

Universität für Bodenkultur Wien

University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna

Departement für Bautechnik und Naturgefahren

Institut für konstruktiven Ingenieurbau



**ZEITABHÄNGIGE, NICHTLINEARE BRANDBERECHNUNGEN VON
TUNNELBAUWERKEN AUS STAHLBETON**

Diplomarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplomingenieur

eingereicht von:

Kovacs Daniel Alexander

Betreuer: Strauss Alfred

Mitbetreuer: Bergmeister Konrad

Matrikelnummer 0440536

16.05.2011

Ich versichere hiermit:

dass ich diese Diplomarbeit selbstständig verfasst, nur die angeführten Quellen und Hilfsmittel verwendet und mich auch sonst nur erlaubten Hilfen bedient habe.

dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im Inland noch im Ausland in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Datum

Unterschrift

.....

Vorwort

Die vorliegende Diplomarbeit wurde unter der Leitung von Herrn Dipl.-Ing. Dr. habil. Alfred Strauss, Ph.D. am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien durchgeführt.

Mein aufrichtiger Dank für die Betreuung dieser Diplomarbeit geht in erster Linie an Herrn Strauss. Weiters möchte ich mich für die Unterstützung dieser Diplomarbeit bedanken bei meinen langjährigen Kollegen von der Abteilung Tunnelbau & Geotechnik der Firma iC Consulents Wien sowie bei meinem Vorgesetzten, Herrn ZT Dipl.-Ing. Josef Daller, allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter Sachverständiger für Tunnelbau.

Ebenfalls danken möchte ich meinen Eltern, Frau Helene Maria Täubl und Herrn Silvester Kovacs, welche mich während meiner gesamten Ausbildungszeit stets unterstützt haben.

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit werden die theoretischen Grundlagen zur Durchführung von zeitabhängigen, nichtlinearen Brandberechnungen an Tunnelbauwerken aus Stahlbeton erläutert und es wird ein umfassender Überblick über die Thematik geboten.

Im Mittelpunkt dieser Arbeit steht die Brandberechnung eines Tunnelbauwerkes aus Stahlbeton mit vorausgehender kalter Bemessung und einer Traglastanalyse. Die mehrere Zeitschritte umfassende Traglastanalyse dient der Ermittlung des Versagenszeitpunktes des Tunnelbauwerkes im Falle eines lang andauernden Brandereignisses, welches durch die offene Brandkurve HC_{inc} beschrieben wird. Unter Anwendung der Finite-Element-Methode sowie unter Anwendung des Programmpaketes SOFiSTiK (www.sofistik.de) erfolgt die nichtlineare Berechnung. Hierbei wird unter Verwendung nichtlinearer Materialarbeitslinien für die Baustoffe Beton und Stahl die Umlagerung von Kräften innerhalb des Tragwerks berücksichtigt. Dadurch kann auch für den Brandfall eine wirtschaftliche Bemessung erzielt werden.

Die Durchführung einer Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung der Parameterempfindlichkeit ausgewählter Parameter mit dem Programm FReET (www.freet.cz) rundet die Brandberechnung ab.

Abstract

In the present thesis, the theoretical basics for the implementation of time-dependent, non-linear fire calculations at reinforced concrete tunnel structures are explained and there is given a comprehensive overview of the topic.

The focus of this work is the structural design of a reinforced concrete tunnel structure under fire load including a prior cold design and an analysis to determine the ultimate load capacity of the tunnel structure in the case of fire. The analysis includes several time-steps and is used to determine the time of failure of the tunnel structure in the event of a prolonged fire, which is described by the open fire curve HC_{inc} . The nonlinear calculation is carried out using the finite element method and using the software package SOFiSTiK (www.sofistik.de). Through the use of non-linear material stress-strain curves for the construction materials concrete and steel within this calculation, the rearrangement of forces within the structure can be considered. Thereby it is possible, to achieve an economical structural design even in the case of fire.

Carrying out a sensitivity analysis to determine the parameter sensitivity of selected parameters with the program FReET (www.freet.cz) tops off the fire calculation.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	ZIELSETZUNG UND AUFGABENSTELLUNG	2
1.2	VORGEHENSWEISE, AUFBAU UND GLIEDERUNG DER ARBEIT.....	3
2	TUNNELBRANDEREIGNISSE	4
2.1	BRAND IM EUROTUNNEL (1996).....	4
2.2	DIE KATASTROPHE VON 1999 IM MONT-BLANC-TUNNEL	4
2.3	TUNNELBRAND IM TAUERTUNNEL (1999)	5
2.4	BRANDKATASTROPHE DER GLETSCHERBAHN KAPRUN IM JAHR 2000	5
2.5	UNFALL MIT BRAND IM GOTTHARDTUNNEL (2001)	5
2.6	RESÜMEE	6
3	TUNNELSICHERHEIT	7
4	EINE KURZE EINFÜHRUNG ZUM TUNNELBAU	10
4.1	ENTWURF UND KONSTRUKTION VON VERKEHRSTUNNELN.....	10
4.2	INGENIEURGEOLOGISCHE UNTERSUCHUNGEN.....	10
4.3	TUNNELSTATIK	12
4.3.1	<i>Gebirgsdruck</i>	12
4.3.2	<i>Tunnelberechnung</i>	13
4.3.2.1	Berechnungsgrundlagen	13
4.3.2.2	Berechnungsmodelle	14
4.4	BAUAUSFÜHRUNG	14
4.4.1	<i>Tunnel in geschlossener Bauweise GBW</i>	14
4.4.1.1	Neue Österreichische Tunnelbauweise NÖT.....	14
4.4.1.2	Tunnelvortriebsmaschinen TVM und Schildvortrieb.....	15
4.4.2	<i>Tunnel in offener Bauweise OBW</i>	18
5	AUSWIRKUNGEN VON BRANDBELASTUNG AUF TRAGWERKE AUS STAHLBETON	20
5.1	VERSAGENSARTEN	20
5.1.1	<i>Versagen in der Zugzone</i>	20
5.1.1.1	Versagen durch Biegebruch	20
5.1.1.2	Versagen durch Lösen des Verbundes	21
5.1.2	<i>Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch</i>	21
5.1.3	<i>Versagen der Druckzone</i>	21
5.1.4	<i>Versagen durch Abplatzungen</i>	22
5.2	BRANDSCHÄDEN AN BETONTUNNELN	22
5.2.1	<i>Betonabplatzungen im Brandfall</i>	22
5.2.1.1	Zuschlagstoff-Abplatzungen.....	23
5.2.1.2	Abfallen von Betonschichten	23
5.2.1.3	Soft-Spalling bei Spritzbeton	23
5.2.1.4	Explosionsartige Abplatzungen	24
5.2.2	<i>Chloridschäden</i>	25
5.2.3	<i>Strukturabhängige Schäden</i>	25
5.3	ERHÖHUNG DER BRANDBESTÄNDIGKEIT VON TUNNELSCHALEN	25

5.3.1	<i>Betontechnologische Maßnahmen</i>	26
5.3.1.1	Beton mit Polypropylenfasern	26
5.3.1.2	Beton mit Leichtbetonzuschlag	27
5.3.2	<i>Brandschutzbekleidungen</i>	27
5.3.2.1	Plattenbekleidungen	28
5.3.2.2	Brandschutzsysteme aus beschichteten Stahllochblechen	28
5.3.2.3	Putzbekleidungen und Opferschichten	29
5.4	SANIERUNG BRANDGESCHÄDIGTER TUNNELSCHALEN	29
5.4.1	<i>Schadensanalyse</i>	29
5.4.2	<i>Sanierungsmaßnahmen</i>	30
6	TRAGWERKSBEMESSUNG IM BRANDFALL	32
6.1	ALLGEMEINES	32
6.2	BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEIT	34
6.3	BEMESSUNGSVERFAHREN	35
6.4	VEREINFACHTES RECHENVERFAHREN MIT ÄQUIVALENTER TEMPERATURBELASTUNG	36
7	NICHTLINEARE BERECHNUNG VON FLÄCHENTRAGWERKEN	39
7.1	ALLGEMEINES	39
7.2	NICHTLINEARE BERECHNUNG HINSICHTLICH BRAND	41
7.3	TRAGWERKSTHEORIE I., II. UND III. ORDNUNG	42
7.4	GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT	43
7.5	NICHTLINEARE BERECHNUNG MIT SOFISTIK	43
8	ANGEWENDETES BERECHNUNGSVERFAHREN	45
8.1	EINE KURZE EINFÜHRUNG IN DIE FINITE-ELEMENT-METHODE	45
8.2	GENERELLE VORGEHENSWEISE IM ZUGE DER FINITE-ELEMENT-METHODE	46
8.3	DIE FINITE-ELEMENT-METHODE IM TUNNELBAU	49
8.3.1	<i>Ebene Modelle</i>	49
8.3.2	<i>Räumliche Modelle</i>	52
9	MATERIALVERHALTEN UNTER BRANDBELASTUNG	54
9.1	BETON	54
9.1.1	<i>Festigkeits- und Verformungseigenschaften</i>	54
9.1.2	<i>Thermische und physikalische Eigenschaften</i>	59
9.1.2.1	Allgemeines	59
9.1.2.2	Thermische Verlängerung $\epsilon_{c,\theta}$	60
9.1.2.3	Spezifische Wärme $c_{p,\theta}$	61
9.1.2.4	Rohdichte $\rho_{c,\theta}$	62
9.1.2.5	Thermische Leitfähigkeit $\lambda_{c,\theta}$	63
9.2	BETONSTAHL	64
9.2.1	<i>Festigkeits- und Verformungseigenschaften</i>	64
9.2.2	<i>Thermische Verlängerung von Betonstahl</i>	68
9.3	RESTFESTIGKEIT	68
10	TEMPERATURZEITKURVEN	71
10.1	ALLGEMEINES	71
10.2	TEMPERATURZEITKURVEN NACH ÖNORM EN 1991-1-2	72
10.3	TEMPERATURZEITKURVEN NACH DER ÖVBB-RICHTLINIE	73

10.4	WEITERE TEMPERATURZEITKURVEN.....	74
10.5	TEMPERATUREINDRINGVERHALTEN BEI STAHLBETONBAUTEILEN	77
10.6	ERMITTLUNG VON TEMPERATUREINDRINGKURVEN	78
10.6.1	<i>Analytische Lösung</i>	78
10.6.2	<i>Numerische Lösungsansätze (FEM)</i>	79
10.6.3	<i>Versuche</i>	79
10.7	HYDRA – WÄRMEMODELLE NACH DER FINITE-ELEMENT-METHODE.....	79
10.7.1	<i>Ermittelte Temperatureindringkurven</i>	80
10.7.1.1	Anwendung der offenen Brandkurve HC _{inc}	81
10.7.1.2	Anwendung der geschlossenen Brandkurve EBA.....	84
11	BERECHNUNGEN AN EINEM TUNNELQUERSCHNITT	87
11.1	RECHENQUERSCHNITT.....	87
11.1.1	<i>Bodenkennwerte & geologisches Profil</i>	87
11.2	RECHENMODELL	89
11.2.1	<i>Geometrie, Statisches Modell</i>	89
11.2.2	<i>Bau- und Werkstoffe</i>	90
11.2.3	<i>Betondeckung</i>	90
11.2.4	<i>Bettung</i>	91
11.3	LASTANNAHMEN.....	91
11.3.1	<i>Eigengewicht</i>	91
11.3.2	<i>Wasserdruck</i>	91
11.3.3	<i>Erddruck</i>	92
11.3.4	<i>Oberflächenlasten</i>	93
11.3.5	<i>Temperatur</i>	93
11.3.6	<i>Brandlast</i>	93
11.4	BERECHNUNG	94
11.4.1	<i>Lastfallkombinationen</i>	94
11.4.2	<i>Teilsicherheitsbeiwerte</i>	94
11.4.3	<i>Traglastanalyse</i>	94
11.5	SENSITIVITÄTSANALYSE	95
11.5.1	<i>Vorgehensweise</i>	96
11.5.2	<i>Parametervariation</i>	97
12	AUSWERTUNG UND INTERPRETATION DER ERGEBNISSE.....	100
12.1	KALTE BEMESSUNG	100
12.2	TRAGLASTANALYSE FÜR DEN BRANDFALL	102
12.2.1	<i>Allgemeines</i>	102
12.2.2	<i>Iterationsverhalten</i>	103
12.2.3	<i>Verformung der Tunnelschale</i>	104
12.2.4	<i>Schnittkräfte</i>	105
12.2.5	<i>Spannungen im Querschnitt</i>	107
12.2.6	<i>Zusammenfassung</i>	109
12.3	ERGEBNISSE DER SENSITIVITÄTSANALYSE.....	110
13	ZUSAMMENFASSUNG.....	112

14	AUSBLICK	114
14.1	ZUKÜNFTIGE BRANDBERECHNUNGEN MIT SOFISTIK.....	114
	LITERATURVERZEICHNIS	116
	NORMEN UND RICHTLINIEN	116
	FACHLITERATUR.....	118
	INTERNETLINKS	122
	ANHANG.....	125
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	125
	TABELLENVERZEICHNIS	127
	ERMITTLUNG DER TEMPERATUREINDRINGKURVEN MIT SOFISTIK.....	128
	ERDDRUCKERMITTLUNG	130
	BRANDBERECHNUNG MIT SOFISTIK	132
	MITTELS FREET GENERIERTE DATENSÄTZE.....	138

1 Einleitung

Der stetig zunehmende Personen- und Güterverkehr der letzten Jahrzehnte in Verbindung mit schwindendem Raum, welcher für den Verkehr zur Verfügung steht, haben in dicht besiedelten Gebieten dazu geführt, dass der Verkehr zunehmend in den Untergrund verlagert wird. Dies geschieht in Form der Errichtung von Tunnelbauwerken, welche sowohl den über die Schiene laufenden Verkehr als auch den auf der Straße fahrenden Verkehr in hoher Kapazität aufnehmen können.

Da die Wahrscheinlichkeit von Verkehrsunfällen, sei es nun aufgrund menschlichen Versagens oder aufgrund technischen Versagens, mit dem Verkehrsaufkommen steigt, liegt auf der Hand. Wo immer Unfälle in Tunnelbauwerken passieren, kann es aufgrund des beengten Raumes zu folgenschweren Tunnelbränden kommen. Besonders LKWs bzw. Güterzüge stellen im Ernstfall hohe Brandlasten dar. Dies hat auch die unmittelbare Vergangenheit bestätigt. Weiters wurde aufgezeigt, wie fatal die Auswirkungen von Tunnelbränden sein können. Diese bringen ein hohes Gefährdungspotential hinsichtlich Menschenleben und Strukturschäden am Tunnelbauwerk selbst sowie hohe Folgekosten durch langfristige Ausfälle der Tunnel mit sich.

Um das Gefährdungspotential zu minimieren, wurden in letzter Zeit viele Bestrebungen unternommen. Es wurden Brandversuche im Großen wie im Kleinen durchgeführt (s. [11], [27], [36] usw.), Normen und Richtlinien, welche sich eingehend mit der Thematik von Tunnelbränden befassen, wurden erstellt (s. [6], [8], [11], [13] usw.) und weiters wurde eine Vielzahl von wissenschaftlichen Arbeiten zu dieser Thematik durchgeführt (s. [22], [25], [27], [28], [30], [34], [36], [37] usw.).

Dem planenden Ingenieur stehen mittlerweile leistungsfähige, computerbasierte Berechnungsprogramme zur Verfügung, um ein Tunnelbauwerk bereits in der Planungsphase bezüglich eines eventuellen Brandes zu untersuchen. Um den korrekten Umgang mit diesen Programmen zu gewährleisten, bedarf es einer eingehenden Beschäftigung mit der Thematik, welche eine Vielzahl von Teilbereichen umfasst:

- Auswirkungen von Brandbelastung auf Tragwerke
- Materialverhalten der eingesetzten Baustoffe unter Brandbelastung
- Grundlagen der angewendeten Berechnungsverfahren
- Tragwerksbemessung, Tunnelberechnungen abseits von Brand

Für die Brandberechnung eines Tunnelbauwerks hat somit eine umfassende Herangehensweise oberste Priorität und an diesem Punkt soll auch diese Arbeit ansetzen.

1.1 Zielsetzung und Aufgabenstellung

Wie schon in der Einleitung erwähnt, sind Tunnelbrandberechnungen eine äußerst komplexe Thematik. Um Zeit und Geld in der Planung zu sparen ist man stets bestrebt, den Berechnungsaufwand so gering wie möglich zu halten. Hierzu können tabellarische Daten oder vereinfachte Berechnungsmethoden (s. Pkt. 6.3) herangezogen werden. Diese Methoden sind dazu geeignet, Aussagen über den Brandwiderstand beispielsweise einzelner Bauteile zu treffen.

Wenn es allerdings um die realitätsnahe Beurteilung der Brandsicherheit ganzer Bauwerke geht, stößt man mit solchen Tabellen oder vereinfachten Berechnungsmethoden rasch an die Grenzen in Bezug auf gewissenhafte Aussagen. Mittlerweile wird aber von vielen Normen und Richtlinien (s. [6], [8], [10], [11] usw.) eine umfassende Berechnung von Brandereignissen gefordert.

Offene Temperaturzeitkurven dienen zur Abbildung von langanhaltenden Brandereignissen ohne Berücksichtigung einer eventuellen Abkühlphase (s. Pkt. 10). Betrachtet man solche Temperaturzeitkurven sowie unter Berücksichtigung des Temperatureindringverhaltens von Beton (s. Pkt. 10.5) die dazugehörigen Temperatureindringkurven von Bauteilen (s. Pkt. 10.6 bzw. Pkt. 10.7), so ist erkennbar, dass eine starke zeitliche Variabilität vorhanden ist. Möchte man diese Zeitabhängigkeit im Zuge von Brandberechnungen realitätsnah erfassen, so kommt man nicht umhin, umfangreiche Berechnungen anzustellen.

Brandereignisse in Tunnelbauwerken verursachen stark nichtlineare Temperaturverteilungen in der Stahlbetonschale, wobei die hohlraumseitigen Querschnittsbereiche stark und rasch erhitzt werden, während die restlichen Querschnittsbereiche erst eine allmähliche Erwärmung erfahren (s. Pkt. 10.7.1). Die hohen Temperaturen bedingen große Temperaturdehnungen des Betons, welche wiederum zu hohen Zwangskräften innerhalb der Tunnelschale führen. Eine physikalisch lineare Berechnung des Brandfalls würde wegen der großen Steifigkeiten der Stahlbetonquerschnitte (von Tunnelbauwerken) in Kombination mit den großen Temperaturbeanspruchungen zu einer unwirtschaftlich hohen Bewehrung führen [16]. Durch eine physikalisch nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung nichtlinearer Arbeitslinien sowohl für den Beton als auch den Bewehrungsstahl kann die Umlagerung von Kräften bzw. Spannungen innerhalb des Querschnitts sowie innerhalb des Tragwerks berücksichtigt werden. Im Zuge des Nachweises der Tragfähigkeit wird bei nichtlinearen Berechnungsverfahren das Gesamtsystem in den Vordergrund gestellt (globaler Nachweis) und nicht der maßgebende Querschnitt, wie dies bei linearen Bemessungsmethoden üblich ist (lokaler Nachweis) [19].

