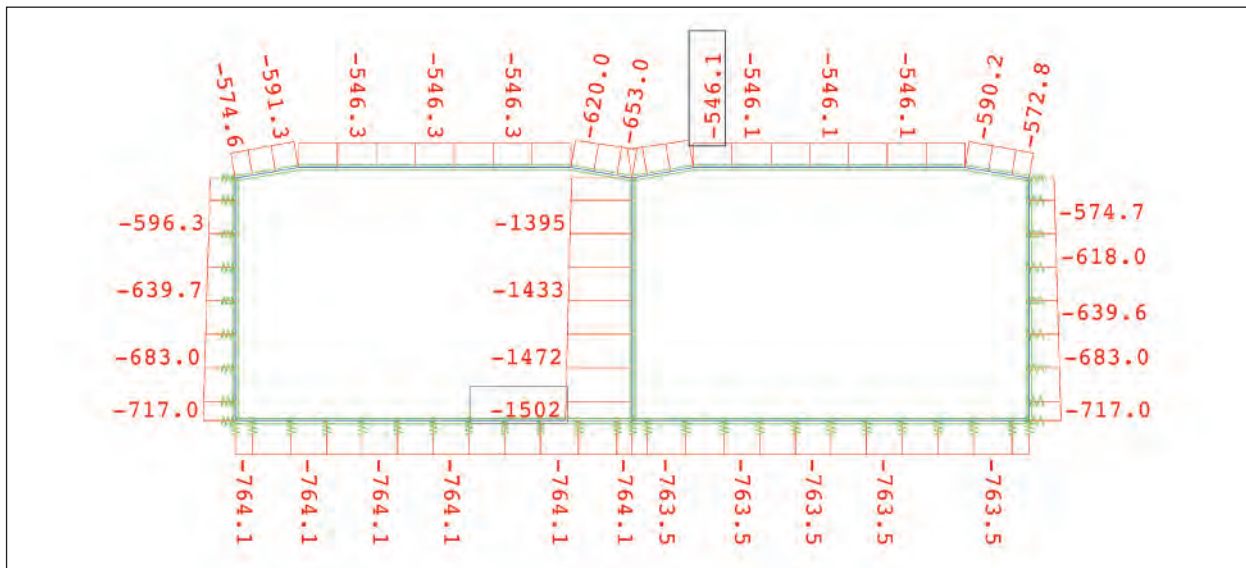
Es werden vier zusätzliche Lastfallkombinationen mit Berücksichtigung der Anpralllast berechnet. Dabei werden nur die Lastfallkombinationen mit min  $V_{\downarrow}$  berücksichtigt, da diese zu geringeren Normalkräften in der Mittelwand führen und damit bemessungsrelevant werden:

- LK 1007: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Anprall li + Temp. Winter → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 9 + 1,0 LF 11,
- LK 1008: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Anprall re + Temp. Sommer → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,1

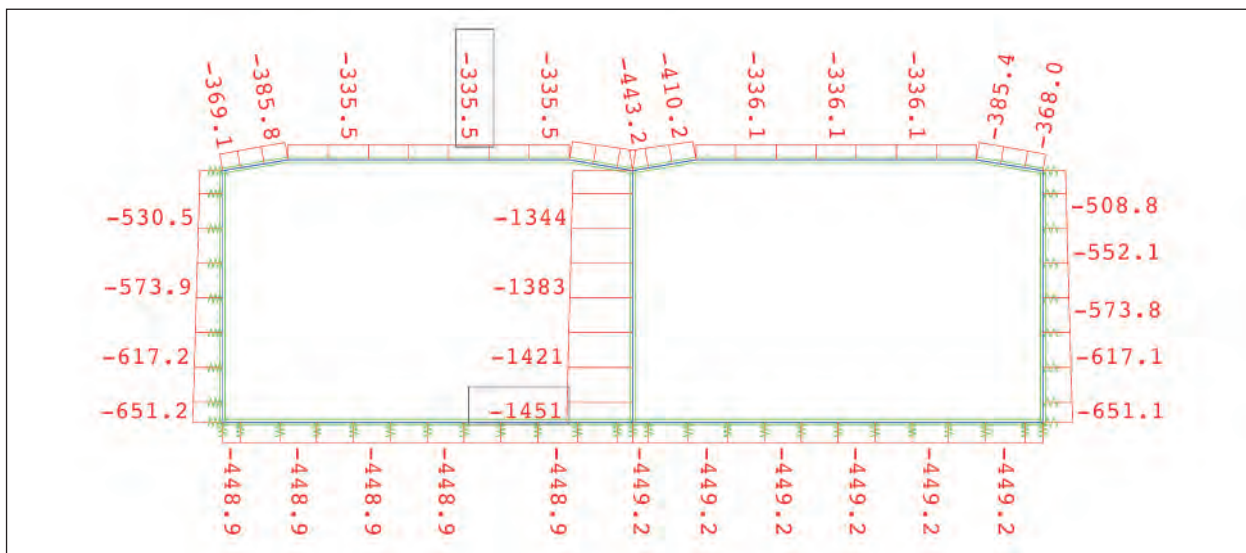
LF 5 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 10 + 1,0 LF 12,

- LK 1009: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Anprall li + Temp. Sommer → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 10 + 1,0 LF 11,
- LK 1010: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Anprall re + Temp. Winter → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 9 + 1,0 LF 12.

Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Normalkraft (Bild 12 und Bild 13)/Biegemoment (Bild 14)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 15) dargestellt.



**Bild 12:** Min Normalkraft aus außergewöhnlicher Kombination Anprall [kN]



**Bild 13:** Max Normalkraft aus außergewöhnlicher Kombination Anprall [kN]











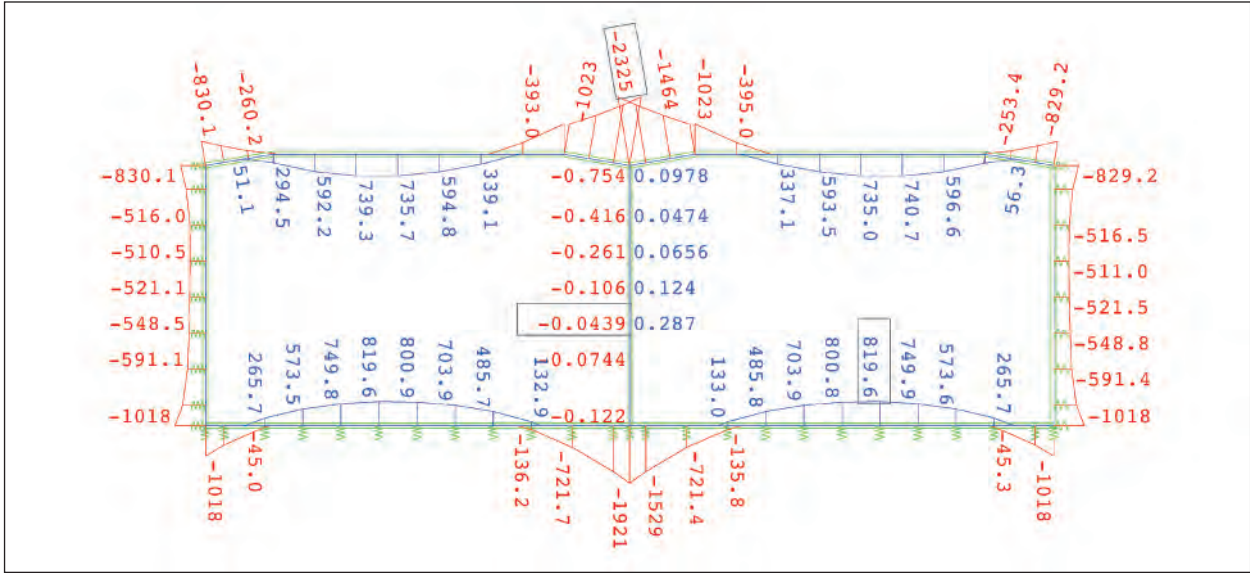


Bild 21: Min/Max Biegemomente aus Grenzzustand der Tragfähigkeit [kNm]

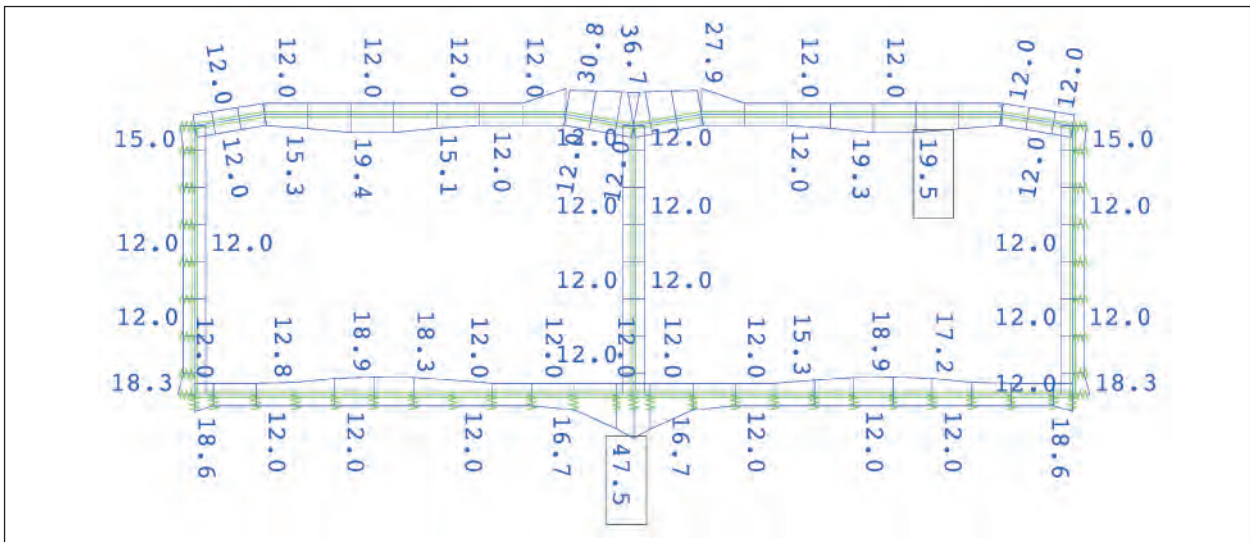


Bild 22: Bewehrung aus Grenzzustand der Tragfähigkeit [cm²/m]

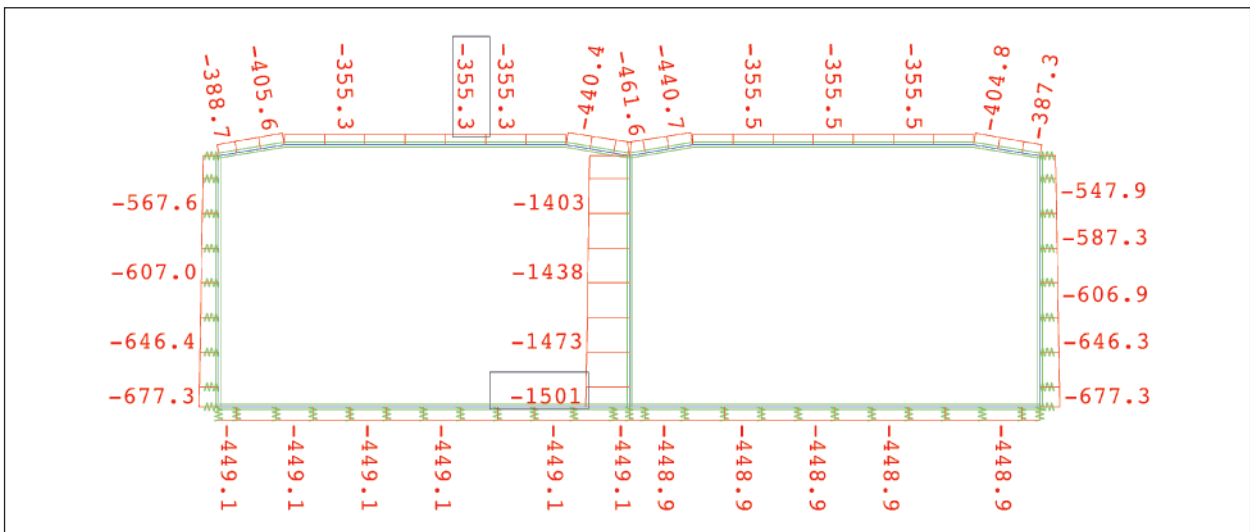


Bild 23: Min Normalkraft aus Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit [kN]





## 2.3 Statische Berechnungen für den vereinfachten Nachweis des Brandfalls

### 2.3.1 Einwirkungen

#### LF 13/14 Brand

Nach ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 ist für den vereinfachten rechnerischen Nachweis des Brandfalls ein Temperaturgradient von 50 K in Decke und Wänden anzusetzen.

Es wird bei dem zweizelligen Tunnelquerschnitt jeweils nur von einem Brand in einer Zelle ausgegangen, da ein gleichzeitiger Brand in beiden Zellen als sehr unwahrscheinlich gesehen wird. Zudem haben Voruntersuchungen gezeigt, dass der Ansatz der Brandlast in beiden Zellen nicht zu ungünstigeren Schnittgrößen führt.

### 2.3.2 Schnittgrößen/Bemessung

Die Schnittgrößenberechnung erfolgt gemäß den Vorgaben der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 mit den Steifigkeiten im Zustand I.

Die Lastfälle Temperatur Sommer bzw. Winter sind gegenüber dem Brandlastfall untergeordnet und werden nicht berücksichtigt.

- LK 11: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Brand links (LF 13) → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + LF 13,
- LK 12: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Brand rechts (LF 14) → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + LF 14,
- LK 13: min H + max  $V_{\downarrow}$  + Brand links (LF 13) → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 3 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 0,75 x 1,0 LF 7 + LF 13,
- LK 14: min H + max  $V_{\downarrow}$  + Brand rechts (LF 14) → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 3 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 0,75 x 1,0 LF 7 + LF 14.

Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Normalkraft (Bild 27 und Bild 28)/Biegemoment (Bild 29)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 30) dargestellt. Durch die Brandeinwirkung entsteht in der Decke und den Wänden gegenüber der Kaltbemessung ein zusätzliches negatives Biegemoment.

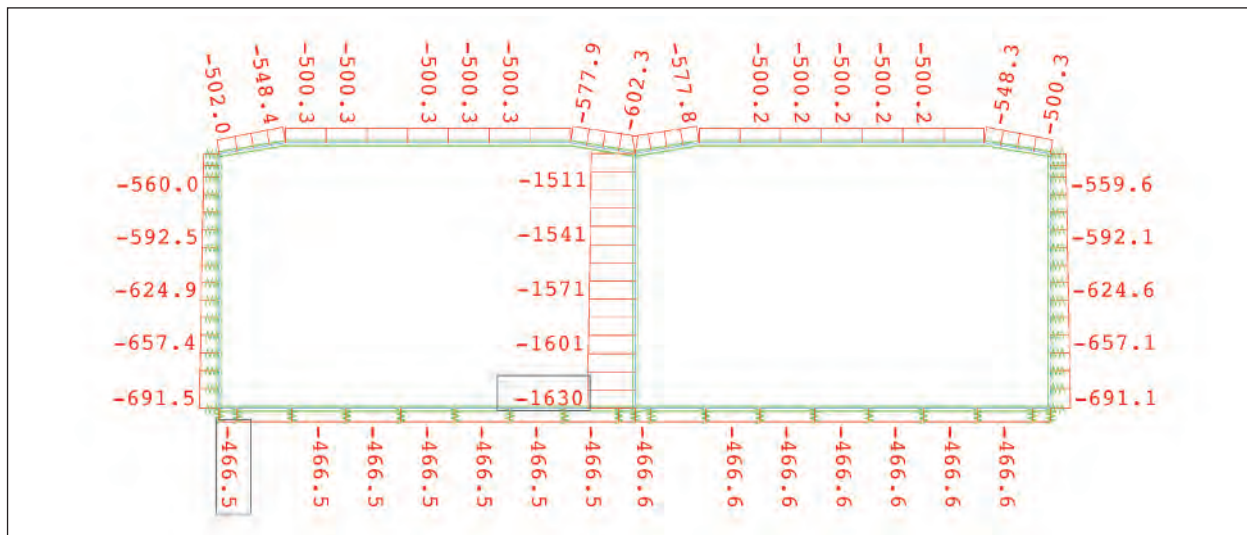


Bild 27: Min Normalkraft aus außergewöhnlicher Kombination Brand  $\Delta T$  50 K [kN]



## 2.4 Zusammenstellung der Bewehrung

In Tabelle 3 sind die erforderliche und die gewählte Biegebewehrung aus den verschiedenen Nachweisen zusammengestellt.

Die ausgewiesenen Bewehrungsgehalte in den Spalten resultieren aus folgenden Nachweisen.

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit im Zustand I.
2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zustand I.
3. Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall im Zustand I.
4. Grenzzustand der Tragfähigkeit im Zustand II.

5. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zustand II.

6. Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand vereinfachter Nachweis im Zustand I.

Da der gewählte Stabdurchmesser und Stababstand Einfluss auf den Rissbreitennachweis haben, ist die bei den Nachweisen berücksichtigte Bewehrung zusätzlich in der Tabelle 3 angegeben. Als Mindestbewehrung sind 12 cm<sup>2</sup>/m berücksichtigt.

Die maßgebende Bewehrung ist in Rot markiert und in Bild 31 für eine Tunnelzelle dargestellt.

Es zeigt sich, dass die maßgebende Bewehrung (rote Schrift) überwiegend aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (7 Schnitte) und untergeordnet aus der außergewöhnlichen Bemessungssituation Brand (3 Schnitte) resultiert.

| Schnitt                          | Erf. Bewehrung As [cm <sup>2</sup> /m] |             |       |       |       |             | gewählt As      |                    |
|----------------------------------|--|-------------|-------|-------|-------|-------------|-----------------|--------------------|
|                                  | aus 1                                  | aus 2       | aus 3 | aus 4 | aus 5 | aus 6       | Ø/cm            | cm <sup>2</sup> /m |
| Decke, Feld, luftseitig          | 35,4                                   | <b>46,0</b> | 16,4  | 19,4  | 33,0  | 13,9        | 25/10           | 49,09              |
| Deckenanschnitt Mitte, erdseitig | 39,4                                   | <b>68,1</b> | 17,2  | 34,4  | 62,2  | 36,5        | 28/12,5 + 25/25 | 68,89              |
| Deckenanschnitt außen, erdseitig | 12,0                                   | 14,0        | 12,0  | 12,0  | 12,0  | <b>18,8</b> | 20/25 + 14/25   | 18,73              |
| Wandanschnitt oben, erdseitig    | 15,9                                   | 24,6        | 12,0  | 12,0  | 25,5  | <b>29,9</b> | 20/10           | 31,42              |
| Wand, Feld, erdseitig            | 14,7                                   | <b>27,3</b> | 12,0  | 12,0  | 18,8  | 23,1        | 20/10           | 31,42              |
| Wand, Feld, luftseitig           | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0        | 14/12,5         | 12,32              |
| Wandanschnitt unten, erdseitig   | 19,5                                   | <b>35,1</b> | 13,4  | 12,0  | 29,3  | 15,4        | 20/10 + 14/20   | 37,07              |
| Sohlanschnitt außen, erdseitig   | 16,5                                   | <b>31,5</b> | 12,0  | 12,0  | 21,2  | 15,2        | 20/10           | 31,42              |
| Sohle, Feld, luftseitig          | 39,6                                   | <b>49,3</b> | 20,9  | 18,9  | 31,4  | 19,2        | 25/10           | 49,09              |
| Sohlanschnitt Mitte, erdseitig   | 44                                     | <b>71,9</b> | 21,0  | 37,1  | 64,2  | 28,1        | 25/10 + 20/20   | 73,63              |
| Mittelwandanschnitt unten        | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0        | 14/12,5         | 12,32              |
| Mittelwandanschnitt oben         | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | 12,0  | 12,0  | <b>13,4</b> | 16/12,5         | 16,08              |

Tab. 3: Zusammenstellung der Bewehrung für RQ 26t, Auflast 4,0 m

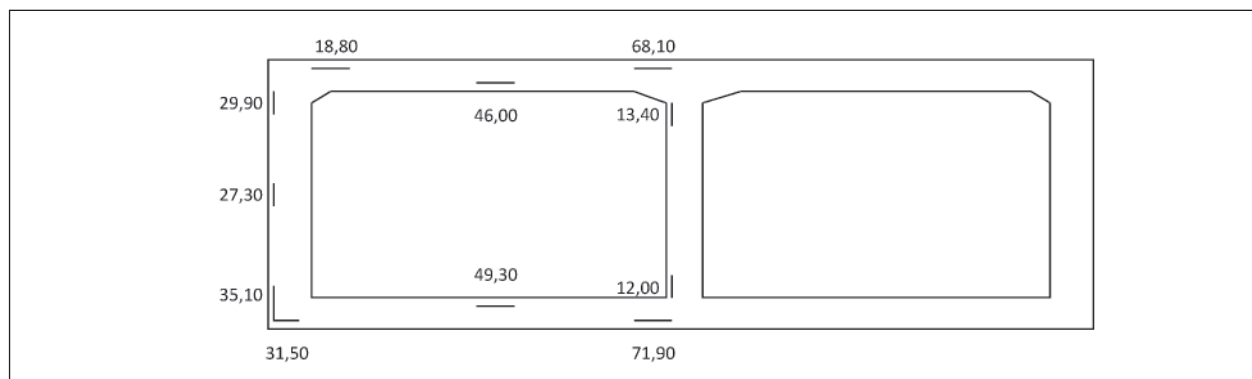


Bild 31: Tunnelquerschnitt RQ 26t mit maßgebender Bewehrung, Auflast 4,0 m

Gegenüber den praxisüblichen Berechnungen im Zustand I resultieren aus den Berechnungen im Zustand II geringere Bewehrungsgehalte in einer Größenordnung von im Mittel ca. 20 %.

Um zu beurteilen, ob bei geringerer äußerer Belastung die Bewehrung aus der außergewöhnlichen Bemessungssituation Brand an weiteren Schnitten maßgebend wird, sind zusätzliche statische Berechnungen im Zustand I mit einer Überdeckung von 1,0 m statt 4,0 m durchgeführt worden. Die Berechnungsergebnisse (Tabelle 4) zeigen, dass in zwei weiteren Schnitten (erdseitiger Feldbereich der Außenwand und Mittelwand oben) die außergewöhnliche Bemessungssituation Brand maßgebend wird.

Die maßgebende Bewehrung ist in Rot markiert und in Bild 32 für eine Tunnelzelle dargestellt.

### 3 Statische Berechnungen mit genauerem rechnerischem Nachweis des Brandfalls

#### 3.1 Allgemeines

Im Eurocode EN 1992-1-2 [4], der seit Dezember 2010 im Weißdruck vorliegt, werden Nachweisführungen für den außergewöhnlichen Lastfall Brand angegeben.

Demnach stehen drei verschiedene Nachweistufen zur Verfügung:

Stufe 1: tabellarische Nachweisverfahren,

Stufe 2: vereinfachtes Rechenverfahren,

Stufe 3: allgemeines Rechenverfahren.

| Schnitt                          | Erf. Bewehrung As [cm <sup>2</sup> /m] |             |       |             | gewählt As      |                    |
|----------------------------------|--|-------------|-------|-------------|-----------------|--------------------|
|                                  | aus 1                                  | aus 2       | aus 3 | aus 6       | Ø/cm            | cm <sup>2</sup> /m |
| Decke, Feld, luftseitig          | 24,2                                   | <b>31,5</b> | 12,0  | 12,0        | 20/10           | 31,42              |
| Deckenanschnitt Mitte, erdseitig | 25,0                                   | <b>46,5</b> | 12,0  | 26,0        | 25/12,5 + 16/25 | 47,31              |
| Deckenanschnitt außen, erdseitig | 12,0                                   | 14,0        | 12,0  | <b>17,0</b> | 14/12,5 + 14/25 | 18,48              |
| Wandanschnitt oben, erdseitig    | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | <b>26,1</b> | 16/10 + 16/20   | 30,16              |
| Wand, Feld, erdseitig            | 12,0                                   | 18,5        | 12,0  | <b>20,3</b> | 16/10           | 20,11              |
| Wand, Feld, luftseitig           | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | 12,0        | 14/12,5         | 12,32              |
| Wandanschnitt unten, erdseitig   | 14,9                                   | <b>27,3</b> | 12,0  | 14,9        | 16/10 + 14/20   | 27,81              |
| Sohlanschnitt außen, erdseitig   | 12,9                                   | <b>21,0</b> | 12,0  | 12,9        | 16/12,5 + 14/25 | 22,24              |
| Sohle, Feld, luftseitig          | 27,0                                   | <b>38,1</b> | 12,9  | 12,0        | 20/12,5 + 20/25 | 37,7               |
| Sohlanschnitt Mitte, erdseitig   | 25,6                                   | <b>46,5</b> | 12,0  | 15,4        | 25/12,5 + 16/25 | 47,31              |
| Mittelwandanschnitt unten        | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | 12,0        | 14/12,5         | 12,32              |
| Mittelwandanschnitt oben         | 12,0                                   | 12,0        | 12,0  | <b>21,6</b> | 14/10 + 14/20   | 23,09              |

Tab. 4: Zusammenstellung der Bewehrung für RQ 26t, Auflast 1,0 m

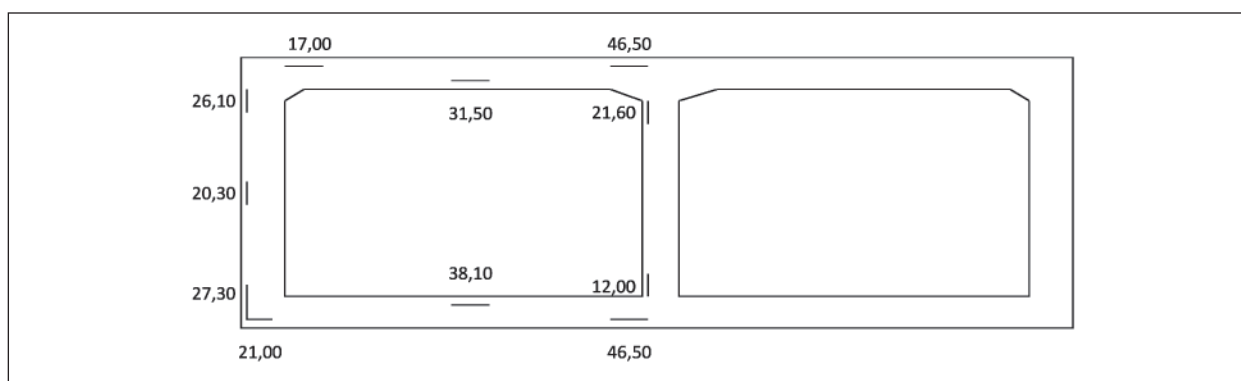


Bild 32: Tunnelquerschnitt RQ 26t mit maßgebender Bewehrung, Auflast 1,0 m



Beim „tabellarischen Nachweisverfahren“ sind in Abhängigkeit der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer die Mindestquerschnittsabmessungen (z. B. Bauteildicke von Betonbauteilen oder Achsabstand der Bewehrung) tabellarisch in der Norm enthalten. Den tabellarischen Werten liegt als Brandbeanspruchung die Normbrandbeanspruchung nach DIN EN 1991-1-2 [5] zugrunde.

Beim „vereinfachten Rechenverfahren“ werden die Bauteile mit üblichen Bemessungsverfahren bei Annahme von brandreduzierten Querschnitten und Materialkennwerten nachgewiesen. Für die Normbrandbeanspruchung sind in der DIN EN 1991-1-2 [5] entsprechende Vorgaben zur Querschnitts- und Festigkeitsreduzierung enthalten.

Bei dem „allgemeinen Rechenverfahren“ handelt es sich um genaue rechnerische Nachweise, bei denen auch andere Brandeinwirkungen als die Einheitstemperaturkurve berücksichtigt werden können. Hierzu wird vorab im Rahmen einer thermischen Analyse die Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund der maßgebenden Brandkurven berechnet. Bei der anschließenden mechanischen Analyse werden die resultierenden Zwängungen aus der Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den maßgebenden Gebrauchslastfällen (Kaltbemessung) überlagert und daraus die maßgebenden Schnittgrößen berechnet. Bei der Schnittgrößenermittlung werden die temperaturabhängigen Materialeigenschaften berücksichtigt.

Die genauen rechnerischen Nachweise im Rahmen des Forschungsvorhabens werden auf Grundlage des „allgemeinen Rechenverfahren“ des Eurocodes EN 1992-1-2 durchgeführt.

Der Einfluss von Betonabplatzungen auf die Temperaturverteilung und auf das Tragvermögen wird im Rahmen des genaueren rechnerischen Nachweises untersucht.

## 3.2 Thermische Analyse

### 3.2.1 Allgemeines

#### Aufgabenstellung und Ziele der thermischen Analyse

Die Berechnung des Temperaturverlaufs im Betonquerschnitt im Rahmen der thermischen Analyse wird mit der numerischen Berechnungsmethode (Finite-Elemente-Methode) durchgeführt. Vergleich-

chend wird eine „vereinfachte“ analytische Berechnungsmethode (Handrechnung mit Formeln) durchgeführt.

Der Temperaturverlauf im Querschnitt wird maßgeblich durch die äußere Temperatureinwirkung (maximale Temperatur und Einwirkdauer) und die möglichen Abplatzungen bestimmt, die durch die thermische Belastung hervorgerufen werden können. Da mit den gewählten Berechnungsmethoden der Abplatzzeitpunkt und die Abplatztiefe nicht bestimmt werden können, müssen für die Berechnungen hierzu Annahmen getroffen werden. Diese Annahmen basieren auf Auswertungen von Großbrandversuchen für Rechteckrahmen [10] aus Beton ohne und mit Zugabe von PP-Fasern.

Als äußere Temperatureinwirkung werden bei der Berechnung der Temperaturverteilung im Betonquerschnitt die „normale“ ZTV-ING-Kurve und eine „verlängerte“ ZTV-ING-Kurve festgelegt

#### Theoretische Grundlagen der thermischen Analyse

In der thermischen Analyse wird ausgehend von dem Temperatur-Zeit-Verlauf einer Brandkurve (z. B. ZTV-ING-Kurve) die Temperaturverteilung im Querschnitt eines Bauteils ermittelt. Die thermischen Einwirkungen auf die Tunnelkonstruktion werden dabei als Wärmestrom zwischen Heißgastemperatur  $\Theta_g$  und der Oberflächentemperatur des Bauteils  $\Theta_m$  unter Berücksichtigung eines konvektiven Anteils ( $h_{\text{net,c}}$ ) und eines Strahlungsanteils ( $h_{\text{net,r}}$ ) wie folgt angesetzt [5, 19]:

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad \text{Gl. 4}$$

Der Netto-Wärmestrom durch Konvektion ( $h_{\text{net,c}}$ ) ergibt sich aus Gleichung 5 [5, 19].

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c \cdot (\Theta_g - \Theta_m) \quad \text{Gl. 5}$$

mit

$\alpha_c$  Wärmeübergangskoeffizient für Konvektion [W/(m<sup>2</sup>K)]

$\Theta_g$  Heißgastemperatur in der Umgebung des Bauteils [°C]

$\Theta_m$  Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]

Unter Konvektion versteht man z. B. die Wärmeübertragung zwischen einer Bauteiloberfläche und

der sie umgebenden Luft, welche sich i. d. R. in einem Strömungszustand befindet und dadurch Wärme mitführt [23].

Der durch Strahlung übertragene Netto-Wärmestrom wird wie folgt ermittelt [5, 19]:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4] \quad \text{Gl. 6}$$

mit

$\Phi$  Faktor zur Berücksichtigung von Abschattungen (darf in der Regel zu 1,0 angenommen werden [19])

$\varepsilon_m$  Faktor des absorbierenden Bauteils (kann zu 0,8 angenommen werden [5])

$\varepsilon_f$  Faktor der Strahlungsquelle (Flamme) (kann im Allgemeinen zu 1,0 [5] angenommen werden)

$5,67 \cdot 10^{-8}$  Strahlungskonstante des schwarzen Körpers [25] (Stefan-Boltzmann-Konstante) [ $\text{W}/\text{m}^2\text{K}^4$ ]

$\Theta_r$  wirksame Strahlungstemperatur des Brandes [ $^{\circ}\text{C}$ ] (darf in der Regel gleich der Heißgastemperatur  $\Theta_g$  gesetzt werden [19])

$\Theta_m$  Oberflächentemperatur des Bauteils [ $^{\circ}\text{C}$ ]

Wärmestrahlung findet statt, wenn sich zwischen zwei Oberflächen (z. B. Brandherd und Bauteil) mit unterschiedlicher Temperatur ein für die Wärmestrahlung durchlässiger Stoff (z. B. Luft) befindet. Die Wärmestrahlung ist dafür verantwortlich, dass sich Stoffe auch in größerer Entfernung entzünden können, ohne dass sie in direkter Nähe der Flammen sind [24].

Anschließend lässt sich die Temperaturentbreitung im Bauteil von der beflamten luftseitigen Oberfläche zur gebirgsseitigen Oberfläche mit Hilfe der Fourier-Gleichung ermitteln [20]. Die Fourier-Gleichung beschreibt dabei die instationäre Wärmeleitung in einen Festkörper [19].

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \cdot \left( \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta z^2} \right) \quad \text{Gl. 7}$$

mit

$T$  Temperatur [ $\text{K}$ ]

$t$  Zeit [ $\text{s}$ ]

$a$  Temperaturleitzahl [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$x, y, z$  Raumkoordinaten [ $\text{m}$ ]

Wegen des eindimensionalen Temperaturstroms über die Querschnittstiefe werden die Ableitungen in  $y$ - und  $z$ -Richtung = 0 gesetzt [20].

Die Temperaturleitzahl wird dabei unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte entsprechend Bild 32 ermittelt:

$$a = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad \text{Gl. 8}$$

mit

$c_p$  spezifische Wärmekapazität [ $\text{J}/(\text{kgK})$ ]

$\rho$  Rohdichte [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$\lambda$  Wärmeleitfähigkeit von Beton [ $\text{W}/(\text{mK})$ ]

Die Feuchtigkeit im Beton wird dadurch berücksichtigt, dass in die spezifische Wärmekapazität  $c_p$  des trockenen Betons die Verdampfungsenthalpie des Wassers einbezogen wird. Es wird angenommen, dass das Wasser bei der Temperatur von  $100^{\circ}\text{C}$  zu verdampfen beginnt und beim Erreichen der Temperatur von  $200^{\circ}\text{C}$  vollständig verdampft ist [20]. Der dafür benötigte Energieverbrauch wird dabei durch die geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität  $c_p$  im Temperaturbereich zwischen  $100$  und  $200^{\circ}\text{C}$  nach DIN EN 1992-1-2 [5] berücksichtigt. Das Bild 33 stellt die temperaturabhängigen Materialeigenschaften dar.

Auf Basis der genannten Berechnungsformeln zur Durchführung der thermischen Analyse kann mit numerischen Methoden wie z. B. der Finite-Element-Methode (FEM) (Kapitel 3.2.3) oder durch analytische Berechnungen (Kapitel 3.2.4) der Temperaturverlauf in einem Betonquerschnitt ermittelt werden.

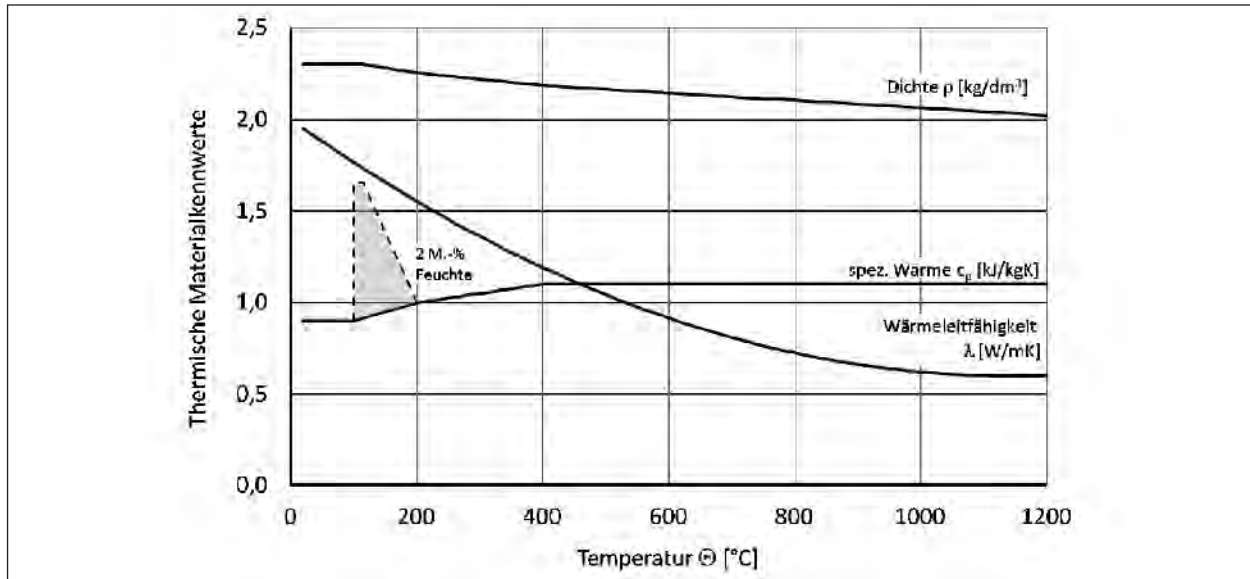


Bild 33: Temperaturabhängige thermische Materialkennwerte von Beton [19]

### 3.2.2 Festlegungen für die thermische Analyse

Für die Durchführung der thermischen Analyse mit Finite-Elemente-Programmen und mit analytischen Berechnungsverfahren sind zunächst Festlegungen hinsichtlich des Querschnitts, der Brandeinwirkung und der Berücksichtigung von Abplatzungen zu treffen.

#### Berechnungsquerschnitt

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit soll die Temperaturverteilung für einen typischen Rechteckrahmenquerschnitt der offenen Bauweise aus Beton ohne und mit PP-Fasern bestimmt werden. Die Bauteiltiefe wird sowohl für den Querschnitt aus Beton ohne PP-Fasern als auch für den Querschnitt aus Beton mit PP-Fasern zu 60 cm festgelegt. In der Forschungsarbeit werden in den Tragwerksanalysen zwar auch Querschnitte mit einer Dicke von 80 bis 120 cm untersucht, allerdings ist der Temperaturverlauf des 60 cm tiefen Querschnitts auf diese Querschnitte übertragbar, da signifikante Temperaturunterschiede infolge der Brandeinwirkung nur bis zu einer Tiefe von ca. 35 cm erwartet werden [9]. Die thermische Analyse wird für den in Bild 34 dargestellten Ausschnitt eines Rechteckrahmens durchgeführt.

#### Temperatur-Zeit-Kurven

Zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Betonquerschnitt muss die äußere Temperaturbelastung hervorgerufen durch den Brand bekannt sein. Hierzu

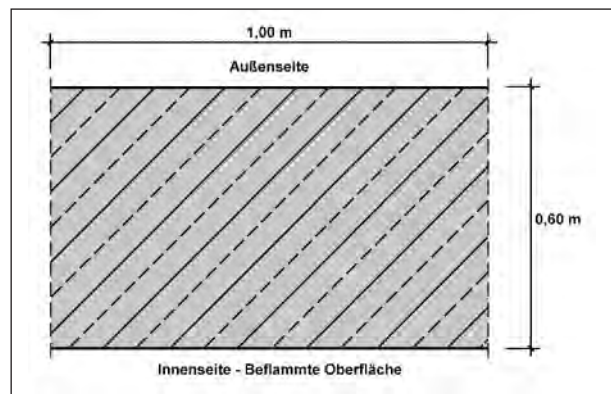


Bild 34: Querschnittsgeometrie Beton ohne PP-Fasern und Beton mit PP-Fasern

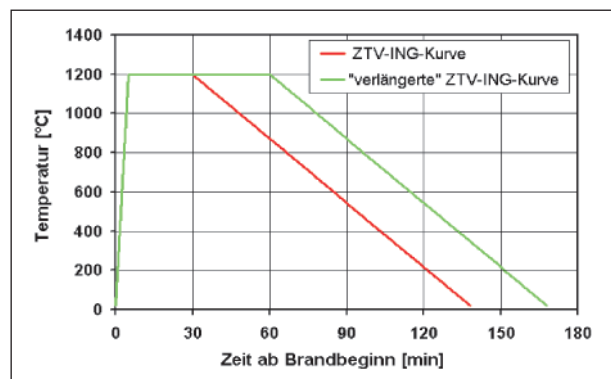


Bild 35: Brandkurven

wird die ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 25 Minuten verwendet (Bild 35) [1].

Da festgestellt wurde, dass eine Verlängerung der Vollbrandphase zu einer Erhöhung der Temperatur im Betonquerschnitt führt [23], wird zusätzlich auch

der Einfluss einer verlängerten ZTV-ING-Kurve untersucht. Die Dauer des Vollbrandes wird dabei um 30 Minuten verlängert (Bild 35).

Bei der Berechnung der Temperaturverteilungen werden die beiden genannten Temperaturkurven jeweils auf der luftseitigen Betonoberfläche des Querschnitts aufgebracht.

### Festlegung der Abplatzungen

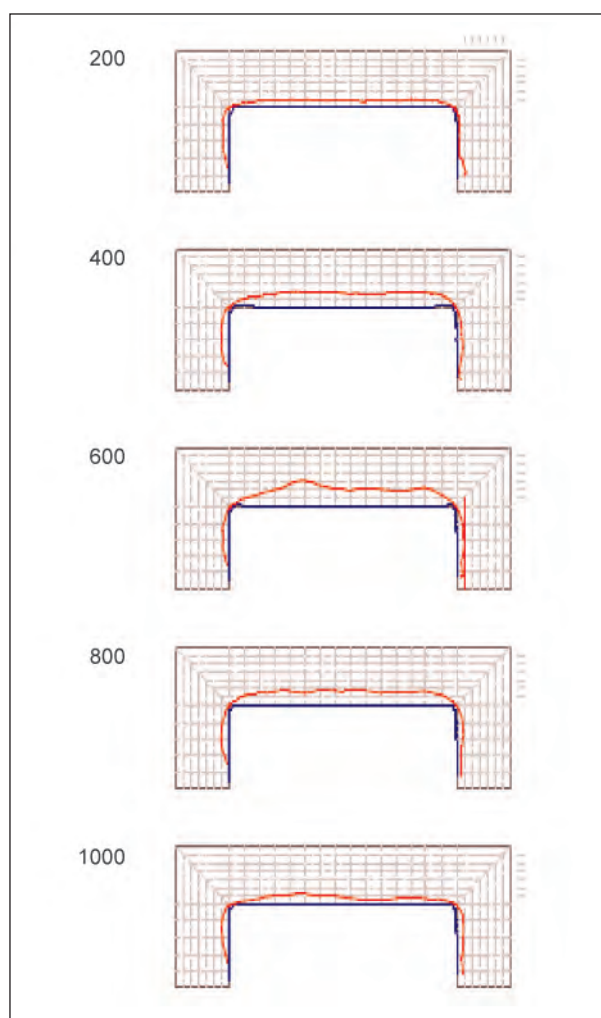
Aufgrund der schnellen Temperaturzunahme und der hohen Maximaltemperatur bei Brandeinwirkungen in Tunneln können in Abhängigkeit weiterer Einflussparameter (z. B. Zugabe PP-Fasern, Feuchtigkeitsgehalt, mechanische Belastung) Abplatzungen entstehen. Im Rahmen der thermischen Analyse werden Temperaturberechnungen sowohl für Querschnitte ohne Abplatzungen als auch für Querschnitte mit Abplatzungen ermittelt.

Da mit den gewählten Berechnungsmethoden der Abplatzzeitpunkt und die Abplatztiefe nicht bestimmt werden können, müssen für die Berechnungen hierzu Annahmen getroffen werden. Um belastbare Werte für diese Annahmen zu erhalten, wurden Brandversuche an skalierten großmaßstäblichen Rechteckrahmenquerschnitten unter Einwirkung einer einseitigen Temperaturbeanspruchung durch die ZTV-ING-Kurve ausgewertet [10]. Die Brandversuche wurden an einem Probekörper aus Beton C30/37 ohne Zugabe von PP-Fasern und mit Zugabe von PP-Fasern (Faseranteil  $2 \text{ kg/m}^3$ ) durchgeführt.

Die Abplatztiefen der Probekörper wurden anschließend in Abständen von je 20 cm in Querprofilen grafisch dargestellt. Bild 36 zeigt die Abplatztiefen für den Probekörper aus Beton ohne PP-Fasern.

Auf der Grundlage der Großbrandversuche an Rahmenkonstruktionen aus Beton ohne PP-Fasern [10] werden für die Berechnung des Temperaturverlaufs die Abplatztiefen und zugehörigen Zeitpunkte der Abplatzungen wie folgt gewählt (siehe auch Kapitel 1.2.2):

a) In den Versuchen konnten maximale Abplatzungen bis zu ca. 15,6 cm in der Decke und 8 cm in den Wänden ermittelt werden. Die mittlere Abplatztiefe betrug in den Versuchen ca. 6 cm. Da die maximalen Abplatztiefen nur vereinzelt auftraten und für die Standsicherheit eines Bauwerksblockes nicht als relevant zu sehen sind, wird zur Festlegung der Abplatzungen bei der



**Bild 36:** Abplatzprofile des Probekörpers ohne PP-Fasern [10]

Berechnung die mittlere Abplatztiefe plus ein Vorhaltemaß herangezogen. Da in den Versuchen im Bereich der Deckenmitte großflächigere Abplatzungen von mehr als 6 cm aufgetreten sind und somit die Bewehrung vollständig freilag, wird für die Berechnung der Temperaturverteilung die mittlere Abplatztiefe plus ein Vorhaltemaß von 2 cm gewählt, um das Freiliegen der Bewehrung mit dem entsprechenden Einfluss auf das Tragvermögen des Gesamtsystems zu berücksichtigen. Die in den Berechnungen in Ansatz gebrachte Abplatztiefe beträgt damit  $6 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$ .

b) Aus den Temperaturmessungen der Brandversuche lassen sich die in Tabelle 5 aufgeführten Abplatztiefen für Beton ohne PP-Fasern (Spalte 2) entnehmen. Der zugehörige Zeitpunkt einer Abplatzung lässt sich durch einen plötzlichen Temperaturanstieg am Temperaturfühler in der jeweiligen Bauteiltiefe feststellen. So lässt ein



plötzlicher Temperaturanstieg an einem Temperaturfühler in 2 cm Tiefe auf eine Abplatzung von mindestens 2 cm schließen. Die zugehörigen Zeitpunkte der Abplatzungen aus den Brandversuchen sind Spalte 1 zu entnehmen.

- c) Für die Berechnung des Temperaturverlaufs im Querschnitt aus Beton ohne PP-Fasern werden somit die in Tabelle 5 (Spalte 4) aufgeführten Abplatzungen und die zugehörigen Zeitpunkte der Abplatzungen (Spalte 1) verwendet.

Für die Berechnung des Temperaturverlaufs im Querschnitt aus Beton mit PP-Fasern werden auf Basis der Großbrandversuche an Rahmenkonstruktion aus Beton mit PP-Fasern [10] die mittleren Abplatztiefen nachfolgend ausgewählt:

- a) In den Versuchen wurden maximale Abplatztiefen von bis zu 6,6 cm festgestellt. Die maximale Abplatztiefe wird gemäß [10] auf Fehlstellen mit unzureichender Anzahl von Fasern und damit auf ein Qualitätssicherungsproblem bei der Herstellung des Probekörpers zurückgeführt. Als Gründe werden die späte Faserzugabe zum Frischbeton und die sehr steife Frischbetonkonsistenz genannt [10]. Die maximale Abplatztiefe ist daher als nicht repräsentativ zu sehen.

Auch beim Beton mit PP-Fasern wird daher ebenfalls die mittlere Abplatztiefe für die Festlegung der Abplatzung für die Berechnung betrachtet. Die mittlere Abplatztiefe betrug in den Versuchen ca. 3 cm. Da in den Versuchen im Bereich der Deckenmitte größere Abplatzungen

von mehr als 3 cm aufgetreten sind, wird für die Berechnung der Temperaturverteilung die mittlere Abplatztiefe plus ein Vorhaltemaß von 1 cm gewählt, um auch mögliche tiefere Abplatzungen mit entsprechender Beeinflussung der Betonstahltemperatur zu berücksichtigen. Die in den Berechnungen in Ansatz gebrachte Abplatztiefe beträgt damit  $3 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$ .

- b) Die Auswertung der Temperaturmessung hat die in Tabelle 5 (Spalte 3) aufgeführten Abplatztiefen für Beton mit PP-Fasern ergeben. Die zugehörigen Zeitpunkte der Abplatzungen können der Spalte 1 entnommen werden.
- c) Für die Berechnung des Temperaturverlaufs im Querschnitt aus Beton mit PP-Fasern werden somit die in Tabelle 5 (Spalte 5) aufgeführten Abplatzungen und die zugehörigen Abplatzeitpunkte (Spalte 1) in Ansatz gebracht.

| Zeitpunkt der Abplatzungen [min] | Mittlere Abplatztiefen aus Versuchen [10] [cm] |               | Mittlere Abplatztiefen für die Berechnungen [cm] |               |
|----------------------------------|--|---------------|--|---------------|
|                                  | Ohne PP-Fasern                                 | Mit PP-Fasern | Ohne PP-Fasern                                   | Mit PP-Fasern |
| 1                                | 2  | 3             | 4  | 5             |
| 4                                | 2  | -             | 2  | -             |
| 8                                | 4  | -             | 4  | 2             |
| 12                               | 6  | 4             | 6  | 4             |
| 14                               | 6  | 4             | 8  | 4             |

Tab. 5: Abplatztiefen und Zeitpunkte der Abplatzungen für die Berechnungen der Temperaturverteilung

|                             | Material                              |   |  | Temperatur-Zeit-Kurve |                     |
|-----------------------------|---------------------------------------|---|--|-----------------------|---------------------|
|                             | Beton mit PP-Fasern ohne Abplatzungen | Beton ohne PP-Fasern mit Abplatzungen (nach Tabelle 5, Sp. 4) | Beton mit PP-Fasern und Abplatzungen (nach Tabelle 5, Sp. 5) | ZTV-Ing-Kurve         | verl. ZTV-Ing-Kurve |
| Thermische Analyse 1 (TA 1) | x                                     |   |  | x                     |                     |
| Thermische Analyse 2 (TA 2) | x                                     |   |  |                       | x                   |
| Thermische Analyse 3 (TA 3) |                                       | x   |  | x                     |                     |
| Thermische Analyse 4 (TA 4) |                                       | x   |  |                       | x                   |
| Thermische Analyse 5 (TA 5) |                                       |   | x  | x                     |                     |
| Thermische Analyse 6 (TA 6) |                                       |   | x  |                       | x                   |

Tab. 6: Zusammenstellung der thermischen Analysen

Die in Tabelle 5 gewählten Abplatzungen werden in der thermischen Analyse durch Vorgabe der Abplatztiefe und des zugehörigen Zeitpunktes in Ansatz gebracht.

Insgesamt werden sechs thermische Analysen für folgende Kombinationen durchgeführt (Tabelle 6).

### 3.2.3 Berechnung mit Finite-Elemente-Programmen

#### Allgemeines

Finite-Elemente-Programme für die thermische Analyse können mit Wärmeleitmodellen die Temperaturverteilung eines stationären Zustands oder die Wärmeausbreitung in festen Körpern berechnen [21]. Grundlage des Finite-Element-Verfahrens ist die Zerlegung einer realen dreidimensionalen Struktur in eine endliche Anzahl von Elementen mit vereinfachten physikalischen Eigenschaften. Untereinander sind die Elemente mit Knoten verbunden. Die einzelnen Elemente repräsentieren somit ein angenähertes Modell der wirklichen Natur [21]. Dabei können bei der Berechnung der Temperaturverteilung innerhalb brandbeanspruchter Bauteile die temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften nach Bild 33 berücksichtigt werden [19].

Für die thermische Analyse mit Finite-Elemente-Programmen können folgende Vereinfachungen getroffen werden [19]:

- 1) Die Temperaturentwicklung in Bauteillängsrichtung kann vernachlässigt werden.
- 2) In flächigen Bauteilen, wie z. B. Decken oder Wänden, kann eine eindimensionale Temperaturverteilung nur über die Querschnittsdicke berechnet werden.
- 3) Wasserdampfbewegungen müssen bei der Temperaturverteilung nicht erfasst werden.
- 4) Beim Beton wird der Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser und sonstige energieverzehrende Vorgänge durch die geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität  $c_p$  des Betons im Temperaturbereich 100-200 °C berücksichtigt (Bild 33).
- 5) Hinsichtlich seiner thermischen Materialeigenschaften kann Beton als homogener Baustoff angesehen werden. Das heterogene Gefüge, Kapillarporen und Risse werden pauschal in den thermischen Materialgesetzen erfasst.

- 6) Die Stahlbewehrung kann bei der thermischen Analyse vernachlässigt werden. Dies gilt für Stahlbetonquerschnitte mit praxisüblichem Bewehrungsgehalt. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Temperatur in einem Bewehrungsstab etwa der Temperatur im ungestörten Beton entspricht.

#### Auswahl eines Finite-Elemente-Programms

Zur Durchführung von thermischen Analysen stehen derzeit verschiedene Finite-Elemente-Berechnungsprogramme zur Verfügung. Für die Auswahl eines geeigneten Programms wurden zunächst die folgenden Anforderungen formuliert:

- 1) Eingabe von beliebigen frei definierbaren Querschnitten. Die Temperaturverteilung soll für den in Bild 34 dargestellten Querschnitt ermittelt werden.
- 2) Berechnung des Temperaturverlaufs mit den temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften von Beton (insbesondere der Wärmeleitfähigkeit).
- 3) Eingabe des Brandverlaufs nach der ZTV-ING-Kurve (Vollbrandphase 25 Minuten) und der verlängerten Kurve (Vollbrandphase 55 Minuten).
- 4) Berücksichtigung des zeitabhängigen Abplatzverhaltens und des damit verbundenen Einflusses auf die Temperaturverteilung im noch verbleibenden dünneren Bauteil.
- 5) Validierung des Programms für das allgemeine Rechenverfahren nach DIN EN 1991-1-2/NA [22].

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens musste das zeitabhängige Abplatzverhalten bei der Ermittlung des Temperaturverlaufs im Betonquerschnitt berücksichtigt werden. Derzeit gibt es jedoch kein Programm, das Abplatzungen selbstständig berechnen kann. Abplatzungen können von den Programmen lediglich indirekt berücksichtigt werden. In diesem Fall müssen die zu erwartende Abplatztiefe und der Zeitpunkt der Abplatzung aufgrund von Versuchsergebnissen vorher festgelegt werden. Für den jeweils durch Abplatzungen verringerten Querschnitt werden dabei von den Programmen die bereits veränderten thermischen Eigenschaften des Materials durch die Temperaturbelastung bis zur Abplatzung in der weiteren Berechnung berücksichtigt.

Für die Berechnungen der Temperaturverteilung wird das Programm Hydra der SOFiSTiK AG gewählt. Dieses Programm entspricht den gestellten Anforderungen zur Durchführung der thermischen Analyse. Zudem liegt eine Validierung für das allgemeine Rechenverfahren nach DIN EN 1992-1-2/NA [22] vor.

### Vorgehensweise bei der Berechnung der Temperaturverteilung

Die Temperaturverteilung wird für den in Bild 34 dargestellten Ausschnitt aus einem Rechteckrahmen berechnet. Bei der Eingabe des Querschnitts im Programm Hydra wird folgendermaßen vorgegangen:

- 1) Eingabe der Querschnittsgeometrie und Aufbau des Finite-Elemente-Netzes

Für den Querschnitt wird ein Finite-Elemente-Netz (ohne Abplattung) erstellt (Bild 37). Hierzu werden zunächst die Eckpunkte des Bauteils definiert ( $K_1$  bis  $K_4$  in Bild 37) und in Hydra eingegeben. Anschließend wird die Feinheit des Netzes durch Vorgabe der gewünschten Anzahl der Elemente zwischen den Eckpunkten in horizontaler Richtung ( $m$  in Bild 37) und in vertikaler Richtung ( $n$  in Bild 37) festgelegt.

Da die Temperaturverteilung in Richtung der Querschnittsdicke berechnet werden soll, wird in vertikaler Richtung ein feineres Netz als in horizontaler Richtung ausgewählt. Es wird folgende Unterteilung des Finite-Elemente-Netzes für den Querschnitt ohne Abplattung gewählt:

- a) horizontale Richtung  $m = 10$  Elemente (Abstand 10 cm),
- b) vertikale Richtung  $n = 30$  Elemente (Abstand 2 cm).

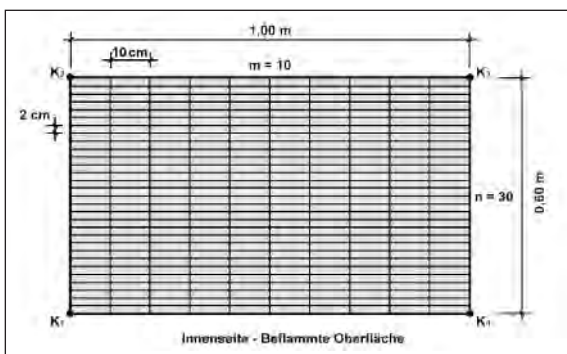


Bild 37: Finite-Elemente-Netz des Bauteils

Die Temperatur wird für jeden einzelnen Knotenpunkt, in dem sich die horizontalen und vertikalen Linien treffen, berechnet. Durch Unterteilung des 0,60 m dicken Bauteils in 30 Elemente in vertikaler Richtung wird somit die Temperatur in 2 cm Abschnitten von der inneren brandseitigen Oberfläche des Bauteils ausgehend berechnet. Damit können die Temperaturen z. B. auf Höhe der verzinkten Mattenbewehrung (2 cm) oder der luftseitigen tragenden Bewehrung (6 cm) ausgewiesen werden.

Zudem können mit einer solchen Unterteilung die nach Tabelle 5 gewählten Abplattungen von 2 cm, 4 cm, 6 cm und 8 cm für Beton ohne PP-Fasern und 2 cm und 4 cm für Beton mit PP-Fasern für das Programm vorgegeben werden.

- 2) Materialwahl

Für die Berechnung der Temperaturverteilung der Querschnitte aus Beton ohne PP-Fasern und aus Beton mit PP-Fasern wird im FE-Programm (Hydra) das Material „Normalbeton“ gewählt. In Hydra muss zusätzlich der Feuchtegehalt des Betons festgelegt werden, der sich auf die Temperaturentstehung im Beton und das Abplatzverhalten auswirkt.

Für die Berechnung der Temperaturverteilung hat der Feuchtegehalt des Betons eine entscheidende Bedeutung. Der Feuchtegehalt des Betons beeinflusst die Temperaturentstehung im Beton und das Abplatzverhalten.

Die Temperaturentstehung im Querschnitt wird dadurch beeinflusst, dass für das Verdampfen der Betonfeuchte in Form von Kapillarwasser bei 100 °C Energie benötigt wird. Mit steigendem Feuchtegehalt erfolgt bei der Verdampfung des Kapillarwassers eine Abnahme in der Temperaturleitfähigkeit. Nachdem das Kapillarwasser verdunstet ist, stellt sich wieder eine gleichmäßige Temperaturleitfähigkeit ein [25]. Untersuchungen an Tunnelinnenschalen von bestehenden Tunneln zeigen, dass bereits in einer Tiefe von 3 cm Feuchtegehalte von über 3 Gew.-% gemessen wurden [25].

Der Feuchtegehalt ist zudem einer der wesentlichen Einflussparameter hinsichtlich des Abplatzverhaltens. Abplatzungen entstehen dabei durch die Reibungskräfte des ausströmenden

Wasserdampfs, welche in den Porenwandungen Zugspannungen erzeugen, die größer sind als die Zugfestigkeit des Betons [20]. Mit zunehmendem Feuchtegehalt steigt somit das Abplatzrisiko im Beton. Ab einem Feuchtegehalt von 3 % kann von einem hohen Abplatzrisiko ausgegangen werden.

Für die Berechnung wird ein Feuchtegehalt von 4 % gewählt. Dieser Feuchtegehalt entspricht zudem dem Feuchtegehalt von Probekörpern der Großbrandversuche (i. M. ca. 4 %) [10], auf deren Grundlage die Abplatztiefen und die zugehörigen Zeitpunkte der Abplatzungen für die Berechnung festgelegt wurden (Kapitel 3.2.2).

Durch die Vorgaben des Materials (Normalbeton) und der relativen Feuchte werden aus den in der Datenbasis gespeicherten Materialien die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ , die Rohdichte  $\rho$  und die spezifische Wärmekapazität  $c_p$  des Betons in Abhängigkeit der Temperatur nach DIN EN 1992-1-2 [5] errechnet. Die Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität  $c_p$  erfolgt dabei nach [5] unter Berücksichtigung von quarz- und kalkhaltigen Zuschlägen.

Die Zugabe der Polypropylenfaser wird bei den thermischen Materialkennwerten nicht berücksichtigt. Es wird für die thermische Analyse davon ausgegangen, dass der Beton mit PP-Fasern aufgrund des geringen Anteils an Polypropylenfasern (z. B.  $2 \text{ kg/m}^3$ ) die gleichen thermischen Eigenschaften besitzt wie normaler Beton. Die günstige Wirkung der PP-Fasern hinsichtlich des Abplatzverhaltens wird durch die in Tabelle 5 gewählten geringeren Abplatztiefen bei der Ermittlung der Temperaturverteilung berücksichtigt.

Die Bewehrung wird bei der Berechnung der Temperaturverteilung nicht besonders berücksichtigt, da davon ausgegangen wird, dass die Temperatur in der Achse der Bewehrung in etwa der Temperatur im Beton entspricht [19].

### 3) Wahl der Temperaturzeitkurve und der Berechnungsdauer

Für die Berechnungen wird der Brandverlauf nach der ZTV-ING-Kurve (Vollbrandphase 25 Minuten) und der „verlängerten“ ZTV-ING-Kurve (Vollbrandphase 55 Minuten) angesetzt (Bild 35). In Tabelle 7 sind die erforderlichen Ein-

| ZTV-ING-Kurve |                 | „verlängerte“ ZTV-ING-Kurve |                 |
|---------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|
| Zeit [min]    | Temperatur [°C] | Zeit [min]                  | Temperatur [°C] |
| 0             | 0               | 0                           | 0               |
| 5             | 1.200           | 5                           | 1.200           |
| 30            | 1.200           | 60                          | 1.200           |
| 140           | 0               | 170                         | 0               |

Tab. 7: Eingabeparameter für die Temperatur-Zeit-Kurven

gabeparameter der beiden Temperatur-Zeit-Kurven aufgeführt.

Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird eine maximale Berechnungsdauer von 200 Minuten gewählt. Dadurch werden auch die Temperaturverläufe während der Abkühlungsphase ohne Brandeinwirkung nach 140 Minuten (ZTV-ING-Kurve) bzw. nach 170 Minuten (verlängerte ZTV-ING-Kurve) erfasst.

### 4) Zuweisung der Brandeinwirkung

Die Brandeinwirkung (Beflammung) wird dem brandseitigen Querschnittsrand über die gesamte Breite des Bauteils zugewiesen ( $K_1$  bis  $K_4$ , Bild 37).

Bei den Berechnungen mit Abplatzungen wird folgendermaßen vorgegangen: Um für den Betonquerschnitt ohne PP-Fasern die erste Abplatzung bis zu einer Bauteiltiefe von 2 cm nach 4 Minuten zu simulieren (Tabelle 5), wird in Hydra vorgegeben, dass nach 4 Minuten die oberste Bauteilschicht mit einer Dicke von 2 cm ausfällt. Nach dieser ersten Abplatzung wird die Beflammung auf den nun schlankeren Baukörper (58 cm) aufgebracht. Die Temperatur an der abgeplatzten Betonoberfläche steigt dadurch sprunghaft an. In den tiefer liegenden Betonbereichen, die bereits durch die Beflammung in den ersten 4 Minuten erwärmt wurden, steigt die Temperatur weiter an. Um die weiteren Abplatzungen bis zu den Tiefen von 4 cm, 6 cm und 8 cm zu simulieren, wird analog zur Vorgehensweise bei der ersten Abplatzung vorgegangen.

Für den Betonquerschnitt mit PP-Fasern werden die Abplatzungen nach Tabelle 5 berücksichtigt. Die Vorgehensweise ist dabei analog zum Bauteil aus Beton ohne PP-Fasern.



### 5) Festlegung des Wärmeübergangskoeffizienten und des Emissionsgrades

Die Erwärmung eines Bauteils ist abhängig vom Wärmeübergang am Bauteilrand und dem Wärmestrom im Inneren des Bauteils [19]. Als Wärmeübergangsbedingung an der beflamnten Oberfläche werden in Hydra der konvektive Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_c$  sowie der resultierende Emissionsgrad  $\varepsilon_{res}$  eingegeben. Diese Parameter werden generell sowohl für die Oberfläche des Bauteils ohne Abplatzung als auch für die Oberfläche des Bauteils nach einer Abplatzung als konstante Werte festgelegt.

Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_c$  hängt von der Oberflächenbeschaffenheit (z. B. rau oder glatt) eines Bauteils und vom Temperaturverlauf im Brandraum ab [28]. In der DIN EN 1991-1-2 [5] werden unter Berücksichtigung von Temperatur-Zeit-Kurven konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von 25 W/m<sup>2</sup>K bis 50 W/m<sup>2</sup>K angegeben.

Da für eine Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve bzw. der verlängerten ZTV-ING-Kurve (Bild 35) hinsichtlich des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten keine Angaben vorliegen, wird zunächst der Einfluss des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten auf die Berechnung der Temperaturverteilung mit Hydra mit einer Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve überprüft. In den Berechnungen wurden konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von  $\alpha_c = 25$  W/m<sup>2</sup>K bzw. 50 W/m<sup>2</sup>K angesetzt. Es zeigte sich, dass bis zum Erreichen der Vollbrandphase an der Oberfläche Temperaturunterschiede von bis zu 60 °C auftraten. Ab einer Bauteiltiefe von 2 cm zeigten sich nahezu keine Unterschiede. Während der Vollbrandphase waren die Temperaturen im gesamten Querschnitt etwa gleich.

Der Einfluss des Wärmeübergangskoeffizienten ist damit auf die Temperatur im Betonquerschnitt sehr gering. Für die Berechnungen mit Hydra wird ein konvektiver Wärmeübergangskoeffizient gewählt [19]:

$$\alpha_c = 25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{K}}$$

Der resultierende Emissionsgrad an der Oberfläche berücksichtigt die Wärmeübertragung durch Strahlung der Flamme und die Absorp-

tion der Strahlung durch die Betonoberfläche. Je höher der Emissionsgrad, desto größer ist die Temperatureindringung in den Querschnitt. Der resultierende Emissionsgrad ist dabei abhängig von z. B. der Oberflächenbeschaffenheit (glatt oder rau) und der Temperaturbelastung und kann daher variieren [19]. Im Fall von Tunnelbränden ist ein Emissionsgrad im Brandbereich von 0,7 bis 0,85 zu erwarten [27]. Im Allgemeinen kann ein Wert von 0,8 gewählt werden [5].

Zur Überprüfung des Einflusses des Emissionsgrades wurden ebenfalls Berechnungen mit unterschiedlichen Emissionsgraden von  $\varepsilon_{res} = 0,7$  bzw.  $\varepsilon_{res} = 0,8$  durchgeführt. Für einen Emissionsgrad von  $\varepsilon_{res} = 0,8$  wurden bis zu einer Bauteiltiefe von 10 cm um ca. 10 °C höhere Temperaturen ermittelt als für einen Emissionsgrad von  $\varepsilon_{res} = 0,7$ . In größerer Tiefe war nahezu kein Einfluss feststellbar.

Der Einfluss des Emissionsgrades auf die Temperatur ist daher gering. Für die Berechnungen mit Hydra wird in Anlehnung an [5] ein resultierender Emissionsgrad gewählt:

$$\varepsilon_{res} = 0,8 \text{ [-]}$$

### 6) Anfangstemperatur des Bauteils

Es wird eine Anfangstemperatur des Betons mit und ohne Fasern in Anlehnung an die in der ZTV-ING [1] angesetzte Umgebungstemperatur im Tunnel von 10 °C gewählt.

### 7) Zusammenfassung der festgelegten Eingabeparameter für die Berechnung

Für die Berechnung der Temperaturverteilung werden die in Tabelle 8 zusammengefassten Eingabeparameter gewählt.

## Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Temperaturverteilungsberechnungen für die thermischen Analysen 1 bis 6 (Tabelle 6) sind in den Bildern 38 bis 43 dargestellt. Jede Linie im Diagramm gibt die Temperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt im Bauteil an. Alle Angaben zur Bauteiltiefe beziehen sich auf das Bauteil ohne Abplatzung. In den einzelnen Bildern werden die Temperaturverteilungen aufgeführt.

|   |             |                       |
|---|-------------|-----------------------|
| Querschnittsgeometrie   | Breite [m]  | 1,00                  |
|   | Höhe [m]    | 0,60                  |
| Anzahl der Elemente im FE-Netz in horizontaler Richtung [-]             |             | 10                    |
| Anzahl der Elemente im FE-Netz in vertikaler Richtung [-]               |             | 30                    |
| Größe eines Elements im Finite-Elemente-Netz                            | Breite [cm] | 10                    |
|   | Höhe [cm]   | 2                     |
| Material 1 (Beton ohne PP-Fasern)                                       |             | Normalbeton           |
| Material 2 (Beton mit PP-Fasern)  |             | Normalbeton           |
| Relative Feuchte des Materials [%]                                      |             | 4                     |
| Temperaturkurve 1 (Tabelle 7)   |             | ZTV-ING               |
| Temperaturkurve 2 (Tabelle 7)   |             | „verlängerte“ ZTV-ING |
| Wärmeübergangskoeffizient an der Bauteiloberfläche [W/m <sup>2</sup> K] |             | 25                    |
| Resultierender Emissionsgrad an der Bauteiloberfläche [-]               |             | 0,8                   |
| Abplatzungen Material 1 (Beton ohne PP-Fasern)                          |             | Tabelle 5             |
| Abplatzungen Material 2 (Beton mit PP-Fasern)                           |             | Tabelle 5             |
| Anfangstemperatur des Betons mit und ohne PP-Fasern [°C]                |             | 10                    |

Tab. 8: Zusammenfassung der Eingabeparameter für die FE-Berechnung

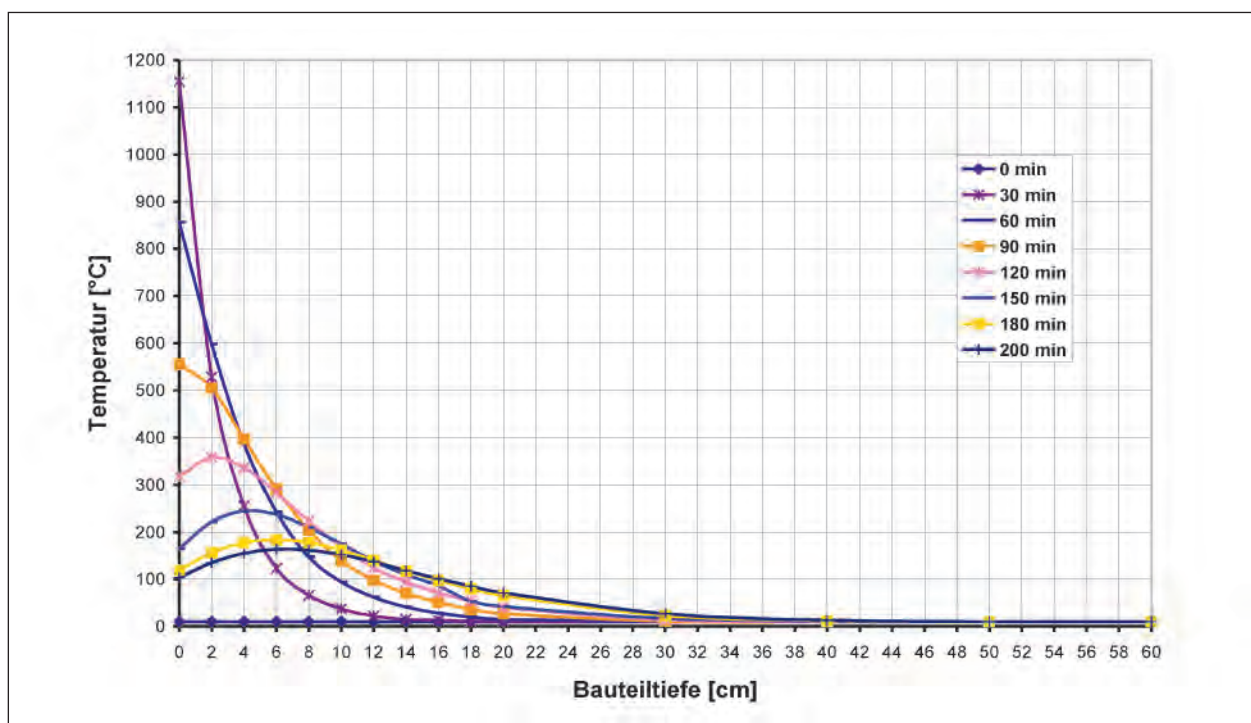


Bild 38: TA 1 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve (Hydra)

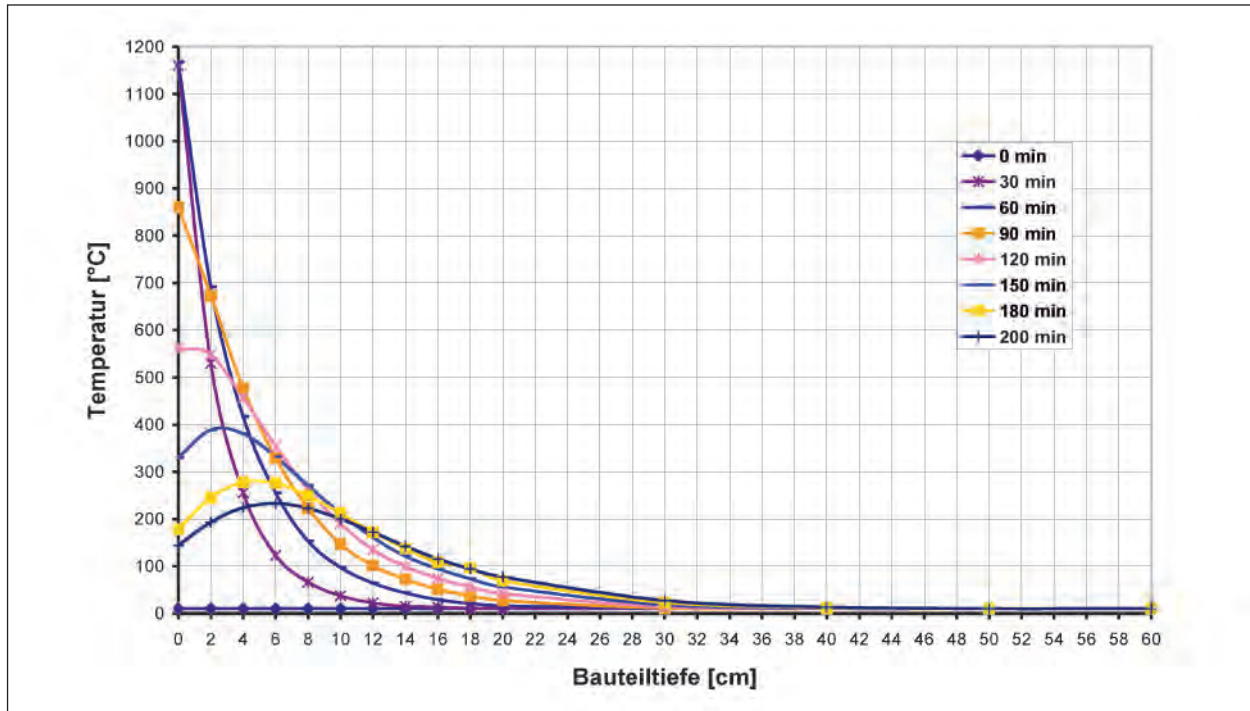


Bild 39: TA 2 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve (Hydra)

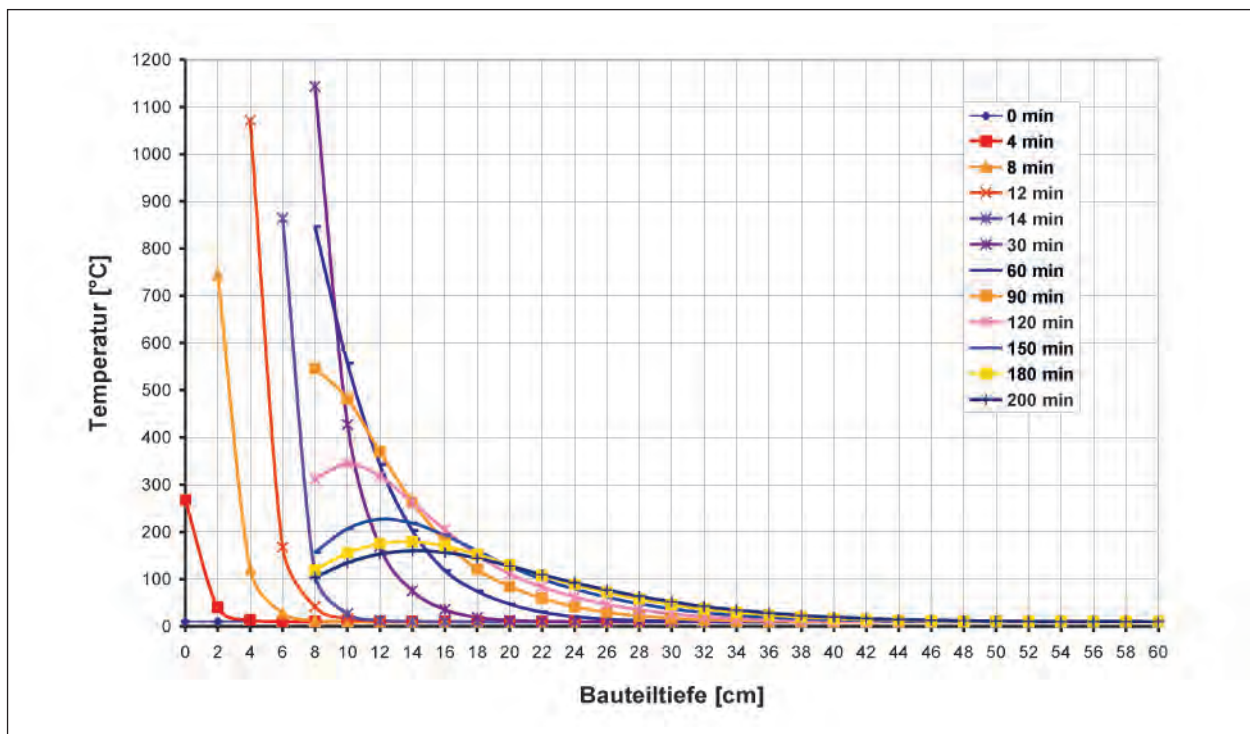
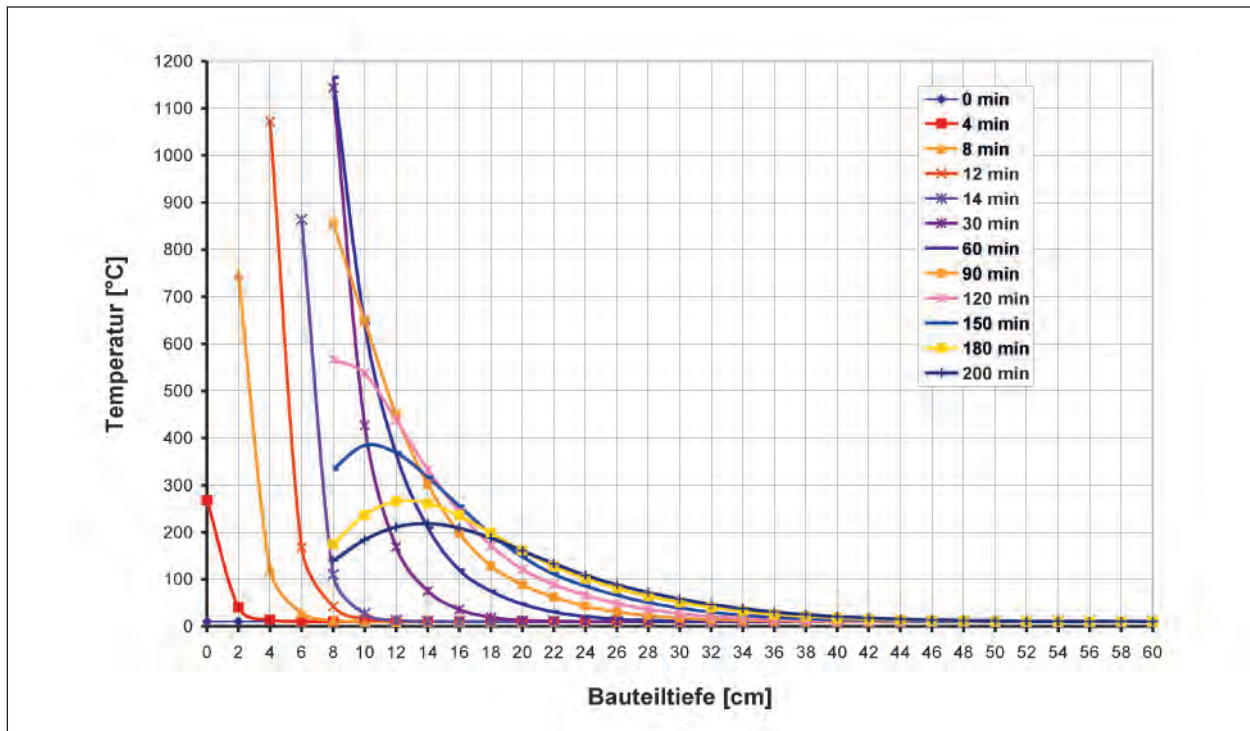
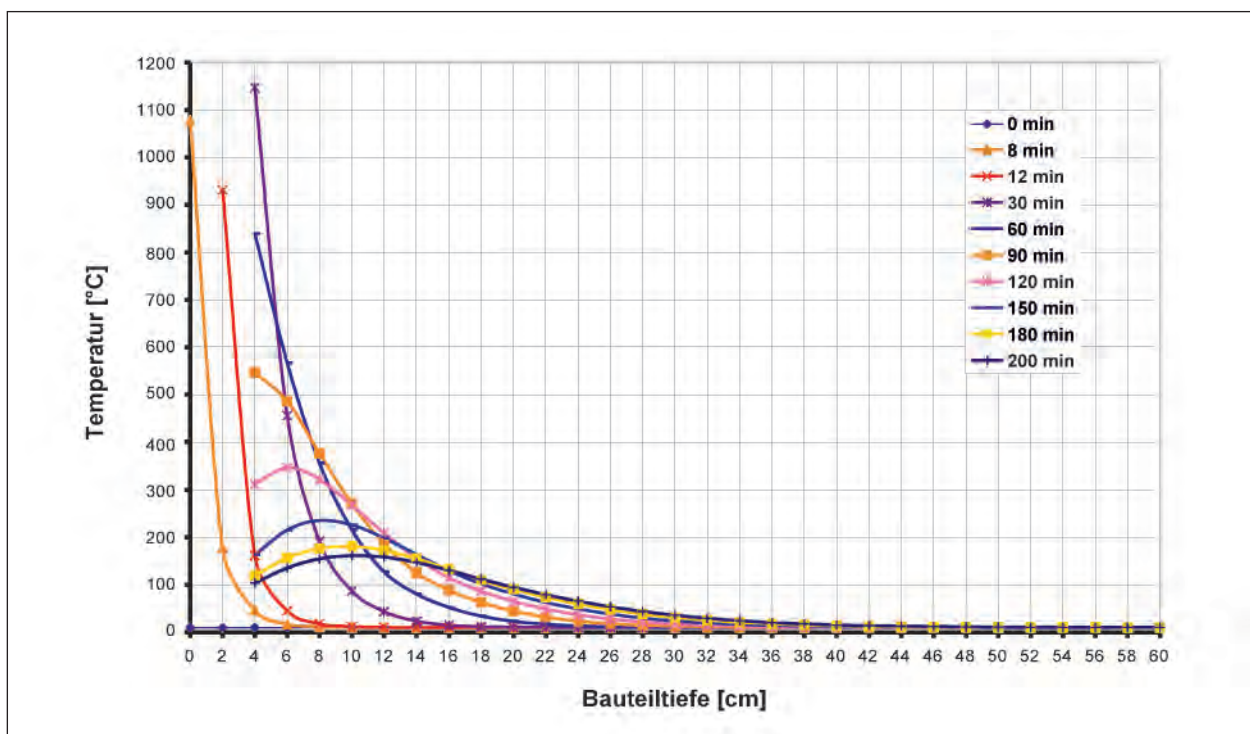


Bild 40: TA 3 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (Hydra)

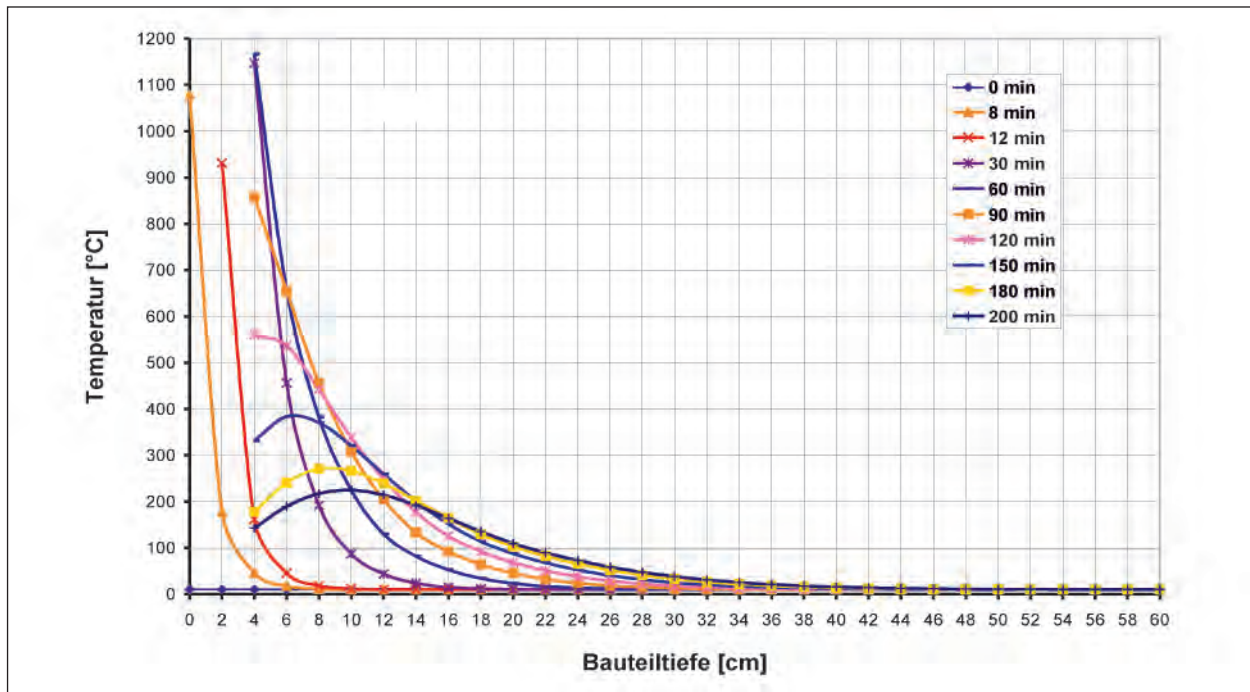


**Bild 41:** TA 4 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (Hydra)



**Bild 42:** TA 5 – Temperaturverteilung für Faserbeton (PP-Fasern) unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (Hydra)





**Bild 43:** TA 6 – Temperaturverteilung für Faserbeton (PP-Fasern) unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (Hydra)

Eine Plausibilitätsprüfung der berechneten Temperaturverteilungen wird exemplarisch für ausgesuchte Temperaturlinien wie folgt durchgeführt:

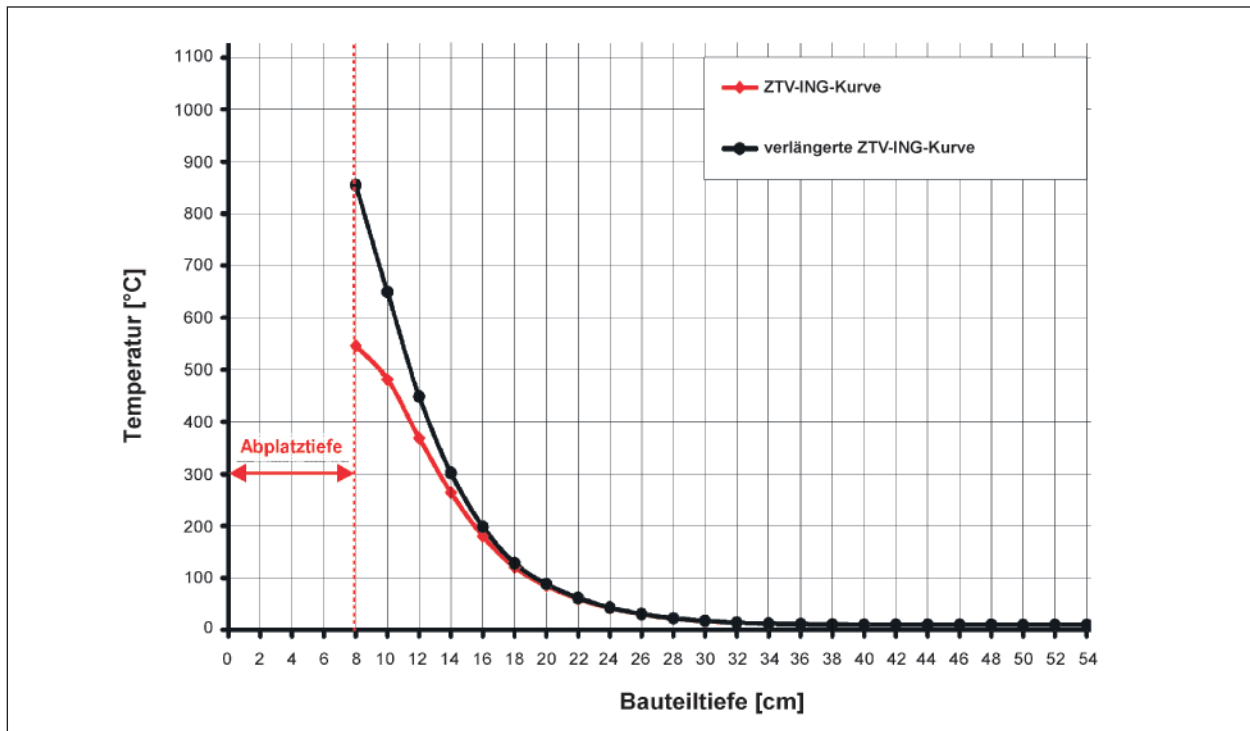
#### 1) Verlängerung der Vollbrandphase

Untersuchungen haben ergeben, dass durch die Verlängerung der Vollbrandphase hohe Temperaturen tiefer in den Querschnitt gelangen [9]. Daher wird geprüft, ob durch die Verlängerung der Vollbrandphase bei der verlängerten ZTV-ING-Kurve höhere Temperaturen im Querschnitt berechnet werden. In Bild 44 sind die Temperaturkurven von Beton ohne Fasern (Abplatztiefe 8 cm) unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve bzw. der verlängerten ZTV-ING-Kurve jeweils zur 90. Minute dargestellt. Es wird deutlich, dass für die verlängerte ZTV-ING-Kurve bis in eine Bauteiltiefe von ca. 18 cm höhere Temperaturen berechnet werden als für die ZTV-ING-Kurve. Der Einfluss der verlängerten Vollbrandphase wird somit bei der Berechnung plausibel berücksichtigt.