Die vorliegende Arbeit soll die theoretischen Grundlagen zur Durchführung von zeitabhängigen, nichtlinearen Tunnelbrandberechnungen liefern und einen umfassenden Überblick über die Thematik bieten. Dazu zählen die im nachfolgenden Punkt 1.2 aufgelisteten Themenbereiche. Wo immer dies für nötig erachtet wird, erfolgt eine vertiefende Beschreibung angeschnittener Themenbereiche, um auch fachfremden Personen ein ausreichendes Wissen zu vermitteln.

Insbesondere soll anhand eines Beispiels die Brandberechnung eines fiktiven Tunnelquerschnitts (s. Pkt. 11), welcher mit der offenen Brandkurve HC_{inc} beaufschlagt wird, erläutert werden. Es stellt sich vor allem die Frage nach dem Zeitpunkt des Versagens der Tunnelschale. Mit der vorliegenden Arbeit soll gezeigt werden, wie der Versagenszeitpunkt unter Anwendung einer nichtlinearen Berechnung ermittelt werden kann bzw. über welchen Zeitraum hinweg auch im Brandfall die Standsicherheit des Tunnelbauwerks gegeben ist.

1.2 Vorgehensweise, Aufbau und Gliederung der Arbeit

Zu Beginn dieser Arbeit werden einige ausgewählte, besonders schwerwiegende Tunnelbrandereignisse wiedergegeben, um die Tragweite solcher Unfälle bewusst zu machen (s. Pkt. 2). Weiters wird auf die Tunnelsicherheit (s. Pkt. 3) sowie in kleinem Umfang auf die Grundzüge des Tunnelbaus (s. Pkt. 4) eingegangen.

Im folgenden Kapitel werden die Auswirkungen von Brandbelastung auf Tragwerke aus Stahlbeton erläutert, dazu gehören die Versagensarten, Brandschäden an Betontunneln aber auch die Erhöhung der Brandbeständigkeit von Tunnelschalen und deren Sanierung nach einem Brandfall (s. Pkt. 5).

Anschließend wird auf die Tragwerksbemessung im Brandfall (s. Pkt. 6), auf Grundlagen der nichtlinearen Berechnung von Flächentragwerken (s. Pkt. 7) sowie auf das im Zuge dieser Arbeit angewendete Berechnungsverfahren, die Finite-Element-Methode FEM, eingegangen (s. Pkt. 8).

Das Materialverhalten von Beton und Betonstahl unter Brandbelastung stellt einen wichtigen Aspekt dieser Arbeit dar. Weiters wird auf die Restfestigkeiten der Materialien nach dem Brand eingegangen (s. Pkt. 9) und es werden diverse Temperaturzeitkurven¹ sowie die rechnerische Ermittlung von Temperatureindringkurven² beschrieben (s. Pkt. 10).

Das Kernstück dieser Arbeit bildet die Brandberechnung eines Tunnelquerschnittes mit vorausgehender kalter Bemessung und einer Traglastanalyse zur Ermittlung des Versagenszeitpunktes des Tunnelbauwerkes im Falle eines lang andauernden Brandes (s. Pkt. 11). Die nichtlineare Berechnung erfolgt unter Anwendung der Finite-Element-Methode sowie unter Anwendung des Programmpaketes SOFiSTiK (www.sofistik.de). Zusätzlich wird eine Sensitivitätsanalyse für ausgewählte Parameter mit dem Programm FReET (www.freet.cz) durchgeführt.

Abschließend werden die Berechnungsergebnisse ausgewertet und interpretiert (s. Pkt. 12).

¹ dienen der Beschreibung von Brandereignissen

² Zeitabhängige Temperaturverteilungen in Querschnitten

2 Tunnelbrandereignisse

Durchsucht man die Medien nach Unfällen in Tunnels bzw. nach Tunnelbrandereignissen, so gelangt man zu einer Vielzahl von Berichten. Einige ausgewählte, besonders schwerwiegende Vorkommnisse sollen nachfolgend wiedergegeben werden.

2.1 Brand im Eurotunnel (1996)

Am 18. November 1996 verließ ein etwa 800 m langer Shuttle-Zug mit 28 LKW-Waggons, einem Personenwaggon und je einer Lokomotive an den Zugenden den Verladebahnhof bei Calais Richtung Großbritannien. Im Gegensatz zu den rundum geschlossenen Transportwaggons für PKW waren die Transportwaggons für LKW nur durch großmaschige Gitter an den Seiten gesichert. Bei der Einfahrt des Zuges in den Tunnel wurde durch einen Brandsensor Rauch in der Zugmitte entdeckt und Feueralarm ausgelöst. Als Brandursache wird Brandstiftung an einem mit Polystyrol beladenen LKW vermutet.

Nach etwa 18 km, in der Tunnelmitte hielt der Zug an, da ein Notsignal dem Zugführer einen Defekt gemeldet hatte. Das Durchschmelzen des Fahrdrabtes verhinderte in Folge die im Notfallplan vorgesehene Weiterfahrt des Zuges zu einer außerhalb des Tunnels gelegenen Feuerlöscheinrichtung in England. Etwa eine halbe Stunde nach Brandbeginn traf die Feuerwehr durch den Rettungsstollen am Brandort ein, begann mit der Bergung der LKW-Fahrer sowie des Zug-Personals und leitete die Brandbekämpfung ein. Das Feuer mit Temperaturen um die 1000 °C hatte sich in der Zwischenzeit auf weitere Waggons ausgebreitet und konnte erst am darauffolgenden Tag gelöscht werden [36]. Der betroffene Fahrtunnelabschnitt war in der Folge für sieben Monate gesperrt. Es entstand ein Sachschaden in Höhe von 250 Millionen Euro [56].

2.2 Die Katastrophe von 1999 im Mont-Blanc-Tunnel

Am 24. März 1999 geriet im Tunnel der Motor eines belgischen LKWs in Brand. Vermutet wird als Ursache eine weggeworfene Zigarettenkippe, die den Luftfilter des LKWs entzündet haben könnte. Begünstigt durch seine Ladung, bestehend aus Margarine, und durch verstärkte Lüftung in der Röhre nahm der Brand katastrophale Ausmaße an. Der Fahrer des Lasters konnte den Flammen entkommen, nicht aber die Insassen vieler hinten auffahrender Fahrzeuge. Der Brand konnte erst 53 Stunden nach Ausbruch unter Kontrolle gebracht werden. Bei dem Brand starben 39 Menschen.

Die Brandschutzvorkehrungen erwiesen sich bei dem Großbrand als völlig unzureichend. So konnte das Belüftungssystem die giftigen Rauchgase nicht schnell genug aus dem Tunnel befördern, so dass viele Menschen an den Rauchgasen starben. Auch die Brandschutzräume waren nicht dafür ausgelegt, längeren Bränden mit Temperaturen von über 1000 °C standzuhalten. Der Brand im Mont-Blanc-Tunnel dauerte über 56 Stunden, die

alten Brandschutzräume waren aber nur für kleine Brände bis zu zwei Stunden ausgelegt [68].

2.3 Tunnelbrand im Tauerntunnel (1999)

Am 29. Mai 1999 kam es im Tauerntunnel zu einem verheerenden Brand, bei dem zwölf Menschen ums Leben kamen und 42 verletzt wurden. Ursache war der Sekundenschlaf eines LKW-Lenkens, dessen Fahrzeug mit 24.000 Lackspraydosen beladen war, und welcher auf eine vor einer Ampel stehende PKW-Kolonnen auf fuhr. Am Brand selbst waren anschließend an die 60 Fahrzeuge beteiligt. Die Feuerwehr benötigte 17 Stunden, um den Brand zu löschen.

Der Tunnel wurde durch die Hitzeeinwirkung von bis zu 1.200 Grad so stark beschädigt, dass er für drei Monate gesperrt werden musste. Der Schaden wurde mit 28 Millionen Euro beziffert [74].

2.4 Brandkatastrophe der Gletscherbahn Kaprun im Jahr 2000

Bei einem Brand im Tunnel der Standseilbahn Gletscherbahn Kaprun 2 kamen am 11. November 2000 insgesamt 155 Menschen zu Tode. Nach Gutachten von Brandsachverständigen wurde der Brand der Gletscherbahn durch Überhitzung eines im unteren, nicht besetzten Führerstand eingebauten Heizlüfters und der hierdurch hervorgerufenen Inbrandsetzung von ausgelaufenem, brennbarem Hydrauliköl ausgelöst.

Innerhalb des Tunnels war kein Rettungsweg vorhanden, sondern lediglich eine Behelfsstiege für Mechaniker. Viele Verunglückte starben im Zug, dessen Türen sich zunächst nicht von innen öffnen ließen. Von den Personen, die sich aus dem Zug befreien konnten, liefen die meisten vermutlich in Panik vom Feuer weg im Tunnel nach oben, wo sie durch die Rauchgase ums Leben kamen. Ein starker Luftzug, der vom unteren Ende des Tunnels zur Bergstation zog (Kamineffekt), fachte das Feuer an und brachte die giftigen Rauchgase in den oberen Teil des Tunnels bis zur Bergstation. Nur zwölf Personen konnten sich in der Frühphase des Brandes durch Einschlagen einer Scheibe aus dem hinteren Teil des Zuges befreien und überlebten, indem sie im Tunnel nach unten liefen [52].

2.5 Unfall mit Brand im Gotthardtunnel (2001)

Zwischen 1980 und Ende 2004 ereigneten sich im Gotthardtunnel insgesamt 875 Unfälle mit insgesamt 30 Toten [61]. Der schwerste davon ereignete sich am 24. Oktober 2001, nachdem ein Chauffeur von der italienischen Grenze kommend einen Kilometer nach dem Südportal die Tunnelwand touchierte. Durch den Aufprall kam sein Fahrzeug auf die Gegenfahrbahn, wo ein ihm korrekt entgegenkommender Lastwagen eine Frontalkollision gerade noch verhindern konnte. Trotz des Ausweichmanövers stießen die beiden Sattelschlepper aber seitlich gegeneinander und gerieten in Brand, welcher schnell auf sieben weitere Fahrzeuge übergriff.

Im Nachhinein durchgeführte Tests bewiesen, dass in der Gotthardröhre bald Temperaturen von bis zu 1200 °C herrschten. Das Fahrzeug des Unfallverursachers hatte Pneu geladen, und diese lösten sowohl die starke Hitze als auch eine massive Rauchentwicklung aus. Es kann nur wenige Minuten gedauert haben bis man im Tunnel die eigene Hand vor den Augen nicht mehr sehen konnte. Dies mag mit ein Grund dafür sein, dass im Gotthardinferno insgesamt elf Menschen starben.

Hunderte weitere Personen konnten sich über den Rettungstollen nach draußen retten. Es wird vermutet, dass auch die über dreißigjährige Ventilation der Gotthardröhre zu den tragischen Ausmaßen des Unfalls beitrug. Sie hatte den Rauch nach Norden getrieben und dadurch die Situation für die Menschen im Tunnel verschlimmert. Der Unfall vom Gotthard hatte 11 Menschen das Leben gekostet, 23 Motorfahrzeuge zerstört und Schäden von über 18 Millionen Franken verursacht. Zudem blieb der schwer in Mitleidenschaft gezogene Tunnel für fast zwei Monate geschlossen [76].

2.6 Resümee

Eine Aufzählung solcher Tunnelbrandereignisse lässt sich beinahe beliebig fortsetzen. Nur besonders schwerwiegende Unfallereignisse erlangen entsprechende Aufmerksamkeit in den Medien, die tatsächliche Anzahl an Unfällen in Tunnels ist sehr hoch.

In Anbetracht der zuvor aufgezählten Vorkommnisse lassen sich Tunnelbrandereignisse durch folgende Punkte charakterisieren:

- Rasche Brandentwicklung
- Schwierige Löschverhältnisse
- Hohes Gefährdungspotential (hinsichtlich Menschenleben und Strukturschäden)
- Hohe Folgekosten durch langfristige Ausfälle

Wie schon in der Einleitung erwähnt, soll hier nicht auf jedes Detail der Brandkatastrophen eingegangen werden, sondern es soll die Tragweite solcher Unfälle bewusst gemacht werden.

3 Tunnelsicherheit

Die allgemeine Aufteilung der Verkehrssicherheit in aktive und passive Sicherheit [77] kann auch auf Tunnelbauwerke angewandt werden:

- Aktive Sicherheit dient dazu, Unfälle zu vermeiden
- Passive Sicherheit soll die Folgen von Unfällen verringern

Für die Sicherheit in Eisenbahntunnels gilt die Technische Spezifikation für Interoperabilität bezüglich „Sicherheit in Eisenbahntunneln“ (TSI SRT) [6]. Aus dieser ergeben sich folgende Anforderungen³ an neue Tunnel für das Teilsystem „Infrastruktur“:

1. Anordnung von Weichen und Kreuzungen in Tunneln (nur unbedingt erforderliche Anzahl)
2. Schutz vor unbefugtem Zugang zu Notausgängen und technischen Räumen
3. Brandschutzanforderungen an Bauwerke und an Baumaterialien:
Die Standsicherheit des Bauwerks muss im Falle eines Brandes für einen Zeitraum aufrechterhalten werden, der die Selbstrettung und die Evakuierung von Reisenden und Personal sowie das Eingreifen von Rettungsdiensten ohne das Risiko eines Einsturzes des Bauwerks ermöglicht.
4. Brandmelder
5. Einrichtungen zur Selbstrettung, Evakuierung und Rettung in Notsituationen
 - Horizontale und/oder vertikale Notausgänge ins Freie (min. alle 1.000 m)
 - Querschläge zur anderen Tunnelröhre (min. alle 500 m)
 - alternative technische Lösungen
6. Fluchtfußwege und deren Notbeleuchtung sowie Kennzeichnung
7. Kommunikation in Notsituationen
 - Erfordernis einer durchgehenden Funkverbindung zwischen Zug und Betriebsleitstelle
 - Funkanlage muss mit Kommunikationsmitteln der Einsatzorganisationen kompatibel sein
8. Zugänge für Rettungsdienste und Feuerwehr
9. Rettungsbereiche außerhalb von Tunneln (min. 500 m²)

³ Die Nummerierung der hier aufgelisteten Anforderungen stimmt nicht mit jener der TSI SRT überein.

10. Löschwasserversorgung (Mindestkapazität von 800 l/min für 2 Stunden aus Hydranten oder eine mindestens 100 m³ fassende Löschwasserentnahmestelle)

Weitere Anforderungen werden an die Teilsysteme „Energie“, „Zugsteuerung, Zugsicherung und Signalgebung“ sowie „Fahrzeuge“ gestellt. Zusätzlich existieren Forderungen zu den Betriebsvorschriften, zu den Instandhaltungsvorschriften, zu den beruflichen Qualifikationen des Zugpersonals und des sonstigen Personals sowie Bedingungen für Arbeitsschutz und -sicherheit. Ferner werden auch Umrüstungs- und Erneuerungsmaßnahmen für bestehende Tunnel angeführt. Für den Inhalt dieser Punkte wird auf die TSI SRT [6] verwiesen.

Im Verlauf von Bundesstraßen A oder S (Autobahnen oder Schnellstraßen) Österreichs gilt für alle Tunnel mit einer Länge von mehr als 500 m das Straßentunnel-Sicherheitsgesetz (STSG) [7], in welchem zur Sicherstellung eines Mindestsicherheitsniveaus folgende Maßnahmen angeführt werden:

1. nach Fahrrichtungen getrennte Tunnelröhren in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen und vom LKW-Anteil
2. die Tunnelgeometrie betreffende Maßnahmen wie etwa die Einschränkung des Längsgefälles
3. Fluchtwege und Notausgänge, erhöhte Seitenstreifen für die Benutzung bei Pannen oder Unfällen
4. Zugang für Einsatzdienste über Querschläge
5. Pannenbuchten, wenn kein durchgehender Abstellstreifen vorgesehen ist
6. Entwässerung über angemessen dimensionierte Schlitzrinnen oder auf sonstige Weise insbesondere in Hinblick auf Gefahrguttransporte
7. Brandbeständigkeit von baulichen Anlagen
8. Beleuchtung für den Normalbetrieb, für Netzausfälle ist eine Notbeleuchtung vorzusehen, für Notfälle ist eine Fluchtwegorientierungsbeleuchtung anzubringen
9. Lüftung; Folgendes ist zu berücksichtigen:
 - Fahrzeugabgase bei Normal- und Spitzenverkehr
 - Fahrzeugabgase bei einem Verkehrsstau wegen Störung oder Unfall
 - Hitze und Rauch im Brandfall
10. Begehbare Notrufeinrichtungen zur Unterbringung von verschiedenen Sicherheitsausrüstungen, insbesondere Sprechverbindungen und Feuerlöschern (diese begehbaren Notrufeinrichtungen sind aber nicht zum Schutz der Tunnelnutzer vor den Auswirkungen eines Brandes vorgesehen)

11. Löschwasserversorgung

12. Beschilderung der für die Tunnelnutzer bereitgestellten Sicherheitseinrichtungen

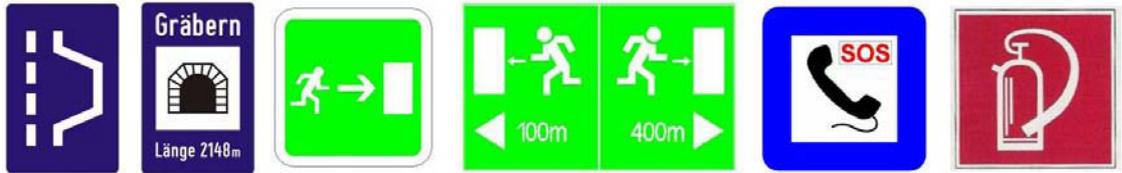


Abb. 3-1: Beschilderung nach [7], von links nach rechts: Pannenbucht, Tunnel, Notausgang, Fluchtwege, Notrufeinrichtungen, Feuerlöscher

13. Überwachungszentrale in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen

14. Brandmeldesysteme

15. Einrichtungen zur Sperrung des Tunnels in Form von Lichtsignalanlagen, Wechselverkehrszeichen und Infotafeln

16. Kommunikationssysteme wie Funkanlagen für die Einsatzdienste oder Lautsprecher für Durchsagen

17. Stromversorgung und elektrische Leitungen

18. Brandbeständigkeit von Tunnelbetriebseinrichtungen

Weiters werden im Tunnelsicherheitsgesetz [7] Mindestanforderungen an die Maßnahmen des Tunnelbetriebs gestellt, auf diese wird hier nicht eingegangen.