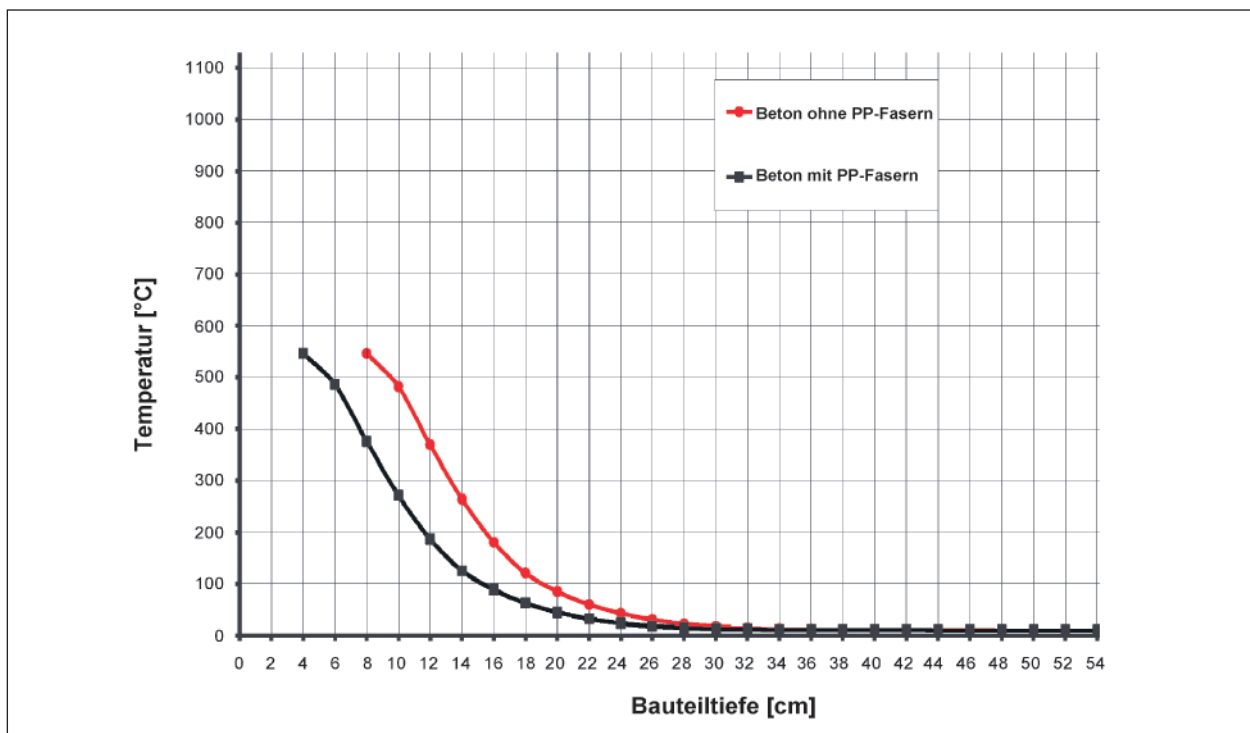
#### 2) Einfluss von PP-Fasern

Der Einfluss von PP-Fasern wird in der Berechnung durch Reduzierung der Abplatztiefe berücksichtigt. Daher wird erwartet, dass für den Querschnitt aus Beton ohne PP-Fasern aufgrund der größeren Abplatztiefe höhere Temperaturen im Querschnitt berechnet werden als für den Querschnitt aus Beton mit PP-Fasern.

Das Bild 45 zeigt die Temperaturverläufe in der 90. Minute nach Brandbeginn für Beton ohne PP-Fasern und Beton mit PP-Fasern unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve. Für Beton ohne Fasern wurde eine Abplatztiefe von 8 cm und für Beton mit Fasern eine Abplatztiefe von 4 cm gewählt (Tabelle 5). Es zeigt sich, dass für den Beton ohne PP-Fasern aufgrund der größeren Abplatztiefe bis zu einer Bauteiltiefe von ca. 28 cm höhere Temperaturen im Querschnitt ermittelt werden als für den Beton mit PP-Fasern. Beispielsweise wird für den Beton ohne PP-Fasern (Abplatztiefe 8 cm) in einer Tiefe von 12 cm eine Temperatur von ca. 380 °C berechnet (Bild 34: rote Temperaturlinie). Für den Beton mit PP-Fasern (Abplatztiefe 4 cm) beträgt die Temperatur an gleicher Stelle ca. 190 °C (Bild 45: schwarze Temperaturlinie). Der Einfluss von PP-Fasern durch Veränderung der Abplatztiefen wird somit in der Temperaturberechnung plausibel berücksichtigt.



**Bild 44:** Temperaturverläufe von Beton ohne PP-Fasern nach 90 Minuten (Hydra) bei einer Abplatztiefe von 8 cm



**Bild 45:** Temperaturverläufe unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve nach 90 Minuten (Hydra) bei einer Abplatztiefe von 4 cm (Beton mit PP-Fasern) bzw. 8 cm (Beton ohne PP-Fasern)

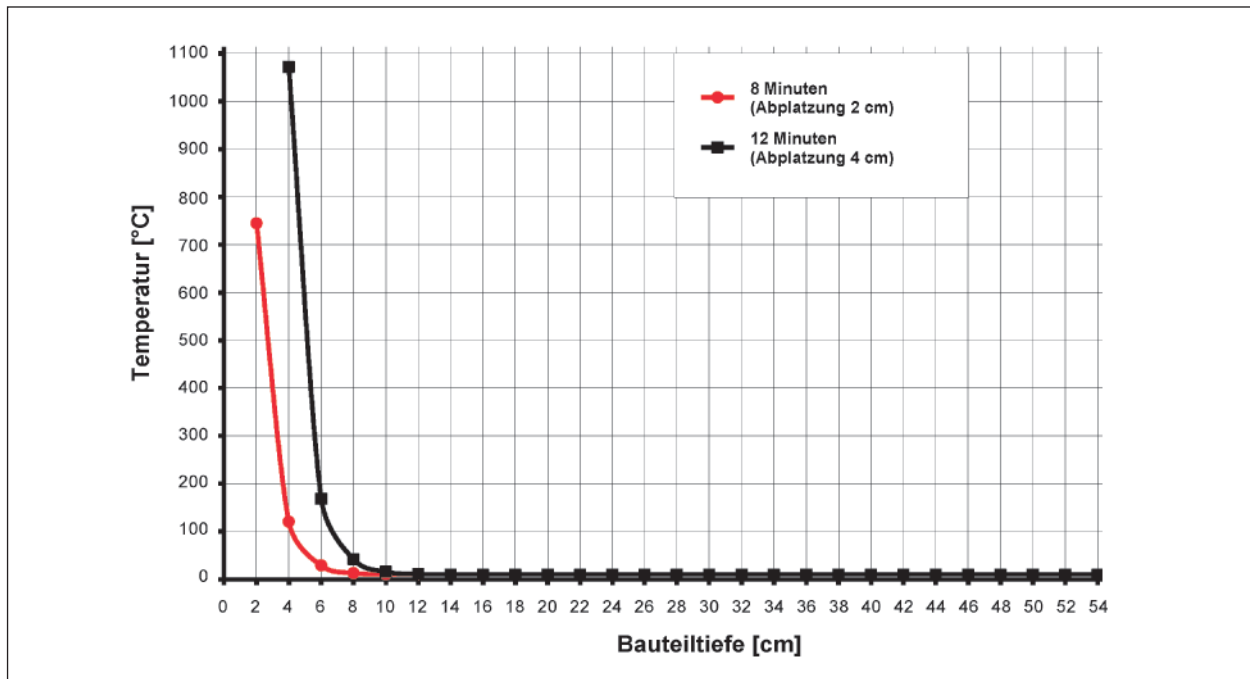


Bild 46: Temperaturverläufe für Beton mit PP-Fasern unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve (Hydra)

### 3) Temperaturanstieg nach Abplatzungen

Nach einer Abplatzung wird erwartet, dass die Temperatur an der Oberfläche des schlankeren Querschnitts innerhalb weniger Minuten stark ansteigt. Daher soll geprüft werden, ob dieser Temperaturanstieg in den Berechnungen plausibel berücksichtigt wird.

In Bild 46 sind die Temperaturkurven für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve nach 8 Minuten für eine Abplatztiefe von 2 cm (Bild 46: rote Temperaturlinie) bzw. 12 Minuten für eine Abplatztiefe von 4 cm (Bild 46: schwarze Temperaturlinie) dargestellt. Nach 8 Minuten (Bild 46: rote Temperaturlinie) beträgt die Temperatur in einer Tiefe von 4 cm ca. 110 °C (Abplatzung 2 cm). Nach einer weiteren Abplatzung bis zu 4 cm steigt bis zur 12. Minute die Temperatur in einer Tiefe von 4 cm auf ca. 1.080 °C an (Bild 46: schwarze Temperaturlinie). Dieser schnelle Temperaturanstieg an der Oberfläche des nun schlankeren Querschnitts zeigt, dass in der Berechnung die Abplatzung plausibel berücksichtigt werden konnte.

### 4) Einfluss zeitabhängiges Abplatzverhalten

Bei den thermischen Analysen ist das zeitabhängige Abplatzverhalten gemäß Tabelle 5 berücksichtigt worden. Ohne Berücksichtigung des zeitabhängigen Abplatzverhaltens, d. h. mit Ansatz der Brandeinwirkung auf den um die Endabplatztiefe reduzierten Restquerschnitt ab dem Zeitpunkt  $T = 0$  min, wird erwartet, dass eine höhere Temperatur und eine größere Eindringung in dem Betonquerschnitt resultieren. In Bild 47 sind die Temperaturverläufe im Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve (Zeitpunkt  $T = 90$  min) mit (rote Kurve) bzw. ohne Berücksichtigung der zeitabhängigen abschnittswisen Abplatzungen (schwarze Kurve) dargestellt. Es bestätigt sich, dass aus dem Ansatz der Brandeinwirkung auf den Restquerschnitt ab  $T = 0$  min eine höhere Temperatur resultiert. Der Einfluss ist jedoch sehr gering. Eine größere Temperatureindringung in den Querschnitt kann nicht festgestellt werden.

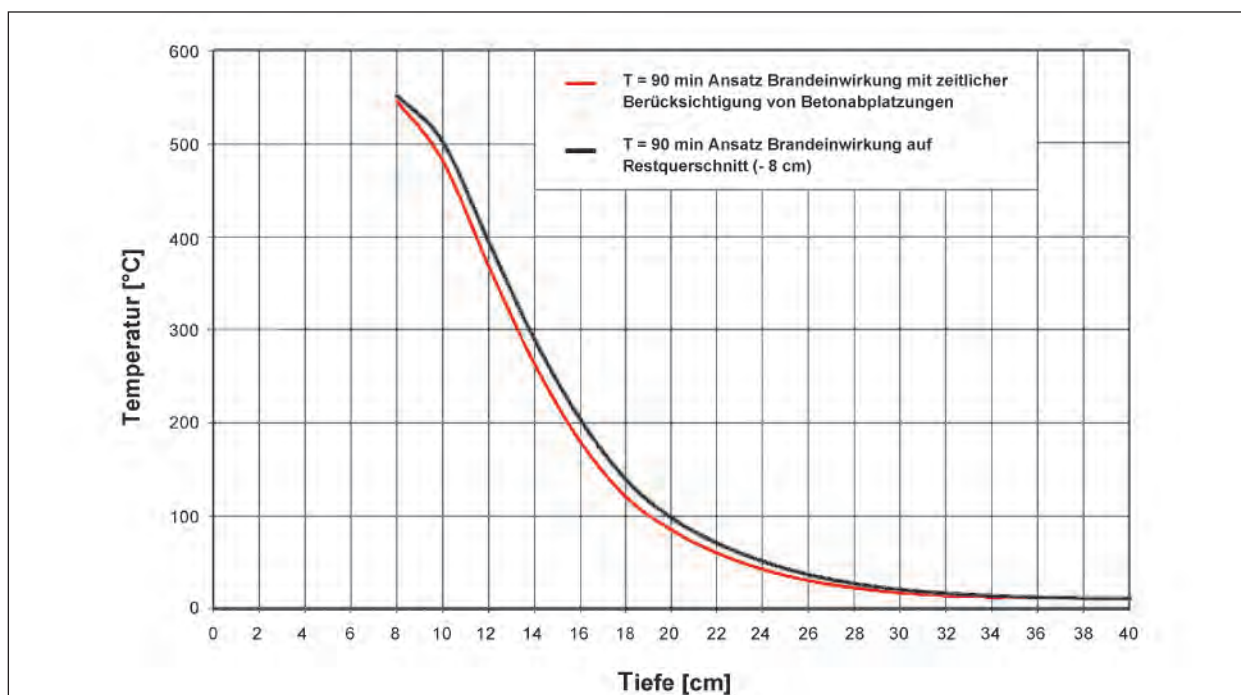


Bild 47: Temperaturverläufe mit bzw. ohne zeitliche Berücksichtigung der Abplatzungen

### 3.2.4 Vergleichende Berechnung mit der analytischen Berechnungsmethode

#### Allgemeines

In [18] wurde eine analytische Lösung für die Wärmeleitungsgleichung nach Fourier entwickelt, mit der die Temperaturverteilung in einem Bauteil in Abhängigkeit von der Zeit und der Tiefe berechnet werden kann. Eine analytische Berechnung für den Temperaturverlauf im Betonquerschnitt auf Basis der Fourier-Gleichung lässt sich allerdings nur für den Sonderfall eines homogenen und isotropen Bauteils mit eindimensionalem Wärmestrom und temperaturunabhängigen thermischen Materialeigenschaften durchführen [19].

Diese Lösung ist für Brandeinwirkungen übertragbar, die eine schnelle Erhitzung zum Brandbeginn, einen konstanten Temperaturverlauf während des Vollbrandes und einen linearen Temperaturabfall zum Ende des Brandes aufweisen [22]. Demnach lässt sich dieses Berechnungsverfahren auch für Brandinwirkungen anwenden, die dem ZTV-ING-Brandverlauf und dem verlängerten ZTV-ING-Brandverlauf folgen (Bild 35).

#### Vorgehensweise bei der analytischen Berechnung des Temperaturverlaufs

Die Temperaturverteilung soll für den in Bild 34 dargestellten Querschnitt aus Beton ohne PP-Fasern

| ZTV-ING-Kurve |                 | „verlängerte“ ZTV-ING-Kurve |                 |
|---------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|
| Zeit [min]    | Temperatur [°C] | Zeit [min]                  | Temperatur [°C] |
| 0             | 1.200           | 0                           | 1.200           |
| 5             | 1.200           | 5                           | 1.200           |
| 30            | 1.200           | 60                          | 1.200           |
| 140           | 0               | 170                         | 0               |

Tab. 9: Angepasste Temperaturverläufe für die analytische Berechnung

und Beton mit PP-Fasern unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der verlängerten ZTV-ING-Kurve ermittelt werden. Die Vorgehensweise bei der analytischen Berechnung des Temperaturverlaufs wird nachfolgend erläutert.

- 1) Randbedingungen für die analytische Berechnung
  - a) Bei der Durchführung der thermischen Analyse mit der analytischen Berechnungsmethode wird eine angepasste ZTV-ING-Kurve bzw. verlängerte ZTV-ING-Kurve (Tabelle 9) verwendet. Es wird mit der maximalen Temperatureinwirkung von Beginn an gerechnet. Die Phase des Temperaturanstieges zu Beginn des Brandes wird vernachlässigt, da in dieser Phase nur ein geringer Anteil der Wärmemenge in den Betonquerschnitt eindringt [22].

Der Brandverlauf nach der ZTV-ING-Kurve bzw. der verlängerten ZTV-ING-Kurve wird somit durch die in Tabelle 9 aufgeführten Daten charakterisiert, um die Anforderungen der analytischen Methode zu erfüllen.

- b) Bestimmung einer konstanten Temperaturleitzahl

Eine unter Temperatureinwirkung veränderliche Temperaturleitzahl kann mit der analytischen Berechnung der Temperaturverteilung nicht berücksichtigt werden. Deshalb muss die temperaturabhängige Temperaturleitzahl des Betons im Voraus sinnvoll abgeschätzt werden. Der Wertebereich der Temperaturleitzahl wird dabei in Abhängigkeit der Gesteinskörnung gewählt und liegt in der Regel je nach Zuschlag und Temperatur zwischen  $0,30$  und  $1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  [22] (Bild 48).

Für die meisten Zuschlagstoffe wird in [22] die Wahl einer Temperaturleitfähigkeit im Bereich von  $200$  bis  $400 \text{ °C}$  mit Werten für die Temperaturleitzahl zwischen  $0,40$  und  $0,80 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  empfohlen, da bei starken Bränden meist nur die Randzonen den sehr hohen Temperaturen ausgesetzt sind und sich der Temperaturverlauf im tieferen Querschnitt schnell auf kleinere Werte abbaut [22]. Dies bedeutet allerdings für die Berechnung der Temperaturverteilung mit der analytischen Methode, dass die Temperaturen im oberflächennahen Bereich nur relativ ungenau berechnet werden können.

Für die Berechnungen mit der analytischen Methode wird sowohl für den Beton ohne PP-Fasern als auch für den Beton mit PP-Fasern eine Temperaturleitzahl von  $0,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  gewählt.

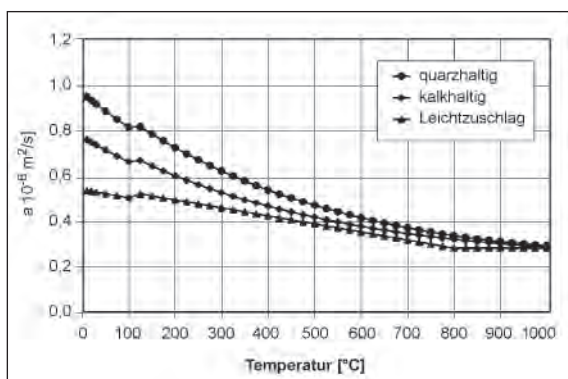


Bild 48: Temperaturleitzahl von Beton [18]

- c) Es wird eine Bauteiltemperatur von  $10 \text{ °C}$  gewählt. Da die Bauteiltemperatur in den Temperaturgleichungen nicht angesetzt wird, wird sie nach den Berechnungen zu den ermittelten Temperaturverläufen addiert.

- d) Abplatzungen können in der analytischen Berechnung der Temperaturverteilung nur vereinfacht angesetzt werden. Zunächst wird jeweils die Bauteilerwärmung des Querschnitts zum Zeitpunkt einer Abplatzung (Tabelle 5) ermittelt. Diese Bauteilerwärmung wird anschließend als Starttemperatur für die Berechnung des Temperaturverlaufs im schlankeren Querschnitt angesetzt. Die temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Betons nach einer Abplatzung können bei diesem Berechnungsverfahren allerdings nicht berücksichtigt werden.

- 2) Berechnung des Temperaturverlaufs mit Temperaturgleichungen

Eine aus der Wärmeleitungsgleichung nach Fourier abgeleitete Temperaturverteilung  $T(x, t)$  unter Berücksichtigung der Bauteiltiefe  $x$  und des Zeitpunkts  $t$  kann nicht durch eine einzige Funktion  $T(x, t)$  abgebildet werden [18]. Daher wurden für die unterschiedlichen Phasen der Brandeinwirkung die folgenden Gleichungen zur Ermittlung der Temperaturentwicklung im Bauteil abgeleitet:

- a) Temperaturverteilung in der Vollbrandphase

Da der Temperaturanstieg an der Bauteiloberfläche zu Beginn eines Brandes bei der analytischen Methode nicht berücksichtigt wird, wird die maximale Temperatureinwirkung an der Oberfläche von Beginn zum Zeitpunkt  $t_0$  bis zum Ende der Vollbrandphase zum Zeitpunkt  $t_1$  angesetzt.

Für die Vollbrandphase ( $t_0 \leq t \leq t_1$ ) gilt Gleichung 9 mit folgender Formel zur Berechnung der Temperaturverteilung im Bauteil [5]:

$$T(x,t) = T_0 \cdot \left(1 - \frac{x}{h}\right) - T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi x}{h}\right) \cdot e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} t} \quad \text{Gl. 9}$$



mit

$T_0$  Maximale Temperatureinwirkung [°C]

$h$ : Querschnittsdicke [m]

$x$ : Tiefe im Bauteil [m]

$t$ : Zeitpunkt [s]

$a$ : Temperaturleitzahl (Bild 46) [m<sup>2</sup>/s]

$n$ : Summenindex

b) Temperaturverteilung während der Abkühlungsphase

Am Ende der Vollbrandphase zum Zeitpunkt  $t_1$  beginnt die Brandeinwirkung nach dem ZTV-ING-Verlauf an der Oberfläche des Bauteils geringer zu werden und ist zum Zeitpunkt  $t_2$  beendet (Tabelle 10). Für die Phase während des Temperaturabfalls ( $t_1 \leq t \leq t_2$ ) kann die Temperaturverteilung im Bauteil mit folgender Formel berechnet werden [5]:

$$T(x,t) = T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \cdot \left[ \frac{h^2}{n^2 \pi^2 a} \cdot \frac{1}{(t_2 - t_1)} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} (t - t_1)} \right) - e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} t} \right] \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{h}\right) + T_0 \cdot \frac{t_2 - t}{t_2 - t_1} \cdot \left( 1 - \frac{x}{h} \right) \tag{Gl. 10}$$

c) Temperaturverteilung nach dem Ende der Brandeinwirkung

Zum Zeitpunkt  $t_2$  ist die Beflammung an der Oberfläche beendet (Tabelle 10). Die Temperaturverteilung im Querschnitt des Bauteils für  $t > t_2$  kann wie folgt bestimmt werden [5]:

$$T(x,t) = T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \cdot \left[ \frac{h^2}{n^2 \pi^2 a} \cdot \frac{1}{(t_2 - t_1)} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} (t_2 - t_1)} \right) - e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} t_2} \right] \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{h}\right) \cdot e^{-\frac{n^2 \pi^2 a}{h^2} (t - t_2)} \tag{Gl. 11}$$

Für die analytische Berechnung des Temperaturverlaufs werden die in Tabelle 10 aufgeführten Parameter angesetzt.

|   |                     |
|---|---------------------|
| Bauteildicke $h$ [m]  | 0,60                |
| Temperaturkurve 1 (ZTV-ING)   | Tabelle 8           |
| Temperaturkurve 2 (verlängerte ZTV-ING)   | Tabelle 8           |
| Abplatzungen  | Tabelle 5           |
| Zeit $t_1$ [s] (ZTV-ING-Kurve)  | 1.800               |
| Zeit $t_2$ [s] (ZTV-ING-Kurve)  | 8.400               |
| Zeit $t_1$ [s] (verlängerte ZTV-ING-Kurve)  | 3.600               |
| Zeit $t_2$ [s] (verlängerte ZTV-ING-Kurve)  | 10.200              |
| Wärmeleitfähigkeit der Gesteinskörnung (Beton ohne PP-Fasern) [m <sup>2</sup> /s] | $0,4 \cdot 10^{-6}$ |
| Wärmeleitfähigkeit der Gesteinskörnung (Beton mit PP-Fasern) [m <sup>2</sup> /s]  | $0,4 \cdot 10^{-6}$ |
| Ausgangstemperatur des Bauteils [°C]  | 10                  |

Tab. 10: Zusammenfassung der Eingabeparameter für die analytische Berechnung

**Ergebnisse der analytischen Berechnung der Temperaturverteilung**

Es werden die thermischen Analysen TA 1 bis TA 6 gemäß Tabelle 6 durchgeführt. Die Ergebnisse der analytischen Berechnung können Bild 49 bis Bild 54 entnommen werden:

Die Plausibilitätsprüfung wurde für die analytischen Berechnungsergebnisse analog zur Plausibilitätsprüfung der mit FEM berechneten Temperaturverteilungen durchgeführt (Kapitel 3.2.3). Auch bei dieser Berechnungsmethode konnte die Plausibilität bestätigt werden.

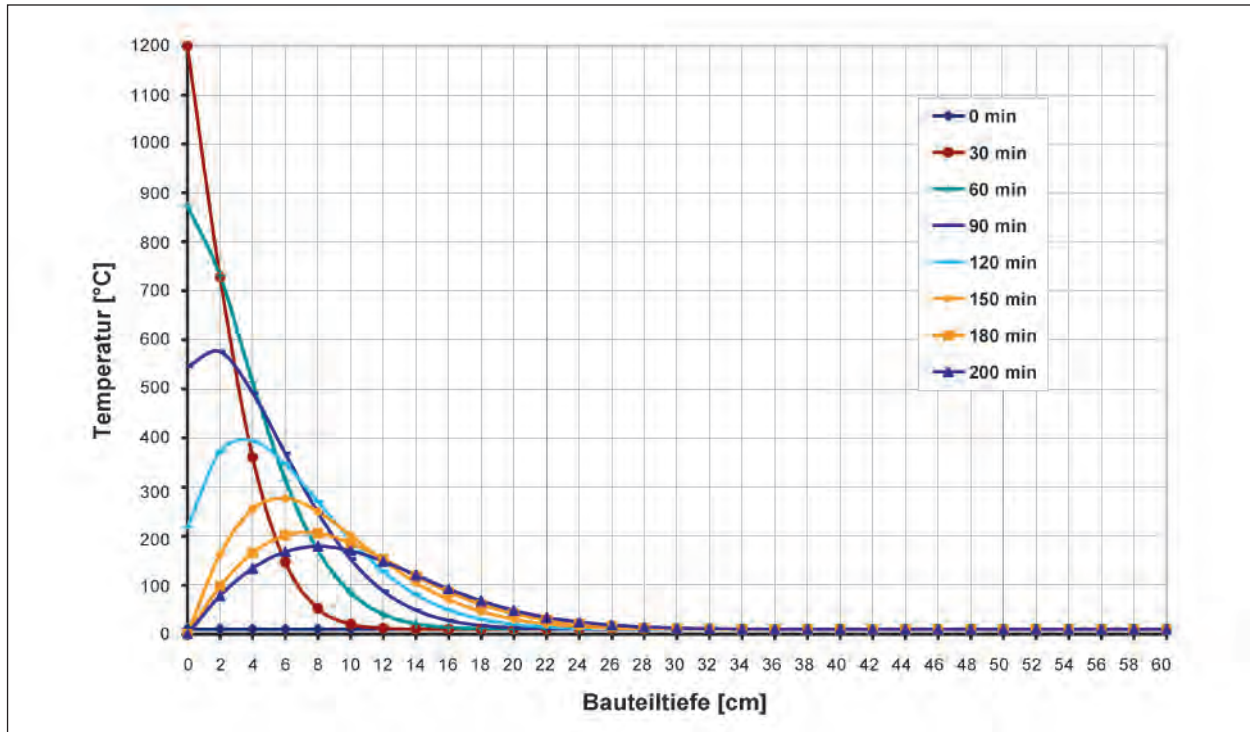


Bild 49: TA 1 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve (analytische Berechnung)

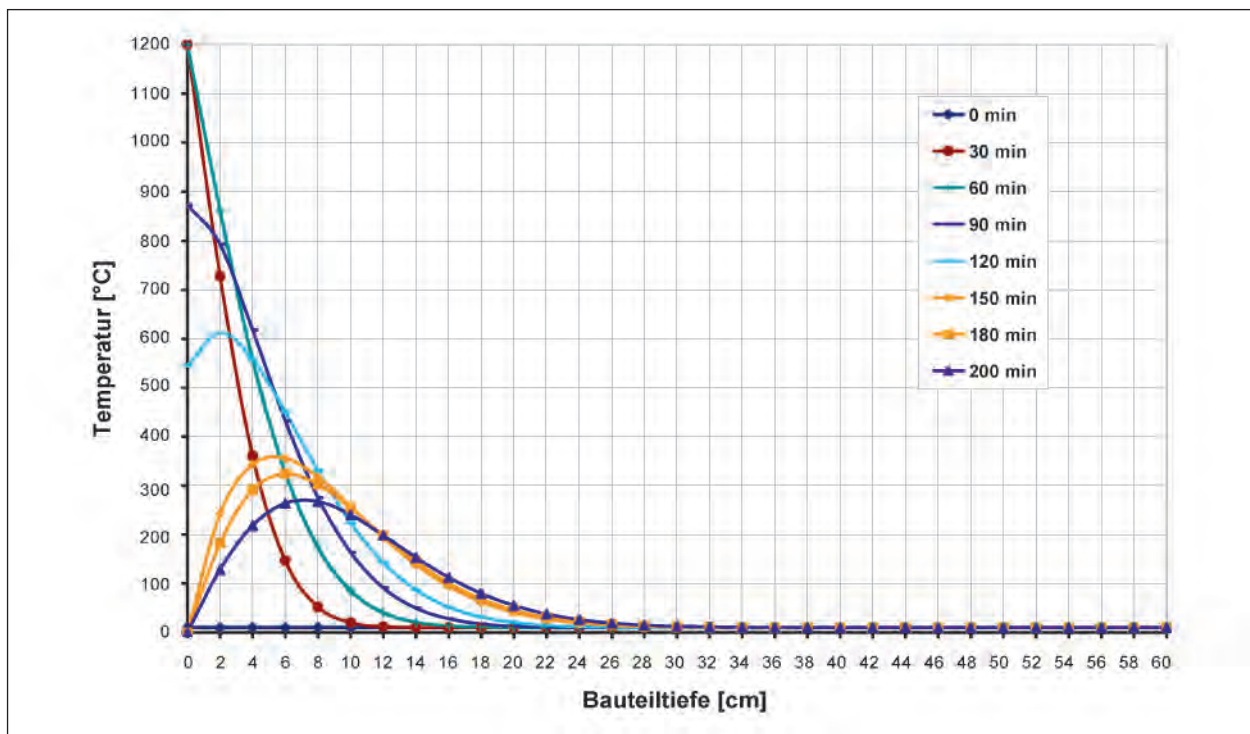
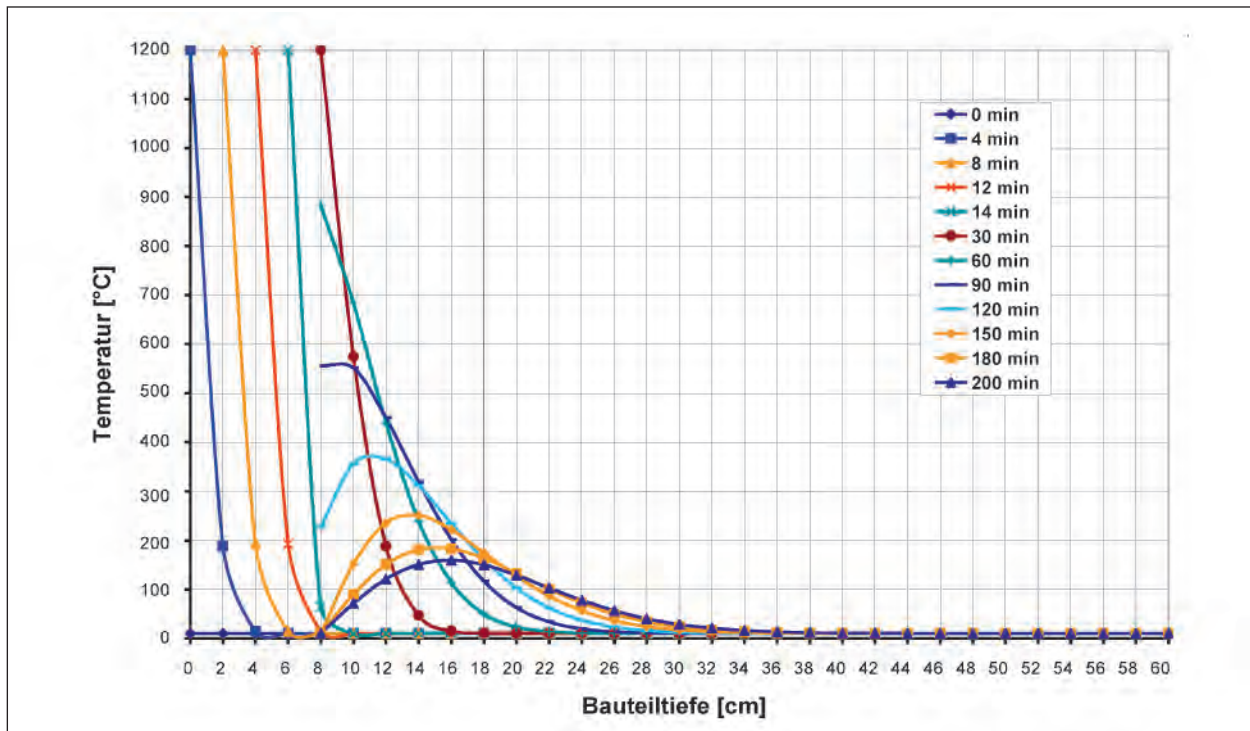
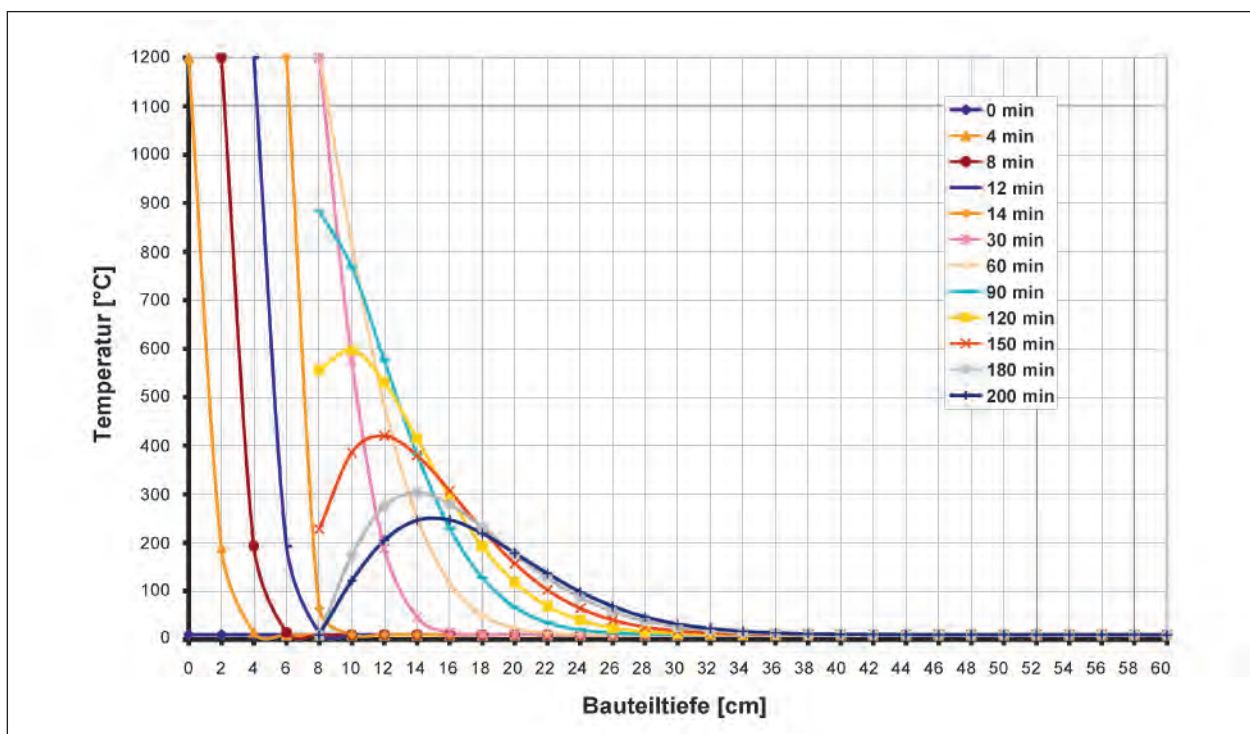


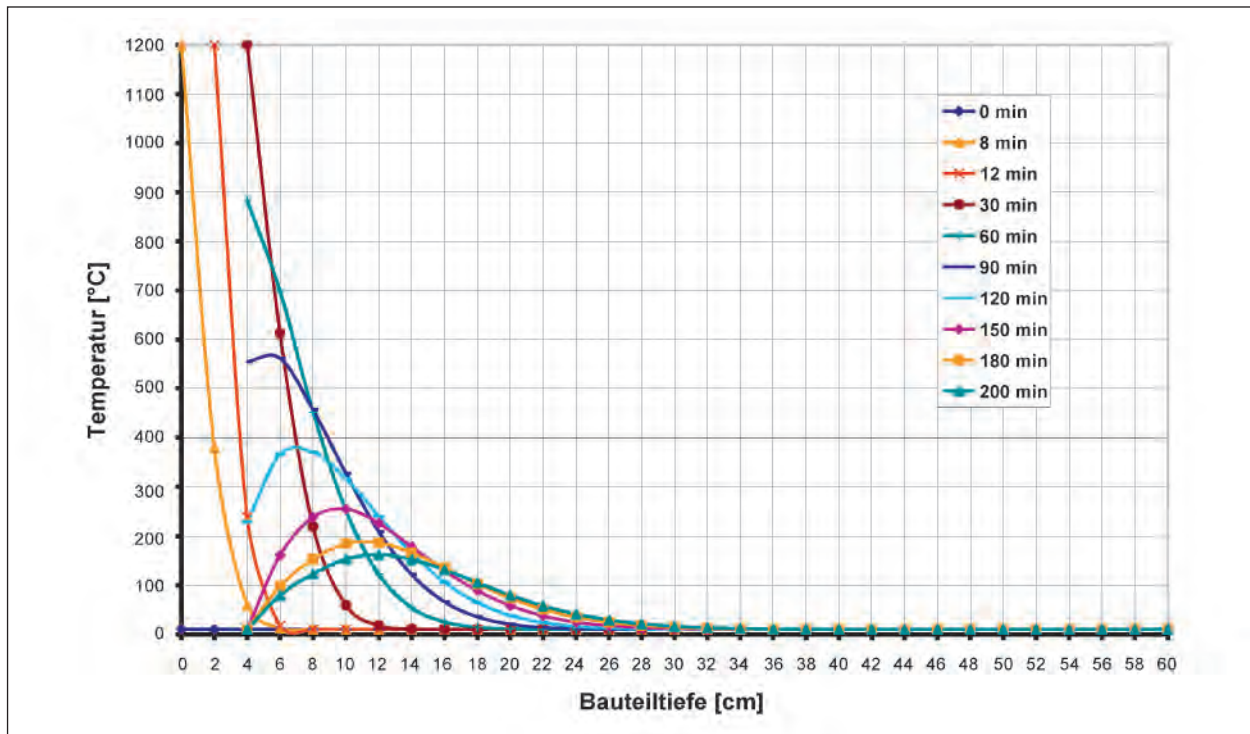
Bild 50: TA 2 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve (analytische Berechnung)



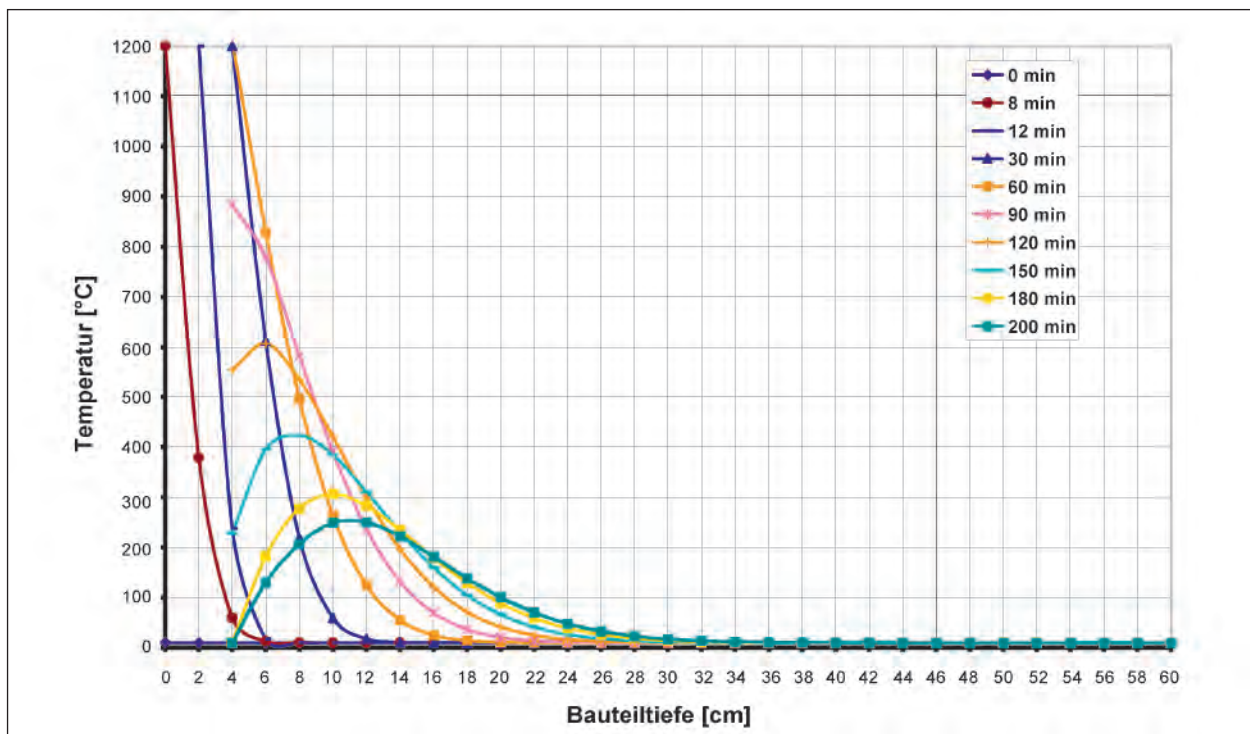
**Bild 51:** TA 3 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (analytische Berechnung)



**Bild 52:** TA 4 – Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (analytische Berechnung)



**Bild 53:** TA 5 – Temperaturverteilung für Faserbeton (PP-Fasern) unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (analytische Berechnung)



**Bild 54:** TA 6 – Temperaturverteilung für Faserbeton (PP-Fasern) unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve und der Berücksichtigung von Abplatzungen (analytische Berechnung)



### 3.2.5 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Versuchsergebnissen

#### Allgemeines

In den Berechnungen mit dem Finite-Elemente-Programm Hydra (Kapitel 3.2.3) und mit der analytischen Berechnungsmethode (Kapitel 3.2.4) wurden unterschiedliche Temperaturverteilungen im Betonquerschnitt berechnet. Es ist davon auszugehen, dass die Berechnungen mit dem FE-Programm Hydra besser der Realität entsprechen als die analytisch berechneten Temperaturen, da die temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Betons nur bei der FE-Berechnung (Hydra) berücksichtigt werden.

Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen aus unterschiedlichen Großbrandversuchen für eine Temperatureinwirkung nach der ZTV-ING-Kurve und der verlängerten ZTV-ING-Kurve mit und ohne Berücksichtigung von Abplatzungen soll zeigen, ob die beiden Berechnungsmethoden Temperaturverteilungen ergeben, die der Realität entsprechen.

#### Vergleich der Berechnungsergebnisse ohne Berücksichtigung von Abplatzungen

Der Vergleich der Ergebnisse der Hydra-Berechnungen und der analytischen Berechnungen ohne Berücksichtigung von Abplatzungen mit den Tem-

peraturmessungen aus Versuchen zeigt Folgendes:

- 1) Temperaturbelastung nach der ZTV-ING (TA 1 nach Tabelle 6)

Zur Überprüfung der Berechnungsergebnisse ohne Betonabplatzungen unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve stehen derzeit keine Versuchsergebnisse für Rechteckrahmenquerschnitte zur Verfügung. Näherungsweise werden deshalb die Messergebnisse aus den Brandversuchen an einem belasteten Gewölbequerschnitt aus Beton mit PP-Fasern herangezogen [10]. Die mittlere Abplatztiefe von 2 mm an diesem Versuchskörper wird für den Vergleich als vernachlässigbar gesehen. Der Vergleich wird exemplarisch für die Temperatur-Zeit-Kurven in einer Bauteiltiefe von 2 cm bzw. 6 cm durchgeführt (Bild 53).

Die mit Hydra berechneten Temperaturen für eine Temperaturbelastung nach der ZTV-ING-Kurve sind in einer Bauteiltiefe von 2 cm bzw. 6 cm (Bild 55: blaue Temperaturkurven) nur geringfügig höher als die im Brandversuch gemessenen Temperaturen (Bild 55: rote Temperaturkurven). Sowohl in einer Bauteiltiefe von 2 cm als auch in einer Bauteiltiefe von 6 cm betragen die Temperaturunterschiede weniger als 50 °C.

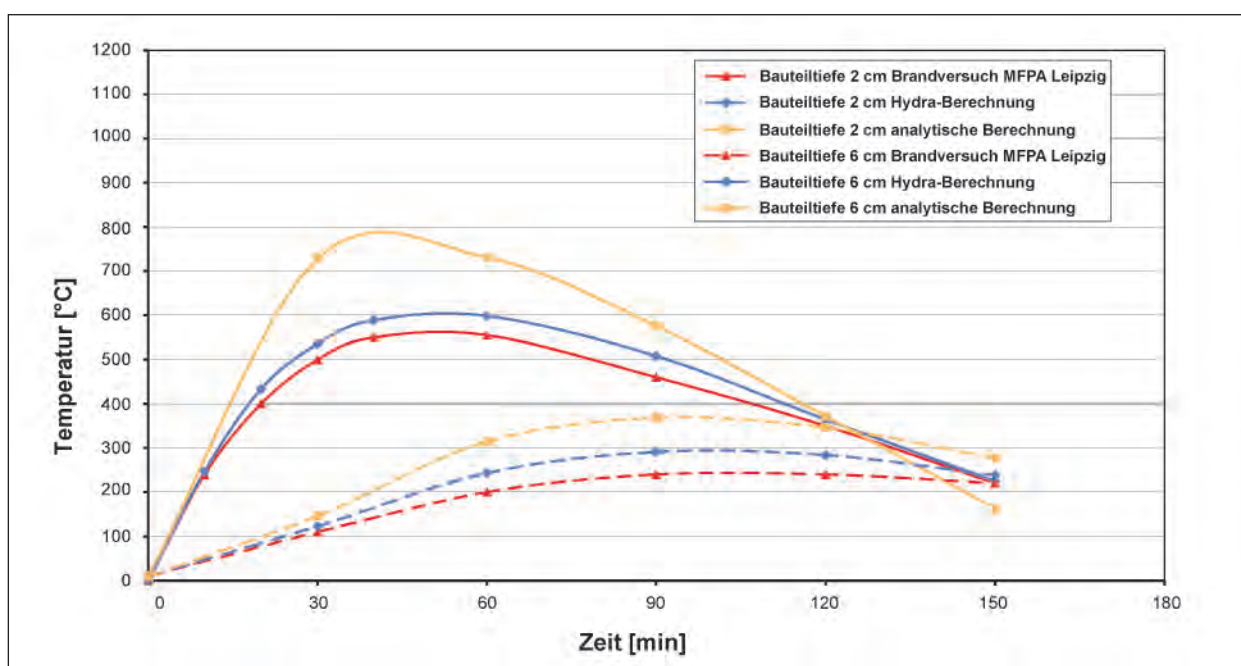


Bild 55: Temperaturberechnungen thermische Analyse Nr. 1 und Temperaturmessungen [10] in 2 cm und 6 cm Bauteiltiefe



Die analytisch berechneten Temperaturen (Bild 55: gelbe Temperaturkurven) sind in einer Bauteiltiefe von 2 cm bis zu ca. 200 °C größer als die Messergebnisse aus den Brandversuchen. Mit zunehmender Bauteiltiefe werden diese Temperaturdifferenzen etwas geringer. In einer Bauteiltiefe von 6 cm betragen die Temperaturdifferenzen zwischen den berechneten und den im Brandversuch gemessenen Temperaturen noch bis zu ca. 130 °C.

## 2) Temperaturbelastung nach der verlängerten ZTV-ING-Kurve (TA 2 nach Tabelle 6)

Für Rechteckrahmenquerschnitte liegen keine Versuchsergebnisse unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve vor. Deshalb werden für den Vergleich der FE-Berechnungsergebnisse die Temperaturmessungen aus Großbrandversuchen an belasteten Tübbings [14] herangezogen. Bei dem Beton handelte es sich um einen Brandschutzbeton mit Zugabe von Polypropylenfasern unter Verwendung ausgewählter Zuschläge (z. B. Basalt). Während des Brandversuches sind keine Abplatzungen aufgetreten [14], sodass eine Vergleichbarkeit vom Grundsatz her gegeben ist. Der Vergleich wird exemplarisch für die Temperatur-Zeit-Kurven in einer Bauteiltiefe von 2 cm bzw. 6 cm durchgeführt (Bild 56).

Die mit Hydra berechneten Temperaturen für die verlängerte ZTV-ING-Kurve (Bild 56: blaue Temperaturkurven) zeigen in den Bauteiltiefen von 2 cm und 6 cm eine gute Übereinstimmung zu den Versuchsergebnissen (Bild 56: rote Temperaturkurven). Die Temperaturunterschiede in den Bauteiltiefen von 2 cm und 6 cm betragen weniger als 45 °C.

Die analytisch berechneten Temperaturen (Bild 56: gelbe Temperaturkurven) sind in einer Bauteiltiefe von 2 cm bis zu ca. 200 °C größer als die im Brandversuch gemessenen Temperaturen. Mit zunehmender Bauteiltiefe werden die Differenzen zwischen den analytisch berechneten Temperaturen und den Versuchsergebnissen etwas geringer, sodass in einer Bauteiltiefe von 6 cm die Temperaturdifferenz zwischen den berechneten und den gemessenen Temperaturen noch bis zu ca. 110 °C beträgt (Bild 56).

### Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung von Abplatzungen

Ein genauer Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Temperaturaufzeichnungen aus den Versuchen unter Berücksichtigung von Abplatzungen kann nur hergestellt werden, wenn der in den Berechnungen angenommene Verlauf der Abplatzun-

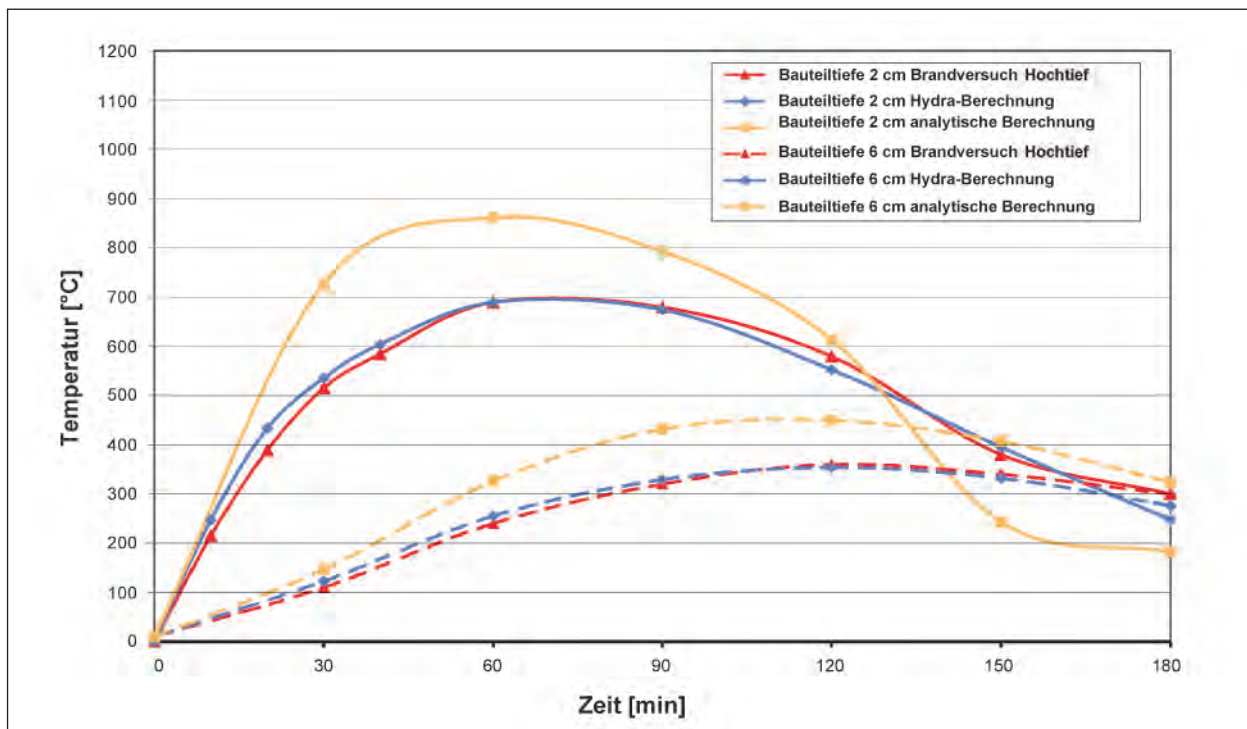


Bild 56: Temperaturberechnungen Thermische Analyse Nr. 2 und Temperaturmessungen [14] in 2 cm und 6 cm Bauteiltiefe

gen mit dem Verlauf der Abplatzungen in den Versuchen übereinstimmt. Da die Abplatzungen in den Versuchen an der Querschnittsoberfläche im Bereich der unterschiedlichen Messstellen variieren, können zu einem Vergleich der Temperaturen nur einzelne Messstellen mit bestimmten Abplatztiefen herangezogen werden.

In den Brandversuchen sind der genaue Zeitpunkt einer Abplatzungen und die zugehörige Abplatztiefe nicht aufgezeichnet worden. Der Zeitpunkt der Abplatzungen und die Abplatztiefe können jedoch aus den Temperaturmessungen in den Versuchen bestimmt werden [10]. Beispielsweise kann auf den Zeitpunkt einer Abplatzung von 4 cm geschlossen werden, wenn am Temperaturfühler, der in einer Bauteiltiefe von 4 cm angeordnet ist, ein plötzlicher Temperaturanstieg auf bis zu ca. 1.200 °C gemessen wird. Zu diesem Zeitpunkt ist der Temperaturfühler nicht mehr durch eine Betondeckung geschützt. Die Abplatztiefe muss daher mindestens 4 cm betragen. Sie ist kleiner als 6 cm, wenn der oberhalb dieses Temperaturfühlers in einer Bauteiltiefe von 6 cm angeordnete Fühler, keinen plötzlichen Temperaturanstieg misst. Eine ausreichende Betondeckung an diesem Temperaturfühler verhindert nämlich dann eine signifikante Temperaturerhöhung durch eine direkte Beflammung.

Für Beton ohne PP-Fasern wird der Verlauf der Abplatzungen auf Grundlage der Messstelle MS 4 aus den Brandversuchen [10] durchgeführt, da für diese Messstelle die Temperaturmessungen in den Querschnittstiefen vollständig aufgezeichnet wurden. Im Bereich der Messstelle MS 4 [10] liegen Abplatztiefen zwischen 6 cm und 7 cm vor. Da eine genauere Angabe nicht vorliegt, müssen die zugehörigen Berechnungen auch für beide genannten Abplatztiefen (6 cm und 7 cm) durchgeführt werden. Da in der Hydra-Berechnung aufgrund des gewählten Finite-Elemente-Netzes (Bild 37) die Temperaturen über die Bauteiltiefe jeweils alle 2 cm berechnet werden, wird für diese Vergleichsberechnung das Finite-Elemente-Netz angepasst, damit auch Temperaturen in einer Bauteiltiefe von 7 cm berechnet werden können. Die Berechnungsergebnisse werden anschließend mit den Messergebnissen der Messstelle MS 4 [10] verglichen.

Für Beton mit PP-Fasern wird analog vorgegangen. Hierzu wird jedoch die Messstelle MS 3 [10] herangezogen. Die Abplatztiefe liegt hier zwischen etwa 4 cm und 5 cm. Daher werden Berechnungen sowohl für eine Abplatztiefe von 4 cm als auch für

einer Abplatztiefe von 5 cm durchgeführt und anschließend mit den Messergebnissen der Messstelle MS 3 [10] verglichen. Für die Berechnung mit Hydra wird das Finite-Elemente-Netz (Bild 37) ebenfalls angepasst, damit auch Temperaturen in 5 cm Bauteiltiefe berechnet werden können.

Die im Versuch durchgeführten Temperaturmessungen für eine Abplatztiefe von 6 cm bis 7 cm (Beton ohne PP-Fasern) bzw. 4 cm bis 5 cm (Beton mit PP-Fasern) sollten daher zwischen den berechneten Temperaturen für die jeweiligen Abplatztiefen liegen.

Der Vergleich der Ergebnisse der Hydra-Berechnungen bzw. der analytischen Berechnungen mit den Temperaturmessungen aus den Versuchen [10] erfolgt nachfolgend exemplarisch für die 30. Minute und 60. Minute nach Brandbeginn und zeigt Folgendes:

#### 1) Ergebnisse für Beton ohne PP-Fasern

In den Bildern 57 und 58 sind die Temperaturberechnungen mit Hydra und der analytischen Berechnungsmethode für mittlere Abplatztiefen von 6 cm und 7 cm für Beton ohne PP-Fasern zur 30. bzw. 60. Minute dargestellt.

Die Temperaturmessungen aus den Brandversuchen für die Messstelle MS 4 [10] (Abplatztiefe zwischen 6 und 7 cm) liegen dabei nahezu vollständig zwischen den mit Hydra berechneten Temperaturen. Lediglich nach 60 Minuten ist die Temperaturmessung aus dem Versuch [10] in den Bauteiltiefen von 15 cm und 20 cm geringfügig höher als die berechneten Temperaturen für eine Abplatztiefe von 7 cm. Die Temperaturunterschiede von bis zu 4 °C sind allerdings gering.

Die analytisch berechneten Temperaturen liegen in einer Bauteiltiefe von 8 cm und 10 cm (30 und 60 Minuten nach Brandbeginn) für die Abplatztiefen von 6 cm und 7 cm über den Temperaturmessungen aus dem Brandversuch [10]. Beispielsweise wird bei einer Abplatztiefe von 6 cm 30 Minuten nach Brandbeginn in einer Bauteiltiefe von 8 cm eine Temperatur von 606 °C berechnet (Bild 57). Diese ist um 96 °C höher als die Temperaturmessung im Versuch (ca. 510 °C). Im 2 cm tiefer gelegenen Betonbereich (Bauteiltiefe 10 cm) beträgt der Temperaturunterschied zwischen der analytischen Be-

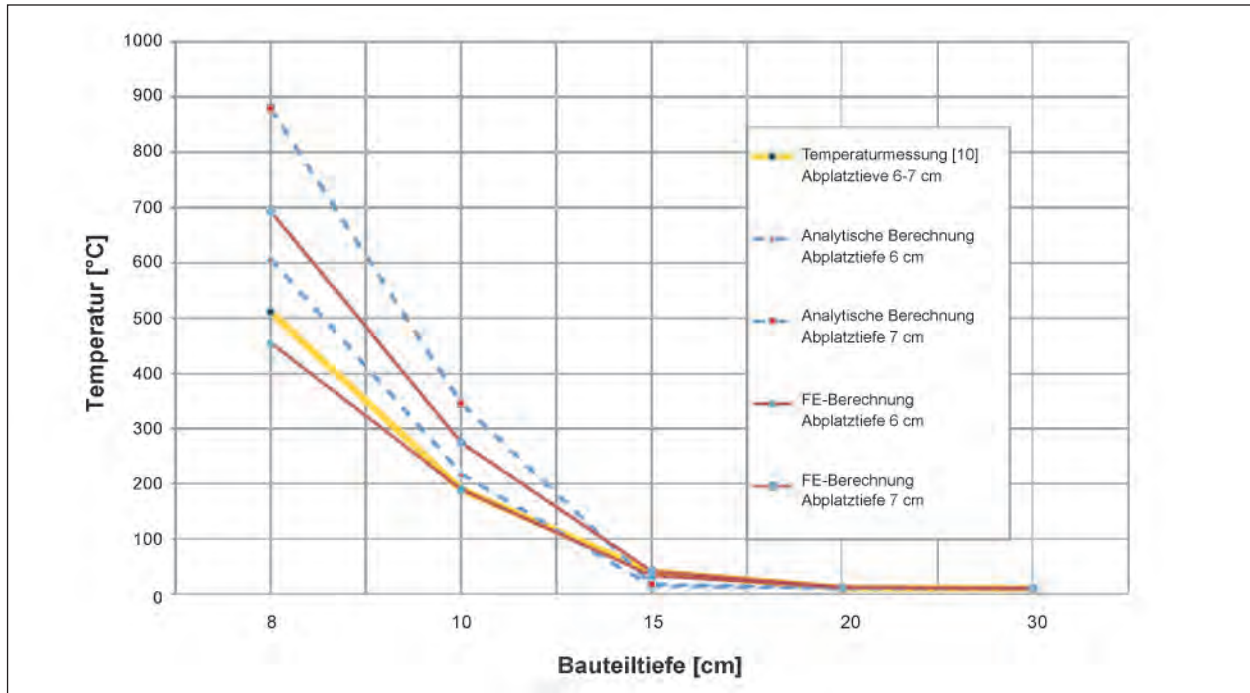


Bild 57: Ergebnisvergleich Beton ohne PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, t = 30 min

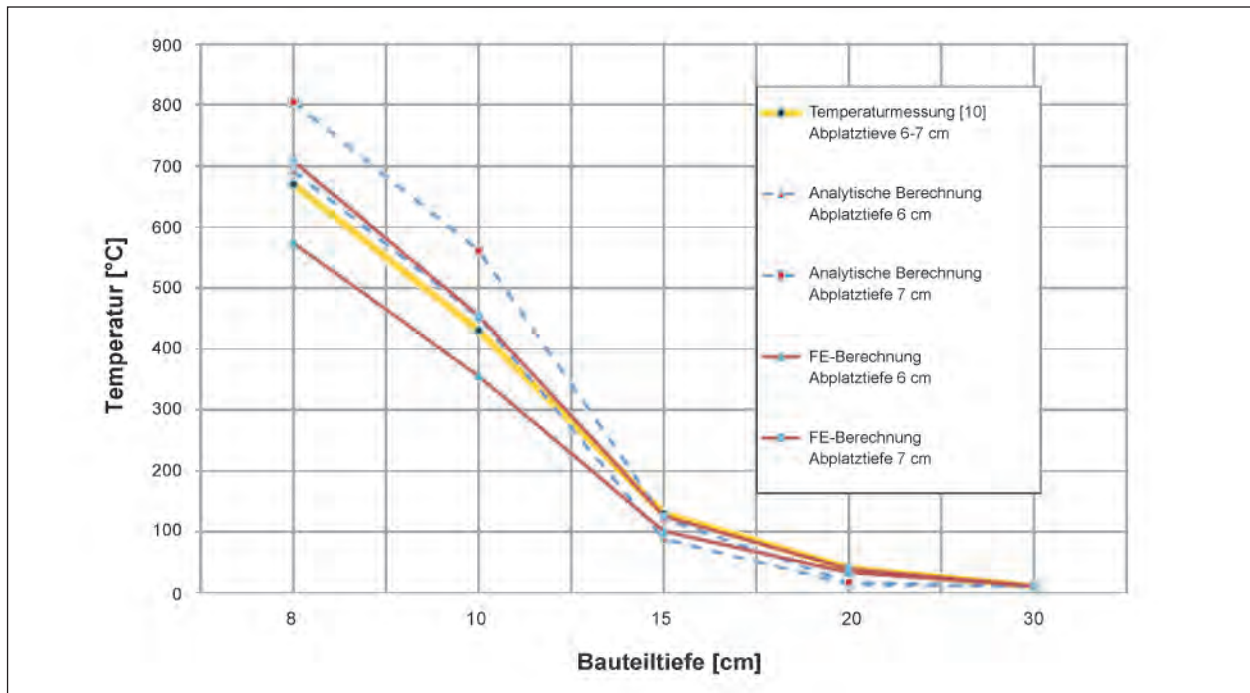


Bild 58: Ergebnisvergleich Beton ohne PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, t = 60 min

rechnung und den Temperaturmessungen aus dem Brandversuch zum gleichen Zeitpunkt bei gleicher Abplatztiefe [10] nur noch 28 °C.

## 2) Ergebnisse für Beton mit PP-Fasern

In Bild 59 und Bild 60 sind die Berechnungsergebnisse mit Hydra bzw. der analytischen

Berechnungsmethode sowie die Temperaturmessungen aus Versuchen [10] für mittlere Abplatztiefen 4 bis 5 cm für die 30. und die 60. Minute nach Brandbeginn dargestellt.

Der Vergleich der Hydra-Berechnungsergebnisse mit den Temperaturmessungen [10] zeigt ebenfalls, dass die Temperaturmes-

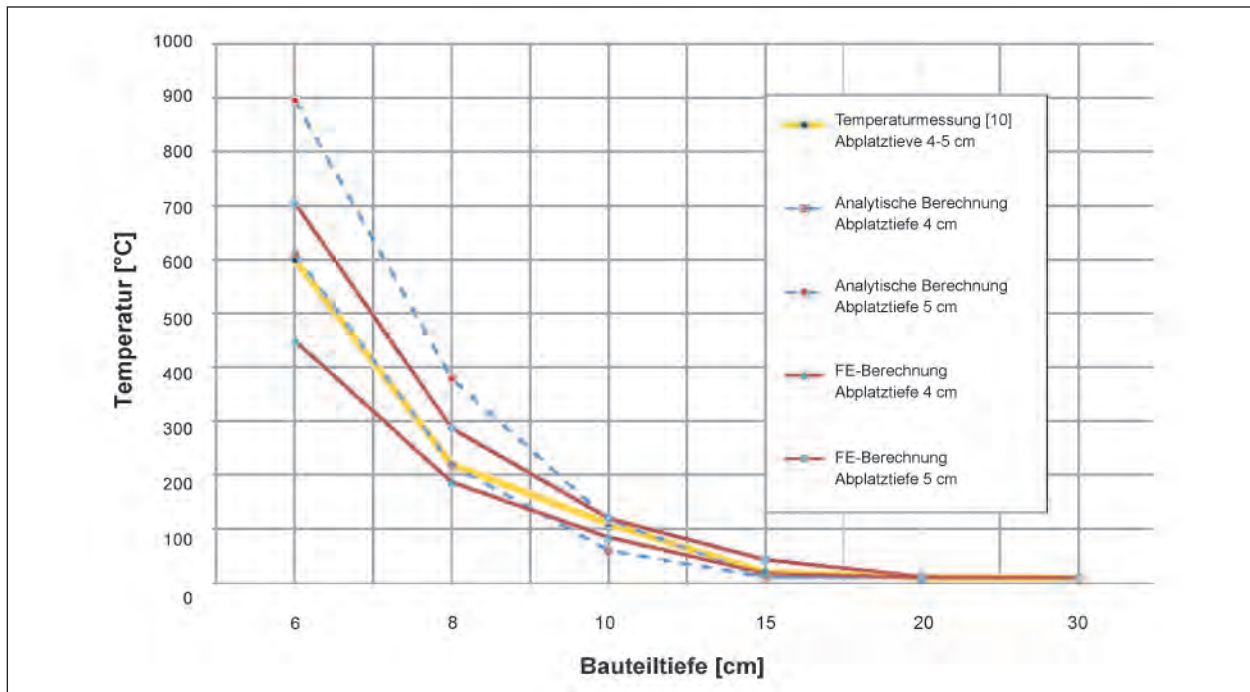


Bild 59: Ergebnisvergleich Beton mit PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, t = 30 min

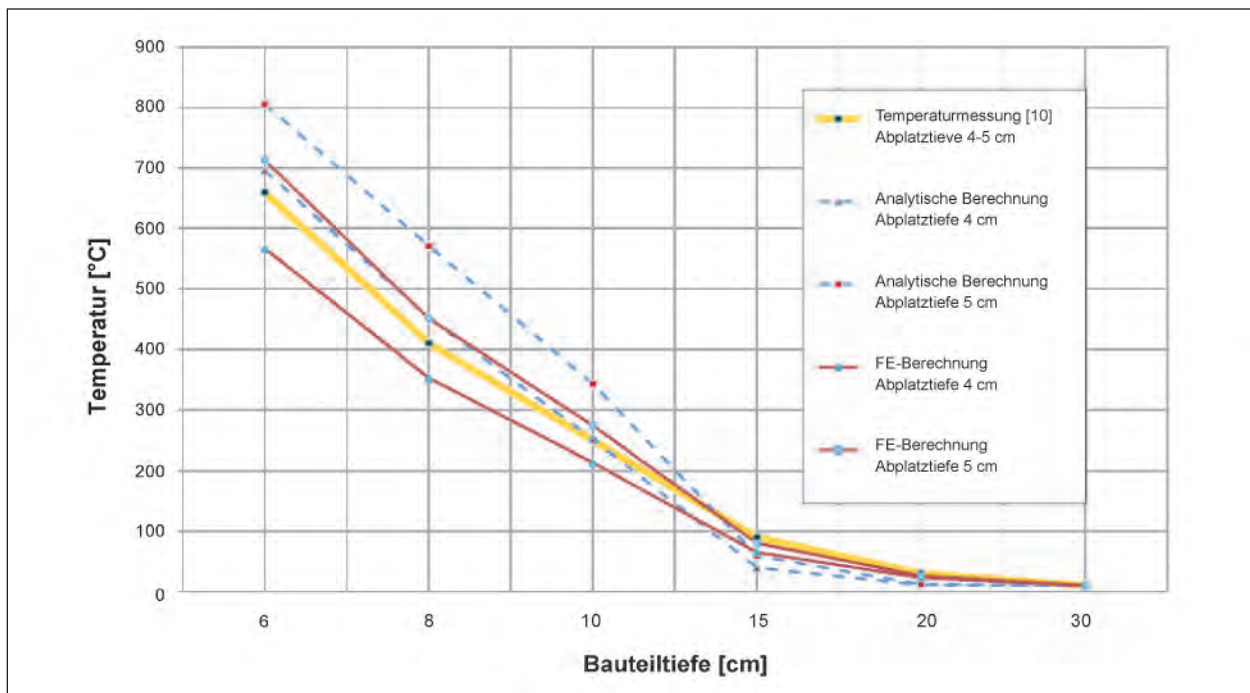


Bild 60: Ergebnisvergleich Beton mit PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, t = 60 min

sungen nahezu vollständig zwischen den mit Hydra ermittelten Temperaturen liegen. Lediglich nach 60 Minuten ist die Temperaturmessung aus dem Versuch [8] in den Bauteiltiefen von 15 cm und 20 cm um maximal 10 °C höher als die Temperaturberechnung mit Hydra für eine Abplatztiefe von 5 cm.

Die Temperaturunterschiede der analytischen Berechnungen für eine Abplatztiefe von 4 cm bzw. 5 cm sind im Vergleich zu den Temperaturmessungen im Brandversuch [10] relativ gering. In einer Bauteiltiefe von 8 cm wird 60 Minuten nach Brandbeginn für eine Abplatztiefe von 4 cm eine Temperatur von 452 °C berechnet. Der Temperaturunterschied zur Temperaturmessung



von 410 °C im Brandversuch beträgt somit 42 °C. Für die übrigen analytisch berechneten Temperaturen ergeben sich für die 30. bzw. 60 Minute noch geringere Temperaturunterschiede.

### 3.2.6 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen aus weiteren Forschungsvorhaben

Im Rahmen eines weiteren Forschungsvorhabens [9] wurden im Rahmen der Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen thermische Analysen mit der Software ABAQUS durchgeführt.

Bild 61 zeigt einen Vergleich der berechneten Temperaturverläufe im Bauteil zu den Zeitpunkten  $T = 90 \text{ min}$  und  $T = 120 \text{ min}$  unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve ohne Abplatzungen (TA 1). Der Vergleich wurde für diesen Zeitraum vorgenommen, da aus dem Temperaturverlauf in diesem Zeitrahmen erfahrungsgemäß die maximalen Zwangsschnittgrößen entstehen.

Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit Abweichungen von  $< 5 \%$ .

### 3.2.7 Zusammenfassung

Die Berechnung der Temperaturverläufe im Bauteil ist mit dem FE-Programm Hydra der Firma Sofistik durchgeführt worden. Vergleichend wurde eine „vereinfachte“ analytische Berechnungsmethode durchgeführt.

Es wurden sechs thermische Analysen TA 1 bis TA 6 (siehe Tabelle 6) für Beton mit PP-Fasern und Beton ohne PP-Fasern und den entsprechend differenzierten Betonabplatzungen durchgeführt. Als Einwirkung ist sowohl die ZTV-ING-Kurve als auch die verlängerten ZTV-ING-Kurve angesetzt worden.

Die Verifizierung der mit dem FE-Programm Hydra berechneten Temperaturverläufe (Bild 38 bis Bild 43) kann aus folgenden Gründen als gegeben gesehen werden:

- Für das FE-Programm Hydra liegt eine Validierung für das allgemeine Rechenverfahren nach DIN EN 1991-1-2/NA [22] vor.
- Die Berechnungsergebnisse zeigen sowohl für Beton ohne PP-Fasern als auch für Beton mit PP-Fasern eine gute Übereinstimmung mit den Temperaturmessungen aus den Brandversuchen [10, 14].
- Die vergleichend durchgeführte analytische Berechnung zeigt im oberflächennahen Querschnittsbereich Ergebnisunterschiede zu den FE-Ergebnissen und den Temperaturmessungen aus den Brandversuchen auf. Dies wird auf die bei der analytischen Berechnung gewählte temperaturunabhängige konstante Temperaturleitzahl des Betons zurückgeführt. Da die Temperaturleitzahl im Voraus nicht bekannt war, wurde diese für den in [5] empfohlenen Temperaturbereich von 200 °C bis 400 °C zu  $0,4 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^2/\text{s]}$  festgelegt (Bild 48). Die ge-

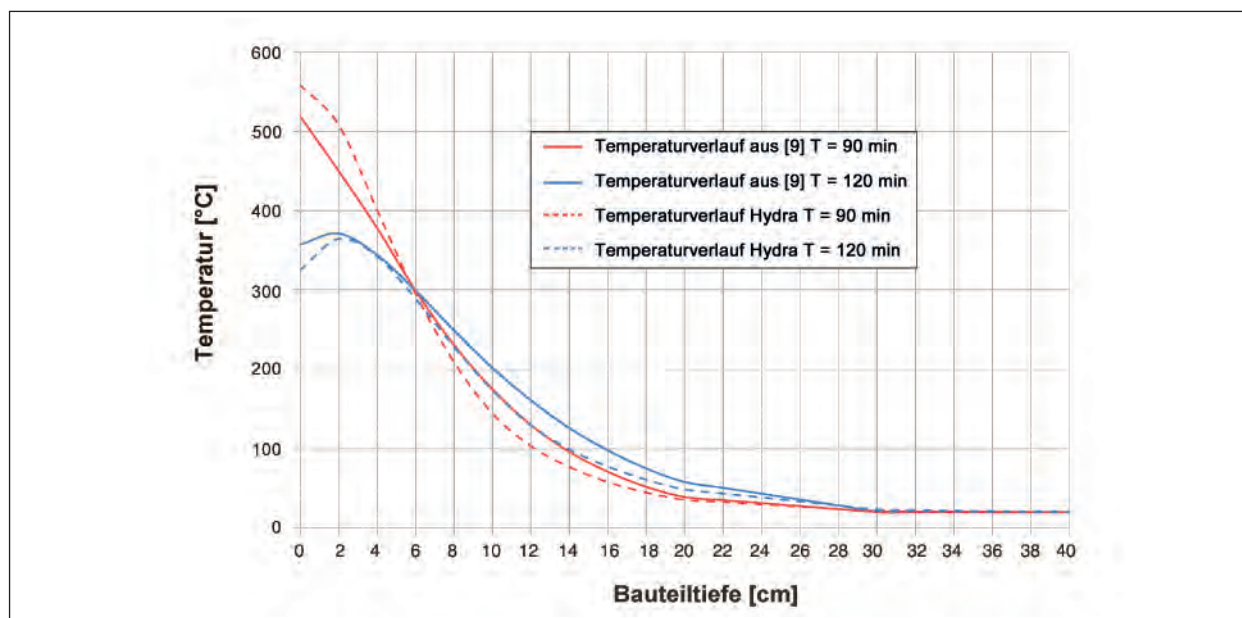


Bild 61: Vergleich des Temperaturverlaufs mit den Ergebnissen aus [9]



wählte Temperaturleitzahl des Betons führt in der Berechnung dazu, dass höhere Temperaturen im oberflächennahen Querschnittsbereich ermittelt werden. Mit einer iterativen Berechnung unter Anpassung der Temperaturleitzahlen könnten genauere Ergebnisse erzielt werden.

- Es konnte eine gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse der Software Hydra mit den FE-Ergebnissen der Software ABAQUS aus dem Forschungsvorhaben [9] festgestellt werden. Der Vergleich erfolgte für den Temperaturverlauf im Bauteil zum Zeitpunkt  $T = 90 \text{ min}$  und  $T = 120 \text{ min}$ , in diesem Zeitraum entstehen erfahrungsgemäß die größten Zwangsschnittgrößen.

### 3.3 Mechanische Analyse

#### 3.3.1 Grundlagen

Gemäß Definition der DIN EN 1992-1-2 [4] für das im Rahmen des Forschungsvorhabens angewandte „allgemeine Rechenverfahren“ folgt der „thermischen Analyse“ die „mechanische Analyse“.

Bei der mechanischen Analyse werden die resultierenden Zwängungen aus der Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den maßgebenden Gebrauchslastfällen (Kaltbemessung) überlagert und daraus die maßgebenden Schnittgrößen berechnet.

Die statischen Berechnungen für die mechanische Analyse erfolgen analog zur Kaltberechnung (siehe Kapitel 2) mit dem Programm STAR2 von Sofistik über ein Finite-Elemente-Modell (FEM) auf Basis des Weggrößenverfahrens.

Die Zwangsschnittgrößen im Brandfall entstehen aus der thermischen Dehnung in Abhängigkeit der Temperaturverteilung im Beton. Bild 62 zeigt die Zunahme der Betondehnung in Abhängigkeit der Temperatur, wobei Kurve 1 den Verlauf mit quarzhaltigem Zuschlag und Kurve 2 mit kalksteinhaltigem Zuschlag darstellen. Für die Berechnungen wird auf der sicheren Seite liegend quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt. Der Einfluss des Zuschlags wird im Kapitel 4.5 bewertet.

Bild 63 zeigt die thermische Dehnung von Stahl in Abhängigkeit der Temperatur. Es zeigt sich, dass das thermische Dehnungsverhalten von Beton und Stahl nahezu gleich ist und daher der Stahlbeton bei der Berechnung der thermischen Dehnungsverteilung als homogener Baustoff gesehen werden kann.

Die Temperaturprofile aus der thermischen Analyse erzeugen thermische Verlängerungen bzw. thermische Dehnungen im Querschnitt (siehe Bild 64).

In der iterativen Schnittgrößenermittlung werden die Zwangsschnittgrößen aus der Brandeinwirkung so berücksichtigt, dass die im Rahmen der thermischen Analyse ermittelte nichtlineare Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt mit der spannungsabhängigen Dehnungsverteilung aus den Gebrauchslasten überlagert wird.

Unter der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte ergibt sich die Dehnung des Querschnitts

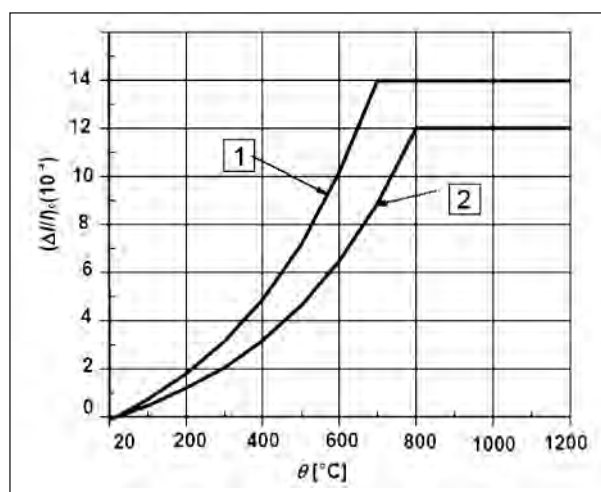


Bild 62: Thermische Dehnung von Beton [4]

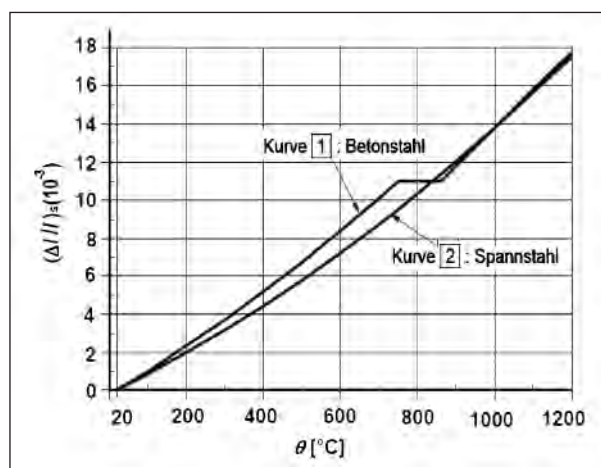


Bild 63: Thermische Dehnung von Stahl [4]

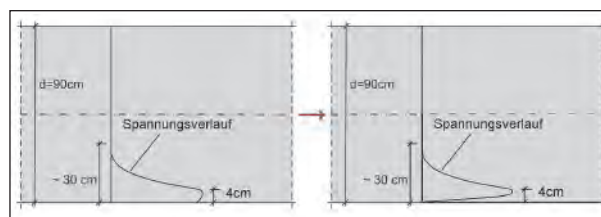


Bild 64: Thermische Dehnung aus Temperaturverteilung

aus der Dehnungsebene bezogen auf den Schwerpunkt und die Temperaturdehnungen zu [31]:

$$\varepsilon = \varepsilon_s - y \cdot k_y + z \cdot k_z - \varepsilon_{th}(\Theta) \quad \text{Gl. 12}$$

Für jedes Element werden die nichtlinearen Spannungen ermittelt und zu Gesamtschnittgrößen integriert, die in der iterativen Berechnung als nichtlineare Steifigkeiten oder plastische Krümmungen verwendet werden:

$$\begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & ES_z & ES_y \\ ES_z & EI_y & EI_{yz} \\ ES_y & EI_{yz} & EI_z \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon - \varepsilon_{pl} \\ k_y - k_{y, pl} \\ k_z - k_{z, pl} \end{bmatrix}$$

Gl. 13

Eine analytische Lösung ist nicht möglich, da aus drei Gleichungen neun Unbekannte zu ermitteln sind [31]. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt daher iterativ unter Variation der Steifigkeiten und Anpassung des Bewehrungsgehaltes.

Die Brandeinwirkung wird analog dem vereinfachten Nachweis in den Wänden und der Decke einer Tunnelzelle angesetzt. Der Konstruktionsbeton im Sohlbereich wird aufgrund der Überdeckung durch den Straßenaufbau keiner bzw. einer vernachlässigbaren thermischen Beanspruchung im Brandfall ausgesetzt.

Im Rahmen einer Parameteruntersuchung wird im Kapitel 4.2.1 für den breiten Tunnelquerschnitt (RQ 26T) der Einfluss eines Entfalls der Brandeinwirkung auf eine Wand untersucht, da bei einem Brand eines Fahrzeugs auf dem Standstreifen die Mittelwand wahrscheinlich nicht mit der vollen Brandeinwirkung beansprucht wird.

Das gewählte Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und der damit einhergehenden Steifigkeitsabminderung (Zustand II) sowie der temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist entsprechend DIN-FB 102, Anhang 2 erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks die kritische Stahldehnung oder die kritische Betondehnung oder der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist. Die Berechnungen erfolgen in mehreren Zeitstufen mit Berücksichtigung der entsprechenden temperaturabhängigen Baustoffeigenschaften.

### 3.3.2 Temperaturabhängiges Materialverhalten

Die temperaturabhängigen Baustoffeigenschaften werden nach DIN EN 1992-1-2 [4] angesetzt und nachfolgend vorgestellt.

Bild 65 zeigt die Festigkeitsreduzierung des Betons in Abhängigkeit der Temperatur (Kurve 1: quarzhaltiger Zuschlag, Kurve 2: kalksteinhaltiger Zuschlag). Bei Temperaturen größer 100 °C nimmt die Festigkeit ab, bei 800 °C sind nur noch 20 % der Ausgangsfestigkeit vorhanden.

Bild 66 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten Spannungs-Dehnungslinien des Betons auf Grundlage der Tabelle 3.1 der DIN EN 1992-1-2 [4]. Aus den Spannungs-Dehnungslinien zeigt sich die deutliche Abnahme des E-Moduls mit zunehmender Temperatur. Die in der Berechnung berücksichtigten Arbeitslinien enthalten bereits die Anteile aus Kriechen durch Berücksichtigung eines geringeren Tangentenmoduls gemäß DIN EN 1992-1-2 [4].

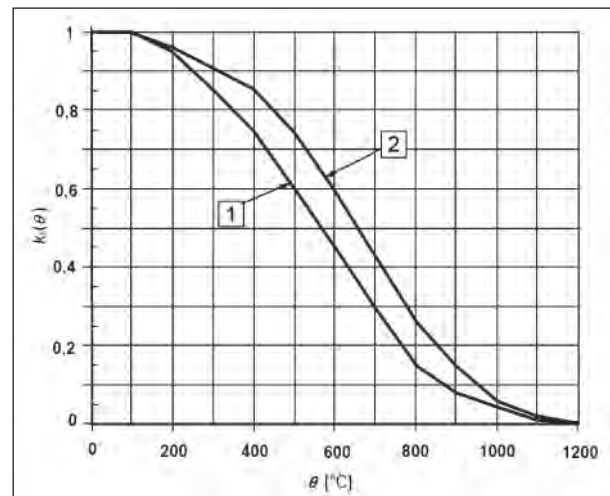


Bild 65: Verringerung der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Temperatur [4]

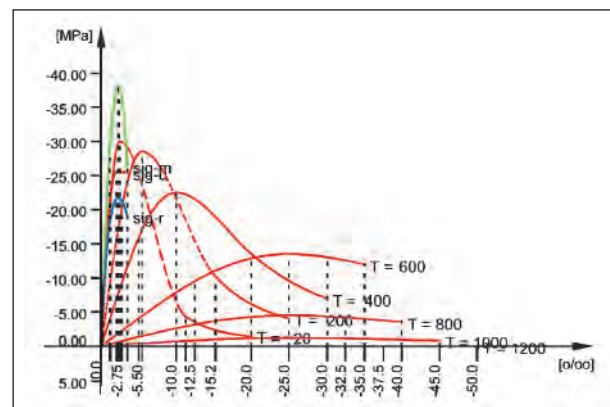
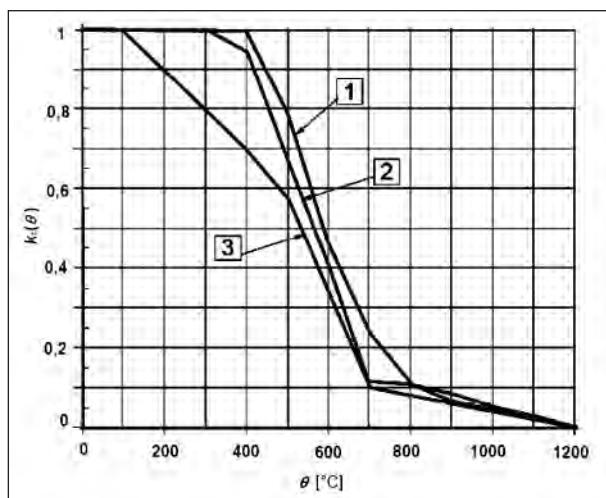


Bild 66: Spannungs-Dehnungsbeziehung Beton mit quarzhaltigem Zuschlag unter erhöhten Temperaturen Beton C30/37 nach [4]

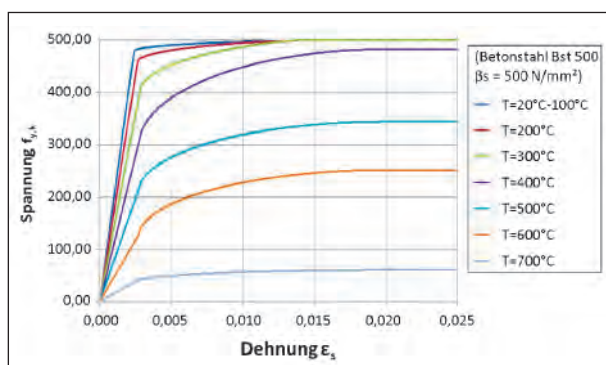
Das Bild 67 zeigt die Festigkeitsreduzierung des Betonstahls in Abhängigkeit der Temperatur (Kurve 1: BSt 500 warmgewalzt, Kurve 2: BSt 500 kaltverformt und Kurve 3: Druckbewehrung und Zugbewehrung mit  $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$ ). Die Festigkeit des Betonstahls nimmt ab einer Temperatur von ca. 300 °C (kaltverformt) bzw. 400 °C (warmgewalzt) ab. Die kritische Betonstahl-Temperatur für die Tragfähigkeit ist bei ca. 500 °C zu sehen, da hier eine Reduzierung auf ca. 60 % der Streckgrenze eintritt und damit das Spannungsniveau des Gebrauchszustands erreicht wird.

Bild 68 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten temperaturabhängigen Spannungsdehnungslinien für den Betonstahl BSt 500 (kaltverformt).

Bei Betonstahltemperaturen größer 300 °C treten temperaturabhängige plastische Dehnungen des Betonstahls auf. Zur Vermeidung erhöhter Verformungen des Tragwerks und damit erhöhten Sanierungsaufwandes sollte die max. Betonstahltemperatur auf 300 °C beschränkt bleiben.



**Bild 67:** Verringerung der charakteristischen Festigkeit von Stahl in Abhängigkeit der Temperatur [4]



**Bild 68:** Spannungs-Dehnungslinien Betonstahl (kaltverformt) in Abhängigkeit der Temperatur nach [4]

Über den Ansatz der Spannungsdehnungslinien des kaltverformten Betonstahls sind auf der sicheren Seite liegend auch die Eigenschaften des warmgewalzten Betonstahls abgedeckt. Dies ist damit zu begründen, dass der warmgewalzte Betonstahl (Bild 65, Kurve 1) einen etwas geringeren Festigkeitsverlust als der kaltverformte Betonstahl (Bild 65, Kurve 2) hat.

### 3.3.3 Bestimmung der Abplatztiefen

#### Beton mit PP-Fasern

Bei den statischen Berechnungen für den Tunnelquerschnitt aus Beton mit PP-Fasern werden die vollen Querschnittsdicken ohne Berücksichtigung von Abplatzungen angesetzt. Die Zulässigkeit der Vernachlässigung von Abplatzungen gegenüber den Annahmen in den thermischen Analysen TA 5 und TA 6 (siehe Tabelle 6) wird folgendermaßen begründet:

- Die in den thermischen Analyse TA 5 und TA 6 angenommene Abplatztiefe von 4 cm (mittlere Abplatztiefe 3 cm + 1 cm Vorhaltemaß), basierend auf Ergebnissen des Großbrandversuches an einem Rechteckrahmen [10] aus Faserbeton (PP-Fasern), ist als relativ hoher Wert zu sehen und wurde im Sinne einer Risikobetrachtung in dieser Höhe für die thermische Analyse gewählt. Dass diese Höhe nicht repräsentativ ist, zeigt auch der Vergleich mit den Ergebnissen aus den Großbrandversuchen mit Gewölbequerschnitten [10] aus Faserbeton (PP-Fasern), wo lediglich mittlere Abplatztiefen von 2 mm und 6 mm festgestellt wurden. Die relativ hohe Abplatztiefe bei dem Rechteckrahmen wird gemäß [10] auf Fehlstellen mit unzureichender Anzahl von Fasern und damit auf ein Qualitätssicherungsproblem bei der Herstellung des Probekörpers zurückgeführt. Als Gründe werden die späte Faserzugabe zum Frischbeton und die sehr steife Frischbetonkonsistenz genannt [10]. Die Abplatztiefen sind daher als nicht repräsentativ zu sehen. Die praxiserichte und qualitätsgesicherte Herstellung von Faserbeton soll noch im Rahmen von Pilotprojekten in der Ausführung optimiert bzw. bestätigt werden. Es wird derzeit davon ausgegangen, dass zukünftig größere und generelle Qualitätssicherungsprobleme hinsichtlich der Faserverteilung dann ausgeschlossen werden können.
- Im Bild 69 sind als Ergebnis der thermischen Analysen die maximalen Temperaturen der luftseitigen Bewehrung (Achsabstand 7 cm) unter



Variation der Abplatztiefe und der Brandeinwirkung (ZTV-ING-Kurve bzw. verlängerte ZTV-ING-Kurve) dargestellt. Es zeigt sich, dass bei einer wahrscheinlichen Abplatztiefe von < 3 cm die Betonstahl – Temperatur im Bereich von ca. 370 °C (siehe TA 7, Bild 69) liegt. Nach Bild 67 ist damit eine Festigkeit des Betonstahls von 100 % (warmgewalzt) bzw. 95 % (kaltverformt) vorhanden, womit eine ausreichende Tragfähigkeit sichergestellt ist. Auch bei Abplatztiefen von 4 cm liegt bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve die maximale Betonstahltemperatur unter der kritischen Betonstahl-Temperatur von 500 °C (siehe Kapitel 3.3.2). Für die Lastfälle nach dem Brand haben die nichtreversiblen Festigkeitsminderungen auf 60 % bei kaltverformtem Betonstahl zur Folge, dass die Gebrauchslastfälle nach dem Brand nur mit einer Sicherheit von 1,0 und nicht mit den normgemäßen Sicherheiten nachgewiesen werden können. Weiter resultieren aus den erhöhten Betonstahltemperaturen größere plastische Verformungen. Aus diesen Sachverhalten resultiert ein erhöhter Sanierungsbedarf, um die normgemäße Sicherheit zur Wiederinbetriebnahme sicherzustellen.

- Eine luftseitige Bauteildickenreduzierung bis 3 cm hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Bemessungsergebnisse. Im Bereich der positiven Biegemomente (Zugzone luftseitig) liegt die

Querschnittsreduzierung im Bereich der Betondeckung und hat somit keinen Einfluss auf die Bemessung, da die statische Nutzhöhe gleich bleibt. Im Bereich der Rahmenecken mit negativen Biegemomenten nehmen zwar die Höhe der Betondruckzone und damit die statische Nutzhöhe ab, andererseits resultiert aus der kleineren Biegesteifigkeit durch die Bauteildickenreduzierung auch ein entsprechend kleineres Zwangsbiegemoment.

- Das Abplatzrisiko bzw. die Abplatztiefe ist bei realen Tunnelbränden aufgrund des höheren Betonalters und damit niedrigerer Betonfeuchte im Randbereich gegenüber den 130 d alten Probekörpern der Großbrandversuche [10] grundsätzlich geringer.

Als Fazit kann somit festgehalten werden, dass die Vernachlässigung von geringen Abplatzungen bei den statischen Berechnungen für Beton mit PP-Fasern keinen wesentlichen Einfluss auf die Bemessungsergebnisse hat.

#### Beton ohne PP-Fasern

Bei den statischen Berechnungen für den Tunnelquerschnitt aus Beton ohne PP-Fasern werden die aus den Brandversuchen [10] abgeleiteten Abplatzungen und Zwangsbeanspruchungen entsprechend den thermischen Analysen TA 3 und TA 4

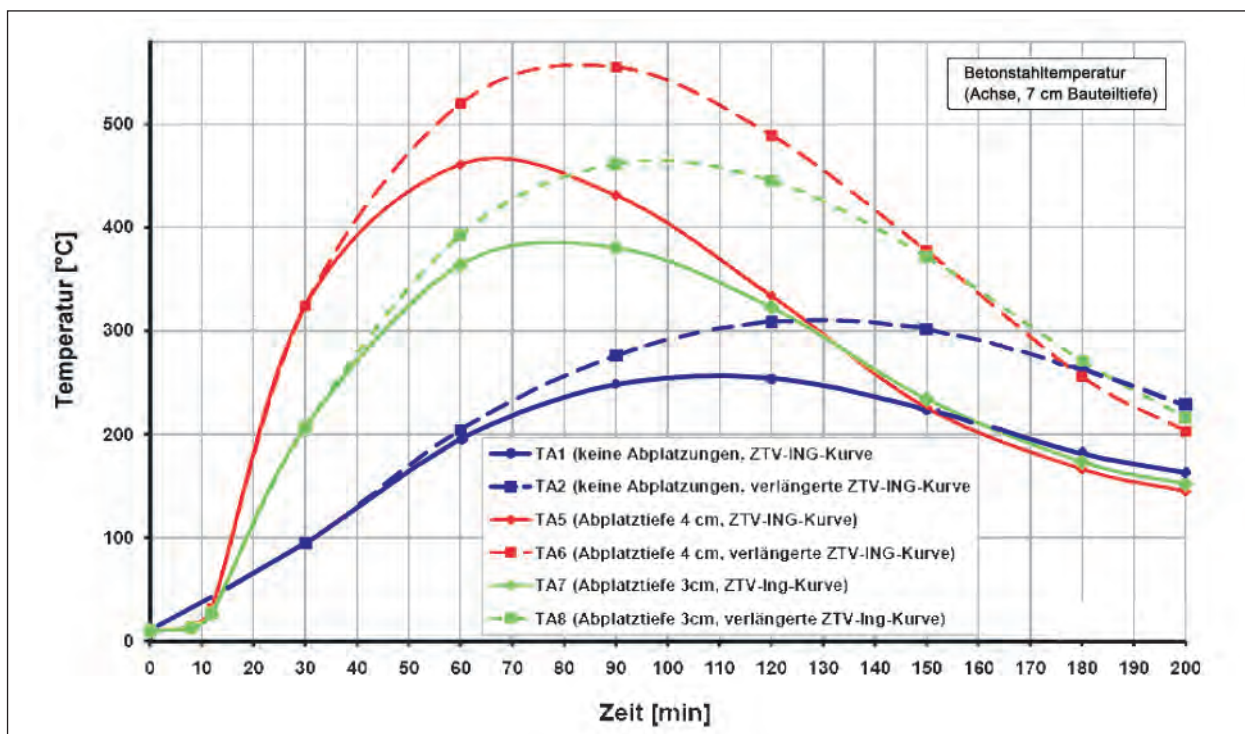


Bild 69: Betonstahltemperatur (Bewehrungsachse, 7 cm Bauteiltiefe)



(siehe Tabelle 6) angesetzt. Demnach wird eine Betonabplatzung von 8 cm berücksichtigt. Die Betonabplatzungen werden in der Decke berücksichtigt, da die Auswertung der Brandversuche [10] gezeigt hat, dass die Abplatzungen im Bereich der Wände deutlich geringer sind bzw. nicht auftreten. Statische Voruntersuchungen haben gezeigt, dass ein Ansatz der Betonabplatzungen von 8 cm auch in den Wänden keinen entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößenermittlung hat.

### 3.3.4 Berechnungsvariationen

Es werden Berechnungen für Beton mit PP-Fasern und Beton ohne PP-Fasern und den entsprechenden Ansätzen der Betonabplatzungen durchgeführt.

Gemäß Aufgabenstellung ist der Einfluss aus der Einwirkung einer ZTV-ING-Brandkurve und der verlängerten ZTV-ING-Brandkurve auf das Tragverhalten zu untersuchen.

Hieraus resultieren insgesamt folgende Berechnungsvariationen:

#### Beton mit PP-Fasern

- BQ 1: RQ 26t, Beton mit PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, 0 cm Abplatzung (thermische Analyse 1),
- BQ 2: RQ 26t, Beton mit PP-Fasern, verlängerte ZTV-ING-Brandkurve, 0 cm Abplatzung (thermische Analyse 2).

#### Beton ohne PP-Fasern

- BQ 3: RQ 26t, Beton ohne PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, 8 cm Abplatzung in Decke (thermische Analyse 3),
- BQ 4: RQ 26t, Beton ohne PP-Fasern, verlängerte ZTV-ING-Brandkurve, 8 cm Abplatzung in Decke (thermische Analyse 4).

#### Lastfallkombinationen/Teilsicherheitsbeiwerte

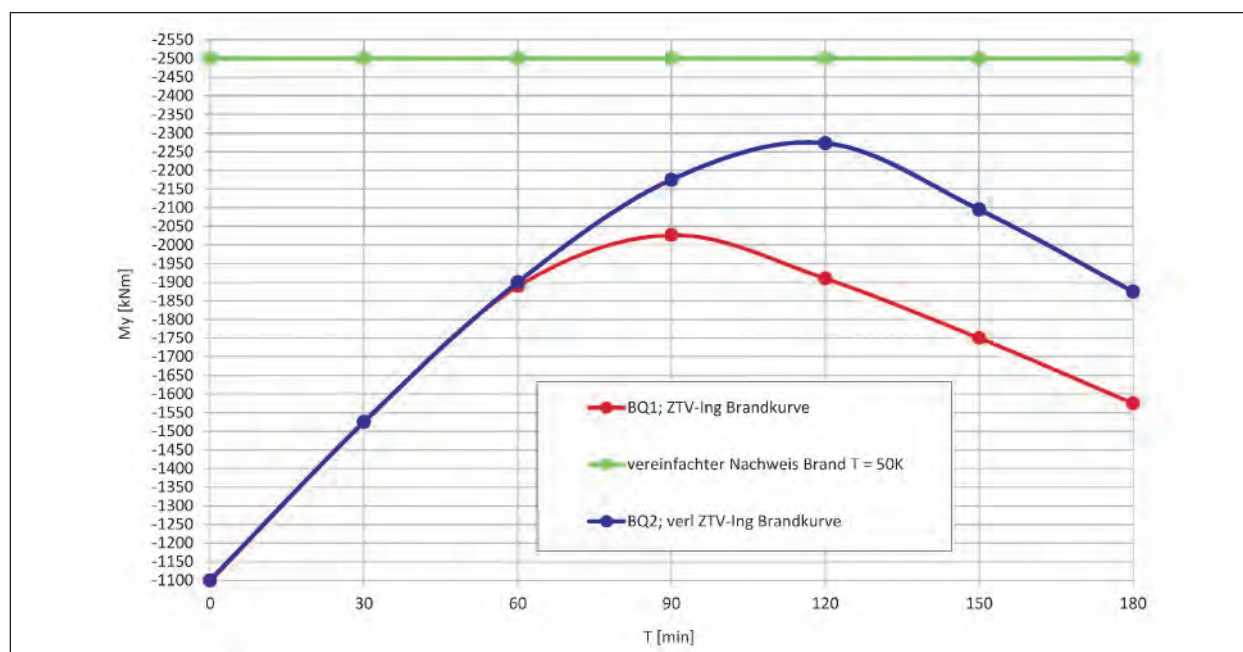
Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN-FB 101, Kapitel II, Ziffer 9.4.2 (siehe auch Kapitel 2.1.4).

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe werden in Abweichungen zu DIN-FB 102 (siehe Kapitel 2.1.4) sowohl für Beton als auch für Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-2, Ziffer 2.3 [4] und DIN EN 1992-1-2/NA [32] auf 1,0 festgelegt.

Für jede Berechnung werden die Lastfallkombinationen analog dem vereinfachten Brandlastnachweis gemäß Kapitel 2.3 mit Vernachlässigung der Temperaturlastfälle Sommer und Winter berücksichtigt:

- LK 1: max H + min V↓ + Brand links,
- LK 2: min H + max V↓ + Brand links.

Da die Zwangsschnittgrößen aus der Brandbeanspruchung in Abhängigkeit der entsprechenden zeitabhängigen thermischen Dehnungen variieren, wird vorab eine Berechnung für die Zeitstufen  $t = 0$ ,



**Bild 70:** Verlauf des Stützbiegemomentes in der Decke (Bereich Mittelwand) in Abhängigkeit der Zeit



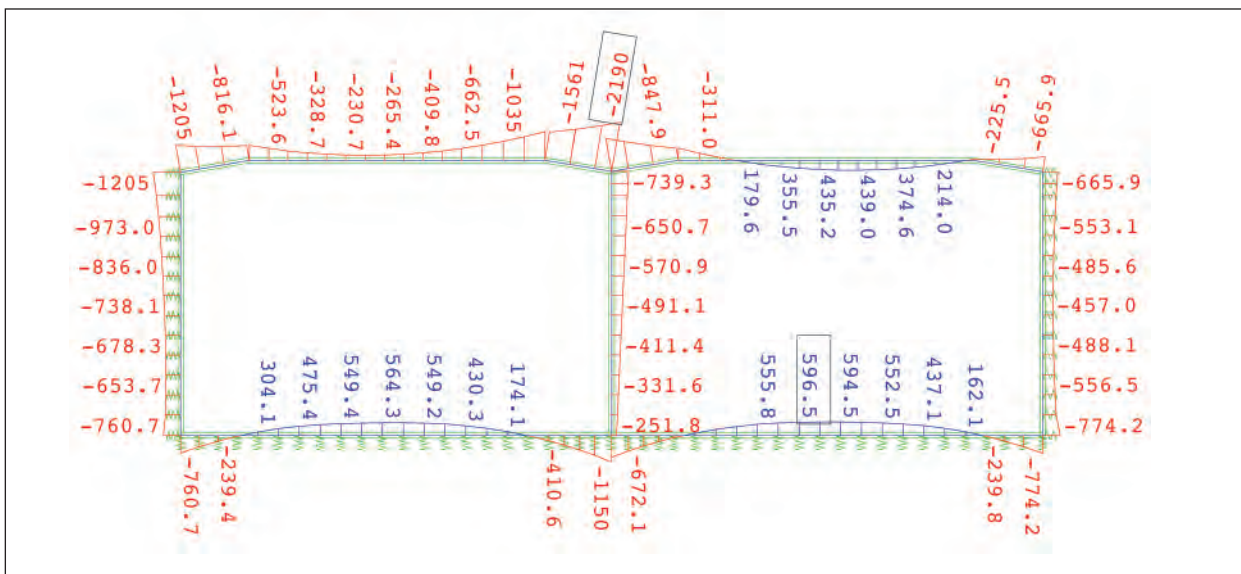


Bild 73: Min Biegemomente BQ 1 [kNm]

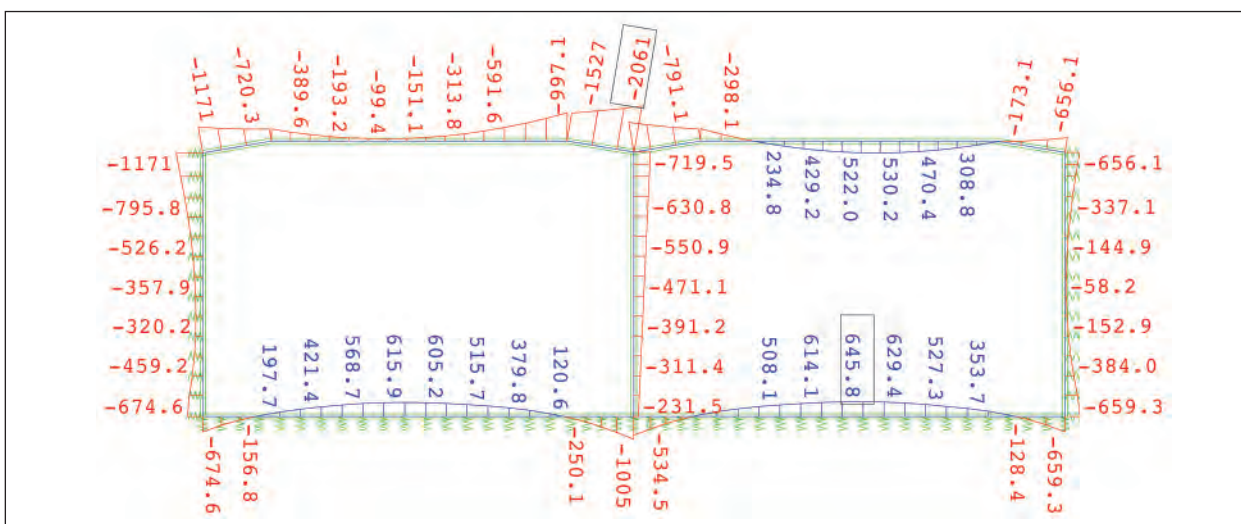


Bild 74: Max Biegemomente BQ 1 [kNm]

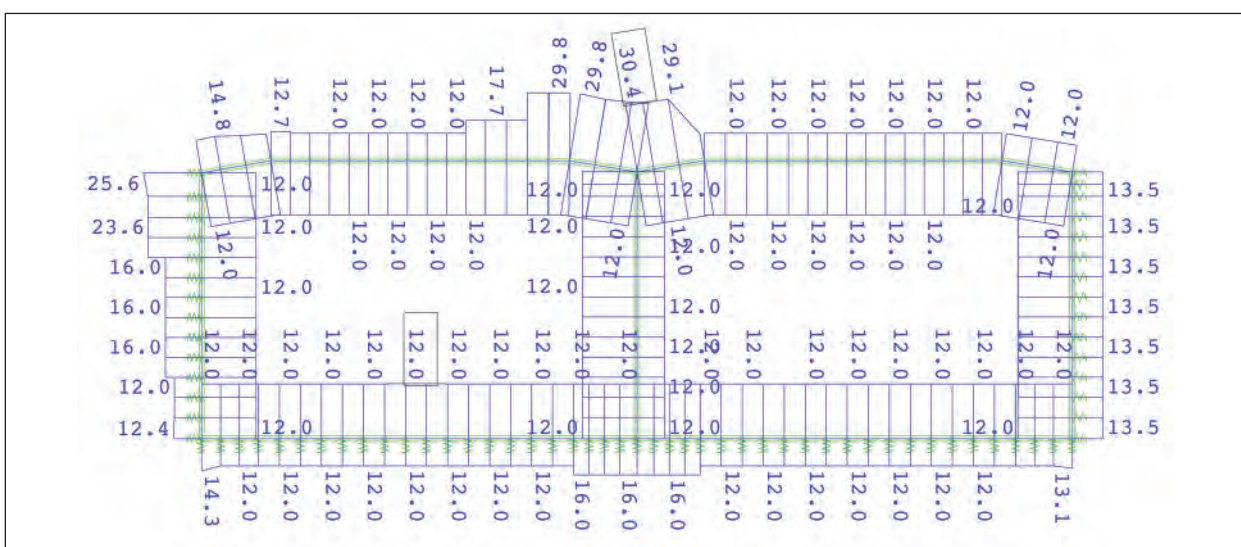


Bild 75: Erf. Bewehrung BQ 1 [cm²/m]









### 3.3.6 Nachweise für Beton ohne PP-Fasern

#### Allgemeines

Die berücksichtigte Betonabplattung von 8 cm in der Decke hat einen Ausfall der luftseitigen Bewehrung zur Folge, da bei einer üblichen Betondeckung der Bestandstunnel von 4 cm bis 6 cm durch die fehlende Verbundwirkung sowie die starke Erwärmung die luftseitige Bewehrung der Decke nicht mehr tragfähig ist.

Aus programmtechnischen Gründen wurde zur Erhöhung der Iterationsstabilität eine untere Bewehrung in einer Größenordnung von 0,08 cm<sup>2</sup>/m berücksichtigt (siehe auch Bild 85). Da die Bewehrung

ca. auf Höhe der Nulllinie der Dehnungsverteilung angeordnet wurde und die Materialeigenschaft des Betonstahls auf 0,2 % der Ursprungswerte reduziert wurde, hat die untere Bewehrung keinen Einfluss auf die Schnittgrößenermittlung.

#### Schnittgrößen/Bemessung für BQ 3

Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Normalkraft (Bild 81 und Bild 82)/Biegemoment (Bild 83 und Bild 84)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 85) für den Berechnungsquerschnitt 3 (RQ 26t, Beton ohne PP-Fasern, ZTV-ING-Brandkurve, 8 cm Abplattung in der Decke) dargestellt.

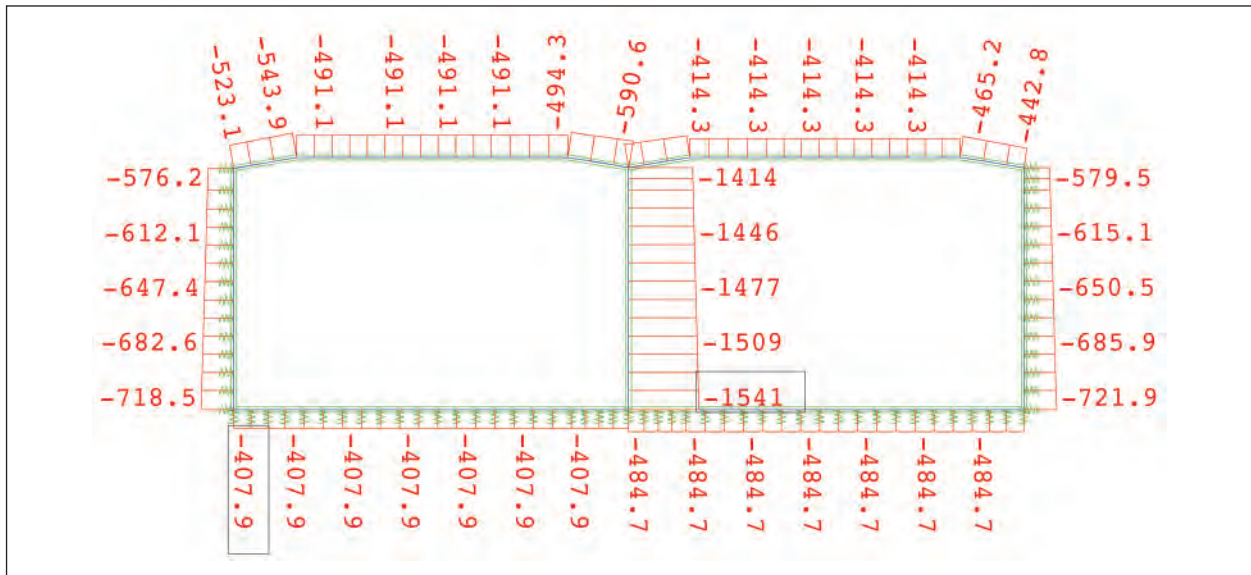


Bild 81: Min Normalkraft BQ 3 [kN]

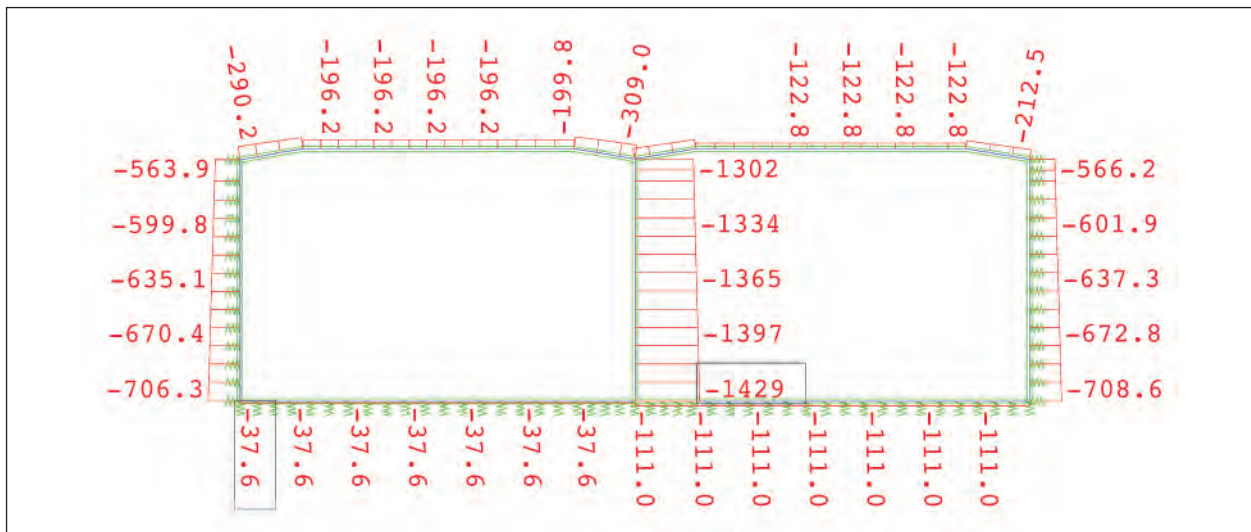


Bild 82: Max Normalkraft BQ 3 [kN]









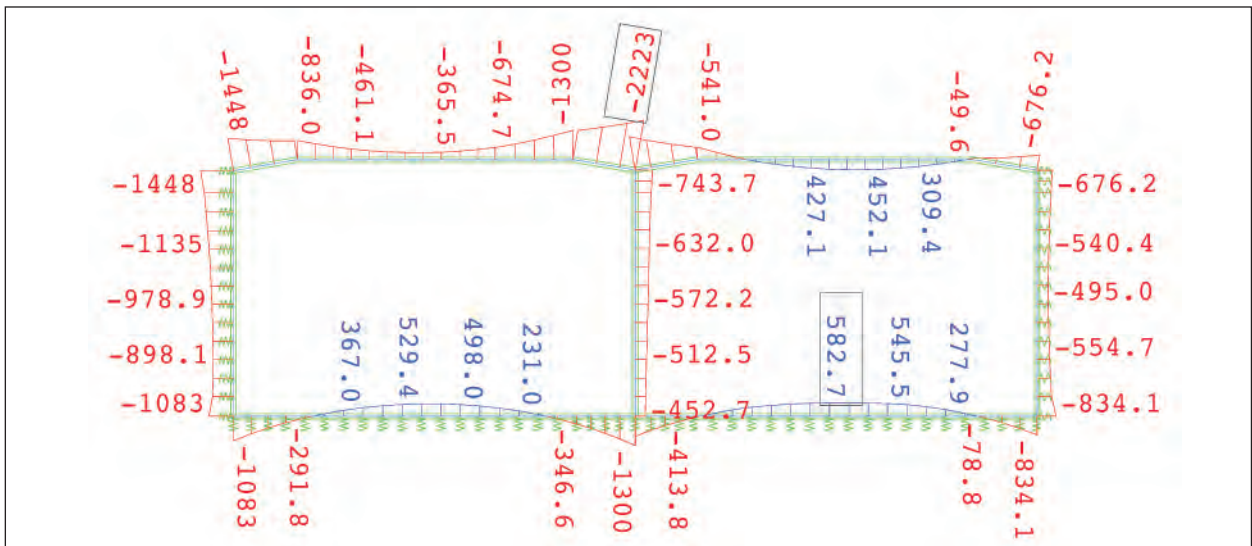


Bild 88: Min Biegemomente BQ 4 [kNm]

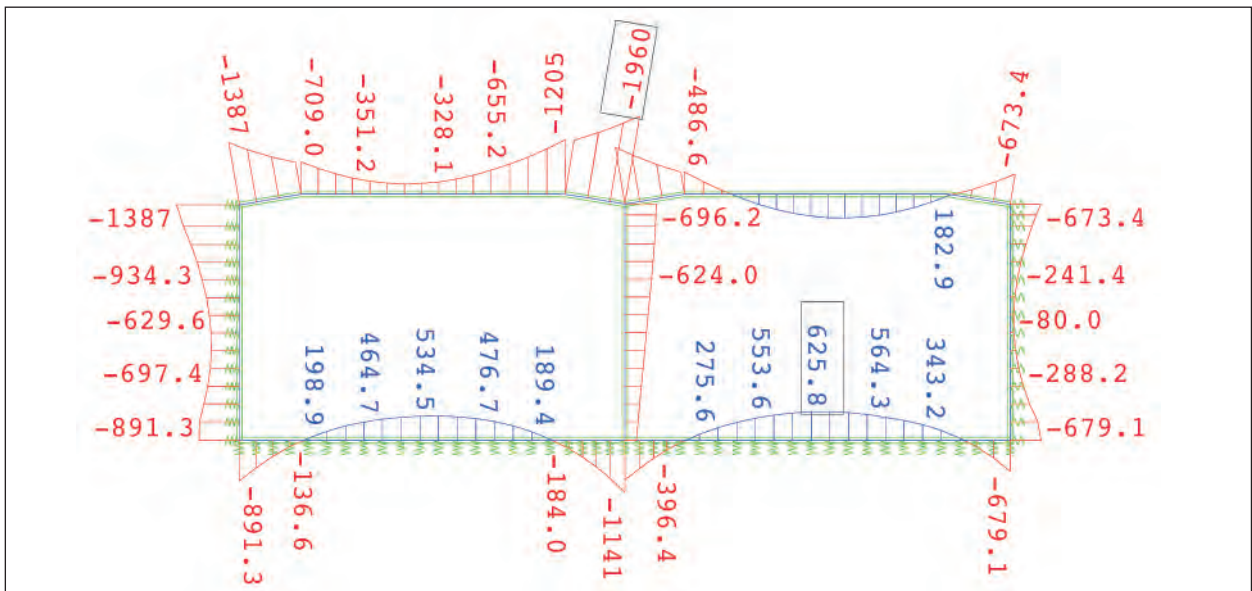


Bild 89: Max Biegemomente BQ 4 [kNm]

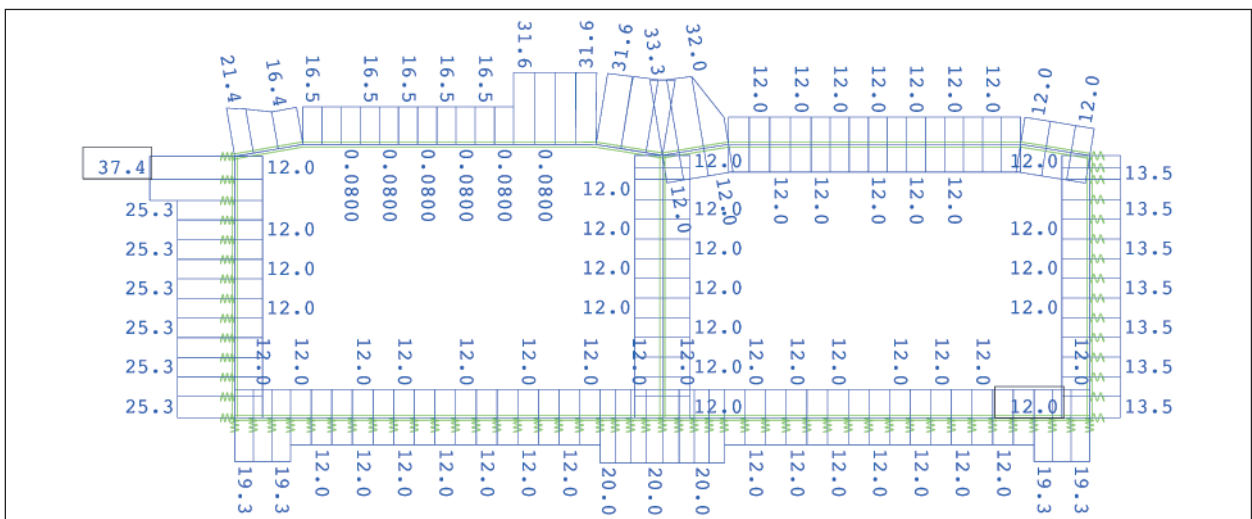


Bild 90: Erf. Bewehrung BQ 4 [cm²/m]

änderung der Schnittgrößen und der erforderlichen Bewehrung gegenüber den Nachweisen für den Beton mit PP-Fasern (BQ 1 und BQ 2). Dies ist darauf zurückzuführen, dass während des Brandes aufgrund des negativen Zwangsbiegemomentes keine Zugbeanspruchung auf der Deckeninnenseite auftritt und sich daher der Ausfall der luftseitigen Bewehrung nicht entscheidend auswirkt.

- Bei den genaueren rechnerischen Nachweisen des Brandfalls führt die Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve sowohl bei dem Beton mit PP-Fasern (BQ 2) als auch bei dem Beton ohne PP-Fasern (BQ 4) zu ca. 10 % höheren Zwangsbiegemomenten gegenüber den Nachweisen mit Einwirkung der ZTV-ING-Kurve (BQ 1 bzw. BQ 3).

## 4 Parameteruntersuchungen für genauere rechnerische Nachweise des Brandfalls

### 4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden eine Übersicht und eine Bewertung über Parameter mit Einfluss auf die Ergebnisse des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls gegeben. Im Rahmen von Parameteruntersuchungen wird u. a. der Einfluss des statischen Systems auf die Ergebnisse der ge-

naueren rechnerischen Nachweise untersucht. Zusätzlich zu dem repräsentativen Tunnelquerschnitt RQ 26t werden die breiten, zweizelligen Tunnelquerschnitte RQ 26T und RQ 33T sowie ein einzelner Tunnelquerschnitt RQ 10,5T untersucht.

## 4.2 Einfluss statisches System

### 4.2.1 Tunnelquerschnitt RQ 26T

Das Bild 91 zeigt den Tunnelquerschnitt RQ 26T. Der RQ 26T hat gegenüber dem RQ 26t zusätzlich einen Standstreifen. Die Konstruktionsdicken sind aufgrund einer Vorbemessung mit Auftriebsnachweisen sowie aufgrund von Praxisbeispielen zu 1,0 m für die Sohle, 1,0 m für die Außenwände, 0,8 m für die Mittelwand und 1,2 m für die Tunneldecke gewählt worden.

Aus dem Lichtraumprofil RQ 26T und den gewählten Konstruktionsdicken ergeben sich somit Außenabmessungen von  $B = 26,80$  m und  $H = 7,85$  m.

Die Randbedingungen (Baugrund und Grundwasser, Baustoffe) und die statische Modellierung sowie das Vorgehen zur Schnittgrößenermittlung und Bemessung entsprechen dem repräsentativen Tunnelquerschnitt RQ 26t (siehe Kapitel 2.1).

Die Untersuchungen werden für einen Beton mit PP-Fasern, d. h. ohne Berücksichtigung von Abplatzungen, unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve durchgeführt.

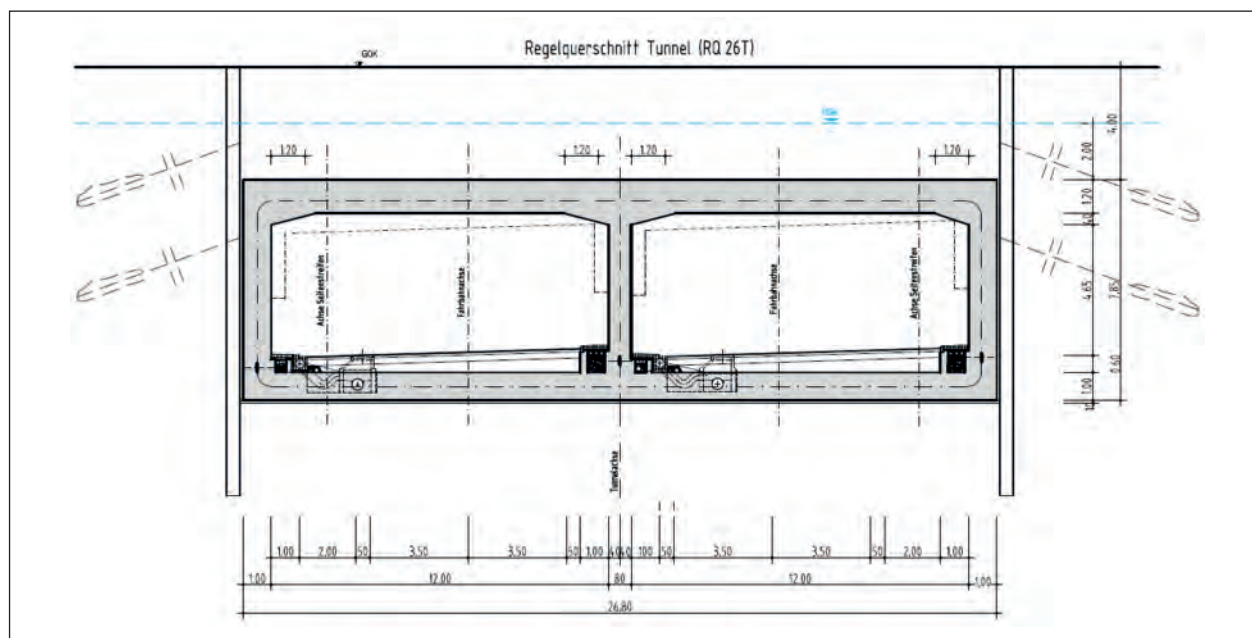


Bild 91: Repräsentativer Tunnelquerschnitt (RQ 26T)















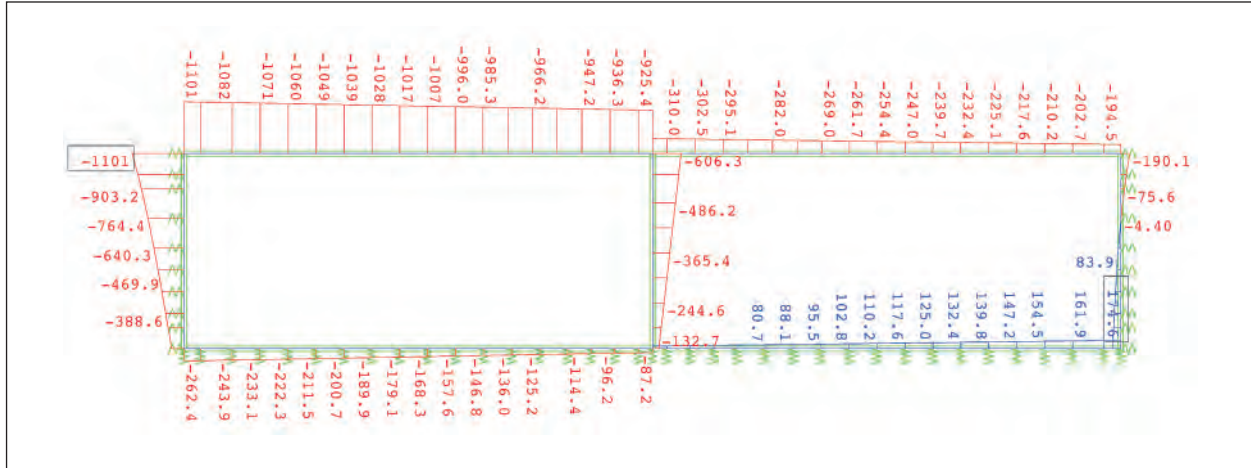


Bild 105: Biegemomente aus Einzellastfall Brand [kNm]

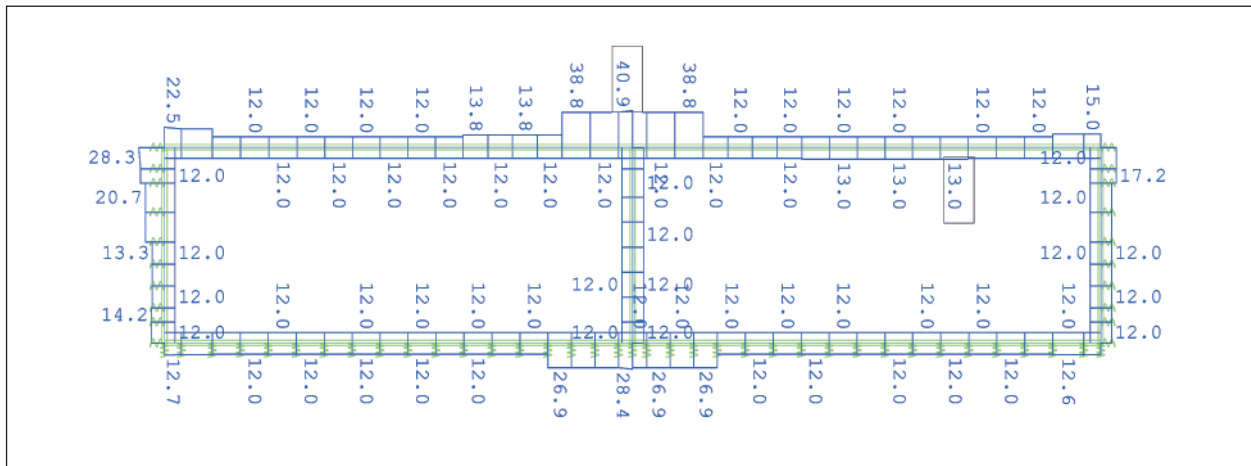


Bild 106: Erf. Bewehrung außergewöhnliche Bemessungssituation Brand [cm²/m]

4.2.3 Tunnelquerschnitt RQ 10,5T

Das Bild 107 zeigt den untersuchten einzelligen Tunnelquerschnitt RQ 10,5T.