Aus dem Pkt. 3 der oben angeführten Anforderungen an Eisenbahntunneln der TSI SRT bzw. aus dem Pkt. 7 der oben angeführten Maßnahmen zur Sicherstellung des Mindestsicherheitsniveaus von Straßentunneln des Tunnelsicherheitsgesetzes STSG ergibt sich die Forderung, dass die Standsicherheit des Tunnelbauwerks auch im Brandfall garantiert werden muss. Der planende Ingenieur, welcher für die Bemessung des Tunnelbauwerks zuständig ist, hat dieser Forderung Rechnung zu tragen.

4 Eine kurze Einführung zum Tunnelbau

An dieser Stelle eine umfassende Erläuterung zum Thema Tunnelbau anzuführen, würde den Rahmen dieser Arbeit bei weitem sprengen. Dennoch soll die nachfolgende, kurze Einführung helfen, einen Überblick über den Tunnelbau zu erlangen. Es werden die Themenbereiche „Entwurf und Konstruktion von Verkehrstunneln“, „Ingenieurgeologische Untersuchungen“, „Tunnelstatik“ sowie „Bauausführung“ behandelt.

4.1 Entwurf und Konstruktion von Verkehrstunneln

Nach MAYER (2002) müssen bei der Entscheidung über die Linienführung und die Konstruktionsart eines Verkehrstunnels eine Vielzahl von Einflüssen berücksichtigt werden. Die Variantenuntersuchung orientiert sich dabei am Verkehrsbedürfnis, an Trassierungsparametern, geologischen, boden- und felsmechanischen Gesichtspunkten sowie Fragen der Umweltverträglichkeit und nicht zuletzt der Wirtschaftlichkeit. Bei der Linienführung müssen geometrische Zwangspunkte (Anschlüsse, Abzweigungen, Mindestabstände, Verlauf der Geländeoberfläche, Oberflächenbebauung und –verkehr, usw.) sowie geologische Zwangspunkte (Störungszonen, Zerrüttungsstreifen, Moränenbedeckung, etc.) berücksichtigt werden.

Die Wahl des Tunnelquerschnitts hat unter Berücksichtigung der Bauwerksfunktion und der Gebirgsverhältnisse zu erfolgen und muss an Erfordernisse wie Lichtraumprofil, geologische Verhältnisse, statische Anforderungen, Bedingungen der Bauausführung und hydrologische Verhältnisse angepasst werden. Die Wahl des Querschnitts stellt dabei immer einen Kompromiss zwischen Wirtschaftlichkeit, geologischen Bedingungen und Bauweise des Tunnels dar. Speziell in der geschlossenen Tunnelbauweise ist die Größe und Form des Ausbruchsquerschnitts von den Wechselwirkungen zwischen der Gebirgsart und dem statischen Verhalten des Gebirges, welche sich in Gebirgsdruckerscheinungen äußern, abhängig.

4.2 Ingenieurgeologische Untersuchungen

Nach MAYER (2002) ist die geologische Vorerkundung umso sorgfältiger durchzuführen, je komplizierter sich die geologischen⁴ und geotechnischen⁵ Verhältnisse darstellen und je länger und tiefer der geplante Tunnel unter der Geländeoberfläche liegt.

⁴ Die Geologie ist die Wissenschaft vom Aufbau, der Zusammensetzung und der Struktur der Erde, ihren physikalischen Eigenschaften und ihrer Entwicklungsgeschichte sowie der Prozesse, welche die Erde formten und auch heute noch formen [59].

⁵ Geotechnik ist ein Oberbegriff für verschiedene Einzeldisziplinen im Bauingenieurwesen, welche sich mit dem Baugrund beim Bauen auf, in oder mit Boden oder Fels befassen. Als Einzeldisziplinen sind vor allem zu nennen: Erd- und Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik, Fels- und Tunnelbau, Bergbau, Wasserbau und Verkehrswegebau. Die Geotechnik ist eine interdisziplinäre

Ein Tunnelprojekt wird in allen Phasen durch das Verhalten des Gebirges bestimmt. Es ist daher sowohl in der Bauvorbereitung als auch in der Bauausführung und der Überwachung eine ständige Zusammenarbeit zwischen Bauingenieuren, Geologen und Geotechnikern zwingend erforderlich, um einen sicheren und wirtschaftlichen Baufortschritt gewährleisten zu können. Bei der Beurteilung des Gebirgsverhaltens ist generell zwischen Tunneln im Fels und Tunneln im Lockergestein zu unterscheiden. Um für ein Untertageprojekt geeignete Planungsgrundlagen zu erhalten, müssen nach EICHLER (2000) eine Vielzahl von geologischen Einflussfaktoren und deren Kombinationsmöglichkeiten erfasst werden:

- Gesteinsverhältnisse (Gesteinsfestigkeit, Verhalten bei Wasserzutritt, mineralogische Zusammensetzung, besondere Eigenschaften (Abrasivität, Quellfähigkeit))
- Trennflächenverhältnisse (Schichtung, Schieferung, Klüftung und Störungen mit ihrer Orientierung, Ausbildung, Abständen und Wasserführung)
- Gebirgsfestigkeit als Resultat aus den vorgenannten Faktoren
- Grad der Verwitterung
- Primärer Spannungszustand resultierend aus der Höhe der (ehemaligen) Überlagerung, tektonischen Spannungen, Hangbewegungen, Alt- bzw. Bergbau
- Bergwasserverhältnisse (Höhe der Berg- oder Grundwasseroberfläche, Wasserwegigkeit, Wassermengen, -temperatur und -chemismus)

Weiters erfordert nach MAYER (2002) die Baugrunderkundung für oberflächennahe Tunnelprojekte im Lockergestein ein dichteres Netz von Aufschlüssen, welche aus entwässerungstechnischen Gründen neben der Tunneltrasse liegen sollten. Die Untersuchung muss sowohl die geologischen Bedingungen wie Strukturschichtenfolge, Mächtigkeit, Lagerungsverhältnisse u.ä. als auch die bodenmechanischen Eigenschaften der Lockergesteine, wie Klassifizierungskennwerte und die Berechnungswerte Wichte, Verformungsmodul, Scherfestigkeit und Durchlässigkeit erfassen.

Die ermittelten Angaben sind wichtige Parameter für die Prognostizierung der Standfestigkeit von Ortsbrust, Firste und Injizierbarkeit des Gebirges sowie für die Festlegung der Abschlagslängen beim Vortrieb. Aufgrund des verschiedenartigen felsmechanischen Verhaltens des Gebirges wurden internationale Klassifizierungssysteme nach geotechnischen Grundlagen und dem Ausbruchverhalten entwickelt. Da das Gebirgsverhalten auch in hohem Maße von der Tunnelbauweise abhängt, ist es nicht möglich, ein allgemein gültiges Klassifizierungssystem anzugeben.

An dieser Stelle soll nicht näher auf die Klassifizierungssysteme eingegangen werden. Es wird auf MAYER (2002), STRIEGLER (1993) sowie auf weiterführende Literatur verwiesen.

Ingenieurwissenschaft, welche sich im Wesentlichen aus dem Bauingenieurwesen entwickelt hat und Elemente aus dem Bauingenieurwesen, den Geowissenschaften, hier vor allem der Geologie und dem Bergbau in sich vereint. Sie beschäftigt sich mit dem wechselseitigen Einfluss von Bauwerken und dem Baugrund [60].

4.3 Tunnelstatik

Gemäß MAYER (2002) können nicht alle Einwirkungen aus dem Gebirge und dem Vortrieb, besonders unter dem Einfluss der Zeit, erfasst werden. Daher ist die Festlegung der Berechnungsmaßnahmen für die statische Bemessung eines Tunnels nach wie vor schwierig und setzt ein großes Maß an Erfahrung voraus. Die Ergebnisse von statischen Berechnungen müssen daher streng genommen als Näherungslösungen betrachtet werden. Die Besonderheiten der Tunnelstatik gegenüber statischen Berechnungen anderer Ingenieurbauwerke werden nach STRIEGLER (1993) wie folgt begründet:

- Bei Ingenieur- und Hochbaukonstruktionen sind die Belastungen bekannt oder können weitgehend abgeschätzt werden.
- Im Tunnelbau, besonders bei der geschlossenen Bauweise, ist das Gebirge gleichzeitig Baustoff, Tragkonstruktion und Belastung, wobei sich letztere aus Wechselwirkungen zwischen Tunnelausbau und Gebirge ergibt. Das Gebirge kann dabei bereits unter einem teilweise unbekanntem Spannungszustand stehen.
- Die Vortriebsverfahren und Baumethoden bestimmen wesentlich die Beanspruchungen und Verformungen des Gebirges beim Ausbruch.
- Zwischenzeitliche Bauzustände sind vielfach maßgebend für Belastungen, Verformungen und für die Standsicherheit des Hohlraumes. Das statische System eines Tunnels beruht deshalb auf wesentlichen Vereinfachungen, welche nicht exakt zu erfassen sind.
- Belastungsannahmen und Rechenmodelle müssen durch Messergebnisse gestützt werden.
- Der Gültigkeitsbereich der Berechnungsannahmen beruht auf systematischen Einschätzungen.

4.3.1 Gebirgsdruck

Der Begriff Gebirgsdruck wird nach MAYER (2002) als übergeordneter Begriff für Spannungsverteilungen im Gebirge verstanden. Die Definition unterscheidet dabei den primären und den sekundären (aufgefahrenen) Spannungszustand.

Vor dem Auffahren eines Hohlraumes herrscht in einem Punkt unter der Geländeoberfläche ein primärer Spannungszustand vor. Dieser ist in der Regel nach seiner Art, Größe und Richtung weitgehend unbekannt, übt aber einen großen Einfluss auf die Herstellung und die Beanspruchung eines Tunnelbauwerkes aus.

Beim Auffahren eines Hohlraumes kann durch die Geländeform sowie durch geologische und tektonische Bedingungen die Richtung der schwerkraftbedingten Hauptspannungen verändert werden. In vielen Fällen ist es erst während des Tunnelvortriebes möglich, durch

die Beurteilung von Gesteinszerstörungen die Richtung der größten Hauptspannungen anzugeben.

Die Umlagerungsvorgänge im Zuge des Vortriebes bewirken im Gebirge Spannungsumlagerungen, welche als sekundärer Spannungszustand bezeichnet werden. Dabei können sowohl elastische Spannungsänderungen als auch plastische Verformungen hervorgerufen werden.

4.3.2 Tunnelberechnung

Die Bemessung eines Verkehrstunnels beruht nach MAYER (2002) weitgehend auf Vereinfachungen und Idealisierungen des Tragverhaltens des Gebirges sowie auf der Abschätzung der Belastung und dem Stoffverhalten des Ausbaumaterials.

4.3.2.1 Berechnungsgrundlagen

Bei den Belastungen unterscheidet MAYER (2002) generell zwischen Haupt-, Zusatz- und Sonderlasten (s. Pkt. 11.3 bzw. [5]) sowie der Kombination von Haupt- und Zusatzlasten.

Hauptlasten		Zusatzlasten			Sonderlasten
ständige Lasten	regelmäßige Verkehrslasten	unregelmäßige Verkehrslasten	Belastungen aus der Bauzeit	Wärmewirkungen	-
Eigenlasten	zufolge Zugverkehr	Bremskräfte	Pressenkräfte zufolge Vortrieb	Temperaturschwankungen	Anprall von Fahrzeugen
Gebirgsdruck	zufolge Straßenverkehr	Anfahrkräfte	Einpressdruck	Temperaturdifferenzen	Bruch von Oberleitungen
Erddruck			zeitweilige Lasten aus Baustoffen, Bauteilen und Geräten	unterschiedliche Bauteiltemperaturen	Erdbebenwirkungen
Wasserdruck					Brandfall
Oberflächenlasten					
Kriechen und Schwinden					
Lasten aus Oberleitung					
Vorspannmaßnahmen					

Tab. 4-1: Übersicht über Tunnellasten nach [49], abgeändert

4.3.2.2 Berechnungsmodelle

Eine Erläuterung der im Tunnelbau angewendeten Berechnungsmodelle findet sich unter Pkt. 8.3 dieser Arbeit.

4.4 Bauausführung

Die nachfolgende Beschreibung der Bauausführung der unterschiedlichen Tunnelbauweisen wurde von MAYER (2002) übernommen und um einige Abbildungen ergänzt.

4.4.1 Tunnel in geschlossener Bauweise GBW

In der geschlossenen Tunnelbauweise wird der Hohlraum unabhängig von der Geländeoberfläche bergmännisch aufgefahren. Unter dem Begriff Tunnelbauweise wird der grundsätzliche zeitliche Bauablauf aller Teilarbeiten (Vortriebs- Sicherungs- und Ausbauarbeiten) verstanden. Die Wahl des Vortriebsverfahrens (Sprengvortrieb, mechanisierter Tunnelvortrieb, Schild- und Rohrvortrieb) wird dabei von der Gebirgsart, dem Grundwassereinfluss sowie den Einflussgrößen Querschnitt, Baulos, Ausbauart und Umwelt bestimmt. Derzeit werden die meisten Tunnelprojekte entweder in der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise“ NÖT, im Schildvortrieb oder mittels Tunnelbohrmaschinen TBM aufgefahren.

4.4.1.1 Neue Österreichische Tunnelbauweise NÖT

Im Gegensatz zu früheren Tunnelbaumethoden besteht der Grundgedanke der NÖT darin, das Gebirge als tragendes Element zu verwenden. Bewegungen des Gebirges werden zugelassen und sind sogar erwünscht, da sich durch diese der Gebirgsdruck vom Ausbruchrand weg tiefer in das Gebirge hinein verlagert. Die Entstehung eines Gebirgstringens wird gefördert und die von der Tunnelschale aufzunehmende Belastung abgemindert.

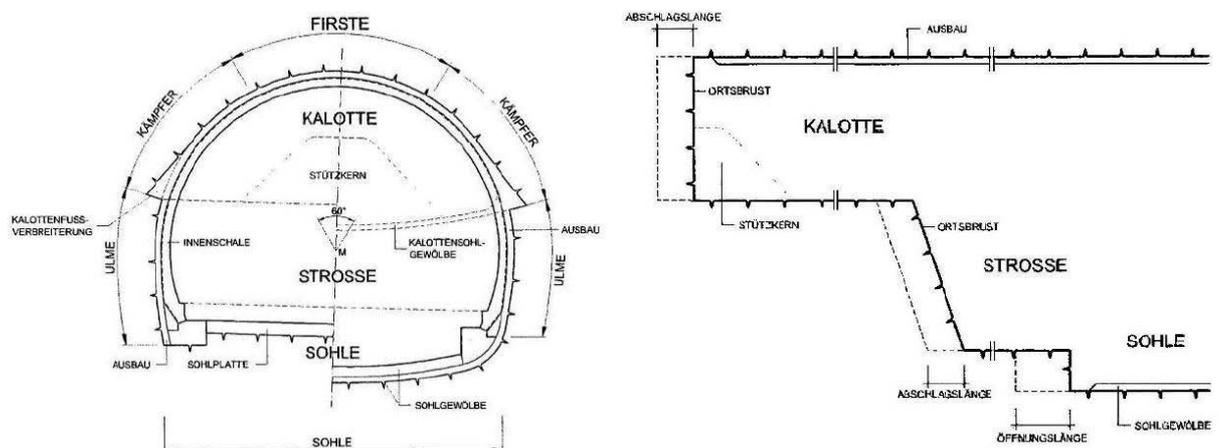


Abb. 4-1: NÖT: Begriffsdefinitionen von Querschnitt (links) u. Längenschnitt (rechts) nach [14]

Unmittelbar nach dem Ausbruch wird die freigelegte Fläche mittels einer relativ weichen bewehrten Spritzbetonschale temporär gesichert. Der Ausbruch erfolgt entsprechend den Gebirgseigenschaften durch Sprengen, Fräsen oder Baggern. Die wesentlichen Konstruktionselemente der Sicherung sind Spritzbeton, Spieße, Dielen, Anker, Stahl- oder Gitterbögen sowie deren Kombinationen.

Die Haupttragwirkung der Spritzbetonschale besteht in der Membrantragwirkung, d.h. die Normalkräfte können in der Schalenebene gut abgetragen werden. Durch die Bettung im Gebirge stellen Momente Zwangsschnittkräfte dar, welche sich infolge der Bettung und durch die Neigung des Spritzbetons zum Fließen unter Last abbauen können. In Bezug auf die Normalkräfte dürfen keine Zugeständnisse gemacht werden, da diese die Haupttragwirkung ausmachen und ein Druckversagen der Tunnelschale ein schlagartiges Versagen des gesamten Tragsystems bedeuten würde. Die volle Tragwirkung erreicht die Tunnelschale erst nach dem erfolgten Ringschluss. Bei schwierigen geologischen Verhältnissen ist daher ein schneller Sohlschluss erforderlich.

Der spätere Innenschalenausbau mittels einer bewehrten oder unbewehrten Betonschale übernimmt aufgrund der bereits abgeklungenen Verformungen des Gebirges eine geringere Belastung (ev. nur Wasserdruck) und kann daher schwächer ausgebildet werden.