Die Randbedingungen (Baugrund und Grundwasser, Baustoffe) und die statische Modellierung sowie das Vorgehen zur Schnittgrößenermittlung und Bemessung entsprechen dem repräsentativen Tunnelquerschnitt RQ 26t.

Die Konstruktionsdicken sind aufgrund einer Vorbeurteilung mit Auftriebsnachweisen sowie aufgrund von Praxisbeispielen zu 1,1 m für die Sohle, 0,6 m für die Außenwände und 0,6 m für die Tunneldecke gewählt worden. Aus dem Lichtraumprofil RQ 10,5T und den gewählten Konstruktionsdicken ergeben sich somit Außenabmessungen von B = 10,70 m und H = 7,35 m.

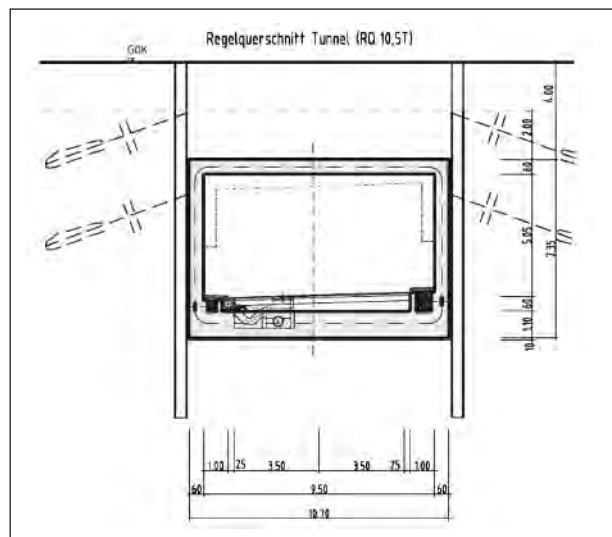


Bild 107: Repräsentativer Tunnelquerschnitt (RQ 10,5T)

Die Untersuchungen werden für einen Beton mit PP-Fasern, d. h. ohne Berücksichtigung von Ab-

platzungen, unter Einwirkung der ZTV-ING Kurve durchgeführt.

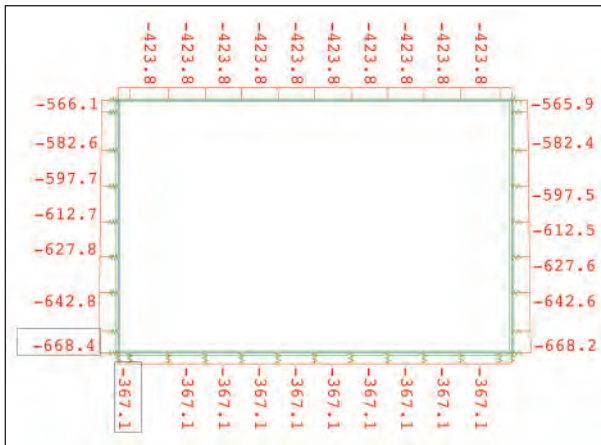


## Schnittgrößen/Bemessung

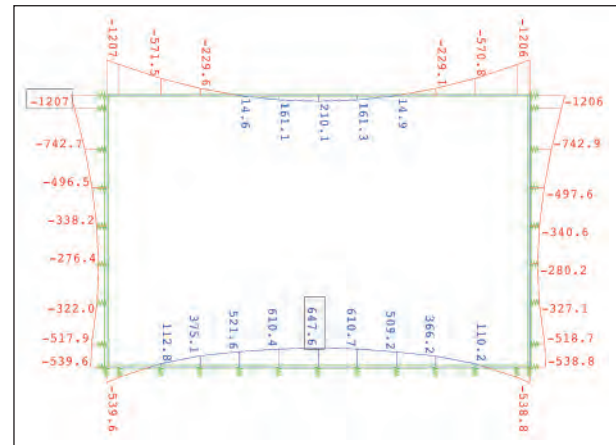
Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgröße (Normalkraft (Bild 108 und Bild 109)/Biegemoment (Bild 110 und Bild 111)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 113) dargestellt.

- LK 1: max H + min V↓ + Brand links,
- LK 2: min H + max V↓ + Brand links.

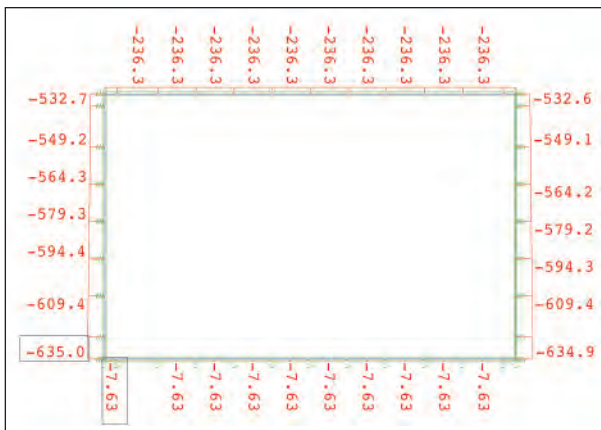
Zusätzlich sind die Biegemomente aus dem Einzellastfall Brand dargestellt. (Bild 112)



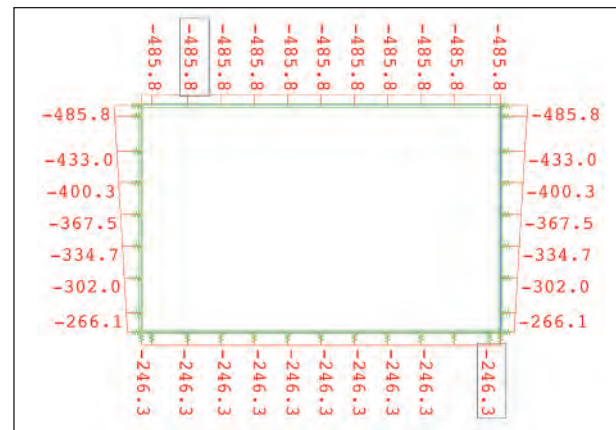
**Bild 108:** Min Normalkraft außergewöhnliche Bemessungssituation Brand [kN]



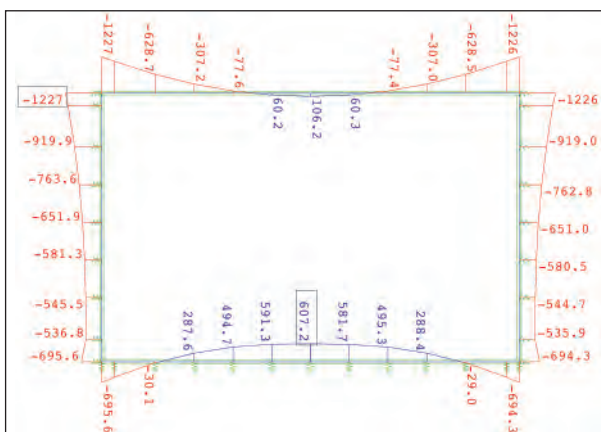
**Bild 111:** Max Biegemomente außergewöhnliche Bemessungssituation Brand [kN]



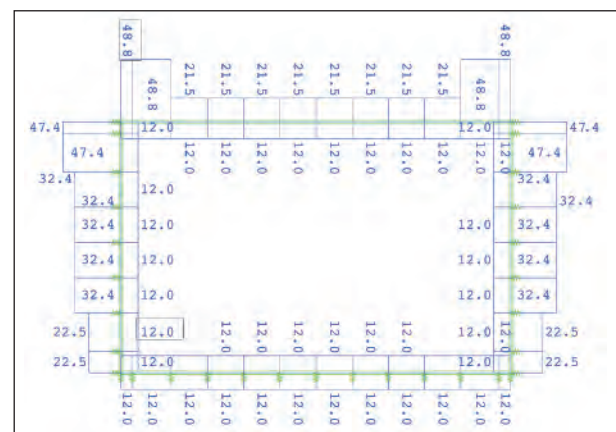
**Bild 109:** Max Normalkraft außergewöhnliche Bemessungssituation Brand [kN]



**Bild 112:** Max Biegemomente Einzellastfall Brand [kNm]



**Bild 110:** Min Biegemomente außergewöhnliche Bemessungssituation Brand [kNm]



**Bild 113:** Erf. Bewehrung RQ 10,5T [cm²/m]

#### 4.2.4 Vergleich der Bemessungsergebnisse

Für eine vergleichende Bewertung der Bemessungsergebnisse für die verschiedenen statischen Systeme sind neben den im Kapitel 4.2 vorgestellten Berechnungen noch zusätzliche Berechnungen mit variierenden Bauteildicken durchgeführt worden, sodass insgesamt folgende Berechnungsergebnisse verglichen werden können:

- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 60 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 90 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 120 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 150 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 90 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26T, Deckendicke: 120 cm, Außenwanddicke: 100 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26T, Decken- und Außenwanddicke: 150 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 33T, Deckendicke: 150 cm, Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 100 cm, Auflast: 1 m.

In Tabelle 11 sind die Zwangsschnittgrößen aus dem Lastfall Brand vergleichend nach Bauteildicke zusammengestellt.

| Zwangsschnittkräfte aus LF Brand in Deckenmitte | M [kNm] | N [kN] | Abweichung M [kNm] vom Mittelwert |
|---|---------|--------|-----------------------------------|
| RQ 26t, d = 90 cm                               | -650    | -100   | 4,6 %                             |
| RQ 10,5T, d = 90 cm                             | -713    | -97    | 4,6 %                             |
| RQ 26t, d = 120 cm                              | -851    | -129   | 3,9 %                             |
| RQ 10,5T, d = 120 cm                            | -909    | -138   | 2,6 %                             |
| RQ 26T, d = 120 cm                              | -899    | -149   | 1,5 %                             |
| RQ 10,5T, d = 150 cm                            | -1.032  | -171   | 1,2 %                             |
| RQ 26T, d = 150 cm                              | -1.071  | -176   | 2,5 %                             |
| RQ 33T, d = 150 cm                              | -1.030  | -174,5 | 1,1 %                             |

Tab. 11: Zwangsschnittkräfte in Deckenmitte unter Variation des statischen Systems

Es zeigt sich, dass die Zwangsschnittgrößen bei gleicher Bauteildicke unabhängig vom statischen System in ähnlicher Größenordnung liegen (Abweichung ca. 5 %). Es wird daher angenommen, dass der Einfluss des statischen Systems (Anzahl Zellen, Größe Stützweite) auf die Zwangsschnittgrößen aus dem Lastfall Brand als untergeordnet und vernachlässigbar zu sehen ist.

#### 4.3 Einfluss Bauteildicke

Die Bauteildicke hat nach dem bisherigen vereinfachten Brandschutznachweis nach ZTV-ING (Ansatz eines linearen Temperaturgradienten von 50 K) einen deutlichen Einfluss auf das Zwangsbiegemoment.

Das Zwangsbiegemoment ermittelt sich demnach über folgende Beziehung:

$$M_{\Delta T} = E \cdot I \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta T}{d} = \frac{E \cdot b \cdot a_T \cdot \Delta T}{12} \cdot d^2 \quad \text{Gl. 14}$$

Dies bedeutet bei Annahme einer vollständigen Zwängung eine proportionale Abhängigkeit des Zwangsbiegemomentes zum Quadrat der Bauteildicke  $d$ .

Die Ergebnisse der durchgeführten thermischen Analysen und die Erkenntnisse aus Brandversuchen zeigen, dass sich die Temperatureindringung im Bauteil bei einer Brandeinwirkung gemäß ZTV-ING-Kurve auf eine Tiefe von ca. 30 cm (Bild 114) beschränkt. Die Zwangsnormalkraft aus behinderter Dehnung ist also unabhängig von der Bauteildicke. Eine Erhöhung der Bauteildicke führt damit lediglich zu einer Erhöhung des Zwangsbiegemoments.

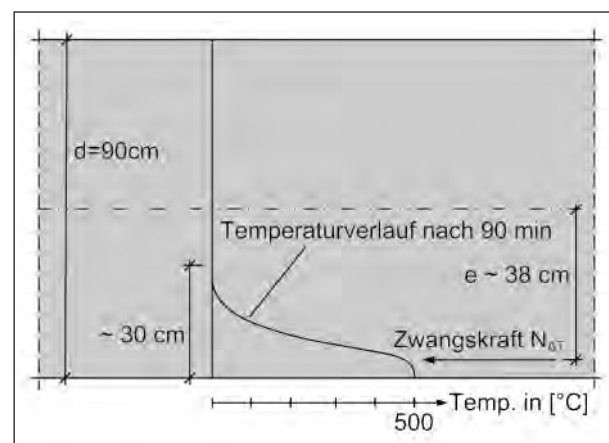


Bild 114: Zwangsnormalkraft  $N_{\Delta T}$  aus behinderter Dehnung durch Temperaturbeanspruchung

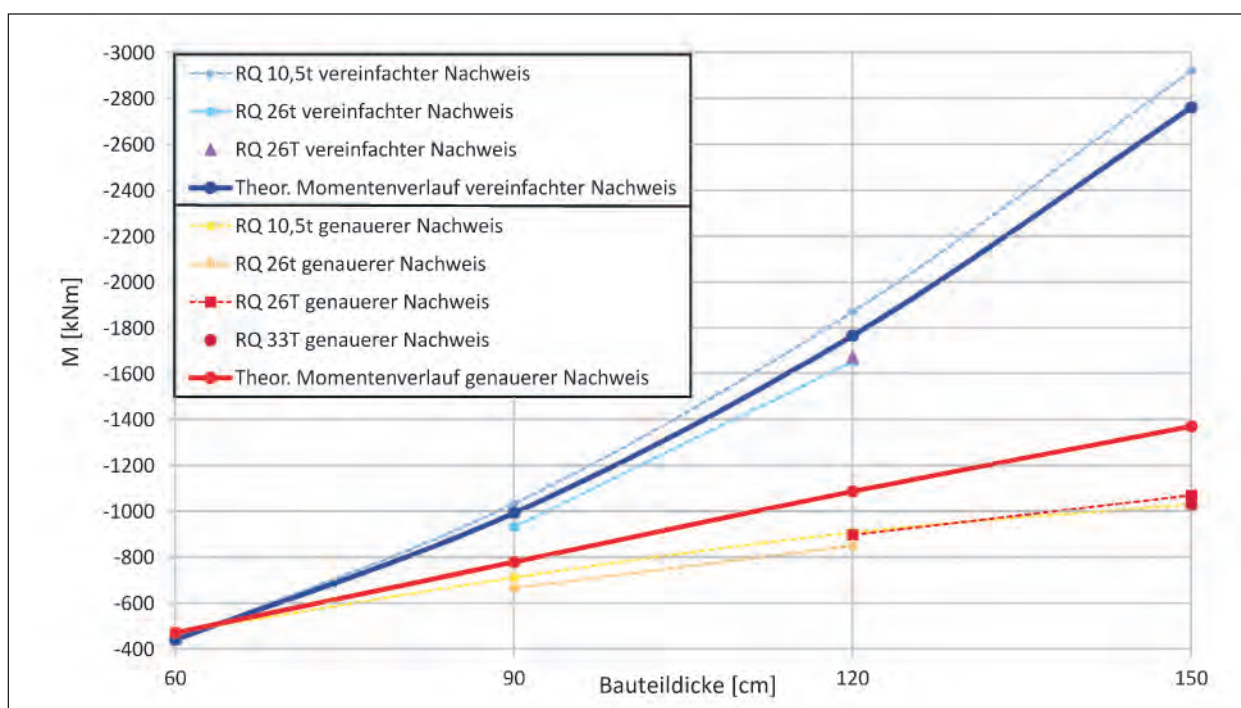


Bild 115: Erhöhung Zwangsbiegemoment in Abhängigkeit der Bauteildicke

menten im Verhältnis zum entsprechend vergrößerten Hebelarm zur Systemlinie.

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e \quad \text{Gl. 15}$$

Bei einem genaueren rechnerischen Nachweis des Brandfalls liegt damit theoretische eine lineare Erhöhung des Zwangsbiegemomentes zur Bauteildicke vor.

In Bild 115 wird die theoretische Abhängigkeit des Zwangsbiegemomentes aus Brand von der Bauteildicke nach vereinfachtem Nachweis ( $\Delta T$  50 K) und genauerem Nachweis im Vergleich zu den berechneten Zwangsbiegemomenten aus den durchgeführten Berechnungsvariationen (siehe Kapitel 4.2.4) dargestellt.

Die theoretische Erhöhung der Zwangsbiegemomente bestätigen sich über die Berechnungsergebnisse relativ gut. Die Abweichungen von bis zu 15 % bei dem genaueren rechnerischen Nachweis sind auf die nichtlinearen Einflüsse des Berechnungsverfahrens (Zustand II, temperaturabhängige Materialeigenschaften) zurückzuführen.

### Fazit

Die Bauteildicke hat entscheidenden Einfluss auf die Größe des Zwangsbiegemomentes und muss bei der Nachweisführung entsprechend berücksich-

tigt werden. Beim genaueren rechnerischen Nachweis ist die Zunahme des Zwangsbiegemomentes mit Erhöhung der Bauteildicke deutlich geringer als beim vereinfachten Nachweis.

## 4.4 Einfluss Betonfeuchte

Die Betonfeuchte hat Einfluss auf die Temperaturverteilung im Bauteil und auf das Abplatzverhalten.

### Temperaturverteilung

Der Feuchtegehalt des Betons beeinflusst die Temperaturverteilung im Beton. Mit steigendem Feuchtegehalt erfolgt durch die Verdampfung des Kapillarwassers eine Abnahme in der Temperaturleitfähigkeit (siehe auch Kapitel 3.2.3). Untersuchungen an Tunnelinnenschalen von bestehenden Tunneln zeigen, dass bereits in einer Bauteiltiefe von 3 cm Tiefe Feuchtegehalte von über 3 Gew.-% gemessen wurden [25]. Das heißt, die bei der thermischen Analyse in Anlehnung an die Betonfeuchte des Probekörpers aus den Großbrandversuchen [10] angesetzte Betonfeuchte von 4 % ist ein realistischer Wert. Eine geringere Betonfeuchte in den ersten 3 cm und eine mögliche Bandbreite der Betonfeuchte von 3 %-5 % in einer Bauteiltiefe > 3 cm haben keinen entscheidenden Einfluss auf die thermische Analyse.

## Abplatzverhalten

Der Feuchtegehalt des Betons beeinflusst das Abplatzverhalten des Betons (siehe auch Kapitel 3.2.3) und hat damit Einfluss auf das Tragvermögen des Bauwerks.

Bei „trockenem“ Beton im Randbereich entstehen keine Abplatzungen. Mit zunehmendem Feuchtegehalt im Beton steigt das Abplatzrisiko. Ab einem Feuchtegehalt von 3 % kann von einem hohen Abplatzrisiko ausgegangen werden [30].

Der thermischen Analyse TA 3 und TA 4 (Tabelle 6) liegen die Abplatztiefen aus den Großbrandversuche [10] an belasteten Probekörpern aus Beton ohne PP-Fasern zugrunde. Der Feuchtegehalt der Probekörper betrug zum Zeitpunkt der Brandversuche 4 %, womit davon ausgegangen werden kann, dass die Annahmen hinsichtlich Abplatztiefe bei den thermischen Analysen TA 3 und TA 4 und dementsprechend bei den statischen Berechnungen die oberen Werte einer möglichen Bandbreite abdecken.

## Fazit

Es kann davon ausgegangen werden, dass die in den Berechnungen angenommene Betonfeuchte von 4 % die praxisüblichen Werte ausreichend abdeckt. Die Möglichkeit einer freien Wahl der Betonfeuchte durch den Statikaufsteller mit möglichem Ansatz einer Betonfeuchte < 4 % wird nicht empfohlen, da im Vorfeld zur Erstellung des Bauwerkes keine Erkenntnisse über eine evtl. geringere Betonfeuchte zum Zeitpunkt eines möglichen Brandes vorliegen.

## 4.5 Einfluss Betonzuschlag

Die Zuschlagsart hat Einfluss auf die Berechnung durch differenzierte thermische Materialeigenschaften und des Weiteren auf die Abplatztiefe durch differenzierte thermomechanische Prozesse. Im Folgenden wird zwischen quarzhaltigem und kalksteinhaltigem Zuschlag unterschieden. Die Verwendung von basalhaltigem Zuschlag wie z. B. in [14, 29] wird wohl aus wirtschaftlichen Gründen nur auf wenige Sonderfälle beschränkt bleiben und wird daher in dem Vergleich nicht mit einbezogen. Auch in der DIN EN 1992 [4] sind nur die thermischen Materialeigenschaften von Betonen mit quarzhaltigem bzw. kalksteinhaltigem Zuschlag enthalten.

## Thermische Materialeigenschaften

Die Art des Betonzuschlags hat Einfluss auf die Berechnungen durch differenzierte Werte für die Wärmeleitfähigkeit (Bild 48), für die thermischen Dehnungen (Bild 62) und für die temperaturabhängigen Betondruckfestigkeiten (Bild 65).

Es zeigt sich, dass für quarzhaltigen Zuschlag gegenüber kalkhaltigem Zuschlag höhere Werte für die Wärmeleitfähigkeit und für die thermischen Dehnungen sowie eine größere temperaturabhängige Verringerung der Druckfestigkeit zu berücksichtigen sind. Für die Berechnung im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt.

Für eine quantitative Bewertung des Einflusses wurde für die Berechnung BQ 1 (RQ 26t, Beton mit PP-Fasern, ZTV-ING-Kurve) eine Vergleichsberechnung unter Ansatz der Materialeigenschaften für Beton mit kalkhaltigem Zuschlag durchgeführt. Die Berechnungen erfolgen für den Zeitpunkt  $t = 90$  min, da zu diesem Zeitpunkt die maximalen Zwangsschnittgrößen entstehen. Es werden die thermischen Dehnungen nach Bild 62 (Kurve 2: kalksteinhaltiger Zuschlag) und die temperaturabhängige Verringerung der Druckfestigkeit nach Bild 65 berücksichtigt. Eine Anpassung der Wärmeleitfähigkeit ist nicht erforderlich, weil das nationale Anwendungsdokument der DIN EN 1992-1-2 [32] den Ansatz der oberen Kennlinie, d. h. für quarzhaltigen Zuschlag, vorschreibt.

Tabelle 12 zeigt die maximalen Biegemomente und Normalkräfte in Deckenmitte unter Variation des Betonzuschlags.

Der rechnerische Ansatz der Materialwerte für quarzhaltigen Zuschlag führt zu höheren Zwangsschnittgrößen im Brandfall. Die Differenz der Zwangsschnittgrößen beträgt im Mittel ca. 20 %, nach Überlagerung mit den Schnittgrößen aus den

| Zwangsschnittkräfte aus LF Brand | Betonzuschlag |        |            |        |
|----------------------------------|---------------|--------|------------|--------|
|                                  | quarzitisch   |        | kalkitisch |        |
|                                  | M [kNm]       | N [kN] | M [kNm]    | N [kN] |
| Deckenanschnitt außen            | -670          | -100   | -520       | -75    |
| Decke, Feld                      | -650          | -100   | -496       | -75    |
| Deckenanschnitt Mitte            | -550          | -88    | -434       | -73    |

Tab. 12: Zwangsschnittkräfte in Deckenmitte aus LF Brand unter Variation des Zuschlages, BQ 1



Gebrauchslastfällen beträgt die Differenz ca. 10 %. Die statischen Berechnungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens berücksichtigen die Materialwerte für quarzhaltigen Zuschlag und liegen damit auf der sicheren Seite.

### Abplatztiefe

Weiter hat die Art des Betonzuschlags Einfluss auf das Abplatzverhalten durch differenzierte thermomechanische Prozesse (unterschiedliche Ausdehnung Zuschlag und Zementstein) und chemisch-mineralogische Prozesse (Quarzsprung bzw. Dekarbonatisierung) [29, 30].

Im Rahmen des Forschungsvorhabens [10] wurde in Kleinbrandversuchen das Abplatzverhalten bei einem Beton mit quarzhaltigem Zuschlag sowie mit kalkhaltigem Zuschlag untersucht. Das Ergebnis der Untersuchung war, dass unter Verwendung von kalkhaltigen Zuschlägen die Abplatzungen geringer waren. Da die Unterschiede aber mit ca. 2-4 M.-% relativ gering waren, ist in [10] keine Empfehlung für eine Zuschlagsart getroffen worden. Für die Probekörper der Großbrandversuche wurde Beton mit kalkhaltigem Zuschlag verwendet.

An der MFPA Leipzig sind aktuell weitere Großbrandversuche unter Variation des Betonzuschlages durchgeführt worden. Nach ersten Auswertungen [34] hat die Zuschlagsart entscheidenden Einfluss auf das Betonabplatzverhalten. Es kann jedoch keine eindeutige Empfehlung für eine Zuschlagsart getroffen werden, da regionale Unterschiede bei der Zuschlagsart vorliegen. Eine gezielte Auswahl kann über spezielle Untersuchungen der petrografischen und chemisch-mineralogischen Eigenschaften vorgenommen werden.

Der Größtkorndurchmesser hat einen Einfluss auf das Abplatzverhalten. Mit zunehmendem Größtkorn nehmen die Dehnungsunterschiede zwischen Zuschlag und Zementstein und damit die Eigenspannungen zu. Nach [29, 30] sollte das Größtkorn auf 16 mm begrenzt werden. Bei den Betonrezepturen für die Probekörper der Großbrandversuche [10] wurde ein Größtkorn von 16 mm berücksichtigt.

### Fazit

Den Berechnungen wurden auf der sicheren Seite liegend die thermischen Materialeigenschaften für Betone mit quarzhaltigen Zuschlägen zugrunde gelegt. Damit sind über die durchgeführten Berech-

nungen auch die Betone mit kalkhaltigen Zuschlägen abgedeckt.

Mögliche Anforderungen an die Zuschlagsart als Vorgabe für den Faserbeton in der ZTV-ING sollten nach abschließender Auswertung und Veröffentlichung der Ergebnisse des aktuellen Forschungsvorhabens an der MFPA Leipzig [34] formuliert werden. Die gezielte Auswahl eines Betonzuschlags auf Grundlage von speziellen Untersuchungen könnte gegebenenfalls auf Tunnel mit erhöhten baulichen Sicherheitsanforderungen für den Brandfall (z. B. Absenktunnel) beschränkt werden.

## 4.6 Einfluss äußere Belastung

Als äußere Belastung ist in diesem Kapitel die äußere „mechanische“ Belastung in Form von Auflast und Seitendruck zu sehen. Die Größe der äußeren Belastung hat Einfluss auf das Abplatzrisiko und Einfluss auf die Tragsicherheitsreserven während und insbesondere nach dem Brandfall.

### Abplatzrisiko

Bei einer Erhöhung der äußeren Belastung und damit höheren Druckspannungen im Bauteil wird das Abplatzrisiko erhöht. Gemäß [30] steigt das Abplatzrisiko, wenn die Druckspannung aus der Belastung  $> 20\%$  der charakteristischen Betondruckfestigkeit der entsprechenden Festigkeitsklasse ist.

Der Einfluss der äußeren Belastung auf das Abplatzrisiko ist im Rahmen der Großbrandversuche an Gewölbequerschnitten [10] untersucht worden. Bei dem Betonprobekörper GB1 (ohne PP-Fasern) wurde der Großbrandversuch unter Belastung und bei dem Betonprobekörper GB3 (ohne PP-Fasern) ohne Belastung durchgeführt. Die Belastung des Probekörpers wurde so gewählt, dass daraus ein vollständig überdrückter Querschnitt resultierte. Die maximale Druckspannung aus Belastung betrug ca. 45 % der charakteristischen Betondruckfestigkeit. Als Ergebnis wurden an dem unbelasteten Probekörper GB3 eine maximale Abplatztiefe von 11 cm und eine mittlere Abplatztiefe von 6,7 cm und an dem belasteten Probekörper GB1 eine maximale Abplatztiefe von 27,1 cm und eine mittlere Abplatztiefe von 11 cm festgestellt.

Die Betonprobekörper der offenen Bauweise wurden sowohl für den Beton ohne PP-Fasern (OB 1)

als auch für den Beton mit PP-Fasern (OB 2) unter Belastung der Brandeinwirkung ausgesetzt. Die Belastung des Probekörpers wurde auf Grundlage von repräsentativen Spannungsverhältnissen im Rahmenquerschnitt bestimmt. Die resultierende Druckspannung betrug ca. 27 % der charakteristischen Betondruckfestigkeit. Die Spannungsverhältnisse in den Probekörpern [10] haben eine relativ gute Übereinstimmung mit den Spannungsverhältnissen im gewählten Berechnungsquerschnitt des zweizelligen Tunnelrahmens RQ 26t. Die in den vorliegenden statischen Berechnungen berücksichtigten Abplatzungen korrespondieren daher hinsichtlich der Randbedingungen mit den Ergebnissen des Großbrandversuches [10].

### Tragfähigkeitsreserven

Unter Berücksichtigung von möglichen Abplatzungen bei Beton ohne PP-Fasern mit Freilegen der luftseitigen Bewehrung ist aufgrund der erhöhten Betonstahltemperaturen bis 1.200 °C die Bewehrung nicht mehr tragfähig (siehe Bild 65). In Abhängigkeit der objektspezifischen Randbedingungen, insbesondere der Auflast, kann keine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden. Der entscheidende Lastfall bei Ausfall der luftseitigen Bewehrung ist der Lastfall nach dem Brand, da sich durch den Wegfall des negativen Zwangsbiegemoments aus Brand das positive Feldmoment und damit die luftseitige Zugbeanspruchung erhöhen. Der Lastfall nach dem Brand mit Untersuchung des Einflusses der äußeren Belastung wird im Kapitel 5 untersucht.

### Fazit

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens berücksichtigten Abplatzungen beruhen auf Ergebnissen von Großbrandversuchen, wobei die Druckspannungen aus äußerer Belastung in den Probekörpern ca. 27 % der charakteristischen Druckfestigkeit betragen und damit nach [30] ein erhöhtes Abplatzrisiko abgedeckt ist. Die Annahmen hinsichtlich der Abplatzungen liegen somit ausreichend auf der sicheren Seite.

Die äußere Belastung hat Einfluss auf die Tragfähigkeit insbesondere für den Lastfall nach dem Brand bei Berücksichtigung von Abplatzungen und Ausfall der luftseitigen Bewehrung. Der Einfluss wird im Kapitel 5 untersucht.

## 4.7 Einfluss Baugrundsteifigkeit

Die Baugrundsteifigkeit und der daraus resultierende Bettungswiderstand haben Einfluss auf die Zwangsschnittgrößen aus Brand. Mit zunehmendem Bettungswiderstand nimmt die Dehnungsbehinderung zu und dementsprechend erhöhen sich die Zwangsschnittgrößen.

In den statischen Berechnungen sind ein vertikaler Bettungsmodul von 5 MN/m<sup>3</sup> und ein horizontaler Bettungsmodul von 2 MN/m<sup>3</sup> angesetzt worden. Diese Bettungsmoduli repräsentieren relativ weiche Böden.

Um den Einfluss der Baugrundsteifigkeit auf die Zwangsschnittgrößen zu quantifizieren, sind Vergleichsrechnungen mit Bettungsmoduli von 80 MN/m<sup>3</sup> (vertikal) und 40 MN/m<sup>3</sup> (horizontal) durchgeführt worden, womit eine Bettung im Fels berücksichtigt ist.

Tabelle 13 zeigt die maximalen Biegemomente und Normalkräfte in Deckenmitte in Abhängigkeit der Bettungsverhältnisse für den Berechnungsquerschnitt BQ 1 (RQ 26t, ZTV-ING-Kurve).

### Fazit

Aus dem höheren Bettungswiderstand resultieren höhere Zwangsschnittkräfte, insbesondere Normalkräfte. Die Erhöhung der Schnittkräfte hat aber keinen wesentlichen Einfluss auf den erforderlichen Bewehrungsgehalt (Unterschied < 5 %). Dies ist durch die positive Wirkung der höheren Drucknormalkraft zu begründen, womit der Einfluss des höheren Biegemomentes bei der Bemessung kompensiert wird. Der Einfluss der Baugrundsteifigkeit kann daher als gering bezeichnet werden.

| Zwangsschnittkräfte aus LF Brand in Deckenmitte | vertikale/horizontale Bettung [MN/m <sup>3</sup> ] |       |
|---|--|-------|
|   | 5/2  | 80/40 |
| N [kN]  | -100   | -360  |
| M [kNm]   | -650   | -726  |

Tab. 13: Zwangsschnittkräfte in Deckenmitte aus LF Brand unter Variation der Bettung

## 4.8 Einfluss Betongüte

Bei Verwendung von Beton mit Betongüten oberhalb von C50/60 besteht ein erhöhtes Abplatzrisiko im Brandfall [30] mit entsprechenden Auswirkungen auf die rechnerischen Nachweise. Für Tunnel in offener Bauweise werden üblicherweise Betongüten von C20/25 bis C35/45 verwendet. Der Einfluss der Betongüte kann daher vernachlässigt werden.

## 5 Statische Berechnungen nach dem Brand

### 5.1 Allgemeines

Da durch die Brandeinwirkung der Stahlbeton nicht-reversible Festigkeitsminderungen erfahren hat, liegt nach dem Abkühlen gegenüber der Ursprungssituation vor dem Brand eine neue Bemessungssituation vor.

Bei den durchgeführten Nachweisen wird ein vollständiger Entfall des negativen Zwangsbiegemomentes aus Brand angenommen, was über eine Abschätzung auf Grundlage von Bild 70 zu einem Zeitpunkt von ca. 4-5 Stunden nach Brandbeginn der Fall ist.

Bild 116 zeigt die Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur auf Grundlage der DIN EN 1992 [4].

In Bild 117 zeigt die Kurve 1 die Restfestigkeit von Betonstahl (BSt 500 kaltverformt) nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur.

Bei Verwendung von warmgewalztem Betonstahl sind die temperaturabhängigen Festigkeitsreduzierungen reversibel, d. h., die Bewehrung hat nach Abkühlung wieder die vollen Festigkeiten.

Für die Berechnungen wurde auf der sicheren Seite liegend kaltverformter Betonstahl angesetzt.

Es werden sechs Lastfallkombinationen für die außergewöhnliche Bemessungssituation (siehe Kapitel 2.1) berechnet. Zur Abdeckung der ungünstigsten Lastfallüberlagerungen werden Variationen der maximal bzw. minimal möglichen Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt.

- LK 1023: min H (min. seittl. Erddruck = 0, min. Wasserdruck = 0) + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 3 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 0,2 LF 7 + 0,6 LF 10,
- LK 1024: min H + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Winter → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 3 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 0,2 LF 7 + 0,6 LF 9,
- LK 1025: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 10,
- LK 1026: max H + min  $V_{\downarrow}$  + Temp. Winter → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,0 LF 6 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 9,
- LK 1027: max H + max  $V_{\downarrow}$  + Temp. Sommer → 1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 1,0 LF 6 + 0,75 LF 7 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 10,

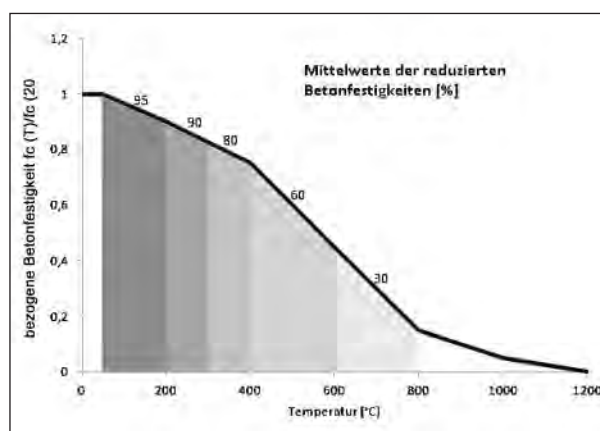


Bild 116: Restdruckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der maximalen Temperatur nach [4]

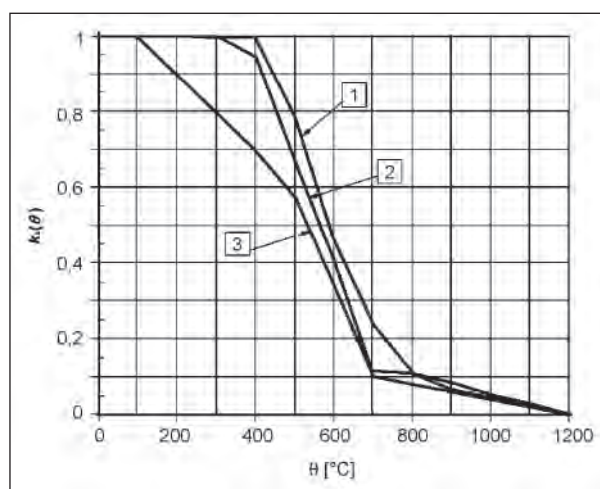


Bild 117: Restfestigkeit von Betonstahl (Kurve 1) in Abhängigkeit der maximalen Temperatur [4]

- LK 1028: max H + max V<sub>↓</sub> + Temp. Winter →  
1,1 LF 1 + 1,1 LF 2 + 1,1 LF 4 + 1,1 LF 5 + 1,0  
LF 6 + 0,2 LF 7 + 1,1 LF 8 + 0,6 LF 9

Bei den statischen Berechnungen wird unterschieden zwischen Nachweisen für Beton mit PP-Fasern und für Beton ohne PP-Fasern, da die Abplatzungen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten haben.

Die Berechnungen erfolgen ebenfalls mit dem Programm STAR2 von Sofistik. Das gewählte Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und der damit einhergehenden Steifigkeitsabminderung (Zustand II).

## 5.2 Nachweise für Beton mit PP-Fasern

### 5.2.1 Allgemeines

In Abweichung zu den statischen Berechnungen für den Lastfall während des Brandes wird für die statische Berechnung nach dem Brandfall eine verringerte Querschnittsdicke von 3 cm zur Berücksichtigung von möglichen Abplatzungen bzw. zur Berücksichtigung der stark beanspruchten bzw. ge-

schädigten Betonstruktur im Randbereich angenommen (hohe Erwärmungsgeschwindigkeit und ggf. schockartige Abkühlung durch Löschwasser im Randbereich).

In Bild 118 sind die Ergebnisse der thermischen Analyse mit dem FE-Programm Hydra unter Berücksichtigung einer Abplatzung von 3 cm unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve dargestellt.

In Abhängigkeit der maximal erreichten Temperaturen ist eine lamellenartige Einteilung des Betonquerschnittes mit dazugehörigen mittleren Betonrestdruckfestigkeiten vorgenommen worden. Diese Lamelleneinteilung ist bei der Diskretisierung des Betonquerschnittes im statischen System berücksichtigt worden.

Der Betonquerschnitt wird in sieben Lamellen aufgeteilt:

- Lamelle 1 (0 cm bis 3 cm von Bauteiloberfläche): Abplatzung bzw. Beton ohne Restfestigkeit,
- Lamelle 2 (3 cm bis 5 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 30 % Restfestigkeit,
- Lamelle 3 (5 cm bis 7 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 60 % Restfestigkeit,
- Lamelle 4 (7 cm bis 9 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 80 % Restfestigkeit,
- Lamelle 5 (9 cm bis 12 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 90 % Restfestigkeit,
- Lamelle 6 (12 cm bis 17 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 95 % Restfestigkeit,
- Lamelle 7 (17 cm bis 35 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 100 % Restfestigkeit,

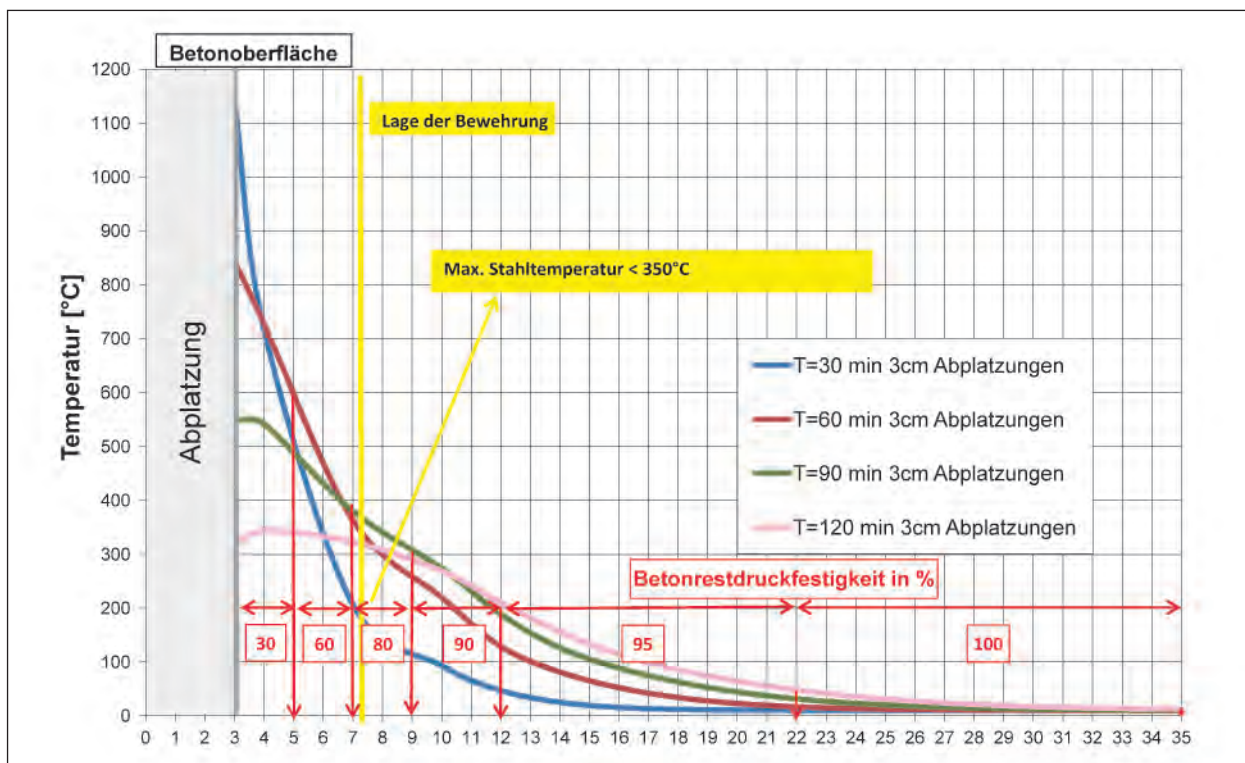


Bild 118: Temperaturverteilung im Betonquerschnitt bei 3 cm Betonabplatzung, ZTV-ING-Kurve



- Lamelle 4 (7 cm bis 9 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 80 % Restfestigkeit,
- Lamelle 5 (9 cm bis 12 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 90 % Restfestigkeit,
- Lamelle 6 (12 cm bis 22 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 95 % Restfestigkeit,
- Lamelle 7 (ab 12 cm von Bauteiloberfläche): keine Einschränkung der Betondruckfestigkeit.