4.4.1.2 Tunnelvortriebsmaschinen TVM und Schildvortrieb

Der maschinelle Tunnelvortrieb ermöglicht durch die technologische Kombination mehrerer Arbeitsvorgänge eine hohe Vortriebsleistung und eine weitgehende Mechanisierung sowie einen erschütterungsfreien Vortrieb unter Tage. Das Auffahren erfolgt mit Vortriebsmaschinen, welche mit verschiedenartigen mechanischen Werkzeugen oder nichtmechanischen Abbausystemen ausgerüstet sind. In Abhängigkeit von der Gesteinsart und der Abbaufäche des Lösewerkzeuges werden die Vortriebsmaschinen in Teilschnitt- und Vollschnittmaschinen eingeteilt:

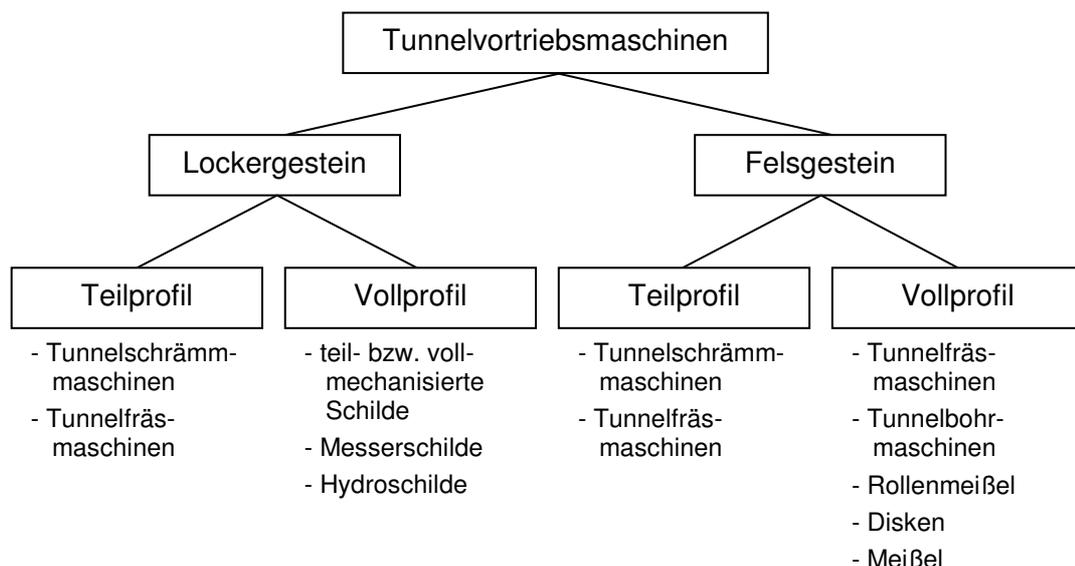


Abb. 4-2: Übersicht über Tunnelvortriebsmaschinen nach [49]

Der Schildvortrieb ist ein Verfahren zur Herstellung von Tunneln mit kreisförmigem Querschnitt im Lockergebirge oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels.

Von einem Anfahrtschacht wird ein Schild, der in jeder Bauphase eine vollflächige, tragfähige Abstützung des Lockergebirges ermöglicht, als zylindrische Stahlkonstruktion durch das nicht standfeste Gebirge gedrückt. Der Vorschub erfolgt durch Pressen, die sich an der bereits fertiggestellten Tunnelkonstruktion abstützen. Der Innendurchmesser des Schildes ist dabei etwas größer als der Außendurchmesser des Tunnels. Dieser Überschneid wird nach erfolgtem Tunnelausbau verpresst.

Beim Einsatz von vollmechanisierten Vortriebsmaschinen erfolgt der Abbau an der Ortsbrust grundsätzlich mit einer an die Schildkonstruktion gekoppelten Abbauvorrichtung, wobei Lade- und Fördereinrichtungen damit fest verbunden sind. Die erforderliche Abstützung der Ortsbrust wird der Abbauvorrichtung übertragen.

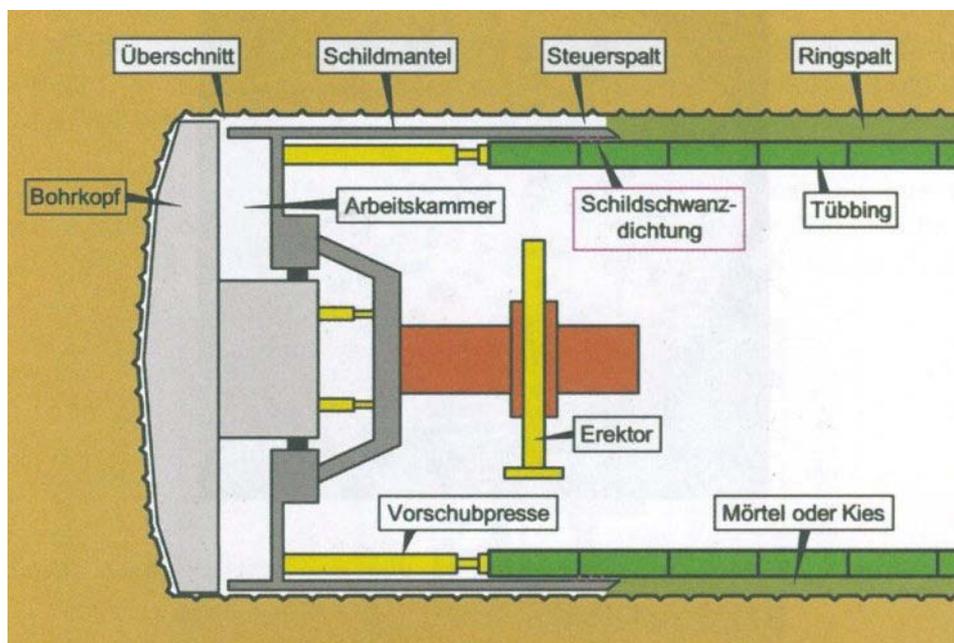


Abb. 4-3: Tunnelvortriebsmaschine mit Schild, Prinzipskizze nach [51]

Soll der Vortrieb im Grundwasserbereich oder unter Oberflächengewässern erfolgen, werden Druckluft- oder Hydroschilde eingesetzt.

Der eigentliche Tunnelausbau wird im Schutze des Schildmantels mittels Pressbeton oder Fertigteilelementen (Tübbinge) vorgenommen. Letztere werden entweder aus Stahl, Gusseisen, Stahlbeton oder Stahlfaserbeton gefertigt. Um die Dichtigkeit der Fugenbereiche zwischen den Einzelelementen und den aus 6 bis 10 Segmenten bestehenden Ringen gewährleisten zu können, muss der Einbau der Tübbinge mit hoher Maßgenauigkeit erfolgen. Der verbleibende Ringspalt zwischen Tunnelausbau und Gebirge wird entweder mit Zementmörtel, Kies oder Beton verpresst. Beim Tübbingausbau muss der Fugendichtung im Zuge von Planung und Ausführung besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden.

In der nachfolgenden Abbildung ist eine Einachschild-Tunnelbohrmaschine der Fa. Herrenknecht (www.herrenknecht.de) mit einem offenen Schild dargestellt. Als offene Schilde werden Vortriebsmaschinen bezeichnet, welche kein geschlossenes System zum Druckausgleich an der Ortsbrust besitzen. TBM dieser Art werden bei brüchigen Felsformationen oder weichem Gestein eingesetzt. Sie weisen ein sehr großes Einsatzspektrum im Hartgestein auf.

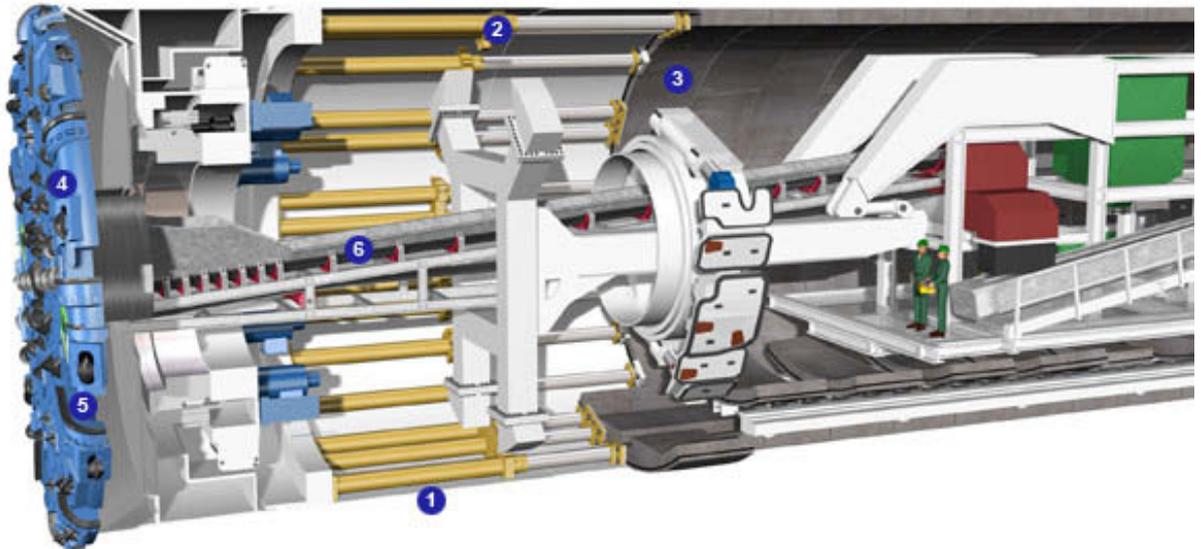


Abb. 4-4: Einachschild-TBM nach [56]

Im Schutz des Schildes (1), einer zylindrischen Stahlkonstruktion, wird der Tunnel weitgehend automatisiert aufgeföhren und ausgebaut. Um sich vorzubohren, stützt sich die Einachschild-TBM mittels hydraulischer Vortriebspresen (2) am zuletzt eingebauten Tübbingring (3) ab. Das Schneidrad (4) ist mit Hartgesteinsdisken bestückt, die an der Ortsbrust abrollen und diese einkerben. Die Kerbwirkung hat zur Folge, dass größere Felsplatten abplatzen. Räumer (5), die sich etwas hinter den Disken zurückgesetzt befinden, führen den abgebauten Fels hinter das Schneidrad. Über Fördereinrichtungen (6) wird das abgebaute Material dann über Tage abtransportiert.

Neben den vorangehend erläuterten Bauweisen existiert noch eine Vielzahl weiterer geschlossener Bauweisen, auf diese soll aber in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.

4.4.2 Tunnel in offener Bauweise OBW

Die offene Tunnelbauweise ist durch das Einschneiden von der Oberfläche in den Baugrund und die anschließende Überdeckung des Tunnels⁶ gekennzeichnet. Während der Tunnel normalerweise von der Sohle in einer Baugrube hergestellt wird, können zumindest auch Wände und die Tunneldecke offen gebaut werden und der übrige Tunnelquerschnitt in abgedecktem Zustand errichtet werden. Diese Bauweise wird als halboffene Tunnelbauweise oder Deckelbauweise bezeichnet. Im Vergleich zur geschlossenen Tunnelbauweise ist die offene vom statischen System her einfacher und auch risikoärmer.

Die hergestellten Tunnelquerschnitte sind meist Rechteckquerschnitte als Rahmenkonstruktionen aber auch Hufeisenquerschnitte mit oder ohne Sohlplatte.

Im städtischen Gebiet oder unter beengten Verhältnissen erfolgt die Herstellung des Tunnels in Baugruben mit oder ohne seitliche Arbeitsräume. Als Baugrubenumschließungen kommen Stahlspundwände, trägerversteifte Wände sowie Schlitz- und Pfahlwände zum Einsatz. Die letztgenannten Stahlbetonwände können im Endausbau auch Teil der Tunnelkonstruktion sein.

Außerhalb eines dicht verbauten Gebietes kann der Tunnel auf freien unbebauten Flächen in abgeöschten, nicht eingefassten Baugruben errichtet werden. Der Wegfall der Verbauarbeiten sowie die fehlende Behinderung in der Baugrube können sich günstig auf die Kosten und den Bauablauf auswirken.

Aufgrund praktischer Erfahrungen sind bei homogenem Baugrund folgende Böschungswinkel anzuwenden:

Gestein	Böschungswinkel β
Nicht bindiges und weiches, bindiges Lockergestein	$\leq 45^\circ$
Steifes und halbfestes Lockergestein	$\leq 60^\circ$
Felsgestein	$\leq 80^\circ$

Tab. 4-2: Böschungswinkel bei homogenem Baugrund nach [49]

Zur Stabilisierung steiler oder erosionsgefährdeter Böschungen können Spritzbeton, Vermörtelung, Vernagelung, Geotextilien oder chemische Verfahren Anwendung finden. Bei längeren Bauzeiten in Verbindung mit Wasserandrang kommen die Entwässerungsmaßnahmen der offenen Wasserhaltung des Erd- und Grundbaus zum Einsatz.

Die offene Tunnelbauweise wird oft in den Portalbereichen von bergmännisch aufgefahrenen Tunneln, den sogenannten Voreinschnitten, angewendet, wenn Hangschuttbereiche oder zu geringe Überdeckung keinen bergmännischen Vortrieb zulassen.

⁶ engl. cut-and-cover

In der nachfolgenden Abbildung ist die offene Bauweise des Tunnels Rannersdorf bei Schwechat ersichtlich:



Abb. 4-5: Offene Bauweise Tunnel Rannersdorf bei Schwechat

Bei der Errichtung dieses Tunnels kommt ein zweizelliges Rechteckprofil zur Anwendung. In der Abb. 4-5 ist die im Schutz der Stahlspundwände ausgehobene Baugrube ersichtlich. Weiters wurde die gegen drückendes Grundwasser rückverankerte Sohlplatte zur Sicherung der Baugrubensohle bereits fertiggestellt. Auf dieser Sohlplatte wird abschnittsweise die eigentliche Tunnelsohlplatte aufbetoniert. In einem weiteren Arbeitsschritt werden Wände und Decke des Tunnels unter Verwendung von Schalwägen ebenfalls abschnittsweise errichtet. Um die Dichtigkeit der Tunnelkonstruktion zu gewährleisten, kommen wasserundurchlässiger Beton sowie zwischen den einzelnen Bauabschnitten Fugenbänder zum Einsatz (s. [12]). Sobald Wände und Decke des Tunnelbauwerks fertiggestellt sind, können der Innenausbau des Tunnels (Randwege, Fahrbahnaufbau, Sicherheitseinrichtungen, etc.) sowie die Wiedereinschüttung der fertiggestellten Tunnelabschnitte durchgeführt werden.

Bei solch einer geringen Überlagerung muss darauf geachtet werden, zukünftige Bebauung im unmittelbaren Bereich des Tunnels hintanzuhalten. Im speziellen Fall des Tunnels Rannersdorf wurde das Areal direkt über dem Tunnel begrünt und wird nun als Naherholungsgebiet genutzt.

5 Auswirkungen von Brandbelastung auf Tragwerke aus Stahlbeton

Nachfolgend werden die möglichen Versagensarten von Stahlbetonbauteilen unter Brandbelastung sowie die möglichen Brandschäden an Betontunneln erläutert. Im Zuge dieses Kapitels werden weiters Maßnahmen zur Erhöhung der Brandbeständigkeit von Tunnelschalen behandelt und abschließend wird die Vorgehensweise zur Sanierung brandgeschädigter Tunnelschalen beschrieben.

5.1 Versagensarten

Nachfolgend sind die möglichen Versagensarten von Stahlbetonbauteilen unter Brandbelastung nach KORDINA & MEYER-OTTENS (1999) dargestellt:

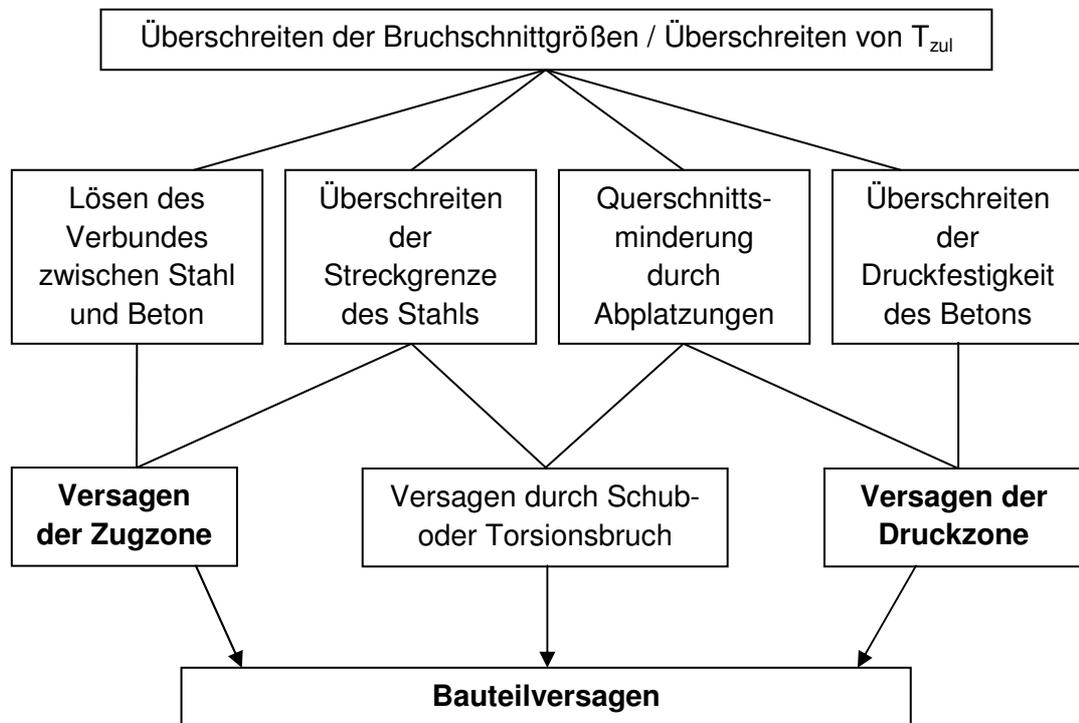


Abb. 5-1: Versagensarten bei Stahlbetonbauteilen nach [25], abgeändert

SCHNEIDER & HORVATH (2006) beschreiben die Versagensarten folgendermaßen:

5.1.1 Versagen in der Zugzone

5.1.1.1 Versagen durch Biegebruch

Bei auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen tritt das Versagen in den meisten Fällen durch Fließen der in der Biegezugzone liegenden Stahleinlagen ein. Die Bewehrung wird in Abhängigkeit von den Bauteilabmessungen, dem Achsabstand und der Betonart

entsprechend der Brandbeanspruchung erwärmt. Dabei nimmt die Festigkeit der Stahleinlagen ab, bis die kritische Stahltemperatur T_{krit} in Abhängigkeit von der vorhandenen Spannung erreicht wird. Die durch Stahlfließen und Temperaturunterschiede zwischen Bauteilober- und Bauteilunterseite hervorgerufenen Verformungen werden im Laufe der Brandbeanspruchung durch Hochtemperatur-Kriechverformungen überlagert, welche bis zum Versagen des biegebeanspruchten Bauteils zunehmen können.

Die Verformungen sind im Bereich der hohen Stahlspannungen, also im Bereich der größten Biegemomente am größten. Die Folge der Verformungen sind Risse.

5.1.1.2 Versagen durch Lösen des Verbundes

Ein im Vergleich zum Biegebruch sehr selten auftretendes Versagen ist jenes des Lösens des Verbundes. Infolge großer Verankerungskräfte und der Erwärmung des Verbundbereiches kann der Verbund zwischen den Baustoffen Beton und Stahl versagen. Versagt der Verbund, so tritt im Vergleich zum Versagensfall „Überschreiten der Streckgrenze des Stahles“ ein Verankerungsbruch ein.

5.1.2 Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch

Bei der Beurteilung der Widerstandsfähigkeit eines Bauteils gegen das Schubversagen kommt auch der Zugfestigkeit des Betons eine große Bedeutung zu. Bei Brandversuchen wurde ein frühzeitiges Versagen durch Schubbruch vor allem in Querschnittsbereichen beobachtet, welche rasch und tiefgreifend erwärmt wurden. Diese Versagensart muss daher vor allem in Tunnelanlagen, welche in offener Bauweise errichtet wurden sowie bei Zwischendecken in Straßentunneln mit berücksichtigt werden.