Weiter ist in Bild 118 die Achslage der Bewehrung dargestellt, woraus die maximale Stahltemperatur abgeleitet werden kann. Diese beträgt 350 °C, woraus nach Bild 117 für kaltverformten Betonstahl eine Restfestigkeit von 95 % resultiert. Diese Mate-

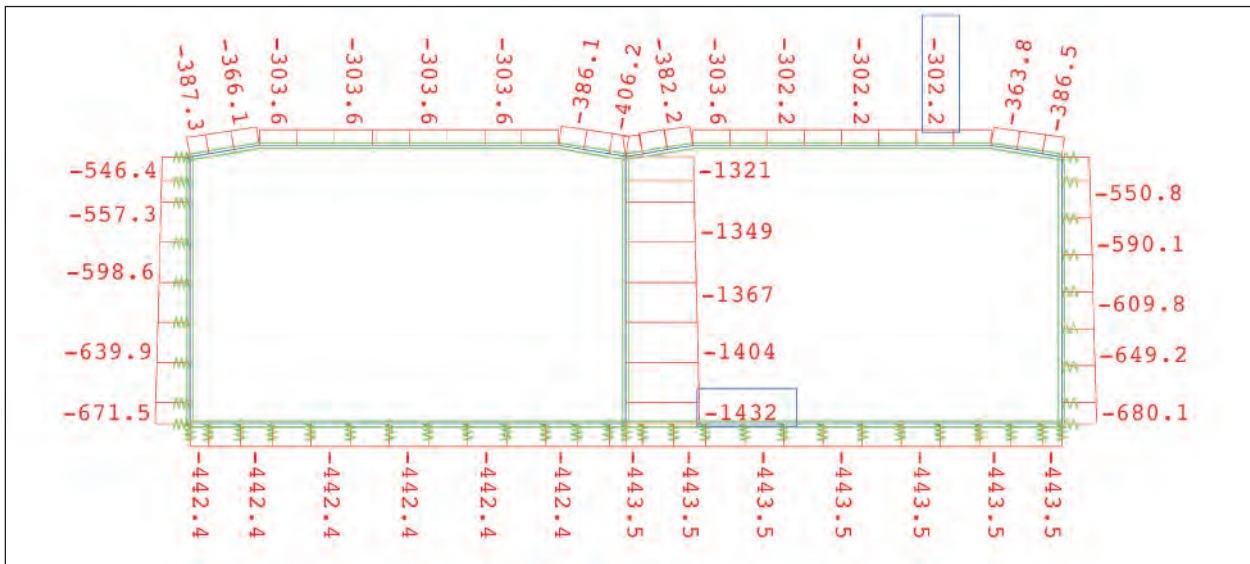
rialeigenschaft für den Betonstahl ist in dem Statikprogramm berücksichtigt worden.

Die statischen Berechnungen werden für den Tunnelquerschnitt RQ 26t für den Beton mit PP-Fasern durchgeführt.

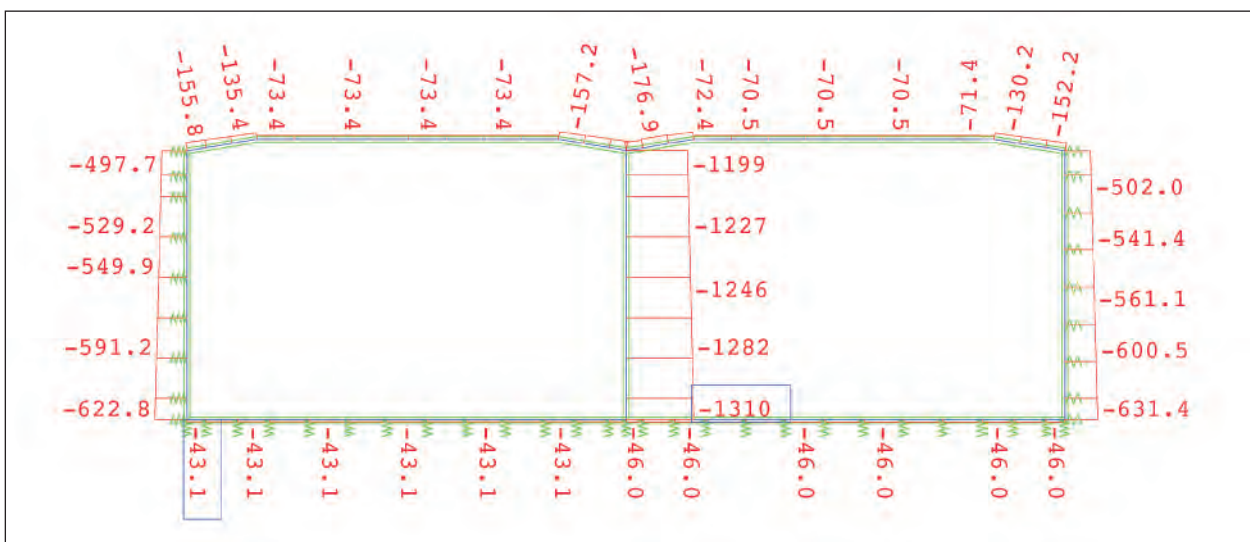
## 5.2.2 Tunnelquerschnitt RQ 26t

### Schnittgrößen/Bemessung

Nachfolgend sind die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Normalkraft (Bild 119 und Bild 120)/Biegemoment (Bild 121)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 122) dargestellt. Es zeigt sich, dass der Lastfall nach dem Brand nicht bemessungsrelevant wird.

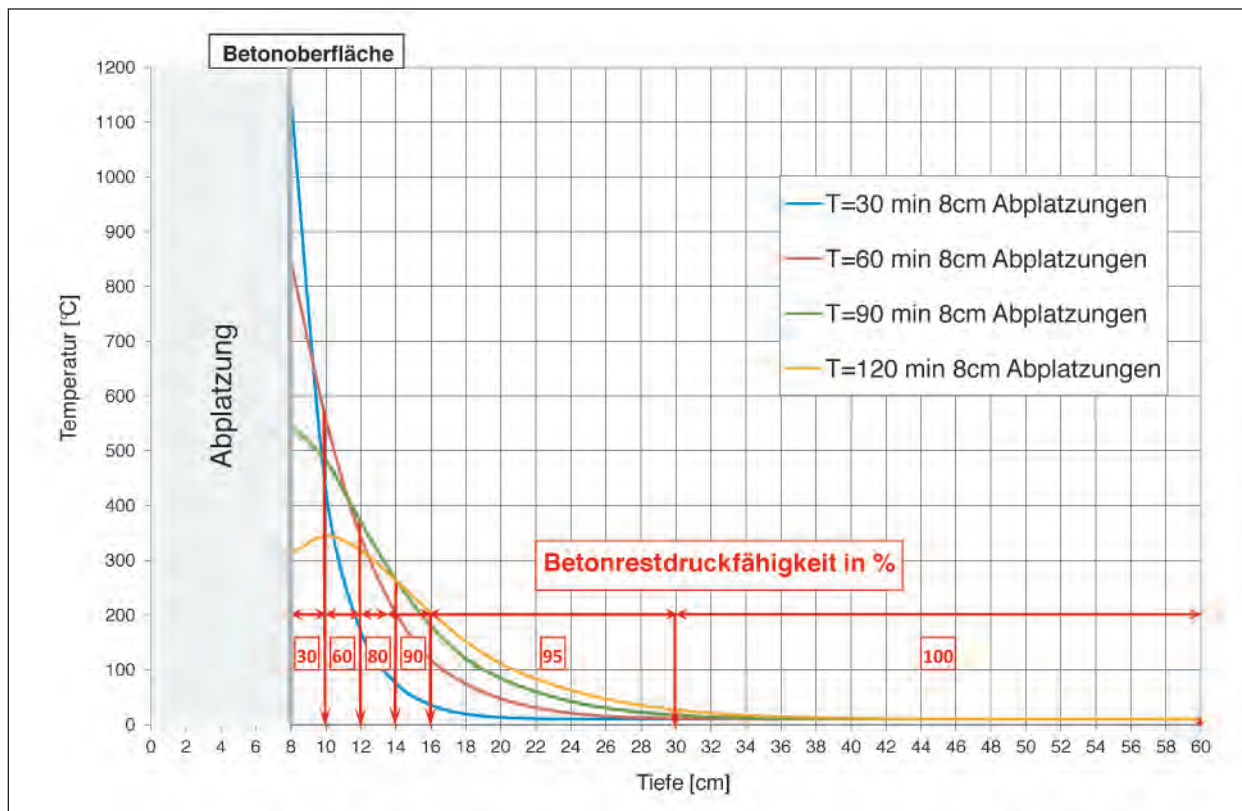


**Bild 119:** Min Normalkraft außergewöhnliche Bemessungssituation nach dem Brand [kN]



**Bild 120:** Max Normalkraft außergewöhnliche Bemessungssituation nach dem Brand [kN]

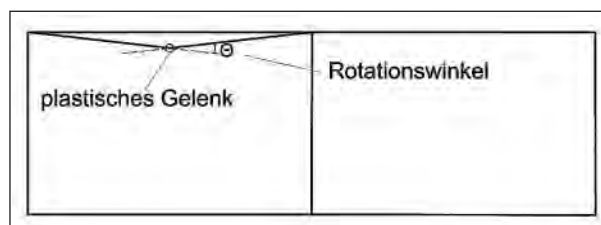




**Bild 123:** Temperaturverteilung im Betonquerschnitt bei 8 cm Betonabplatzung, ZTV-ING-Kurve (thermische Analyse TA 3)

- Lamelle 2 (8 cm bis 10 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 30 % Restfestigkeit,
- Lamelle 3 (10 cm bis 12 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 60 % Restfestigkeit,
- Lamelle 4 (12 cm bis 14 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 80 % Restfestigkeit,
- Lamelle 5 (14 cm bis 16 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 90 % Restfestigkeit,
- Lamelle 6 (16 cm bis 30 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 95 % Restfestigkeit,
- Lamelle 7 (ab 30 cm von Bauteiloberfläche): keine Einschränkung der Betondruckfestigkeit.

Der Ansatz der Abplatzung in dieser Größenordnung mit Ausfall der luftseitigen Bewehrung hat bei den statischen Nachweisen nach dem Brand über übliche lineare und nichtlineare Berechnungsverfahren (Zustand II) ein rechnerisches Versagen des Systems zur Folge. Dies haben Voruntersuchungen gezeigt. Die Begründung liegt darin, dass gegenüber den Nachweisen während des Brandes durch den Entfall des negativen Zwangsbiegemomentes aus dem Brand ein positives Biegemoment im Deckenfeld mit Zugbeanspruchung auf der Innenseite vorhanden ist.



**Bild 124:** Statisches System mit plastischem Gelenk in Deckenmitte

Die Standsicherheit für den außergewöhnlichen Bemessungslastfall nach dem Brand wird unter Berücksichtigung eines plastischen Gelenks in Deckenmitte nachgewiesen (Bild 124).

Das plastische Gelenk wird in Form einer Drehfeder iterativ so modelliert, dass ein Biegemoment in Größenordnung der Drucknormalkraft x Hebelarm zur Systemlinie aufgenommen werden kann (Bild 125).

Der Nachweis der plastischen Rotation wird nach DIN 1045-1, Ziffer 8.4.2 [33] über den Nachweis der Einhaltung der Bemessungswerte der zulässigen Rotation geführt (siehe dazu auch Bild 126):

$$\text{vorhandene Rotation } \Theta \leq \Theta_{pl,d}$$

Die Berechnungen werden für den Tunnelquerschnitt RQ 26t mit 4 m Überlagerung und für den







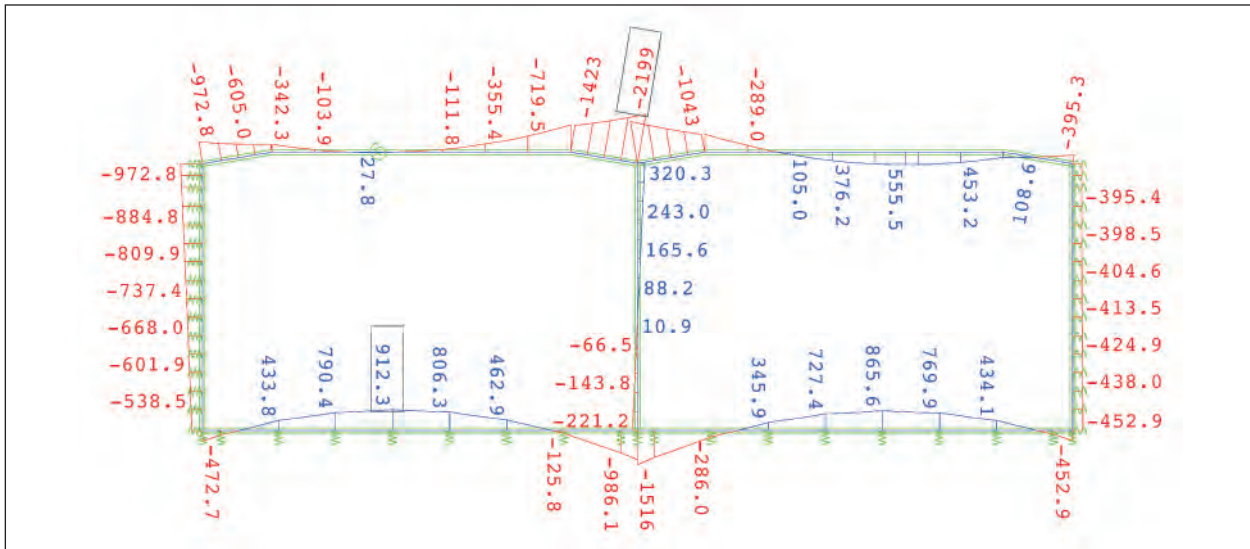


Bild 129: Biegemomente aus außergewöhnlicher Bemessungssituation nach dem Brand [kNm]

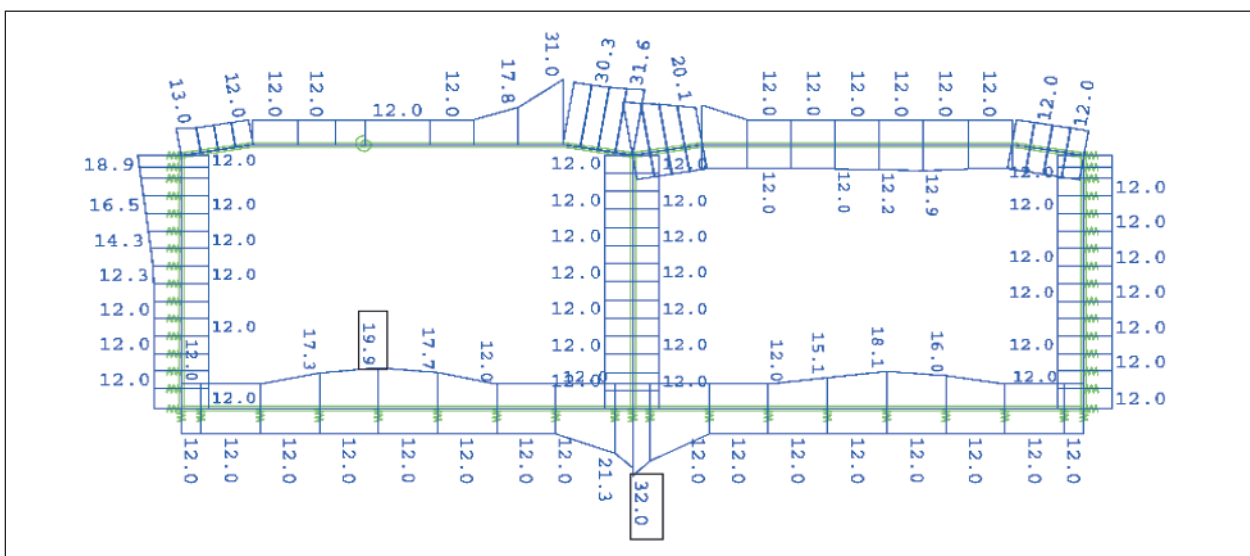


Bild 130: Biegebewehrung aus außergewöhnlicher Bemessungssituation nach dem Brand [cm²/m]

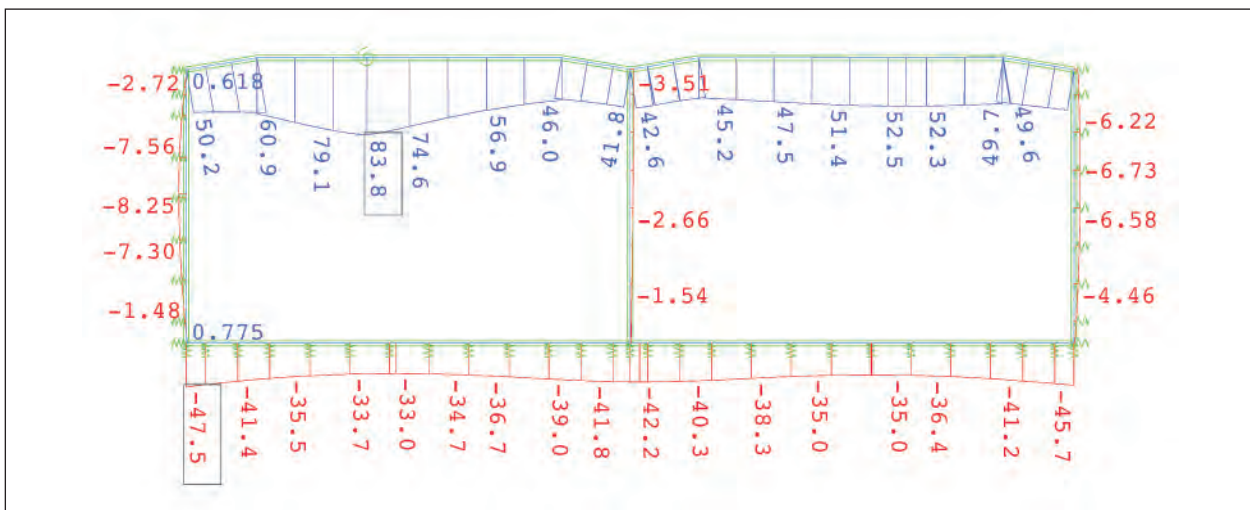


Bild 131: Verformungen aus außergewöhnlicher Bemessungssituation nach dem Brand (Zustand II) [mm]





## 6 Auswertung

### 6.1 Allgemeines

Die durchgeführten statischen Berechnungen werden nachfolgend insbesondere im Hinblick auf folgende Aspekte ausgewertet:

- Erhöhung des Bewehrungsgehalts durch vereinfachten rechnerischen Nachweis des Brandfalls ( $\Delta T$  50 K) gegenüber der Kaltbemessung.
- Einsparung des Bewehrungsgehalts beim genaueren rechnerischen Nachweis für die ZTV-ING-Kurve gegenüber dem vereinfachten rechnerischen Nachweis ( $\Delta T$  50 K).
- Vergleich der Bewehrungsgehalte aus dem genaueren rechnerischen Nachweis für die verlängerte ZTV-ING-Kurve mit dem vereinfachten rechnerischen Nachweis ( $\Delta T$  50 K).
- Kostenbewertung der möglichen Einsparpotenziale durch genauere rechnerische Nachweise.
- Kostenbewertung von Beton mit PP-Fasern im Vergleich zu Beton ohne PP-Fasern.
- Einfluss der Größe der Betondeckung auf die Tragfähigkeit während und nach dem Brand.
- Ableitung eines vereinfachten Berechnungsverfahrens für den rechnerischen Brandschutz (äquivalente, lineare Temperaturgradienten).

Aus den vorstehenden Auswertungen werden Empfehlungen für die Anwendung des genaueren rechnerischen Brandschutznachweises abgeleitet. Weiter werden Vorschläge für die Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“ formuliert.

### 6.2 Vergleich und Bewertung der Bemessungsergebnisse

#### 6.2.1 Allgemeines

Aufgrund des deutlich unterschiedlichen Abplatzverhaltens von Beton mit PP-Fasern und Beton ohne PP-Fasern mit entsprechender Auswirkung auf die Tragfähigkeit des Tunnelquerschnittes sind differenzierte statische Berechnungen durchgeführt worden. Die nachfolgenden Vergleiche und Bewertungen erfolgen dementsprechend getrennt für Beton mit PP-Fasern und Beton ohne PP-Fasern.

#### 6.2.2 Beton mit PP-Fasern

Bei Verwendung eines Betons mit PP-Fasern kann aufgrund der Auswertung von Brandversuchen (siehe Kapitel 3.2.2) davon ausgegangen werden, dass Abplatzungen in einem vernachlässigbaren Maße auftreten. Dementsprechend wurden für die genaueren rechnerischen Nachweise des Brandfalls (Kapitel 3.3) keine Abplatzung und für die Nachweis nach dem Brand (Kapitel 5) eine Abplatzung bzw. nicht mehr tragfähige Betonstruktur in einer Größenordnung von 3 cm berücksichtigt.

Die entsprechenden Bemessungsergebnisse für den repräsentativen Tunnelquerschnitt RQ 26t sind in Tabelle 14 zusammengefasst. Die ausgewiesenen Bewehrungsgehalte in den Spalten resultieren aus folgenden Nachweisen.

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit im Zustand I (Kapitel 2.2).
2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zustand I (Kapitel 2.2).
3. Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall im Zustand I (Kapitel 2.2).
4. Grenzzustand der Tragfähigkeit im Zustand II (Kapitel 2.2).
5. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zustand II (Kapitel 2.2).
6. Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand, vereinfachter Nachweis im Zustand I,  $\Delta T$  50 K (Kapitel 2.3).
7. Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand, genauerer rechnerischer Nachweis im Zustand II, ZTV-ING-Kurve;  $T = 90$  min (Kapitel 3.3, BQ 1).
8. Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand, genauerer rechnerischer Nachweis im Zustand II, verlängerte ZTV-ING-Kurve;  $T = 120$  min (Kapitel 3.3, BQ 2).
9. Außergewöhnliche Bemessungssituation für LF nach dem Brand (Kapitel 5.2.1).

Da der gewählte Stabdurchmesser und Stababstand Einfluss auf den Rissbreitennachweis haben, ist die bei den Nachweisen berücksichtigte Bewehrung zusätzlich in der Tabelle 14 angegeben. Als Mindestbewehrung sind  $12 \text{ cm}^2/\text{m}$  berücksichtigt.



| Schnitt                          | Erf. Bewehrung As [cm <sup>2</sup> /m] |       |       |       |       |       |       |       |       | gewählt As [cm <sup>2</sup> /m] |                    |
|----------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------|
|                                  | aus 1                                  | aus 2 | aus 3 | aus 4 | aus 5 | aus 6 | aus 7 | aus 8 | aus 9 | Ø/cm                            | cm <sup>2</sup> /m |
| Decke, Feld, luftseitig          | 35,4                                   | 46,0  | 16,4  | 19,4  | 33,0  | 13,9  | 12,0  | 12,0  | 12,9  | 20/10                           | 31,42              |
| Deckenanschnitt Mitte, erdseitig | 39,4                                   | 68,1  | 17,2  | 34,4  | 62,2  | 36,5  | 23,8  | 32,5  | 29,6  | 25/12,5<br>+ 16/25              | 47,31              |
| Deckenanschnitt außen, erdseitig | 12,0                                   | 14,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 18,9  | 14,8  | 15,0  | 12,0  | 14/12,5<br>+ 14/25              | 18,48              |
| Wandanschnitt oben, erdseitig    | 15,9                                   | 24,6  | 12,0  | 12,0  | 25,5  | 29,9  | 25,2  | 26,6  | 17,6  | 16/10<br>+ 16/20                | 30,16              |
| Wand, Feld, erdseitig            | 14,7                                   | 27,3  | 12,0  | 12,0  | 18,8  | 23,1  | 16,0  | 17,5  | 12,0  | 16/10                           | 20,11              |
| Wand, Feld, luftseitig           | 12,0                                   | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 14/12,5                         | 12,32              |
| Wandanschnitt unten, erdseitig   | 19,5                                   | 35,1  | 13,4  | 12,0  | 29,3  | 15,4  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 16/10<br>+ 14/20                | 27,81              |
| Sohlanschnitt außen, erdseitig   | 16,5                                   | 31,5  | 12,0  | 12,0  | 21,2  | 15,2  | 12,0  | 12,4  | 12,0  | 16/12,5<br>+ 14/25              | 22,24              |
| Sohle, Feld, luftseitig          | 39,6                                   | 49,3  | 20,9  | 18,9  | 31,4  | 19,2  | 12,0  | 12,0  | 20,0  | 20/12,5<br>+ 20/25              | 37,7               |
| Sohlanschnitt Mitte, erdseitig   | 44                                     | 71,9  | 21,0  | 37,1  | 64,2  | 28,1  | 16,0  | 16,2  | 25,6  | 25/12,5<br>+ 16/25              | 47,31              |
| Mittelwandanschnitt unten        | 12,0                                   | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 14/12,5                         | 12,32              |
| Mittelwandanschnitt oben         | 12,0                                   | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 13,4  | 12,0  | 12,0  | 12,0  | 14/10<br>+ 14/20                | 23,09              |

Tab. 14: Zusammenstellung der Bewehrung für Tunnelquerschnitt RQ 26t, Beton mit PP-Fasern, 4 m Auflast

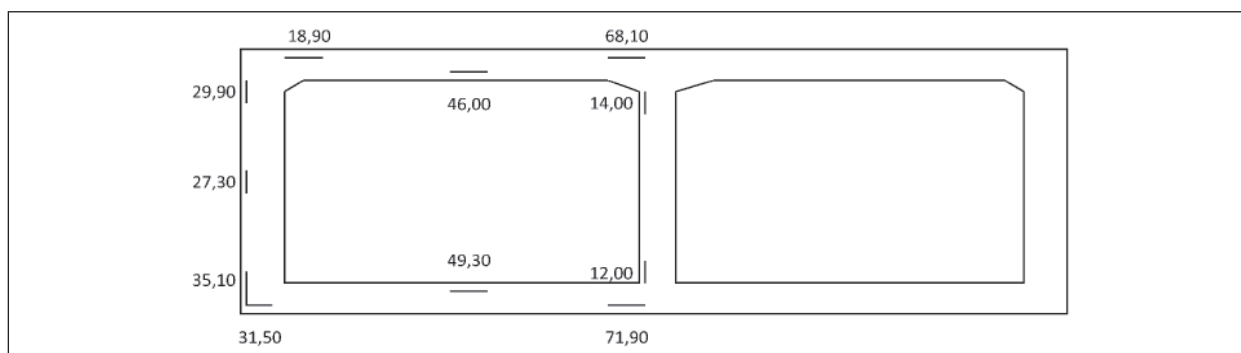


Bild 142: Tunnelquerschnitt RQ 26t mit maßgebender Bewehrung

Die Auswertung der Bemessungsergebnisse für den untersuchten Tunnelquerschnitt führt zu folgenden Ergebnissen:

- Der maßgebende Bewehrungsgehalt (rote Schriftfarbe) resultiert überwiegend aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (Nachweis Rissbreiten erdseitig: 0,15 mm, luftseitig: 0,2 mm gemäß ZTV-ING, Teil 5.2). Die Bewehrung aus dem vereinfachten rechnerischen Nachweis des Brandfalls ( $\Delta T$  50 K) wird an drei Stellen maßgebend. Der Einfluss des vereinfachten rechnerischen Nachweises des Brandfalls auf die maßgebende Bewehrung wird bei geringerer äußerer Belastung (siehe Kapitel 2.4) und zunehmender Bauteildicke (siehe Kapitel 4.3) größer.
- Bei Anwendung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls liegt gegenüber dem derzeitigen vereinfachten Nachweis (Temperaturgradient  $\Delta T$  50 K) Einsparpotenzial bei der Bewehrung vor (siehe Kapitel 6.3). Sowohl bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve als auch bei Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve wird der Brandlastfall bei den untersuchten Tunnelquerschnitten nicht bemessungsrelevant.
- Über den derzeitigen vereinfachten Nachweis des Brandfalls (Temperaturgradient  $\Delta T$  50 K) ist auch die Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve abgedeckt, wie die Ergebnisse des genaueren rechnerischen Nachweises zeigen.

- Die statischen Nachweise für den Lastfall nach dem Brand sind nicht bemessungsrelevant. Aufgrund des Verhältnisses von erforderlicher Bewehrung zu vorhandener Bewehrung ist mindestens ein Sicherheitsniveau für den Bauzustand (LF 2 nach DIN 1054) vorhanden.
- Die durchgeführten thermischen Analysen mit Einwirkung der ZTV-ING-Kurve haben zum Ergebnis, dass bei einer Betondeckung von nom  $c = 6$  cm (Annahme Bewehrungsachse: 7,2 cm, siehe Kapitel 2.1.3) unter der Voraussetzung keiner Betonabplatzungen die Temperatur der luftseitigen Biegebewehrung (Achse) bei ca. 250 °C liegt (siehe Bild 69). Die Einhaltung einer Betonstahltemperatur (Achse) von  $\leq 300$  °C kann bei einer verringerten Betondeckung von ca. nom  $c = 4,5$  cm (Annahme Bewehrungsachse: 5,7 cm) rechnerisch eingehalten werden (siehe Bild 38). Eine planmäßige Reduzierung der Betondeckung von nom  $c = 6$  cm auf ca. 4,5 cm bewirkt insbesondere beim Rissbreitenachweis eine Bewehrungseinsparung. Das mögliche Einsparpotenzial liegt bei ca. 150 €/l/m und ist damit relativ gering. Unter Berücksichtigung der möglichen Risiken von Betonabplatzungen, die auch bei Verwendung von PP-Fasern in einer Größenordnung von 2 cm möglich sind, wird eine Reduzierung der Betondeckung mit den möglichen Konsequenzen einer zu hohen Betonstahltemperatur nicht empfohlen. Wie aus Bild 38 abgeleitet werden kann, wird bei einer Restbetondeckung von ca. 2-3 cm (Betondeckung 4,5 cm abzgl. möglicher Abplatzung von ca. 2 cm) die kritische Betonstahltemperatur der luftseitigen Biegebewehrung von 500 °C rechnerisch erreicht, was zu einer Reduzierung des Spannungsniveaus auf das Niveau des Gebrauchszustands (60 % der Streckgrenze) und entsprechenden plastischen Verformungen führt.
- Über die genaueren rechnerischen Nachweise des Brandfalls konnten für den untersuchten Tunnelquerschnitt RQ 26t mit den Berechnungsquerschnitten BQ 3 (4 m Auflast, ZTV-ING-Brandkurve) und BQ 4 (4 m Auflast, verlängerte ZTV-ING-Brandkurve) eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden, wobei die erforderliche Bewehrung unterhalb der maßgebenden Bewehrung aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen liegt.
- Bei den statischen Nachweisen nach dem Brand konnte eine ausreichende Standsicherheit über übliche lineare und nichtlineare Berechnungsverfahren (Zustand II) nicht nachgewiesen werden. Gegenüber den Nachweisen während des Brandes liegt durch den Entfall des negativen Zwangsbiegemomentes aus dem Brand ein positives Biegemoment im Deckenfeld mit Zugbeanspruchung auf der Innenseite vor, wodurch der Ausfall der luftseitigen Bewehrung entscheidenden Einfluss auf das Tragvermögen der Querschnitte hat.
- Über das Berechnungsverfahren mit Ansatz eines plastischen Gelenkes in Deckenmitte konnte für den Tunnelquerschnitt RQ 26t mit 4 m Überdeckung (BQ 3) eine ausreichende Standsicherheit für den Lastfall nach dem Brand im Rahmen der außergewöhnlichen Bemessungssituation nachgewiesen werden. Die erforderliche Bewehrung liegt unterhalb der maßgebenden Bewehrung aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen.
- Für den Tunnelquerschnitt RQ 10,5T mit 4 m Überdeckung konnte über das Berechnungsverfahren mit Ansatz eines plastischen Gelenkes in Deckenmitte keine ausreichende Standsicherheit für den Lastfall nach dem Brand nachgewiesen werden.

### 6.2.3 Beton ohne PP-Fasern

Bei den statischen Berechnungen für den Tunnelquerschnitt aus Beton ohne PP-Fasern bzw. ohne sonstige Brandschutzmaßnahmen wie Bekleidung wurden die aus den Brandversuchen [10] abgeleiteten Abplatzungen in einer Größenordnung von 8 cm und damit ein Ausfall der luftseitigen Bewehrung zugrunde gelegt.

Die Auswertung der Bemessungsergebnisse für den untersuchten Tunnelquerschnitt führt zu folgenden Ergebnissen:

- Durch eine Reduzierung der Auflast von 4 m auf 1 m konnte für den Tunnelquerschnitt RQ 10,5 T eine ausreichende Standsicherheit für den Lastfall nach dem Brand im Rahmen der außergewöhnlichen Bemessungssituation nachgewiesen werden. Die erforderliche Bewehrung liegt unterhalb der maßgebenden Bewehrung aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen.
- Die Berechnungen für den Lastfall nach dem Brand sind für die Einwirkung der ZTV-ING-Kurve geführt worden. Bei der Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve haben die thermi-

schen Analysen gezeigt, dass höhere Temperaturen im Bauteil resultieren und damit eine größere Abminderung der Restdruckfestigkeit des Betons nach Bild 66 vorzunehmen wäre. Da die Schwachstelle im Tragsystem das Deckenfeld ist, wo die Druckzone erdseitig liegt, hat eine weitere Reduzierung der Druckfestigkeit im luftseitigen Bereich keine Auswirkung auf die Biegebemessung. Im Bereich der Rahmenecken mit luftseitiger Druckzone liegen ausreichend Tragreserven vor, sodass hier eine weitere Reduzierung der Betondruckfestigkeit keine entscheidenden Auswirkungen hat.

Es kann festgehalten werden, dass durch die Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve keine wesentlichen Änderungen der Berechnungsergebnisse für den Lastfall nach dem Brand zu erwarten sind.

- Bisher liegen keine Regelungen vor, welches Sicherheitsniveau für die erforderliche Sanierungsphase nach dem Brand einzuhalten ist. Aufgrund des möglichen längeren Zeitbedarfes wird das Sicherheitsniveau für den Bauzustand (LF 2 nach DIN 1054) empfohlen. Zum Erreichen dieses Sicherheitsniveaus sind gegebenenfalls unter Berücksichtigung des tatsächlichen Schadensbildes zusätzliche Stützungsmaßnahmen zu planen.

Es kann zusammengefasst werden, dass in Abhängigkeit der Randbedingungen (statisches System, Beton- und Stahlgüte, äußere Belastung) bei Tunnel aus Beton ohne PP-Fasern (bzw. ohne sonstige Brandschutzmaßnahmen wie Bekleidung) der Lastfall nach dem Brand zu einem Tragwerksversagen führen kann.

### 6.3 Kostenbewertung

#### Kostenbewertung der Einsparpotenziale durch genaueren rechnerischen Nachweis

Durch den genaueren rechnerischen Nachweis des Brandfalls können gegenüber dem bisherigen vereinfachten Nachweis Bewehrungskosten eingespart werden.

Die möglichen Kosteneinsparungen werden für den repräsentativen Tunnelquerschnitt RQ 26t mit 4 m Überdeckung abgeschätzt. Die Tabelle 14 zeigt, dass bei einem genaueren rechnerischen Nachweis des Brandfalls für die ZTV-ING-Kurve durch-

gehend die Bewehrung aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen maßgebend wird. In der nachfolgenden Kostenabschätzung werden dabei die Bewehrungsgehalte aus den praxisüblichen Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (Rissbreitennachweise) im Zustand I herangezogen.

In drei Bewehrungsschnitten resultieren Einsparungen:

- Deckenanschnitt, außen, erdseitig:  
 $2 \times (18,9 - 14,8) = 8,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,
- Außenwandanschnitt, oben, erdseitig:  
 $2 \times (29,9 - 25,2) = 9,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,
- Mittelwandanschnitt, oben:  
 $2 \times (13,4 - 12) = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

In der Summe liegt eine Einsparung von  $20,4 \text{ cm}^2/\text{m}$  vor.

Bei einem geschätzten Einfluss- bzw. Verlegebereich der Bewehrungsschnitte in Tragrichtung (Zugkraftdeckungslinie) von ca. 250 cm, einem Gewicht von  $0,0786 \text{ kg}/\text{cm}^3$  und einem aktuellen, marktüblichen Stahlpreis von  $1.000 \text{ €/t}$  (bzw.  $1 \text{ €/kg}$ ) lässt sich folgende Kosteneinsparung abschätzen.

$$20,4 \times 250 \times 0,0786 \times 1 = 401 \text{ €/lfm Tunnel.}$$

Die möglichen Kosteneinsparungen variieren in Abhängigkeit der Randbedingungen. Insbesondere bei größeren Bauteildicken und niedrigerer Auflast führt der genauere rechnerische Nachweis des Brandfalls zu höheren Kosteneinsparungen.

#### Kostenbewertung von Beton mit PP-Fasern

Nachfolgend wird abgeschätzt, welchen Einfluss die Verwendung von Beton mit PP-Fasern auf die Baukosten hat. Dabei sind insbesondere die Mehrkosten für die Herstellung des Faserbetons mit dem möglichen Entfall der verzinkten Mattenbewehrung in der Decke in Bezug zu setzen.

- Mehrkosten Faserbeton: Die reinen Materialkosten der PP-Fasern sind aufgrund der geringen Menge in der Kubatur (ca.  $2 \text{ kg}/\text{m}^3$ ) nicht kostenentscheidend. Die Mehrkosten gegenüber dem Regelbeton resultieren insbesondere aus dem höheren Aufwand für die Herstellung und Verarbeitung sowie den Qualitätskontrollen. Die Mehrkosten für den Faserbeton gegenüber einem Regelbeton werden aktuell mit  $15 \text{ €/m}^3$  abgeschätzt. Die Abschätzung beruht auf der

Auswertung einer Submission für ein Pilotprojekt zur Anwendung von Faserbeton. Bei dem Regelquerschnitt RQ 26t mit einem Betonvolumen von ca.  $58 \text{ m}^3/\text{m}$  lassen sich die Mehrkosten zu  $58 \times 15 = 870 \text{ €/lfm Tunnel}$  abschätzen.

- Minderkosten durch Entfall verzinkte Mattenbewehrung: Der Einbau der verzinkten Mattenbewehrung innerhalb der luftseitigen Betondeckung ist mit einem verhältnismäßig hohen Aufwand verbunden, was in der Baupraxis mit einem entsprechenden Kostenaufschlag gegenüber den üblichen Bewehrungskosten berücksichtigt wird. Bei dem Regelquerschnitt RQ 26t mit einer Deckenfläche von  $19 \text{ m}^2/\text{m}$  und aktuellen marktüblichen Kosten von ca.  $57 \text{ €/m}^2$  (bzw.  $3.800 \text{ €/t}$ ) lassen sich die Minderkosten zu  $1.083 \text{ €/lfm Tunnel}$  abschätzen.

Im Ergebnis zeigt sich, dass durch die Verwendung von Beton mit PP-Fasern keine Mehrkosten zu erwarten sind. Es ist davon auszugehen, dass sich im Laufe der Zeit bei entsprechender Praxiserprobung die derzeit höher eingeschätzten Herstellkosten für Faserbeton gegenüber Regelbeton weiter reduzieren werden.

Bei einem monetären Vergleich zwischen Beton mit PP-Fasern und einem Beton ohne PP-Fasern sind zusätzlich die brandschutztechnischen Vorteile des Betons mit PP-Fasern zu berücksichtigen. Eine vergleichbare Brandschutzwirkung bei einem Beton ohne PP-Fasern kann nur über zusätzliche Brandschutzmaßnahmen, z. B. in Form von Brandschutzbekleidung, erzielt werden. Weiter ist zu erwarten, dass die erforderlichen Sanierungskosten nach dem Brandfall bei Verwendung eines Betons mit PP-Fasern geringer ausfallen. In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass die Eigenschaften von Beton mit PP-Fasern nach einem Brandfall hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Wirksamkeit für einen weiteren Brandfall nach derzeitigem Stand noch nicht vollständig untersucht sind, sodass der erforderliche Sanierungsbedarf nach einem Brandfall derzeit nicht sicher abgeschätzt werden kann.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass bei einem Beton mit PP-Fasern Kostenvorteile zu sehen sind.

## 6.4 Empfehlungen für die Anwendung des genaueren rechnerischen Nachweises

### 6.4.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens hat sich gezeigt, dass der genaue rechnerische Nachweis des Brandfalls auf Grundlage des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ nach DIN EN 1992 [4] als ein aufwändiges und komplexes Berechnungsverfahren zu sehen ist, das in der Praxis bisher noch nicht erprobt ist. In Abhängigkeit der gewählten Randbedingungen (Größe und Zeitpunkt der Abplatzungen, temperaturabhängige Materialeigenschaften für die thermische und mechanische Analyse, gewählte Berechnungsalgorithmen) resultieren deutlich differenzierte Berechnungsergebnisse.

Die Musterstatik dient als Leitfaden und zeigt die Methodik für die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls auf. Für die Musterstatik wird ein Tunnelbauwerk aus Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) gewählt. Die Auswirkungen geänderter Randbedingungen auf das Berechnungsverfahren (z. B. Beton ohne PP-Fasern, Verwendung von Brandschutzbekleidung, geänderte Brandeinwirkung) werden in der Musterstatik aufgezeigt

Für zukünftige Straßentunnel ist nach aktuellem Stand vorgesehen, den Einsatz von Beton mit PP-Fasern als bauliche Brandschutzmaßnahme für Tunnelbauwerke in dem Regelwerk ZTV-ING vorzugeben. Durch Vorgabe von Rezepturen für den Faserbeton ist davon auszugehen, dass die rechnerischen Randbedingungen hinsichtlich Größe und Zeitpunkts der Betonabplatzungen und der Temperaturverteilung im Bauteil für zukünftige Tunnel vergleichbar sind. Auf dieser Grundlage wird nachfolgend ein vereinfachtes und für die Praxis zweckmäßiges Nachweisverfahren für den Brandfall vorgestellt.

Das vereinfachte Berechnungsverfahren beruht auf der Ermittlung eines äquivalenten, linearen und bauteildickenabhängigen Temperaturgradienten, um Berechnungen mit üblichen Stabwerksprogrammen im Zustand I (ungerissener Zustand) zu ermöglichen. Das vereinfachte Berechnungsverfahren soll im Ergebnis Schnittgrößen in gleicher Größenordnung erzeugen wie ein genauere rechnerischer Nachweis mit nichtlinearen Berechnungsalgorithmen (Zustand II, temperaturabhängige Materialeigenschaften).



Exemplarisch sind nachfolgend für den Berechnungsquerschnitt 1 (RQ 26t Beton mit PP-Fasern, Auflast 4 m, ZTV-ING-Kurve) die Biegemomentenverläufe aus dem genaueren rechnerischen Nachweis und einer Berechnung mit einem abgeleiteten äquivalenten, linearen Temperaturgradienten vergleichend gegenübergestellt. Dabei werden nicht die Zwangsbiegemomente aus dem Einzellastfall Brand miteinander verglichen, sondern die im Rahmen der Lastfallkombination überlagerten Biegemomente aus den Gebrauchslastfällen und dem Zwangsbiegemoment, um den Einfluss der nichtlinearen Berechnung mit Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialkennwerte auf die Gesamtbeanspruchungen zu erfassen. Es zeigt sich, dass die Abweichungen im Biegemomentenverlauf

im Mittel kleiner als 5 % sind. Dies kann als ausreichend genau angesehen werden.

Nachfolgend wird ein Vergleich der Normalkräfte aus dem genaueren rechnerischen Nachweis und der Berechnung mit dem äquivalenten Temperaturgradienten vorgenommen. Der Unterschied ist als vernachlässigbar zu sehen. Da bei einem Rechteckquerschnitt die Zwangsnormalkraft aus dem Brand nicht so ausgeprägt und bemessungsrelevant ist wie bei einem Gewölbe- oder Kreisquerschnitt, muss neben dem äquivalenten Temperaturgradienten  $\Delta T$  keine zusätzliche gleichmäßige Temperaturänderung  $T_0$  angegeben werden.

In den Kapiteln 6.4.2 bis 6.4.3 werden getrennt für die Brandbeanspruchungen aus der ZTV-ING-

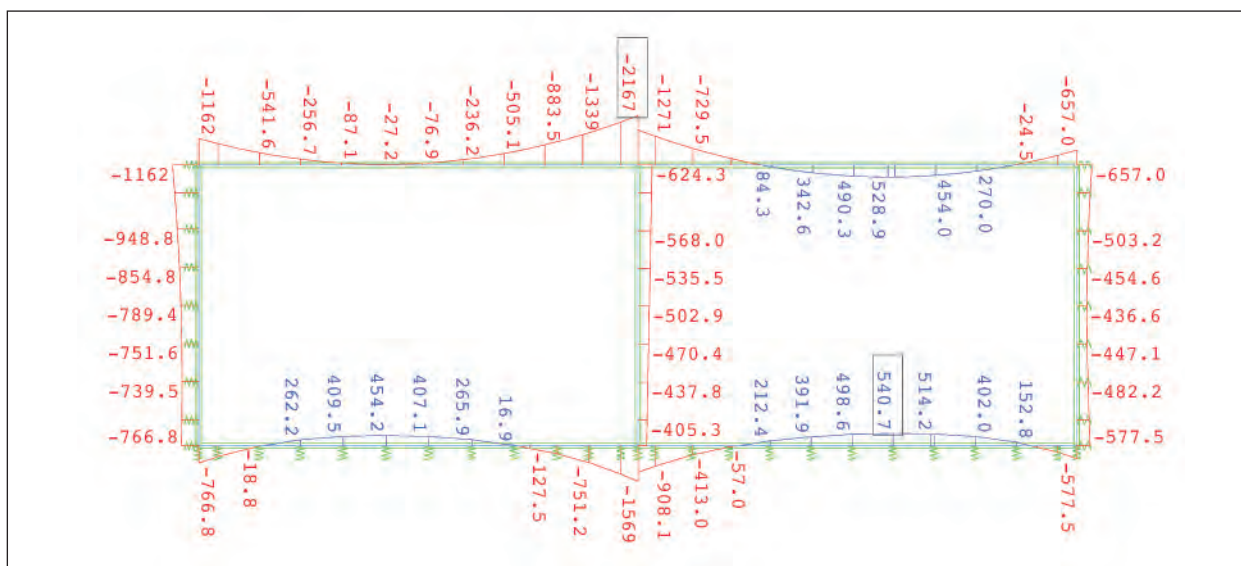


Bild 143: BQ 1, Biegemomentenverlauf, genauerer rechnerischer Nachweis [kNm]

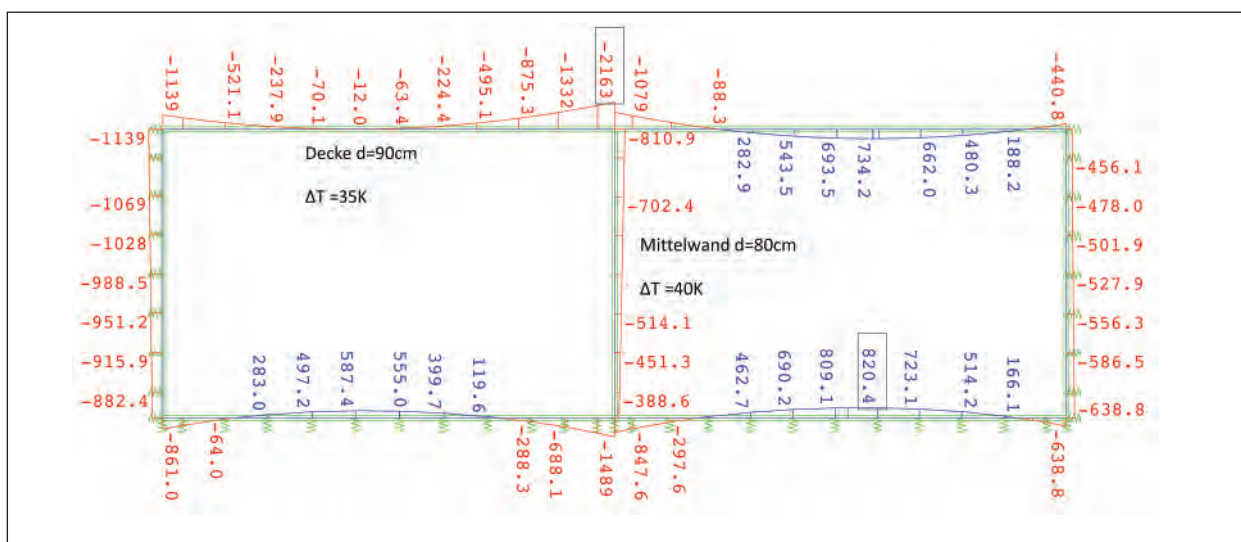


Bild 144: BQ 1, Biegemomentenverlauf, äquivalenter Temperaturgradient [kNm]

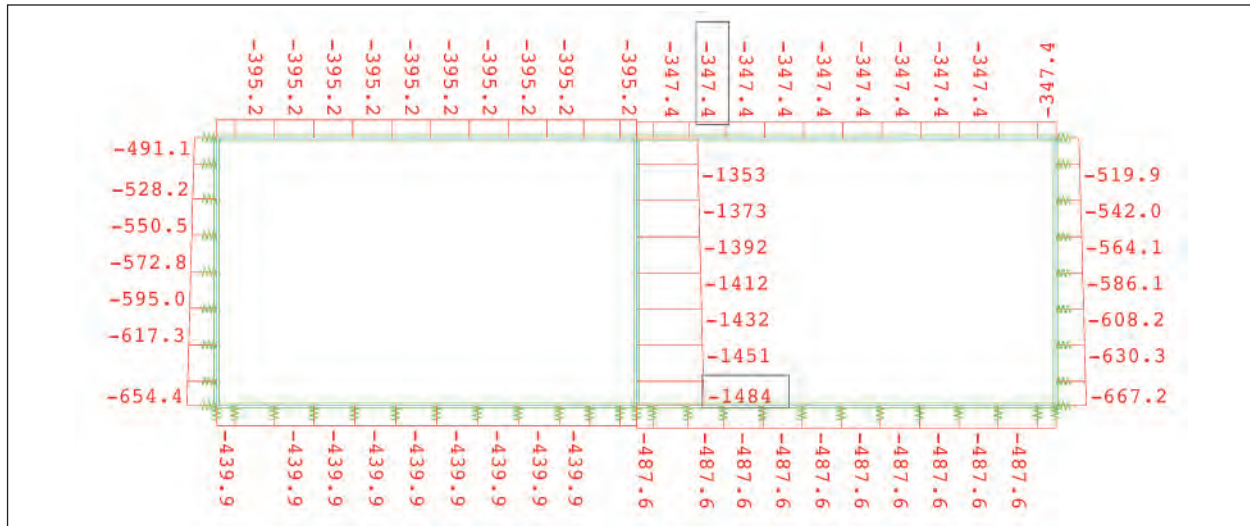


Bild 145: BQ 1, Normalkraftverlauf, genauer rechnerischer Nachweis [kNm]

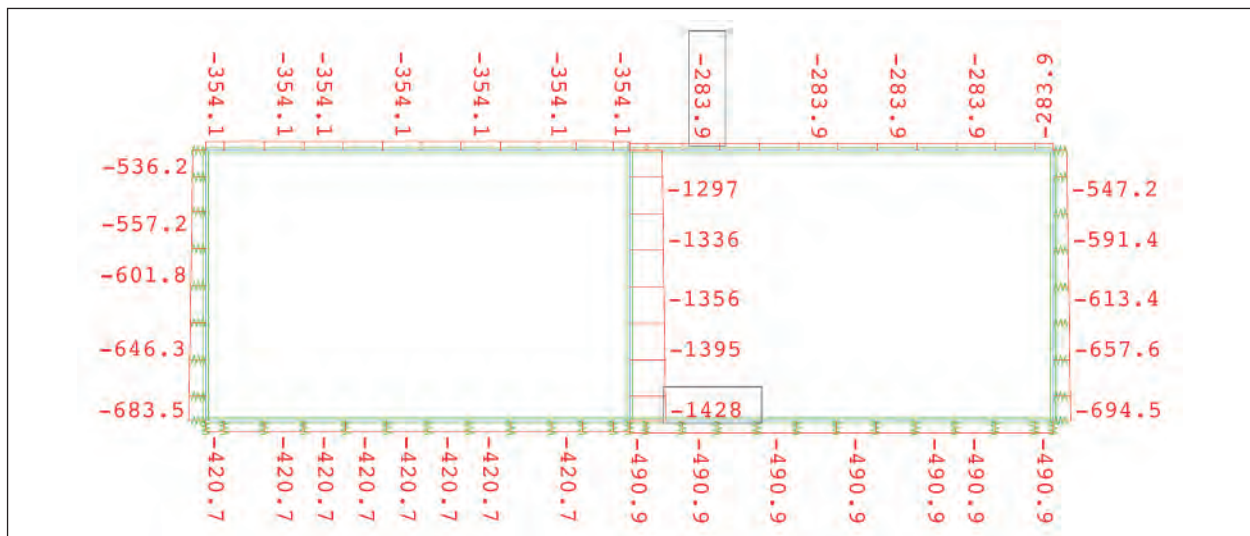


Bild 146: BQ 1, Normalkraftverlauf, äquivalenter Temperaturgradient [kNm]

Kurve und der verlängerten ZTV-ING-Kurve die bauteildickenabhängigen äquivalenten Temperaturgradienten aus den Ergebnissen der durchgeführten Berechnungen unter Variation der statischen Systeme und der Auflasten abgeleitet.

Die Einflussparameter Betonfeuchte, Betonzuschlag, Baugrundsteifigkeit und Betondruckfestigkeit sind entsprechend den Auswertungen im Kapitel 4 als nicht bemessungsrelevant zu sehen bzw. diese Parameter sind konservativ bei den genaueren rechnerischen Nachweisen berücksichtigt worden.

#### 6.4.2 Äquivalenter, linearer Temperaturgradient für ZTV-ING-Kurve

Für die Brandbeanspruchung aus der ZTV-ING-Kurve werden für folgende Berechnungsquerschnitte die äquivalenten, linearen Temperaturgradienten abgeleitet:

- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 60 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 90 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 120 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 150 cm, Auflast: 4 m,

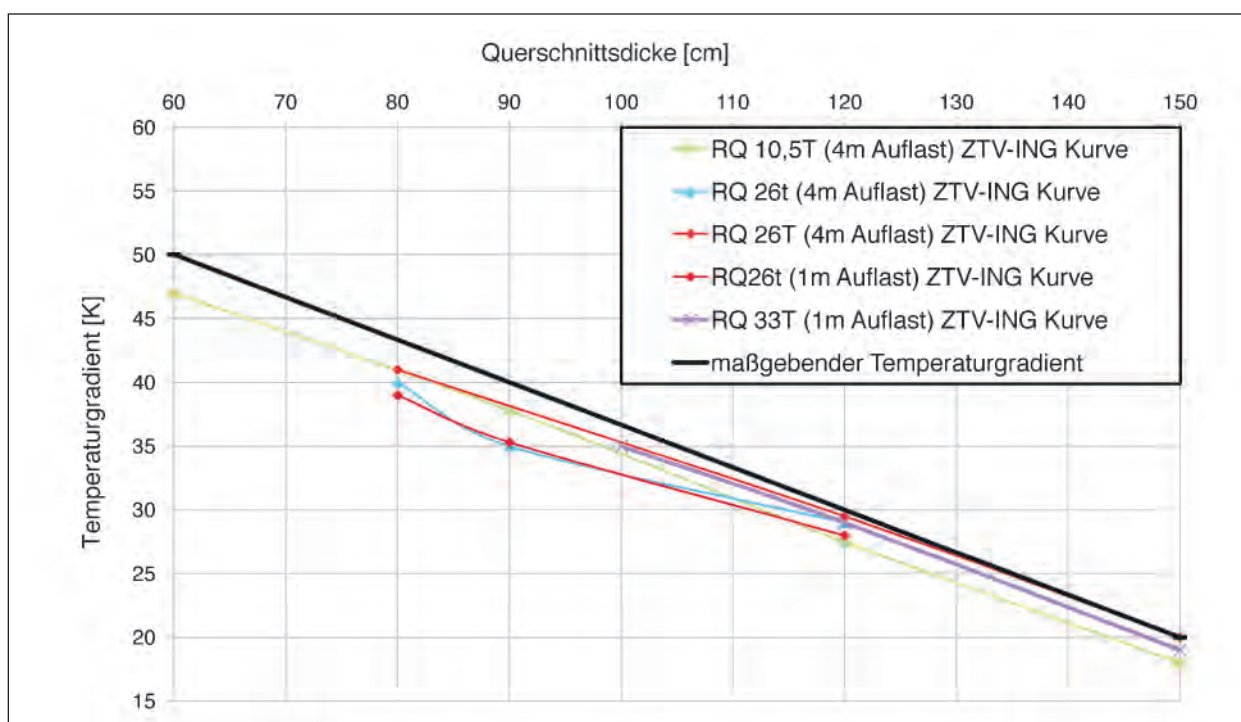


Bild 147: Äquivalenter Temperaturgradient, Beton mit PP-Fasern, ZTV-ING-Kurve

- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 90 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 1 m,
- RQ 26T, Decken- und Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 26T, Decken- und Außenwanddicke: 150 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 33T, Deckendicke: 150 cm, Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 100 cm, Auflast: 1 m.

In Bild 147 sind die abgeleiteten äquivalenten, linearen Temperaturgradienten dargestellt.

Aus der grafischen Ergebnisdarstellung können folgende Auswertungen vorgenommen werden:

- Der Einfluss der Bauteildicke auf den äquivalenten Temperaturgradienten – mit zunehmender Bauteildicke nimmt der äquivalente Temperaturgradient ab – kann als nahezu linear gesehen werden.
- Der äquivalente Temperaturgradient kann als nahezu systemunabhängig (Anzahl und Breite

der Tunnelzelle) gesehen werden. Die Differenzen liegen im Bereich möglicher Rechenungenauigkeiten. In Analogie zu dem Tragverhalten von Durchlaufträgern sind für drei- bzw. mehrzellige Tunnelquerschnitte kein ungünstigeres Tragverhalten bzw. größere Zwangsschnittgrößen gegenüber den untersuchten ein- und zweizelligen Tunnelquerschnitten zu erwarten.

- Der äquivalente Temperaturgradient kann als unabhängig von der äußeren Belastung gesehen werden. Die Differenzen zwischen den Berechnungen für den RQ 26t mit 1 m Auflast und dem RQ 26t mit 4 m Auflast liegen im Bereich möglicher Rechenungenauigkeiten.

Auf Grundlage der obigen Auswertungen ist die lineare Abhängigkeit des äquivalenten Temperaturgradienten von der Bauteildicke in Form einer „maßgebenden“ Geraden in Bild 147 dargestellt. Die „maßgebende“ Gerade ist auf der sicheren Seite liegend an der oberen Grenze der Linien-schar festgelegt worden. Demnach sind bei einer Bauteildicke von 60 cm ein linearer Temperaturgradient von 50 K und bei einer Bauteildicke von 150 cm ein linearer Temperaturgradient von 20 K anzusetzen. Für Bauteildicken zwischen 60 cm und 150 cm ist linear zu interpolieren. Eine weitere Reduzierung des Temperaturgradienten für Bauteildicken größer 150 cm wird nicht empfohlen. Für



Bauteildicken größer 150 cm sollte der Temperaturgradient von 20 K angesetzt werden.

Der Temperaturgradient ist auf die Wände und die Decke innerhalb einer Zelle anzusetzen. Im Rahmen der Parameteruntersuchung im Kapitel 4.2.1 hat sich gezeigt, dass ein differenzierter Ansatz der Brandeinwirkung in der Tunnelzelle (z. B. nur eine Wand und die Decke) keinen entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung hat und daher vernachlässigt werden kann.

### 6.4.3 Äquivalenter, linearer Temperaturgradient für verlängerte ZTV-ING-Kurve

Die obigen Auswertungen aus den Berechnungen für die ZTV-ING-Kurve können aus qualitativer Sicht auch auf die verlängerte ZTV-ING-Kurve übertragen werden.

Zur Verifizierung wurden folgende Berechnungen mit der Einwirkung einer verlängerten ZTV-ING-Kurve durchgeführt.

- RQ 26t, Decken- und Außenwanddicke: 90 cm, Mittelwanddicke: 80 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 60 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 90 cm, Auflast: 4 m,

- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 120 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 10,5T, Decken- und Wanddicke: 150 cm, Auflast: 4 m,
- RQ 33T, Deckendicke: 150 cm, Außenwanddicke: 120 cm, Mittelwanddicke: 100 cm, Auflast: 1 m.

In Bild 148 sind die abgeleiteten äquivalenten Temperaturgradienten dargestellt.

Aus der grafischen Ergebnisdarstellung können die Annahmen hinsichtlich des linearen Zusammenhangs des äquivalenten Temperaturgradienten und der Bauteildicke bestätigt werden.

Demnach sind bei einer Bauteildicke von 60 cm ein linearer Temperaturgradient von 55 K und bei einer Bauteildicke von 150 cm ein linearer Temperaturgradient von 25 K anzusetzen. Für Bauteildicken zwischen 60 cm und 150 cm ist linear zu interpolieren. Für Bauteildicken größer 150 cm sollte der Temperaturgradient von 25 K angesetzt werden.

Im Vergleich zur ZTV-ING-Kurve ergibt sich bei der Einwirkung einer verlängerten ZTV-ING-Kurve ein um 5 K erhöhter Temperaturgradient.

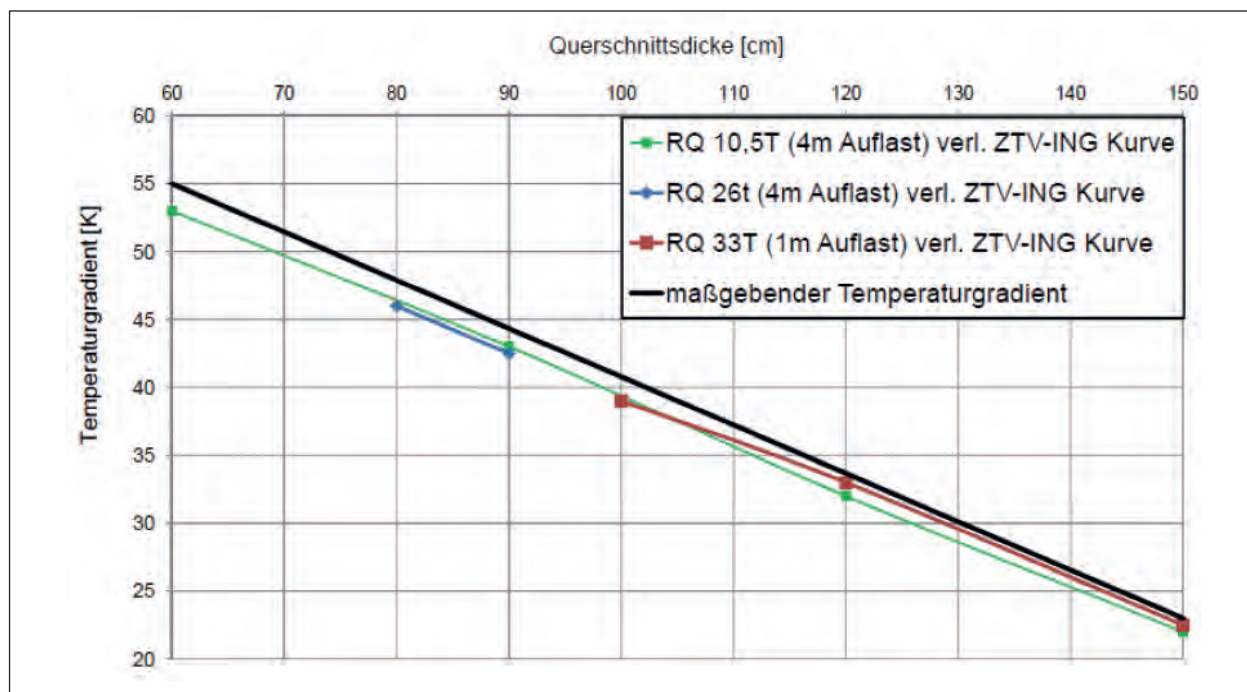


Bild 148: Äquivalenter Temperaturgradient, Beton mit PP-Fasern, verl. ZTV-ING-Kurve



## 6.5 Formulierungsvorschläge für die Fortschreibung der ZTV-ING

Auf Grundlage der vorherigen Auswertungen in den Kapiteln 6.1 bis 6.4 werden in diesem Kapitel Textanpassungen für eine Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“ formuliert. Die nachfolgenden Formulierungsvorschläge basieren auf der Annahme, dass die Verwendung eines Faserbetons (PP-Fasern) zukünftig als bauliche Brandschutzmaßnahme im Regelfall vorgegeben wird. Die Anforderungen an die Rezeptur, Herstellung und Verarbeitung sollten auf Grundlage des Forschungsvorhabens „Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln“ [10] im Rahmen einer Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 1 „Massivbau“ vorgegeben werden. Dabei sind insbesondere die Erkenntnisse aus den beiden aktuellen Pilotprojekten einzubeziehen, wo die ausreichende Robustheit des Frischbetons unter Baustellenbedingung überprüft bzw. optimiert werden soll. Die im Kapitel 4.5 des vorliegenden Forschungsberichtes getroffenen Schlussfolgerungen hinsichtlich des Einflusses des Betonzuschlages sind in diesem Zusammenhang zu beachten.

Die bisher in der ZTV-ING vorgegebene konstruktive Maßnahme in Form einer verzinkten Mattenbewehrung (N94) innerhalb der luftseitigen Betondeckung kann bei Verwendung von Faserbeton entfallen.

Weiter wird empfohlen, die erforderliche Betondeckung in der ZTV-ING zu spezifizieren. Bisher wird in der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.2 pauschal eine Betondeckung von  $\text{nom } c = 6 \text{ cm}$  angegeben. Diese erhöhte Betondeckung ist vom Grundsatz her nur für die luftseitige Bewehrung in Decke und Wand erforderlich. Über die erhöhte Betondeckung von  $\text{nom } c = 6 \text{ cm}$  soll sichergestellt werden, dass im Brandfall die Temperatur der luftseitigen Bewehrung auf kleiner  $300 \text{ °C}$  beschränkt wird. Für die erdseitige Bewehrung der Decke und der Wände sowie für die Bewehrung der Sohle kann die Betondeckung über das Kriterium der Dauerhaftigkeit bestimmt werden. Hier können die Anforderungen des DIN-FB 102, Kapitel II, Ziffer 4.1.3.3 herangezogen werden (siehe Kapitel 2.1.3. des vorliegenden Berichtes). Der aus der gewählten Betondeckung resultierende Achsabstand hat entscheidenden Einfluss auf die erforderliche Bewehrung im Gebrauchstauglichkeitsnachweis. Insbesondere für die Sohle liegt ein Einsparpotenzial bei der max. Feldbewehrung von ca. 20 % vor.

Die nachfolgenden Vorschläge für die Textanpassungen zu den rechnerischen Nachweisen werden zur Verdeutlichung in dem aktuellen Text der ZTV-ING eingetragen und über kursive Schrift bzw. durchgestrichene Linien kenntlich gemacht. Der Verweis auf die Musterstatik ist entsprechend der vorgesehenen Veröffentlichung zu ergänzen.

### 10.3.3 Rechnerischer Nachweis

(1) Für ~~ein- und mehrzellige Rahmen aus Faserbeton (Zusatz von Polypropylenfasern) mit oder ohne Sohle, ein- und zweizellig, mit Bauteildicken größer 0,6 m von 0,80 m bis 1,60 m und Stützweiten bis 16 m~~ darf ein vereinfachter rechnerischer Nachweis des Lastfalls Brand über einen Ersatztemperaturgradienten geführt werden. Dabei ist ein *bauteildickenabhängiger, linearer Temperaturgradient von  $50 \text{ K}$  in Wand und Decke bei voller Steifigkeit des Betonquerschnitts in Zustand I anzusetzen* und der Nachweis der Tragfähigkeit für die Kombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen gemäß dem DIN-Fachbericht „Einwirkungen auf Brücken“ zu führen. *Bei einer Bauteildicke von 60 cm sind ein linearer Temperaturgradient von  $50 \text{ K}$  und bei einer Bauteildicke von  $\geq 150 \text{ cm}$  ein linearer Temperaturgradient von  $20 \text{ K}$  anzusetzen. Für Bauteildicken zwischen 60 cm und 150 cm ist linear zu interpolieren.*

*Für Tunnel mit erhöhten baulichen Sicherheitsanforderungen sind bei einer Bauteildicke von 60 cm ein linearer Temperaturgradient von  $55 \text{ K}$  und bei einer Bauteildicke von  $\geq 150 \text{ cm}$  ein linearer Temperaturgradient von  $25 \text{ K}$  anzusetzen. Für Bauteildicken zwischen 60 cm und 150 cm ist linear zu interpolieren.*

~~(2) Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt und die erforderliche Bewehrungsführung aus der Bemessung für Gebrauchslasten nach DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ sind zu überprüfen und ggf. anzupassen.~~

~~(3) Ergibt sich aus dem vereinfachten Nachweis ein wesentlich höherer Bewehrungsgrad als für die Lastfälle im Gebrauchszustand erforderlich, ist ein genauere rechnerischer Nachweis durchzuführen.~~

~~(4) Bei abweichenden Querschnitten und Systemen ist ein genauere rechnerischer Nachweis unter Berücksichtigung der realen Quer-~~

~~schnittserwärmung und Steifigkeitsveränderung während des Brandes zu führen. Bei abweichenden Randbedingungen, d. h. keine Verwendung von Faserbeton (Polypropylen-Fasern) und Bauteildicken kleiner 60 cm, ist ein rechnerischer Nachweis des Brandfalls auf Grundlage des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ nach Eurocode EN 1992-1-2 unter Berücksichtigung möglicher Betonabplatzungen in Abhängigkeit der vorhandenen bzw. vorgesehenen Brandschutzmaßnahmen zu führen. Zusätzlich ist ein rechnerischer Nachweis nach dem Brand unter Berücksichtigung der nichtreversiblen Festigkeitsminderungen des Stahlbetons durch die Brandeinwirkung zu führen. Beide Nachweise sind für die außergewöhnliche Bemessungssituation gemäß DIN-Fachbericht „Einwirkungen auf Brücken“ zu führen. Für eine länger andauernde Instandsetzungsphase nach dem Brand ist das Sicherheitsniveau für den Bauzustand (LF 2 nach DIN 1054) unter Berücksichtigung des tatsächlichen Schadensbildes nachzuweisen. Gegebenenfalls sind zum Erreichen dieses Sicherheitsniveaus zusätzliche temporäre Stützungsmaßnahmen erforderlich.~~

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

### Zusammenfassung

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr-, Bau- und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, genauere rechnerische Nachweise zu Brandeinwirkungen auf typische Rechteckrahmenquerschnitte von Straßentunneln (ein- und zweizellig) unter Berücksichtigung der „normalen“ ZTV-ING-Brandkurve (25 Minuten Vollbrandphase) und der „verlängerten“ ZTV-ING-Brandkurve (55 Minuten Vollbrandphase) durchgeführt.

Aufgrund des deutlich unterschiedlichen Abplatzverhaltens von Beton ohne PP-Fasern und Beton mit PP-Fasern mit entsprechendem Einfluss auf das Tragverhalten im Brandfall bzw. nach dem Brandfall wurden differenzierte Berechnungen durchgeführt. Die Annahmen für die Größe und den Zeitpunkt der Betonabplatzungen basieren auf den Auswertungen von Großbrandversuchen für Rechteckrahmen [10].

Die genauen rechnerischen Nachweise im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden über das „Allgemeinen Rechenverfahren“ gemäß DIN EN 1992-1-2 [4] durchgeführt.

In einem ersten Schritt wurde im Rahmen einer thermischen Analyse die Temperaturverteilung im Bauteil berechnet. Die berechneten Temperaturverläufe wurden zur Verifizierung mit Temperaturmessungen aus den Brandversuchen [10, 14] verglichen, wobei sich eine gute Übereinstimmung gezeigt hat.

In einem zweiten Schritt wurde eine mechanische Analyse für die ausgewählten Querschnitte durchgeführt, wo die resultierenden Zwängungen aus der Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den maßgebenden Gebrauchslastfällen (Kaltbemessung) überlagert wurden. Bei der Schnittgrößenermittlung wurden die temperaturabhängigen Materialeigenschaften berücksichtigt.

In zusätzlichen statischen Berechnungen wurde der Lastfall nach dem Brand mit Berücksichtigung der veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung nachgewiesen.

Die Auswertungen der durchgeführten Berechnungen, d. h. der Kaltberechnung (Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise), des vereinfachten Nachweises des Brandfalls nach ZTV-ING und des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls, führten zu folgenden wesentlichen Ergebnissen:

- Bei Anwendung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls liegt gegenüber dem derzeitigen vereinfachten Nachweis nach ZTV-ING Einsparpotenzial bei der Bewehrung vor (siehe Kapitel 6.3). Sowohl bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve als auch bei Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve wird der Brandlastfall bei den untersuchten Tunnelquerschnitten RQ 26t (Bauteildicke: 90 cm) nicht bemessungsrelevant.
- Über den derzeitigen vereinfachten Nachweis des Brandfalls (Temperaturgradient  $\Delta T = 50 \text{ K}$ ) ist auch die Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve abgedeckt, wie die Ergebnisse des genaueren rechnerischen Nachweise zeigen.
- Die auf Grundlage der Großbrandversuche [10] berücksichtigten Betonabplatzungen bei einem Beton ohne PP-Fasern führen aufgrund des

Entfalls der luftseitigen Bewehrung bei den statischen Berechnungen im Lastfall nach dem Brand über übliche lineare und nichtlineare Berechnungsverfahren (Zustand II) zu einem Tragwerksversagen. Im Rahmen von zusätzlichen statischen Berechnungen unter Berücksichtigung eines plastischen Gelenks in Deckenmitte konnte für übliche Randbedingungen von Bestandstunneln eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden. Bei ungünstigen Randbedingungen einzelliger Tunnel mit geringer Bauteildicke und hoher Auflast konnten die statischen Berechnungen für den Lastfall nach dem Brand nicht erfolgreich nachgewiesen werden.

Es hat sich gezeigt, dass der genaue rechnerische Nachweis des Brandfalls ein komplexes Berechnungsverfahren ist, das in der Praxis noch nicht erprobt ist. In Abhängigkeit der gewählten Randbedingungen (Größe und Zeitpunkt der Abplatzungen, temperaturabhängige Materialeigenschaften für die thermische und mechanische Analyse, nichtlineare Berechnungsalgorithmen) können deutlich differenzierte Berechnungsergebnisse resultieren.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ist eine Musterstatik für den genaueren rechnerischen Nachweis des Brandfalls für einen ausgewählten Berechnungsquerschnitt aufgestellt worden (Anlage 1). Die Musterstatik dient als Leitfaden und zeigt die Methodik für die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls auf. Für die Musterstatik wird ein Tunnelbauwerk aus Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) gewählt. Die Auswirkungen geänderter Randbedingungen auf das Berechnungsverfahren (z. B. Beton ohne PP-Fasern, Verwendung von Brandschutzbekleidung, geänderte Brandeinwirkung) werden in der Musterstatik aufgezeigt.

Die Musterstatik ist im Rahmen eines Prüfgutachtens durch den Prüflingenieur Prof. Dr.-Ing. Harte, Ingenieurbüro Krätzig & Partner, Bochum, hinsichtlich der Methodik und Plausibilität der Annahmen und des Lösungsweges sowie stichprobenartiger Kontrolle der Ergebnisse geprüft worden (Anlage 2).

Für einen Tunnelquerschnitt aus Beton mit PP-Fasern kann bei entsprechenden Vorgaben an die Rezeptur, Herstellung und Verarbeitung davon ausgegangen werden, dass die rechnerischen Randbedingungen hinsichtlich Größe und Zeitpunkt der Abplatzungen und Temperaturverteilung im Bauteil vergleichbar sind. Auf dieser Grundlage wurde für

ein- und mehrzellige Tunnelquerschnitte mit Bauteildicken größer 60 cm ein vereinfachtes Berechnungsverfahren für den Brandfall mit Vorgabe eines von der Bauteildicke abhängigen linearen äquivalenten Ersatztemperaturgradienten vorgestellt. Der äquivalente Ersatztemperaturgradient wurde für die ZTV-ING-Kurve und die verlängerte ZTV-ING-Kurve entwickelt.

Die Erkenntnisse aus dem vorliegenden Forschungsvorhaben sollen in einer Fortschreibung der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 2, Nr. 10 „Baulicher Brandschutz“ aufgenommen werden. Die Vorschläge für entsprechende Textanpassungen sind dem Kapitel 6.5 zu entnehmen.

### Ausblick

- Im Rahmen von zwei aktuellen Pilotprojekten soll die Rezeptur des Faserbetons (PP-Fasern) im Hinblick auf eine ausreichende Robustheit des Frischbetons unter Baustellenbedingungen optimiert werden. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse können im Rahmen einer Fortschreibung der ZTV-ING die Anforderungen an die Rezeptur, Herstellung und Verarbeitung für den Faserbeton (PP-Fasern) vorgegeben werden. Die Erkenntnisse aus aktuellen Forschungsvorhaben an der MFPA Leipzig hinsichtlich Einflusses der Zuschlagsart auf das Abplatzverhalten [34] sind gegebenenfalls einzubeziehen (siehe Kapitel 4.5).
- Die Eigenschaften von Faserbeton (PP-Fasern) nach einem Brandfall hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Wirksamkeit für einen weiteren Brandfall sind nach derzeitigem Stand noch nicht vollständig untersucht. Der erforderliche Sanierungsbedarf nach einem Brandfall kann derzeit nicht sicher abgeschätzt werden.
- Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde das Tragvermögen von Tunnelquerschnitten im Brandfall im Hinblick auf die Biegetragfähigkeit untersucht. Der Einfluss des Brandfalls auf das Querkrafttragverhalten ist nach derzeitigem Stand noch nicht vollständig untersucht.
- Für die Verwendung eines Faserbetons (PP-Fasern) ist im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens ein Nachweis des Brandfalls mit bauteildickenabhängigen Ersatztemperaturgradienten abgeleitet worden. Die zugrunde lie-

genden Untersuchungen und damit auch die Anwendbarkeit beschränken sich auf Tunnelquerschnitte mit Bauteildicken von  $\geq 0,6$  m. Über zusätzliche Untersuchungen kann überprüft werden, inwieweit eine Übertragung auf Bauteildicken  $< 0,6$  m möglich ist.

- Für die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des baulichen Brandschutzes für Tunnel in bergmännischer Bauweise wird Forschungsbedarf analog zu den vorliegenden Untersuchungen für den Rechteckrahmenquerschnitt gesehen.
- Aktuell läuft bei Softwarefirmen eine Weiterentwicklung der Stabwerksprogramme zur Einbeziehung der Vorschädigung des Betons aus vorherigen Zeitschritten beim rechnerischen Nachweis des Brandfalls („time-history“). Von IMM durchgeführte vereinfachte Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass bei Berücksichtigung der „time-history“ keine wesentlichen Änderungen der Ergebnisse zu erwarten sind und dass die Ergebnisse ohne „time-history“ auf der sicheren Seite liegen.

## 8 Literatur

- [1] Verkehrsblatt-Sammlung S1056: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Teil 5 „Tunnelbau“ und Teil 3 „Massivbau“, Abschnitt 1 „Beton“, Sammlung Brücken- und Ingenieurbau – Baudurchführung, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co. KG, Dortmund
- [2] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, März 2009
- [3] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, März 2009
- [4] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [5] DIN EN 1991-1-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV): Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT), FGSV-Nr. 339, FGSV-Verlag GmbH, Köln, Ausgabe 2006
- [7] DIN 1054: Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005
- [8] BLOSFELD, J.: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln, Bericht zum AP-Projekt F1100.2306000, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 67, Wirtschaftsverlag NW GmbH, August 2009, Bremerhaven
- [9] SCHMIDT, K.; DAHLHAUS, F.; WINKLER, W.; SCHAFFENRATH, D.: Traglastuntersuchungen für Straßentunnel unter Einwirkung verschiedener Brandkurven. Schlussbericht ILF Beratende Ingenieure München-Innsbruck/TU Bergakademie Freiberg zum FE-Projekt 15.428/2006/ ERB im Auftrag des BMVBS/der BASt, 31.07. 2008 (unveröffentlicht)
- [10] DEHN, F. et al.: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln, Bericht zum FE Projekt 15.448/2007/ERB im Auftrag des BMVBS/der BASt, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 73, Wirtschaftsverlag NW GmbH, 2010, Bremerhaven
- [11] KUSTERLE, W. et al.: Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton, BMVIT in Zusammenarbeit mit der HL-AG, Straßenforschung, Heft 544, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien, 2004
- [12] HOSSER, D.; RICHTER, E.: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, FE-Nr. 15-236R95E im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1998
- [13] RICHTER, E.: Nachweis baulicher Brandschutzmaßnahmen, Kapitel 6 im vfdb-Leitfaden „Ingenieurmethoden des Brandschutzes“, Herausgeber: D. HOSSER, vfdb TB 04/01, Mai 2006
- [14] DORGARTEN, H.-W.; DAHL, J.; SCHAAB, A.: Brandrestistente Tunnelkonstruktionen: Ergebnisse von Brandversuchen und Anwendungs-



- kriterien, Forschung + Praxis, Heft 35: Tunnel – Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 159-164, Bauverlag 2003
- [15] WAGENEDER, J.: Traglastuntersuchungen unter Brandeinwirkungen, Bauingenieur, Band 77, April 2002
- [16] RICHTER, E.; HOSSER, D.: Baulicher Brandschutz bei Verkehrstunneln in offener Bauweise, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, S. 178-184 (Zusammenfassung FE 15.263 R95E), 2002
- [17] ASCHABER, M.; FEIST, C.; HOFSTETTER, G.: Numerische Simulation des Verhaltens von Betontragwerken unter Brandeinwirkung, Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 9, S. 578-587, 2007
- [18] HÖRRLE, D.; MAYER, P.-M.: Temperaturentwicklung und Beanspruchung von Tunnelinnenschalen im Brandfall, Bautechnik 85, Heft 6, S. 381-391 (zusätzlich im Anhang), 2008
- [19] vfdB-Leitfaden: Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Herausgeber D. HOSSER, Mai 2009
- [20] HAAK, A.; MEYEROLTMANN, W.; STUVA, HOSSER, D.; RICHTER, E.: Sicherheitstechnische Beurteilung und Anforderung an den baulichen Brandschutz in Eisenbahntunneln mit Tübbingauskleidung, iBMB TU Braunschweig 2008
- [21] HYDRA Grundwasser- und Wärmemodelle nach der Finiten-Elemente-Methode, Handbuch Version 11.00, SOFiSTiK AG, Oberseleisheim, 2005
- [22] DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [23] Prüfung und Validierung von Rechenprogrammen für Brandschutznachweise mittels allgemeiner Berechnungsverfahren nach den Brandschutzteilen der Eurocodes, MILATZ, M., Studienarbeit am Institut für Baustatik und Stahlbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, 2010
- [24] USEMANN, K.: Brandschutz in der Gebäudetechnik, Springer Verlag, 2003
- [25] SCHNEIDER, U.: Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Werner Verlag, 2002
- [26] WINSELMANN, D.; STÄDING, A.: Brandschutz im Tunnelbau: verbesserte rechnerische Nachweise für die Konstruktion, Forschung + Praxis 39, S. 212-216
- [27] SCHNEIDER, U.: Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Werner Verlag, 2002
- [28] MEHLHORN, G.: Der Ingenieurbau-Grundwissen/Bauphysik, Brandschutz, Ernst & Sohn Verlag, 1997
- [29] BALTHAUS, H.; DAHL, J.; SCHAAB, A.; BILLIG, B.: Brandschutzbeton für Tunnelkonstruktionen – Grundlagen, Ergebnisse von Brandversuchen und Hinweise für die Anwendung, Tunnelbau 2005
- [30] SCHUCK, W.; HAAK, A.; RICHTER, E.; STÄDING A.: Baulicher Brandschutz bei Eisenbahntunneln mit einschaligem Tübbingausbau, Tunnelbau 2011
- [31] KATZ, C.; TAUTZ, R.: Numerische Umsetzung zu „heißen Bemessungen“, Tagungsband Fire Engineering 2011
- [32] DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [33] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, August 2008
- [34] Telefonnotiz Hr. BLOSFELD (BAST), mit Hr. Prof. DEHN, MFPA Leipzig: Einfluss der Gesteinskörnung auf das Brandverhalten von Tunnelbetonen, E-Mail vom 26.01.12

## 9 Anlagen

- Anlage 1: FE 15.0502/2010/ERB: Rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes für Tunnel in offener Bauweise; Musterstatik, Ingenieurbüro IMM Maidl&Maidl, 04.05.2012
- Anlage 2: Prüfgutachten HH 02/11 Prof. Dr.-Ing. HARTE, Ingenieurgesellschaft KUP Bochum, 31.05.2012

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

### 2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken  
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt  
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität  
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger  
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

### 2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig € 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahr-  
bahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht  
Eilers, Küchler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau  
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für  
das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2  
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung  
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50

### 2004

- B 45: Erfahrungssamlungen: Stahlbrücken – Schäden – wetter-  
feste Stähle Seile  
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken  
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken  
aus wetterfesten Stählen  
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brük-  
kenseilen und -kabeln  
Hemmer-Halswick € 13,00
- B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen  
im Tunnelbau  
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

### 2005

- B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken  
Steinauer, Scharnigg € 13,50

### 2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von  
Brückenbauwerken  
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggenhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf-  
tung von Epoxidharz  
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für  
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3  
Holst € 13,50

- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hy-  
drophobierungsmitteln  
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der  
Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen  
Friedrich, Staeck € 14,50

- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im  
Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur  
Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

### 2007

- B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit  
magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brücken-  
fahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Exposi-  
tionsklasse XF2  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

- B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der  
Durchführung und Auswertung  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

- B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel  
Sistenich € 14,50

### 2008

- B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme  
Schröder € 12,50

- B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneue-  
rung – Bewährung  
Schröder € 13,50

- B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutz-  
plankenpfosten  
Schröder, Staeck € 13,00

- B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff  
Eilers € 12,00

- B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

- B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an ei-  
ner Brückenkappe der Expositions-kategorie XF4  
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

### 2009

- B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1  
Hagen/Schwerte  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflich-  
tig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

- B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln  
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann,  
Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln  
Blosfeld € 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln  
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

## 2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau  
Kuhlmann, Euler € 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen  
Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk  
Müller € 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand  
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

## 2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems  
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes  
*Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“*  
*Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“*  
*Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“*  
*Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“*  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln  
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse  
Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand  
Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken  
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)  
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung  
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton  
Nguyen, Freitag € 13,50

## 2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie  
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke  
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard  
Eilers, Quaas, Staeck € 14,00

## 2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung  
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel  
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Hegger, Reißer € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola

---

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Tel. (0421) 3 69 03-53  
Fax (0421) 3 69 03-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.