5.1.3 Versagen der Druckzone

Bei auf Druck beanspruchten Bauteilen tritt das Versagen in den meisten Fällen durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit ein. Bei fortschreitendem Temperaturanstieg nimmt die Festigkeit des Betons ab, bis die kritische Betontemperatur T_{krit} ($> 500 \text{ °C}$) in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad erreicht wird.

Da mit zunehmender Erwärmung die Festigkeit der brandseitigen Betondeckung abnimmt, werden in der Regel dem Stahl zunächst die höheren Lastanteile zugewiesen. Die außen liegenden, stark erwärmten Bewehrungslagen können die Kräfte jedoch nicht mehr aufnehmen und knicken aus, so dass der Betonrestquerschnitt die volle Beanspruchung erhält. Dadurch kommt es zum Druckbruch. Druckbrüche können auch auftreten, wenn brandbedingte Zwängungen aufgenommen werden müssen.

5.1.4 Versagen durch Abplatzungen

Abplatzungen sind Betonzerstörungen infolge hoher Temperatureinwirkungen, welche vor allem bei hohen Aufheizraten, wie sie bei Tunnelbränden in der Regel auftreten, beobachtet wurden. Sie bewirken eine rasche Verminderung des tragenden Querschnitts und führen zum Verlust der Überdeckung der Bewehrung. Es kommt somit zu einer raschen Erwärmung der Stahleinlagen, deren Fließgrenze bei ca. 500 °C liegt. Bei Erreichen der Fließgrenze tritt im Allgemeinen ein Versagen der Stahlbetonbauteile durch Biegung oder Kriechen ein.

5.2 Brandschäden an Betontunneln

Nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) unterliegen Stahlbetontunnels im Brandfall mit zunehmender Temperatur und fortschreitender Branddauer verschiedenen Schädigungen:

- Änderung der Festigkeitseigenschaften des Betons und des Baustahls (s. Pkt. 9)
- Schäden durch Abplatzungen
- Chloridschäden
- Strukturabhängige Schäden

Diese Schäden werden von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Schockartiger Temperaturanstieg:
Durch hohe Brandleistungen können in unmittelbarer Umgebung des Brandherdes innerhalb weniger Minuten Temperaturen bis zu 1.200 °C auftreten. Diese extremen Temperaturen führen zu einer schockartigen Erwärmung der betroffenen Bauteile mit bis zu 200 K/min, es kommt zu massiven Betonabplatzungen.
- Hohe Brandleistungen und lange Branddauern
- Rauchgaskondensation:
Verbrennen PVC-haltige Stoffe, so kann es aufgrund aggressiver, chloridhaltiger Brandgase und der Rauchgaskondensation zu Chloridschäden an den Bauteilen des Tunnelbauwerks kommen.

5.2.1 Betonabplatzungen im Brandfall

SCHNEIDER & HORVATH (2006) unterscheiden primär zwischen vier Arten von Abplatzungen:

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

- Explosionsartige Abplatzungen (Explosive Spalling)

5.2.1.1 Zuschlagstoff-Abplatzungen

Hierunter wird das Zerplatzen bzw. Zersplittern von Zuschlägen infolge von physikalischen (z.B. Volumenänderungen bei Phasenübergängen) und/oder chemischen Veränderungen unter hohen Temperaturen verstanden. Bei chemischen Veränderungen wird meist Wasser freigesetzt, welches bei hohen Temperaturen entsteht und plötzlich entweichen muss. Diese Reaktionen führen in allen Fällen zu Gefügelockerungen, das heißt, zu einer Zermürbung der Zuschläge und damit des Betons.

5.2.1.2 Abfallen von Betonschichten

Das Abfallen von kleineren oder größeren Betonschichten oder -teilen nach längerer Brandbeanspruchung wird durch Zermürbung, Temperaturspannungen und Rissbildungen infolge der Brandbeanspruchung beeinflusst und tritt besonders bei zunehmenden Verformungen auf. Die Ursachen für das Abfallen von Betonschichten sind u.a.:

- Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über den Querschnitt
- Zwängungsspannungen infolge geometrischer Inkompatibilitäten oder unterschiedlicher Dehnungen zwischen Beton und Bewehrungsstäben
- Bauteilverformungen
- Die Zermürbung des Betons infolge von physikalischen und chemischen Veränderungen

5.2.1.3 Soft-Spalling bei Spritzbeton

Hierbei handelt es sich um einen Spezialfall des vorher beschriebenen Abfallens. Diese Art der Betonschädigung tritt primär bei Spritzbeton auf, wenn im Betongefüge markante Permeabilitäts- und Feuchteänderungen vorhanden sind. Der Wasserdampf strömt bzw. diffundiert durch die Zone mit geringerer Permeabilität hindurch und staut (kondensiert) sich an der Grenzfläche zur dichteren Zone auf. Da dieser Grenzflächenbereich in der Regel auch eine geringere Zugfestigkeit aufweist, kommt es hier bevorzugt zum Abfallen der thermisch beanspruchten Betonschichten. Solche Unstetigkeiten im Spritzbetonquerschnitt können sich aufgrund von Unregelmäßigkeiten im Spritzverlauf (Spritzpausen, Änderung des Wassergehalts während des Spritzens) ergeben.

5.2.1.4 Explosionsartige Abplatzungen

Diese Form stellt nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) die gefährlichste Art der Abplatzungen dar und ist auch am häufigsten anzutreffen. Durch Brandeinwirkung werden im Inneren von Betonbauteilen thermische, thermomechanische sowie thermohydraulische Prozesse ausgelöst, die bei feuchter (Wassergehalt $w > 2\%$) und homogener sowie dichter Betonmatrix zu Gefügeschädigungen an der beflamnten Betonoberfläche bis hin zu explosionsartigen Abplatzungen führen können. Bei den meisten Tunneln wird der Wassergehalt von 2 % nutzungsbedingt überschritten, d.h. im Falle eines intensiven Brandes sind im Tunnel in der Regel Abplatzungen zu erwarten.

Infolge explosionsartiger Abplatzungen können folgende Fälle von Bauteilversagen unterschieden werden:

- Die für die Standsicherheit wesentliche Bewehrung wird über einen Teilbereich freigelegt; infolge der schnelleren Erwärmung der Stahlquerschnitte können dann Tragfähigkeit und Raumabschluss verloren gehen.
- Der tragende Betonquerschnitt wird stark reduziert, so dass die ihm zugeordneten Kräfte nicht mehr übertragen werden können; Tragfähigkeit und Raumabschluss können dann ebenfalls verloren gehen.
- In raumabschließenden Bauteilen entstehen Löcher, die Tragfähigkeit bleibt jedoch erhalten. Es ist auch in diesem Fall von einem Bauteilversagen auszugehen, da sich das Feuer durch solche Löcher weiter ausbreiten kann.

Die Entstehung von Abplatzungen bei Betonbauteilen hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab:

- Aufheizgeschwindigkeit
- Betontemperatur
- Feuchtegehalt des Betons
- Festigkeit des Betons
- Mittlere Porengröße und Permeabilität
- Porendruck (resultiert aus den vorgenannten Faktoren)
- Druckspannungen im Bauteil
- Mineralische und petrographische Zusammensetzung des Zuschlages
- Fasergehalt (Mikrofasern)
- Bewehrungsanordnung
- Bauteilgeometrie

Aufgrund dieser Vielzahl von Faktoren, die sich teilweise überlagern und synergetische Effekte bewirken, ist es äußerst schwierig, bei Bränden zielsichere Aussagen über die Eintrittswahrscheinlichkeit, Größe und das Ausmaß von Abplatzungen zu machen. Deshalb ist es erforderlich, die Betone so herzustellen, dass das Abplatzverhalten im Falle eines Brandes auszuschließen ist. Diesbezüglich wird derzeit im Allgemeinen der Einsatz von PP-Fasern in Betonen empfohlen (s. Pkt. 5.3.1.1).

5.2.2 Chloridschäden

Chloridschäden entstehen durch Verbrennung von halogenhaltigen Kunststoffen, insbesondere von PVC-Erzeugnissen. Es erfolgt eine Freisetzung von Chloriden unter Bildung von Chlorwasserstoffgas (HCL). Die Chloridionen der Salzsäure wandern nach dem Brand aufgrund der Umgebungsfeuchte in den Beton und bewirken die Zerstörung des Zementsteins, vor allem jedoch die Korrosion des Betonstahls. Die Chloridionen im Beton heben die Passivierung der Bewehrung auf, so dass es lokal zu intensiven Korrosionsangriffen kommt. Dieser chemische Angriff der Chloridionen tritt verzögert auf (Langzeiteffekt) und schädigt nicht nur Bauteile, die direkt im Brandbereich waren, sondern auch solche, welche vom Brandherd entfernt sind. Besonders geschädigt werden Bauteile, welche z.B. der Brandrauchabfuhr dienen und von den aggressiven Brandgasen direkt betroffen sind. Dieses sind insbesondere die Entrauchungsschächte und -leitungen im Tunnel.

5.2.3 Strukturabhängige Schäden

Die strukturabhängigen Schäden entstehen durch die thermisch bedingten Verformungen des Tragwerks. Es werden Zwangsschnittgrößen erzeugt, die nicht nur auf die brandbeanspruchten Bauteile beschränkt bleiben. Zusammen mit der Belastung aus dem Gebrauchsfall kann die Festigkeit, welche zusätzlich durch die Temperaturbeanspruchung abgemindert ist, überschritten werden. Solcherart bedingte Risse gefährden die Gebrauchstauglichkeit und können eventuell kostspielige Sanierungsmaßnahmen vonnöten machen. Die Berechnung der Zwangsschnittgrößen sollte nur mit nichtlinearen Materialgesetzen erfolgen (s. Pkt. 7.2).

5.3 Erhöhung der Brandbeständigkeit von Tunnelschalen

Zur Erhöhung der Brandbeständigkeit von Stahlbetonbauteilen und -tragwerken werden verschiedene Maßnahmen und Systeme eingesetzt. Die Beschreibung der in diesem Kapitel angeführten Maßnahmen wurde im Wesentlichen von SCHNEIDER & HORVATH (2006) übernommen.

5.3.1 Betontechnologische Maßnahmen

Zur Auskleidung von unterirdischen Verkehrsanlagen wird heute fast ausschließlich Beton eingesetzt. Neben Tübbingungen aus Stahlbeton sind unbewehrter Beton oder Stahlbeton anzutreffen, wobei der Einbau in der Regel durch Pumpen oder im Spritzverfahren erfolgt.

Wegen der Luftfeuchtigkeitsverhältnisse im Tunnelinneren und bei außen anstehendem Wasser muss von einem dauernd feuchten Beton mit $w = 2,5$ bis $5,0\%$ ausgegangen werden. Die Erfahrungen mit realen Bränden und bei Brandversuchen zeigen, dass es im Brandfall durch die im Inneren verdampfende Bauteilfeuchte zu erheblichen zerstörenden Kräften kommen kann, welche neben Rissbildungen auch Abplatzungen von 40 und mehr Zentimetern Tiefe hervorrufen können, so dass die Möglichkeiten zur Sanierung zum Teil ernstlich in Frage gestellt sind. Die vorliegenden Erkenntnisse haben dazu geführt, brandbeständige Betone für den Tunnelbau zu entwickeln. Brandschutzbetone dürfen vor allem nicht abplatzen, sollen ihre Wasserundurchlässigkeit beibehalten und müssen nach einem Brandangriff sanierbar sein.

5.3.1.1 Beton mit Polypropylenfasern

Eine wirksame Reduzierung von Beton-Abplatzungen kann durch die Bildung eines Porensystems erreicht werden, welches zu einem ausreichenden Abbau des hohen Dampfdrucks führt. Dies wird durch Zugabe von Fasern aus Kunststoff (z.B. Polypropylen PP), welche im Brandfall ab ca. 160 °C schmelzen, Mikrorisse hervorrufen sowie durchgängige Mikroporen frei machen, ermöglicht. Zur Ableitung des Wasserdampfes und zur Reduktion der Drücke im Beton bzw. den daraus resultierenden Zugspannungen sind Fasern mit bestimmten Durchmessern und Längen erforderlich.

Optimale Porenquerschnitte ergeben sich in Abhängigkeit von den Ausgangsstoffen und aus der Kombination zweier entgegenwirkender Faktoren: zum einen aus dem Diffusionsweg und der großen Oberfläche, zum anderen aus dem behinderten Substanztransport in den Poren. Große Kapillaren bilden einen zu langen Weg für die Wasserdiffusion und stellen eine zu kleine Oberfläche für die Diffusion zur Verfügung. Kleine Poren wiederum sind nicht imstande, den Wasserdampf schnell genug entweichen zu lassen. Die Obergrenze für die Durchmesser eines Porensystems liegt bei ca. $100\text{ }\mu\text{m}$, die Untergrenze bei ca. $12\text{ }\mu\text{m}$.

Die Permeationstheorie beschreibt die Wirkung von monofilamenten⁷ PP-Fasern primär mit folgenden 3 Faktoren:

1. Bildung von Kapillarporen beim Abschmelzen bzw. Verbrennen der Fasern, zusätzlich werden Mikrorisse gebildet
2. Erhöhung des Stofftransports durch Schaffung weiterer diffusionsoffener Übergangszonen zwischen Zuschlag und Zementmatrix

⁷ Monofilamente = Einzelfasern

3. Bildung zusätzlicher Mikroporen, welche beim Einmischen der Fasern infolge Strukturauflockerungen gebildet werden

Aufgrund dieser 3 Faktoren können Normalbetone sowie hochfeste Betone so hergestellt werden, dass im Brandfall ein für den Wasserdampf ausreichend permeables Porensystem entsteht. Auf diese Weise kann sich kein hoher Wasserdampfdruck aufbauen und es kommt zu keinen zerstörenden bzw. explosionsartigen Abplatzungen.

Nach PIRRINGER (2008) liegen die Dosierungen im Beton zwischen 0,9 und 2,5 kg/m³, wodurch im Allgemeinen nicht mit einer Veränderung der Festigkeitseigenschaften des Betons zu rechnen ist. PP-Fasern können weiters auch in Kombination mit Stahlfasern dem Beton beigemischt werden.

5.3.1.2 Beton mit Leichtbetonzuschlag

Hierbei werden die Betonzuschläge durch den feuerfesten Leichtzuschlag Lytag ersetzt und als Bindemittel Hochofenzement CEM III/B bzw. Tonerdeschmelzzement Secar 51 verwendet, welcher einen hohen Anteil an thermisch beständigen Stoffen enthält. Zusätzlich können PP-Fasern beigemischt werden.

Die Vorteile dieses Systems sind ein geringes Gewicht, eine bessere Verteilung der Schwindrisse sowie die Erhöhung der Schlagzähigkeit des Betons. Brandversuche ergaben, dass bei Lytag-Beton weder Abplatzungen noch Gefügestörungen im Beton auftreten. Nachteilig sind die hohen Kosten für den Tonerdeschmelzzement, welche ein Vielfaches herkömmlicher Zemente betragen. Außerdem kann Tonerdeschmelzzement nur bedingt in Umgebung mit aggressiven Bergwässern, insbesondere mit hohem Sulfatgehalt, eingesetzt werden. Ebenso ist der Korrosionsschutz der Bewehrung bei Betonen dieser Art in Frage gestellt.

5.3.2 Brandschutzbekleidungen

Aufgrund des Temperaturverhaltens der Baustoffe Beton und Stahl (s. Pkt. 9) ist die Anbringung von Brandschutzbekleidungen von Bedeutung und in bestimmten Fällen ratsam. Durch Brandschutzbekleidungen können die im Brandfall entstehenden Schäden an Tunnelbauwerken gering gehalten werden. Folgende Brandschutzbekleidungen kommen zum Einsatz:

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

Nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) sind die Entwicklungen auf diesem Gebiet noch nicht abgeschlossen, es ist jedoch zu berücksichtigen, dass jede zusätzliche bautechnische

Eigenschaft an der Tunnelschale die Herstellung der Röhre gravierend beeinflusst, so dass die Tendenz dahin geht, möglichst nur einen brandsicheren Beton über den ganzen Querschnitt zu verwenden.

5.3.2.1 Plattenbekleidungen

Plattenbekleidungen für den Brandschutz schützen den Beton sehr wirkungsvoll vor Wärmeeinwirkung und Emissionen. Die Platten müssen für Tunnelbekleidungen besonders geeignet sein und nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) folgende Anforderungen erfüllen:

- **Physikalische Anforderungen:**
feuerbeständig, nicht brennbar, bruch- und stoßfest, widerstandsfähig gegen Druck- und Sogbelastung zufolge Verkehr, Formbeständigkeit gegen Witterungseinflüsse, gegen Feuchte und Nässe, gegen Frost und Temperaturbelastungen, gegen Reinigungsvorgänge, zusätzlich Forderung nach weitgehender Schallabsorption und guter Lichtstreuung, blend- und spiegelfreie Ausbildung
- **Chemische Anforderungen:**
Korrosionsfestigkeit gegen Beanspruchungen durch KFZ-Abgase, Feuchtigkeit, Spritzwasser und Tausalze, Farbbeständigkeit, die Bekleidungsoberfläche muss sowohl abwaschbar als auch beständig gegen Reinigungsmittel sein, Beständigkeit gegen Spritzwasser und Sprühnebel, hinreichende Bakterienfestigkeit, um eine Zerstörung durch Schimmelbildung zu verhindern
- **Montageanforderungen:**
geringes Gewicht, einfacher und schneller Einbau sollte sichergestellt werden, leichte Sanierbarkeit der Systeme im Falle von Einbau-Mängeln, Fahrzeugkollisionen oder nach einem Brandereignis

Nachteilig an den Brandschutzplatten ist, dass die Oberflächen der tragenden Struktur sowohl der optischen Kontrolle entzogen als auch für Wartungs-, Instandhaltungs- oder Reinigungsarbeiten nicht mehr zugänglich sind. Reparaturmaßnahmen an der Tunnelschale erfordern demnach einen erheblichen Zeit- und Arbeitsaufwand. Weiters wird eine konvektive Trocknung möglicher Durchfeuchtung durch die verhinderte Belüftung der Oberfläche gehemmt.

5.3.2.2 Brandschutzsysteme aus beschichteten Stahllochblechen

Als Alternative zu den Brandschutzplatten wurden perforierte Stahlbleche entwickelt, welche auf Abstandhaltern an der Tunnelschale montiert werden und beidseitig dünn mit Dämmschichtbildnern beschichtet sind. Die Stahllochbleche werden in einem Abstand von etwa 3 cm zur Oberfläche der tragenden Bauteile befestigt, weisen eine Stärke von ca. 2 mm auf und zeichnen sich durch ein geringes Gewicht und durch eine einfache Montagetechnik aus. Die Befestigung erfolgt mit Befestigungsankern (ca. 4 Stück/m²) und Distanzringen aus Edelstahl. Diese Distanzringe gewährleisten die Einhaltung des geforderten

Montageabstandes von 3 cm zur Tunnelleibung, welcher dem Aufschäumen der bergseitigen Beschichtung der Stahllochbleche dient.

Die einlagige Montage der Stahllochbleche ohne Konterlattung⁸ in Tunnellängsrichtung verhindert im Brandfall die bei einer Brandschutzplattenmontage mit Luftspalt fallweise auftretende Kaminwirkung, welche einen direkten Wärmeeintrag in den Tunnelbeton bewirken kann.

In Brandversuchen hat sich gezeigt, dass die Temperaturen an der Betonoberfläche in der Anfangsphase eines Brandes, bedingt durch die offene Lochstruktur, schneller ansteigen als bei Brandschutzplatten. Gegenüber einer direkten Beflammung ist jedoch eine ausreichende Verzögerung des Temperaturanstieges gegeben, so dass das Maß der Abplatzungen auf den Bereich der Betondeckung von 4 cm der Bewehrung beschränkt bleibt.

5.3.2.3 Putzbekleidungen und Opferschichten

Putzbekleidungen können sowohl auf Betoninnenschalen, als auch auf Stahlübbringe angewendet werden. In der Regel ersetzt bei flächenhafter Anbringung 1 mm Putzmörtel brandschutztechnisch 2 mm Normalbeton. Je nach Zusammensetzung der Putzbekleidung kann die Feuerwiderstandsdauer auf das bis zu 6-fache verbessert werden. Besonders geeignet sind Vermiculite⁹- und Perlite¹⁰-Putze.

5.4 Sanierung brandgeschädigter Tunnelschalen

SCHNEIDER & HORVATH (2006) beschreiben auch, wie man bei der Schadensanalyse und Sanierung brandgeschädigter Tunnelschalen vorzugehen hat. Nachfolgend wird dies in Kurzfassung wiedergegeben.

5.4.1 Schadensanalyse

Bei der Planung von Tunnelbauwerken sind auch eventuell später auftretende Sanierungsmöglichkeiten nach einem Brand zu betrachten. Konstruktionen sollen nicht nur ihre Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit über eine gewisse Branddauer erhalten, sondern müssen danach mit möglichst geringem technischen, finanziellen und zeitlichen Aufwand sanierbar sein. Der Sanierungsumfang nach einem Tunnelbrand wird mittels einer Schadensanalyse festgelegt.

⁸ Als Konterlattung bezeichnet man senkrecht zur eigentlichen Lattung verlegte Latten [65].

⁹ Mineral aus der Mineralklasse der Silikate und der Ordnung der Schichtsilikate [78]

¹⁰ alteriertes (chemisch und physikalisch umgewandeltes) vulkanisches Glas (Obsidian) [70]

Dabei werden folgende Untersuchungen vorgenommen:

- Abschätzung der Branddauer und Brandtemperatur
- Überprüfung der Restquerschnitte und der Restfestigkeit mittels Schmidhammer¹¹ und Entnahme von Bohrkernen
- Restfestigkeit der Bewehrung:
Um diese ermitteln zu können, muss der verwendete Stahl bekannt sein. Kann die Festigkeitsverminderung infolge der Temperaturbelastung nicht abgeschätzt werden, sind Zugprüfungen durchzuführen. Auf jeden Fall sind verformte Bewehrungen zu erneuern.
- Abplatzungen, Risse und Verformungen sind in ihrem Umfang zu beurteilen, zermürbte Betonschichten werden mittels Hochdruck-Wasserstrahlen entfernt und erneuert
- Art der verbrannten Stoffe – Korrosionsschäden:
Schädliche Brandgase sind im Wesentlichen solche, die zum Eindringen von Chloridionen in den Beton führen und dann den Bewehrungsstahl schädigen (s. Pkt. 5.2.2).

5.4.2 Sanierungsmaßnahmen

Für die Instandsetzung brandgeschädigter Tunnelbauwerke haben sich die im Folgenden beschriebenen Verfahren in Abhängigkeit von der Art des Schadens bewährt:

- Oberflächenreinigung der Tunnelauskleidung:
Die Verschmutzungen der Oberfläche der Betonschalen durch Ruß werden durch Absaugen, Abbürsten, Abkratzen, Hochdruck- bzw. Höchstdruck-Wasserstrahlen oder Sandstrahlen entfernt. Der thermisch geschädigte Beton kann durch Sandstrahlen bis zu 2 mm Tiefe und durch Höchstdruck-Wasserstrahlen bis zur Bewehrung entfernt werden.
- Verstärkung der Tunnelauskleidung:
Bei Tunnelschalen kommt meist die Spritzbeton-Technologie zur Anwendung. Um eine ausreichende Haftung des Spritzbetons in den geschädigten Bereichen zu erzielen, müssen die zermürbten Betonschichten durch Hochdruck- oder Sandstrahlen entfernt und die Oberfläche sauber und staubfrei gemacht werden. Es können auch Haftgrundanstriche zur Anwendung kommen. Wird eine Schädigung der Stahleinlagen festgestellt, wird vorab eine statisch berechnete Zulagenbewehrung verlegt bzw. angedübelt.

¹¹ Der so genannte Schmidhammer ist ein Rückprallhammer, ein Instrument zur zerstörungsfreien Werkstoffprüfung, mit dem die Druckfestigkeit z.B. von Beton punktweise gemessen werden kann [71].

- Sanierung der Chloridschäden,
zur Sanierung werden folgende Verfahren angewendet:
 - Trockensanierung durch Absaugung, Abbürsten oder Sandstrahlen
 - Materialabtrag durch Abnadeln¹² oder Abstemmen
 - Nasssanierung mit eindringendem und rückspülendem Wasser
 - Elektrosanierung mit elektrochemischen Verfahren

Das entfernte Material wird entweder durch Spritzbeton oder durch Putze oder Mörtel ersetzt. Die genannten Instandsetzungsmethoden zeichnen sich durch einen verhältnismäßig einfachen Ablauf aus. Aufgrund der restlosen Entfernung der geschädigten Betonschichten und der Wiederherstellung der Bauteiloberfläche sind keine Kontrollen erforderlich.

¹² Mit Druckluft betriebenes Kleingerät, welches ähnlich einem Meißelhammer den zu entfernenden Beton durch Schläge zermürbt, wobei als Schlagwerkzeug ein Bündel von Stahlnadeln zum Einsatz kommt [69].

6 Tragwerksbemessung im Brandfall

6.1 Allgemeines

Gemäß ÖNORM EN 1991-1-2 [8] Pkt. 2.1 (1) sollte eine Tragwerksbemessung im Brandfall soweit erforderlich folgende Schritte beinhalten:

- Auswahl von maßgebenden Brandszenarien für die Bemessung
- Bestimmung der entsprechenden Bemessungsbrände
- Berechnung der Temperaturentwicklung in den Bauteilen
- Berechnung des Tragverhaltens unter Brandbeanspruchung

Das Tragverhalten des Tragwerkes ist sowohl von den thermischen Einwirkungen und dem damit verbundenen Einfluss auf die Baustoffeigenschaften und die indirekten Brandeinwirkungen als auch von der direkten mechanischen Einwirkung abhängig.

Die Tragwerksanalyse bei Brandberechnungen kann somit beispielsweise in folgende Arbeitsschritte [21] gegliedert werden:

1. Tragwerksbemessung für Standardeinwirkungen
 - Aufstellung des statischen Systems
 - Schnittgrößenermittlung für die maßgebenden Lastfälle
 - Beschreibung der Einwirkungskombinationen
 - Bewehrungsermittlung für Stahlbetonbauteile
2. Thermische Berechnung zur Ermittlung der Querschnittstemperaturen
 - Festlegung der Brandeinwirkung für die betroffenen Systembereiche
 - Berechnung der Temperaturverteilungen für die betroffenen Querschnitte
3. Nichtlineare Systemanalyse für den Brandfall
 - Auswahl des maßgebenden Lastfalles aus Pkt. 1
 - Ergänzung des Lastfalls mit der Brandlast
 - Vorgabe der unter Pkt. 1 ermittelten Bewehrung
 - Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall

Während der Punkt 1 auch als „Kaltbemessung“ bezeichnet wird, können die Punkte 2 und 3 unter dem Begriff „Heißbemessung“ zusammengefasst werden.

Nachfolgend ist der Ablauf einer Tragwerksbemessung im Brandfall als Flussdiagramm dargestellt:

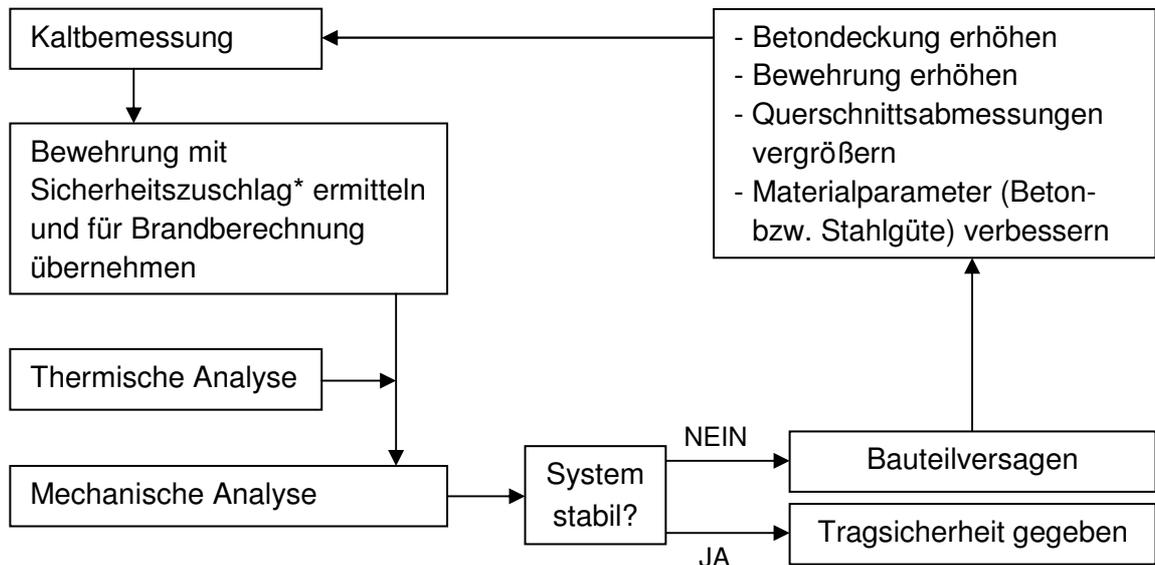


Abb. 6-1: Ablauf der Tragwerksbemessung im Brandfall

*) Das Sicherheitsniveau der Tragwerksbemessung im Brandfall wird unter Pkt. 11.4 erläutert.

Die mechanische Analyse kann prinzipiell zum Nachweis eines bestimmten Zeitpunktes während des Brandereignisses herangezogen werden oder bei ganzheitlichen Betrachtungen als Traglastanalyse ausgeführt werden.

Nach der ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [11] ist für den Bemessungsvorgang der jeweils ungünstigste Zeitpunkt nachzuweisen, der je nach Konstruktionsart und Schutzziel innerhalb der Brandeinwirkungsdauer oder auch danach liegen kann.

Mit fortschreitender Branddauer ändern sich insbesondere folgende Randbedingungen:

- Temperaturverteilung innerhalb der Tragwerks-Querschnitte (s. Pkt. 10.5 bis Pkt. 10.7), diese Temperaturen erzeugen Dehnungen
- Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl (s. Pkt. 9)
- Reduktion der Querschnittsdicken zufolge Abbrand¹³

Aufgrund dieser sich ändernden Randbedingungen kann der ungünstigste Zeitpunkt nicht ohne weiteres festgelegt werden. Es empfiehlt sich daher, stets eine Traglastanalyse unter Berücksichtigung mehrerer Zeitschritte durchzuführen.

¹³ Bei Beton mit Polypropylenfasern werden im Brandfall Abplatzungen vermieden (s. Pkt. 5.3.1.1). Dennoch kommt es infolge der hohen Temperaturen zu einem Ausfall der brandseitigen, randnahen Querschnittszonen. Dies wird als „Abbrand“ bezeichnet.

In hiesiger Arbeit wird eine Traglastanalyse zur Ermittlung des Versagenszeitpunktes eines Tunnelbauwerkes im Falle eines lang andauernden Brandes durchgeführt (s. Pkt. 11.4.3). Zu diesem Zweck kommt die offene Brandkurve HC_{inc} (s. Pkt. 10.7.1.1) in den Berechnungen zur Anwendung.

Nach der ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [11] ist für den Sonderfall, dass projektspezifisch in der Temperaturzeitkurve eine Abkühlung nach Brandende definiert ist (geschlossene Brandkurve) und ein Nachweis für einen Zeitpunkt nach Brandende erbracht werden soll, die Berechnungsmethode gesondert festzulegen.

Zusammengefasst sind somit je nach Erfordernis die nachfolgenden Zeitschritte zu untersuchen:

- Kalte Bemessung
- Heißbemessung
- Nachweis der Resttragfähigkeit nach dem Brandereignis (wenn erforderlich)

6.2 Berechnung der Tragfähigkeit

Nach ÖNORM EN 1991-1-2 [8] Pkt. 2.5 (1) ist die Berechnung der Tragfähigkeit über den gleichen Zeitraum durchzuführen, wie die Berechnung der Temperaturen.

Der Nachweis der Tragfähigkeit sollte nach [8] Pkt. 2.5 (2) im Zeitbereich

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (6.1)$$

oder im Festigkeitsbereich:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (6.2)$$

oder im Temperaturbereich:

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d} \quad (6.3)$$

erfolgen.

Dabei ist

$t_{fi,d}$ der Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer;

$t_{fi,requ}$ die erforderliche Feuerwiderstandsdauer;

$R_{fi,d,t}$ der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall zum Zeitpunkt t;

$E_{fi,d,t}$ der Bemessungswert der maßgebenden Beanspruchungen im Brandfall zum Zeitpunkt t;

θ_d der Bemessungswert der Baustofftemperatur;

$\theta_{cr,d}$ der Bemessungswert der kritischen Baustofftemperatur.

Nach KATZ (2008) war der Nachweis im Temperaturbereich die Standard-Methode früherer Brandschutznachweise, welche nur in einfachen Fällen sinnvoll ist, z.B. wenn das Bauteil oder das gesamte Tragwerk die gleiche Temperatur aufweisen.

Der Nachweis im Zeitbereich ist geeignet für Fälle, in welchen Bauwerke den Brandschutz nicht erfüllen und wo in Folge eine Einschätzung für die Akzeptanz des Versagens getroffen werden soll. Der Nachweis im Zeitbereich kann aber nur geführt werden, indem man entweder die Ergebnisse des Nachweises im Festigkeitsbereich iterativ oder die Ergebnisse des Nachweises im Temperaturbereich direkt verwendet.

Nun besteht aber im Planungszustand der Wunsch ein Bauwerk zu errichten, welches die Nachweise des Brandschutzes erfüllt. Aufgebrachte und behinderte Dehnungen und Verformungen, die ihre Ursache in der durch die Brandeinwirkung bedingten Temperaturänderung haben, verursachen Beanspruchungen (z.B. Kräfte und Momente), welche berücksichtigt werden müssen. Tatsächlich können nichtlineare Effekte aus Überbeanspruchungen im Material wie auch lokales Ausweichen von Druckgliedern ebenso auftreten wie Fälle bei denen das Bauwerk erst in der Abkühlphase seine kritische Beanspruchung erfährt.

Für einen gegebenen Zeitpunkt (z.B. $t = 90$ min) wird ein Querschnitt bzw. das gesamte Tragwerk mit den zu diesem Zeitpunkt geltenden Festigkeiten statisch nachgewiesen. Die Festigkeiten des Betons sowie des Baustahls sind im EC [10] zu finden. Für die Bemessung an sich müssen die unterschiedlichen thermischen Dehnungen im Querschnitt berücksichtigt werden. Unter der Hypothese vom eben bleibenden Querschnitt ergibt sich die Dehnung des Querschnitts aus der Dehnungsebene bezogen auf den Schwerpunkt und den eingepprägten Temperaturdehnungen. Aufgrund der stark nichtlinearen Temperaturverteilung im Querschnitt ist dieser natürlich nicht mehr eben. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist wieder von der Temperatur abhängig.

6.3 Bemessungsverfahren

Gemäß ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 4 (1) sind folgende Bemessungsverfahren für den Brandfall zulässig:

- Tabellarische Daten
- Vereinfachte Rechenverfahren
- Allgemeine Rechenverfahren

KUSTERLE u.a. (2004) beschreiben diese Bemessungsverfahren folgendermaßen:

Der Nachweis mit Hilfe von „Tabellarischen Daten“ ist auf Versuchsergebnisse mit Brandlasten nach der Einheits-Temperaturzeitkurve ETK (s. Pkt. 10.2) gegründet und ist

aufgrund der bei Verkehrsbauwerken und insbesondere bei Brandereignissen in Tunnelbauwerken wesentlich höheren Brandlasten nicht für den Nachweis des Lastfalles „Brand“ anwendbar.

Beim „Vereinfachten Rechenverfahren“ werden die Abmessungen der brandbeanspruchten Bauteile, in Abhängigkeit von der Temperaturbeanspruchung, entsprechend verkleinert. Nach Festlegung der verbleibenden Querschnitte und der Festigkeit der Restquerschnitte kann der Nachweis der Tragfähigkeit analog zum Nachweis bei Normaltemperatur („Kaltbemessung“) geführt werden. Eine Möglichkeit des vereinfachten Rechenverfahrens erfolgt mittels einer äquivalenten Temperaturbelastung und wird im Pkt. 6.4 erläutert.

Beim „Allgemeinen Rechenverfahren“ wird der Nachweis der Tragfähigkeit in eine thermische und eine mechanische Analyse unterteilt (Nachweis mit Hilfe der Finite-Element-Methode). Bei der thermischen Analyse erfolgt zur Ermittlung der Temperatureindringkurven die Lösung der Wärmeleitungsgleichung (Differentialgleichung zweiter Ordnung) unter Einbeziehung des Wärmeübergangs. Auf Grundlage der thermischen Analyse wird anschließend der Nachweis der Tragfähigkeit unter Anwendung der mechanischen Analyse durchgeführt. Dabei ist die linear-elastische Definition der Materialeigenschaften unzureichend, sondern es sind jene nichtlinearen Beziehungen zu berücksichtigen, welche das temperaturabhängige Verhalten von Beton und Betonstahl beschreiben (s. Pkt. 9).

6.4 Vereinfachtes Rechenverfahren mit äquivalenter Temperaturbelastung

Ein vereinfachtes Rechenverfahren mit äquivalenter Temperaturbelastung beschreiben KUSTERLE u.a. (2004). Hierzu sind nachfolgende Eingangsparameter festzulegen:

- Temperaturzeitkurve bzw. Temperatureindringkurven
- Anordnung der Brandbelastung (Einwirkungsflächen)
- Zeitpunkte des Nachweises (während des Brandes oder eventuell Nachweis der Resttragfähigkeit nach dem Brand)
- Sicherheitsbeiwerte (auf Last- sowie Widerstandsseite)

Diese Vorgaben können in Anlehnung an bestehende Normen und Richtlinien definiert werden.

Weiters sind die nachfolgend erläuterten Vereinfachungen vorzunehmen:

Um den Lastfall „Brand“ mit den Mitteln der linear-elastischen Stabstatik berechnen zu können, ist es nötig, die für die Nachweiszeitpunkte maßgebenden Temperatureindringkurven in so genannte „äquivalente Temperaturbelastungen“ umzurechnen.

Das Schema der Umrechnung gliedert sich in zwei Schritte:

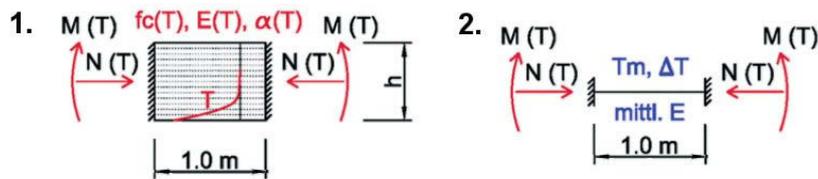


Abb. 6-2: Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung nach [27]

1. Ein Stababschnitt mit der Länge 1,0 m wird in Lagen geteilt und es werden jeder Lage die entsprechenden Temperaturen auf Grundlage der Temperatureindringkurve zugeordnet. Weiters werden jeder Lage die temperaturabhängigen Materialparameter (Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ sowie Elastizitätsmodul $E_{c,\theta}$) zugeordnet und aus den Temperaturdehnungen (unter Verwendung des Wärmeausdehnungskoeffizienten α_c ermittelt) lagenweise die Druckspannungen berechnet. Diese werden mit der temperaturabhängigen Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ als Maximum begrenzt.

$$\varepsilon = T \cdot \alpha_c \quad (6.4)$$

$$\sigma_c = E_{c,\theta} \cdot \varepsilon \quad (6.5)$$

Die entstehende „Druckspannungsglocke“ wird über den Querschnitt integriert, woraus sich die entsprechende Normalkraft N_θ und das Biegemoment M_θ ergibt.

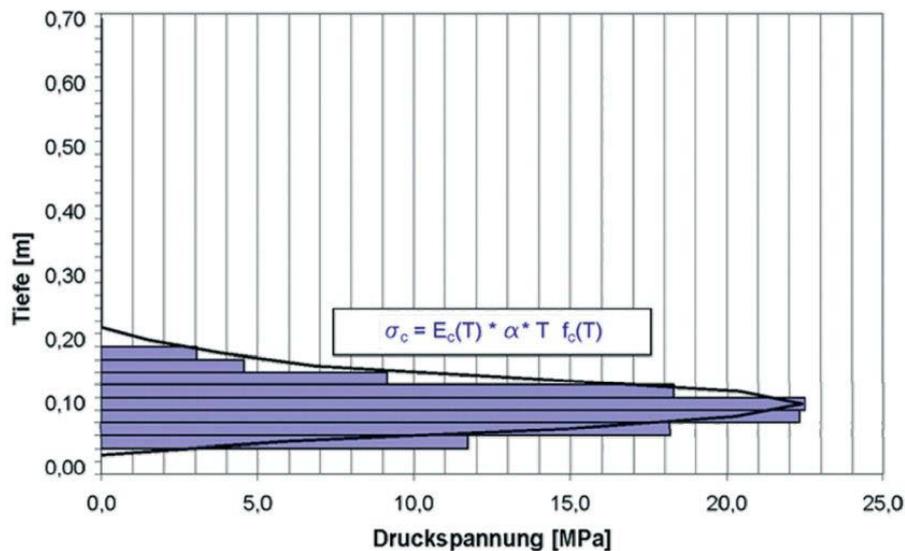


Abb. 6-3: Resultierende Druckspannungsglocke aufgrund der nichtlinearen Temperatur-Eindringkurve nach [27]

2. Zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung wird ein beidseitig eingespannter Stab mit der Länge 1,0 m (gleiche Lagerung wie der in Lagen geteilte Querschnitt) mit einer konstanten Temperaturerhöhung T_m und einem linearen Temperaturgradienten ΔT derart belastet, dass dieselben Schnittgrößen N_θ und M_θ auftreten.

$$\Delta T = \frac{M_{\theta} \cdot h}{EI \cdot \alpha_c} \quad (6.6)$$

$$T_m = \frac{N_{\theta}}{EA \cdot \alpha_c} \quad (6.7)$$

Bei der Berechnung der Schnittgrößen ist der über die Querschnittshöhe veränderliche Elastizitätsmodul E_c (Abminderungen gemäß den Einwirkungen aus Last und Temperatur) zu berücksichtigen. Näherungsweise kann für den E-Modul ein Mittelwert gewählt werden. Die Temperaturanteile der äquivalenten Temperaturbelastung werden als Belastung auf ein ebenes Stabwerksmodell aufgebracht.

KUSTERLE u.a. (2004) schreiben weiters, dass die Berechnung des Lastfalles Brand sowie die Ermittlung der Resttragfähigkeit nach Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung mit üblichen Stabwerksprogrammen durchgeführt werden können.

Der konstante und der lineare Anteil der äquivalenten Temperaturbelastung sind auf die einzelnen Querschnittsbereiche anzusetzen. Da der Querschnitt als Stab definiert ist, muss die Betondruckfestigkeit, welche zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen ist, über den Querschnitt (bzw. über die Druckzone) gemittelt werden. Da jedoch die Querschnittshöhe und die Höhe der Druckzone je nach Querschnittsbereich variieren, ist die gemittelte Druckfestigkeit stabweise zu bestimmen und einzugeben. Ebenso ist der abgeminderte Elastizitätsmodul des Betonquerschnitts aufgrund der Temperatureinwirkung und aufgrund der Änderung der Steifigkeit stabweise einzugeben. Die temperaturabhängigen Materialparameter des Beton- bzw. Spannstahles (Streckgrenze $f_{y,\theta}$ sowie Elastizitätsmodul $E_{y,\theta}$) können gemäß der Temperatur in der entsprechenden Tiefe ermittelt werden und für jeden Stab, getrennt für die hohlraumseitige (temperaturbeanspruchte) und die bergseitige (in der Regel nicht temperaturbeanspruchte) Bewehrung, eingegeben werden. Die Kennlinien, nach welchen die Materialparameter in Abhängigkeit der Temperatur für den Nachweis des Lastfalles „Brand“ sowie der Resttragfähigkeit abgemindert werden, sind den entsprechenden Normen und Richtlinien zu entnehmen.

Nachdem alle Belastungen und Materialkennwerte im gesamten Stabwerk definiert wurden, können die resultierenden Schnittgrößen für den Brandfall bzw. den Zeitpunkt nach dem Brand berechnet werden. Nach Ermittlung der Schnittgrößen für die entsprechenden Nachweiszeitpunkte kann mit den entsprechenden Sicherheitsbeiwerten die erforderliche Bewehrung ermittelt werden.

7 Nichtlineare Berechnung von Flächentragwerken

7.1 Allgemeines

Nach FINDEIß (2002) wird die Fähigkeit einer Tragstruktur, äußere Einwirkungen aus angreifenden Lasten abzutragen, bestimmt durch ihre Geometrie, ihre Lagerungsbedingungen sowie ihre Materialeigenschaften mit den sich daraus ergebenden Steifigkeitsverteilungen. Sollen die inneren Spannungszustände für eine gegebene Belastung bestimmt werden, sind die Gleichgewichtsbedingungen, die kinematische Verträglichkeit und das Werkstoffgesetz als Grundgleichungen zu betrachten. Eine Berechnung unter Anwendung der Finite-Element-Methode (s. Pkt. 8) liefert die simultane Lösung aller dieser drei Typen von Bestimmungsgleichungen für eine gegebene Struktur. Nichtlinearitäten treten dabei in den Gleichungen der Kinematik und den Stoffgesetzen auf:

- Geometrische Nichtlinearität
- Physikalische Nichtlinearität

Flächentragwerke aus Stahlbeton wie z.B. Scheiben, Platten oder Schalen stellen innerlich hochgradig statisch unbestimmte Strukturen dar. Es ergeben sich somit im Vergleich zu Stabtragwerken sehr viel höhere Tragfähigkeitskapazitäten, indem zweiaxiale Lastabtragungsmechanismen genutzt werden. Während bei Stäben die Schnittgrößen auf Biegemoment M , Normalkraft N und Querkraft Q beschränkt sind, ermöglichen Flächentragwerke die Aktivierung von Biegemomenten m_x und m_y , Drillmomenten m_{xy} , Normalkräften n_x und n_y , Schubkräften n_{xy} sowie Querkraften q_x und q_y .

Betrachtet man das ausgeprägt nichtlineare Materialverhalten von Stahlbetonbauteilen, so entziehen sich höher beanspruchte Bereiche eines Tragwerks durch Rissbildung bzw. Fließen des Bewehrungsstahls der Lastabtragung und es kommt zu einer Umlagerung von Schnittgrößen auf weniger beanspruchte Bereiche. Im Vergleich zu einer linearen Berechnung entstehen Traglastreserven, welche mit Hilfe einer nichtlinearen und damit wirklichkeitsnäheren Modellierung der Struktur genutzt werden können. Mit der Möglichkeit, unterschiedliche Lastabtragungswege aufzubauen, bieten Flächentragwerke weit mehr Kapazitäten der Umlagerung innerer Spannungszustände und damit größere Traglastreserven als beispielsweise Stabtragwerke. Bei statisch bestimmt gelagerten Stabtragwerken verschwinden die Traglastreserven vollständig.

Da die nichtlineare Berechnung von Stahlbeton-Tragwerken durch die Rissbildung bzw. durch das Fließen des Bewehrungsstahls bereits Schnittkraftumlagerungen bewirkt, weichen die Ergebnisse einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung zum Teil deutlich von den Schnittkraftverläufen einer linear elastischen Berechnung ab. Zusätzliche Effekte wie z.B. die Lastabtragung durch ein zweiaxiales flaches Druckgewölbe oder durch Membranzugspannungen (Seilwirkung) stellen weitere Tragfähigkeitsreserven dar, welche mit nichtlinearen Stahlbeton-Modellierungen aktiviert werden können.

Nachweise mit Hilfe von nichtlinearen Berechnungsverfahren stellen das Gesamtsystem in den Vordergrund (globaler Nachweis) und nicht den maßgebenden Querschnitt wie dies bei linearen Bemessungsmethoden üblich ist (lokaler Nachweis). Durch die möglichen Umlagerungen werden dann auch Tragwerksbereiche höher ausgenutzt, welche bei einer Regelbemessung überhaupt nicht betrachtet werden. Das Sicherheitsniveau des Gesamtragwerks sinkt deshalb ab. Jedoch wird durch den vorgegebenen globalen Sicherheitsbeiwert gewährleistet, dass ein ausreichender Abstand zum Tragwerksversagen gewährleistet bleibt.

Somit bieten nichtlineare Berechnungsverfahren nach FINDEIB (2002) folgende Vorteile:

- Nichtlineare Berechnungsverfahren sind in der Lage, die Tragwerksantwort unter allen Laststufen wirklichkeitsnah abzubilden. Sie sind deshalb geeignet, sowohl die Traglast eines Systems zu bestimmen (Bruchzustand) als auch zutreffende Aussagen über das Verformungsverhalten oder das Rissbild zu liefern und können somit für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden.
- Nichtlineare Berechnungsverfahren erfüllen die Gleichgewichts- und die Verträglichkeitsbedingungen gleichzeitig. Der Nachweis der sich ergebenden Momentenumlagerungen ist somit automatisch erbracht.
- Durch die Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven (Umlagerung der Schnittgrößen von hochbelasteten auf noch nicht ausgenützte Tragwerksteile) ergeben sich vor allem bei den hochgradig statisch unbestimmten Flächentragwerken mit hohen Verkehrslastanteilen signifikante Einsparungen bei den erforderlichen Stahlquerschnitten. Da man bestrebt ist, die Bewehrung für möglichst große Abschnitte gleichmäßig einzubauen, erzielen nichtlineare Berechnungen im Allgemeinen wirtschaftlichere Bewehrungsmengen.
- Werden im Zuge der rechnergestützten Berechnung Effekte wie z.B. nichtlineare Dehnungen, Membranwirkungen oder die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) berücksichtigt, wird das Tragverhalten der Struktur wirklichkeitsnäher abgebildet, als dies bei linearen Verfahren der Fall ist. Aussagen über wahrscheinliche Verformungen werden zuverlässiger.

Diesen Vorteilen stehen aber auch einige Nachteile gegenüber:

- Bedingt durch die Notwendigkeit, die Traglast iterativ zu ermitteln, steigt der Berechnungsaufwand rapide an. Dieser Nachteil ist jedoch bei der rasch ansteigenden Leistungsfähigkeit der zur Verfügung stehenden Rechnerleistung relativ zu sehen.
- Es fehlen teilweise Angaben in den Normen. Dies trifft z.B. auf die genaue Erfassung der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) oder Angaben über zweiachiale Betonstoffgesetze zu.

- Eine Überlagerung von Lastfällen (Superposition¹⁴) ist nicht mehr möglich.
- Die Auswirkung der verschiedenen Rechenparameter auf die Ergebnisse ist teilweise auch von erfahrenen Berechnungsingenieuren schwer abzuschätzen.
- Die Berechnungsprogramme liefern zum Teil eine Flut von Ergebnissen, welche nur noch schwer zu überblicken ist.
- Ungeeignete Kombinationen von Berechnungsparametern führen sehr oft zu Konvergenzproblemen bei den Iterationsvorgängen. Die Ausgaben der Programme sind daher sehr viel kritischer zu beurteilen als dies bei linear-elastischen Berechnungen der Fall ist.

7.2 Nichtlineare Berechnung hinsichtlich Brand

Wie unter Pkt. 10.5 bis Pkt. 10.7 eingehend erläutert wird, verursachen Brandereignisse stark nichtlineare Temperaturverteilungen in Stahlbetonbauteilen. Diese Temperaturverteilungen bedingen große Temperaturdehnungen, welche wiederum zu hohen Zwangskräften innerhalb der Bauteile führen.

Unter Pkt. 6.4 wurde das „Vereinfachte Rechenverfahren mit äquivalenter Temperaturbelastung“ erläutert. Die Anwendung dieses Rechenverfahrens ermöglicht es, den Lastfall „Brand“ näherungsweise mit den Mitteln der linear-elastischen Stabstatik zu berechnen. Die „äquivalenten Temperaturbelastungen“ gliedern sich in zwei Anteile:

- den Anteil der konstanten Temperaturerhöhung T_m sowie
- den Anteil des linearen Temperaturgradienten ΔT .

Eine wirklichkeitsnahe Erfassung der stark nichtlinearen Temperaturverteilungen innerhalb der Stahlbetonbauteile ist mit diesem vereinfachten Rechenverfahren nicht möglich, daher erfolgt auch die Umrechnung in äquivalente Temperaturbelastungen.

Will man diese Temperaturverteilungen im Zuge von Berechnungen korrekt berücksichtigen, so bietet sich für die Berechnung von Flächentragwerken die Verwendung der sogenannten Layer¹⁵-Modellierung an. Mit dieser kann Schalenelementen eine geschichtete Materialbeschreibung zugeordnet werden. Jedem Layer kann in Abhängigkeit von der vorherrschenden Temperatur eine eigene, nichtlineare Material-Arbeitslinie (s. Pkt. 9.1.1) zugewiesen werden und es kann sogar der Ausfall einzelner Layer berücksichtigt werden (s.

¹⁴ Das Superpositionsprinzip bezeichnet die Überlagerung von Kräften. Man nennt es auch Prinzip der ungestörten Überlagerung der Kräfte oder Prinzip der resultierenden Kraft. Wirken auf einen Massenpunkt oder starren Körper mehrere Kräfte, so addieren sich diese vektoriell zu einer resultierenden Kraft auf. Das heißt, die Resultierende bewirkt dasselbe wie sämtliche Kräfte gemeinsam [73].

¹⁵ dt. Schichten

auch Pkt. 12.2.5). Auf diese Weise kann die Umlagerung von Kräften bzw. Spannungen zufolge der hohen Temperaturdehnungen innerhalb des Querschnitts erfolgen.

Auch für den Bewehrungsstahl können im Zuge von nichtlinearen Berechnungen nichtlineare Arbeitslinien (s. Pkt. 9.2.1) berücksichtigt werden, welche eine Umlagerung von Kräften innerhalb des Tragwerks ermöglichen.

Abschließend kann also festgehalten werden, dass eine physikalisch lineare Berechnung des Brandfalls wegen der großen Steifigkeiten der Stahlbetonquerschnitte (von Tunnelbauwerken) in Kombination mit den großen Temperaturbeanspruchungen im Brandfall zu einer unwirtschaftlich hohen Bewehrung führen würde. Eine wirtschaftlichere Bemessung lässt sich durch eine physikalisch nichtlineare Berechnung erreichen [16].

7.3 Tragwerkstheorie I., II. und III. Ordnung

In der Baustatik kommen je nach Problemstellung verschiedene Tragwerkstheorien zur Anwendung. ALTENBACH u.a. (1998) führen folgende grundlegende Definitionen an:

- Tragwerkstheorie I. Ordnung:
Die Modellierung erfolgt unter der Voraussetzung physikalischer und geometrischer Linearität. Es gilt uneingeschränkt das Hook'sche Gesetz¹⁶

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (7.1)$$

und alle Verschiebungen sind klein. In den Gleichungen für die Verzerrungen und die Krümmungen werden nur die linearen Terme berücksichtigt. Wegen der Kleinheit aller Verformungen können die Gleichgewichtsbedingungen am Ausgangssystem, d.h. am unverformten System formuliert werden. Die Modelldifferentialgleichungen sind linear, es gibt eine lineare Beziehung zwischen allen Belastungsursachen und Belastungswirkungen und es gilt uneingeschränkt das Superpositionsprinzip für alle Kraft- und Verformungszustände. Daher entkoppeln sich auch die Scheiben- und Plattengleichungen. Dies gilt für die Statik ebener Flächentragwerke.

- Tragwerkstheorie II. Ordnung:
Eine Tragwerkstheorie II. Ordnung wird so definiert, dass alle Voraussetzungen der Theorie I. Ordnung bis auf eine Ausnahme übernommen werden. Die Gleichgewichtsbedingungen werden für das verformte System formuliert. Obwohl die Modellgleichungen linear bleiben, sind die Scheiben- und Plattengleichungen nicht mehr entkoppelt. Die Abhängigkeiten zwischen den Belastungen und den Verformungen sind nichtlinear. Das Superpositionsprinzip ist daher auf die Plattenbelastung beschränkt.
- Tragwerkstheorie III. Ordnung:
Unter einer Tragwerkstheorie III. Ordnung werden folgende physikalisch lineare und

¹⁶ Die Spannung ist proportional der Dehnung [46].

geometrisch nichtlineare Aufgaben verstanden: Die Verschiebungen sind nicht mehr klein. Die Gleichgewichtsbedingungen werden am verformten System formuliert und es werden auch nichtlineare Glieder in den Verzerrungsgleichungen in einer ersten Näherung berücksichtigt. Die Modellgleichungen für die Scheibe und die Platte sind entkoppelt und nichtlinear. Das Superpositionsprinzip gilt nicht mehr. Die Theorie III. Ordnung wird für die Berechnung großer Durchbiegungen und die Analyse von Stabilitätsproblemen im überkritischen Bereich eingesetzt und weiters auch auf Aufgaben mit großen Verschiebungen und Verzerrungen angewendet.

7.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit

FINDEIß (2002) schreibt, dass als Ausgangspunkt für eine nichtlineare Berechnung immer eine Schnittgrößenermittlung unter der Annahme einer linear-elastischen Materialverhaltens mit einer anschließenden Regelbemessung herangezogen werden sollte. Mit diesen Ergebnissen kann dann eine Bewehrung für die nichtlineare Analyse vorgegeben werden.

Wie bereits angesprochen, ist eine nichtlineare Berechnung in der Lage, Reserven in der Traglast ausfindig zu machen. Diese Reserven können in zweifacher Weise genützt werden. Entweder man kann bei gleichem Bewehrungsgehalt höhere Lasten zulassen, oder man reduziert bei definierter Belastung die Bewehrung. Oftmals ist auch gewünscht, die Bewehrung gleichmäßiger über das System einzulegen und große Konzentrationen zu vermeiden. Bei nichtlinearen Berechnungen gibt es nicht eine einzige Lösung für die erforderliche Bewehrungsverteilung, sondern es gibt zu jeder Bewehrungsanordnung eine Systemtraglast. Das Tragwerk ist dann nachgewiesen, wenn (bei Verwendung der Rechenwerte der Festigkeiten) die Systemtraglast um den vorgegebenen Sicherheitsfaktor über der Einwirkungskombination liegt (s. Pkt. 11.4.1 bzw. Pkt. 11.4.2).

Bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken steht als wesentliches Ziel die Wahl der Bewehrung im Vordergrund. Eine direkte Ermittlung der erforderlichen Bewehrung mit nichtlinearen Berechnungen gestaltet sich jedoch als weit aufwändiger als eine lineare Berechnung. Dies liegt an der starken Kopplung von Bewehrungsanordnung und Schnittgrößenverteilung. Eine Bemessung kann somit nur iterativ erfolgen. Hier sind zwei Vorgehen denkbar. Entweder man startet mit einer Lösung aus der linearen Berechnung und reduziert langsam die Bewehrung oder man startet bei einer vorgegebenen Mindestbewehrung und erhöht diese, bis der Traglastnachweis erfüllt wird.

7.5 Nichtlineare Berechnung mit SOFiSTiK

Die nichtlinearen Berechnungen der vorliegenden Arbeit erfolgen mit dem Modul „ASE“ des Programmpaketes SOFiSTiK, welches generell zur allgemeinen Statik Finiter Element Strukturen verwendet werden kann.

Laut dem Handbuch zu ASE [41] sind nichtlineare Berechnungen zur Berücksichtigung des Ausfallens einzelner Elemente (Seile auf Druck, Abheben gebetteter Platten) sowie zur Erfassung von Riss-, Reib- oder Fließeffekten bei Feder- und Bettungselementen möglich.

Fließgesetze sind für räumliche Volumenelemente implementiert. Für Schalenelemente kann ein nichtlineares Stahlverhalten sowie ein nichtlineares Betongesetz angefordert werden. Geometrisch nichtlineare Berechnungen ermöglichen die Untersuchung von Effekten aus Theorie II. und III. Ordnung an Seil– Stab– und Flächentragwerken. Mit der Layer–Modellierung kann Schalenelementen eine geschichtete Materialbeschreibung zugeordnet werden.

Die Layer-Technik kann zur Berücksichtigung von nichtlinearen Temperaturverteilungen über den Querschnitt (s. Pkt. 10.7) in Verbindung mit von der jeweiligen Temperatur abhängigen Materialeigenschaften (s. Pkt. 9) verwendet werden.

Wie zuvor schon erwähnt, erfordert die nichtlineare Berechnung eine Berücksichtigung der Bewehrung bereits in der Phase der Spannungsermittlung. Hierbei ermittelt SOFiSTiK iterativ für jedes finite Element (s. Pkt. 8) ein Gleichgewicht zwischen den äußeren (Lagerungsbedingungen) sowie den inneren (Spannungen zufolge äußeren Kräften, Temperaturdehnungen, etc.) Kräften. Gelingt es, dieses Gleichgewicht entsprechend den vorgegebenen Konvergenzkriterien für das gesamte Tragwerk zu ermitteln, so ist die Tragfähigkeit unter den definierten Rahmenbedingungen (Materialkennwerte, Sicherheitsbeiwerte, Lasten, Einwirkungen, etc.) gegeben.

Nachfolgend soll ein gebettetes Flächentragwerk mit nichtlinearem Materialverhalten (sowohl für den Beton als auch den Bewehrungsstahl) unter Berücksichtigung nichtlinearer Federn berechnet werden (s. Pkt. 11). Es ist ersichtlich, dass in dieser Berechnung eine Vielzahl von nichtlinearen Effekten berücksichtigt wird.

8 Angewendetes Berechnungsverfahren

Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen basieren auf der Finite-Element-Methode FEM und werden unter Anwendung des Programmpaketes SOFiSTiK (www.sofistik.de) durchgeführt.

Eine kurze, einführende Beschreibung der FEM sowie die Erläuterung der generellen Vorgehensweise bei der Anwendung der FEM wurden in leicht abgeänderter Fassung von KLEIN (2010) übernommen. Darauf folgend wird auf die Anwendung der Finiten-Element-Methode im Tunnelbau eingegangen.

8.1 Eine kurze Einführung in die Finite-Element-Methode

Die Finite-Element-Methode hat sich seit vielen Jahren im Ingenieurwesen bewährt und wird mittlerweile routinemäßig für Berechnungsaufgaben im Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau sowie in vielen weiteren Fachdisziplinen eingesetzt. Sie ermöglicht weitestgehend realitätsnahe Aussagen durch Rechner-simulation der physikalischen Eigenschaften und zählt im Zusammenwirken mit CAD¹⁷ heute als das leistungsfähigste Verfahren, die Ingenieurarbeit zu rationalisieren und qualitativ zu optimieren. Das Vertrauen in FEM-Rechnungen darf aber nicht nachlässig machen, denn nach wie vor liegt die Haftung im Falle einer falschen Auslegung beim Berechnungsingenieur. Die Grundzüge der Finite-Element-Methode sollten daher allen Ingenieuren bekannt sein, um die problemgerechte Einsetzbarkeit und die erzielten Ergebnisse beurteilen zu können.

Mit der klassischen technischen Mechanik ist es bis heute nicht möglich, komplexe elasto-mechanische Zusammenhänge in realen Systemen ganzheitlich zu erfassen. Üblicherweise geht man stattdessen so vor, dass ein stark vereinfachtes Modell des Problems geschaffen wird, welches gewöhnlich leichter zu lösen ist. Hierbei ist natürlich die Übertragbarkeit der Ergebnisse kritisch abzuklären, da die Abweichungen meist groß sind. Allgemeines Bestreben ist es daher, Systeme so realitätsnah wie nötig für eine Betrachtung aufzubereiten.

Verfolgt man kurz die Entwicklungsgeschichte der FEM, so ist festzustellen, dass man es hier mit einer relativ jungen Methode zu tun hat, die im Wesentlichen in den letzten 60 Jahren entwickelt worden ist. Erfolgreiche Anwendungen haben dann sehr schnell zu einer sprunghaften Verbreitung geführt.

Gemäß dem derzeitigen Stand der Technik werden von verschiedenen Softwarehäusern kommerzielle Universalprogramme (z.B. NASTRAN, ANSYS, MARC, I-DEAS, ABAQUS, SOFiSTiK usw.) angeboten. Meist sind diese Programmsysteme für die lineare Elastomechanik entwickelt und später um Module zur nichtlinearen Festigkeitsberechnung, Dynamik oder Wärmeleitung erweitert worden. Daneben existieren auch eigenständige

¹⁷ Computer-aided design, dt. rechnergestützter Entwurf bzw. rechnerunterstützte Konstruktion

Programmsysteme für Strömungsprobleme (CFD = Computational Fluid Dynamics) oder Mehrkörpersimulationen (MKS).

8.2 Generelle Vorgehensweise im Zuge der Finite-Element-Methode

Der Anwender der Finite-Element-Methode benötigt ein gesichertes Grundwissen über die theoretischen Zusammenhänge, da die hauptsächliche ingenieurmäßige Aufgabenstellung in der Überführung des realen Bauteils in ein finites Analogon besteht. Der weitere Ablauf, d.h. die eigentliche Berechnung, erfolgt hingegen durch den Rechner automatisch. Der Anwender ist erst wieder gefragt, wenn es um die Plausibilitätsprüfung der Ergebnisse und deren Rückumsetzung im Planungsprozess geht.

Die wesentlichen Arbeitsschritte der FEM werden nachfolgend beschrieben:

1. Gemäß dem mechanischen Verhalten des Bauteils muss ein finites Modell gebildet werden. Hierzu kommen Stab-, Scheiben-, Schalen oder Volumenelemente zur Anwendung. Bei der Elementierung muss stets die Verschiebungskompatibilität an den Knoten der zusammengefügt Elemente gegeben sein.
2. Bei einer Modellierung ist zu prüfen, ob Symmetrien ausgenutzt werden können, da hierdurch die Bearbeitungszeit verkürzt werden kann. An den Schnittkanten müssen dann aber besondere Randbedingungen angegeben werden.
3. Für die Netzbildung ist es wichtig, dass das Netz dort verdichtet wird, wo man exaktere Informationen erzielen will und dort grob ist, wo die Ergebnisse nicht so sehr von Interesse sind.
Die Netze werden heute fast ausschließlich mit Pre-Prozessoren weitgehend automatisch erzeugt. Hierzu ist eine Aufteilung des zu vernetzenden Gebietes in Makros vorzubereiten. Ein Makro wird gewöhnlich durch drei oder vier Seiten gebildet, bei größerer Seitenzahl ist ein regelmäßiges, berandetes Gebiet zu erzeugen. Durch die Wahl der Elementgeometrie und eines Seitenteilers muss dann eine sinnvolle Vernetzung möglich sein.
4. Grundsätzlich können elastomechanische Vorgänge nur ausgelöst werden, wenn Festhaltungen vorliegen, d.h. ein Bauteil mindestens statisch bestimmt gelagert ist und mindestens eine Kraft wirkt.
5. Da die Elemente über die Knotenpunkte verbunden werden, sollten eventuell vorhandene äußere Kräfte wenn möglich in die Knoten eingeleitet werden.

Nachdem diese ingenieurmäßigen Vorarbeiten durchgeführt worden sind, kann man sich eines FEM-Programmsystems bedienen, in das nun das Modell einzugeben ist. Wenn das Modell formal richtig ist, lässt sich der Gleichungslöser starten, der nach den Verformungen auflöst und in einer Rückrechnung die Spannungen, Dehnungen sowie Reaktionskräfte ausweist. Die Aufbereitung der dabei anfallenden Daten erfolgt üblicherweise graphisch.

In der nachfolgenden Abbildung ist der formale Ablauf dargestellt, wie er heute in der FEM-Praxis angewandt wird.

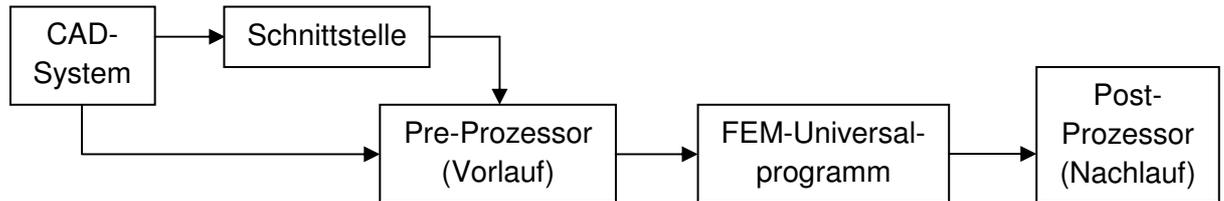


Abb. 8-1: Konventionelle CAE¹⁸-Prozesskette nach [23]

Im Regelfall ist das Bauteil in CAD erstellt worden und muss noch entsprechend aufbereitet werden. Hierbei kann es sein, dass die Hersteller zwischen dem CAD- und dem FEM-System eine Direktkopplung realisiert haben. Liegen hingegen zwei völlig autonome Systeme vor, so muss die Bauteilgeometrie über eine Schnittstelle transportiert werden. In beiden Fällen muss die Darstellung bereinigt werden bis auf die nackte Geometrie, welche für die FEM von Interesse ist.

Die Aufgabenstellung des Pre-Prozessors ist die Generierung eines berechenbaren FE-Modells, d.h. die Erzeugung eines sinnvollen Netzes, die Zuweisung der Elementdaten und der Materialwerte sowie die Einbringung der Kräfte und Randbedingungen. Ein damit bestimmtes System kann nun mittels eines numerischen Gleichungslösers behandelt werden, und zwar wird ein Gleichungssystem des Typs

$$\text{Steifigkeit} \times \text{Verschiebungen} = \text{Kräfte} \quad (8.1)$$

nach den Verschiebungen aufgelöst. Über das Werkstoffgesetz besteht weiterhin ein Zusammenhang zu den Spannungen, die somit ebenfalls berechnet werden können.

Aufgrund der Größe des Gleichungssystems werden nur numerische Verfahren eingesetzt. Hierbei unterscheidet man direkte und indirekte Verfahren. Zu den leistungsfähigsten direkten Verfahren zählen das Gauß'sche und das Cholesky-Eliminationsverfahren, welche aber nur für kleinere Strukturen geeignet sind, weil viel Speicherplatz erforderlich ist.

Das gauß'sche Eliminationsverfahren oder einfach Gauß-Verfahren (nach Carl Friedrich Gauß) ist ein Algorithmus aus den mathematischen Teilgebieten der linearen Algebra und der Numerik. Es ist ein wichtiges Verfahren zum Lösen von linearen Gleichungssystemen und beruht darauf, dass elementare Umformungen zwar das Gleichungssystem ändern, aber die Lösung erhalten. Dies erlaubt es, jedes Gleichungssystem auf Stufenform zu bringen, an der die Lösung durch sukzessive Elimination der Unbekannten leicht ermittelt oder die Lösungsmenge abgelesen werden kann [54].

Für größere Strukturen eignet sich hingegen das Frontlösungsverfahren, welches weniger Speicher benötigt.

¹⁸ Computer-aided engineering, dt. rechnergestützte Entwicklung

Für große Strukturen (mehr als 50.000 Unbekannte) haben sich Iterationsverfahren durchgesetzt, welche oft viel schneller rechnen als die direkten Verfahren und weniger Speicherplatz benötigen.

In der numerischen Mathematik bezeichnet der Begriff „Iteration“ eine Methode, sich der exakten Lösung eines Rechenproblems schrittweise, aber zielgerichtet anzunähern (sukzessive Approximation). Sie besteht in der wiederholten Anwendung desselben Rechenverfahrens. Meistens iteriert man mit Rückkopplung:

Die Ergebnisse eines Iterationsschrittes werden als Ausgangswerte des jeweils nächsten Schrittes genommen – bis das Ergebnis (beziehungsweise die Veränderung einer Bestandsgröße) zufrieden stellt. Es muss anschließend noch bewiesen werden, dass die Iterationsfolge konvergiert und dass der Grenzwert¹⁹ mit der gesuchten Lösung übereinstimmt. Die Geschwindigkeit der Konvergenz ist ein Maß dafür, wie brauchbar die Iterationsmethode ist [64].

Für die Ausgabe der Berechnungsergebnisse wird ein Post-Prozessor eingesetzt. Dieser stellt die verformte Struktur sowie die Dehnungen und Spannungen in einer Struktur dar. Hierzu werden neben Vektorgrafiken oft Farbfüllbilder benutzt, die sofort einen Überblick über die herrschenden Verhältnisse geben.

Wie diese Darlegungen erkennen lassen, ist die Anwendung der FEM eine qualifizierte Ingenieurarbeit, die in der Regel eines Spezialisten bedarf. Keineswegs ist es so, dass FEM-Probleme vollautomatisch durch Rechner gelöst werden können. Der Rechner ist hier nur das zentrale Hilfsmittel, ohne dessen Leistungsfähigkeit die Methode generell nicht wirtschaftlich nutzbar wäre.

Für eine umfassende Behandlung von Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode wird auf KLEIN (2010) verwiesen.

¹⁹ Eine Folge kann in der Mathematik die Eigenschaft haben, sich mit wachsendem Index immer mehr einer bestimmten Zahl anzunähern. Diese Zahl nennt man Grenzwert oder Limes der Folge. Besitzt eine Folge solch einen Grenzwert, so wird sie konvergent, andernfalls divergent genannt [62].

8.3 Die Finite-Element-Methode im Tunnelbau

Nach MAYER (2002) erfolgt aufgrund der Komplexität der Bauaufgabe die Berechnung von Tunnelbauwerken durch eine Idealisierung der Einflussgrößen mittels Berechnungsmodellen. Generell werden diese – wie nachfolgend erläutert – in ebene und räumliche Verfahren unterteilt. Die nachfolgenden Erläuterungen wurden in abgeänderter Fassung von MAYER (2002) übernommen.

8.3.1 Ebene Modelle

Ebene Berechnungsmodelle beziehen die Berechnung auf 1 m Tunnellänge, wenn über längere Abschnitte gleichartige Belastungen angenommen werden. Der Tunnel kann dabei als Gewölbe oder als Rohr betrachtet werden. Die Tunnelkonstruktion wird dabei vollkommen oder über einen großen Teil des Umfanges kraftschlüssig im umgebenden Gebirge eingebettet.

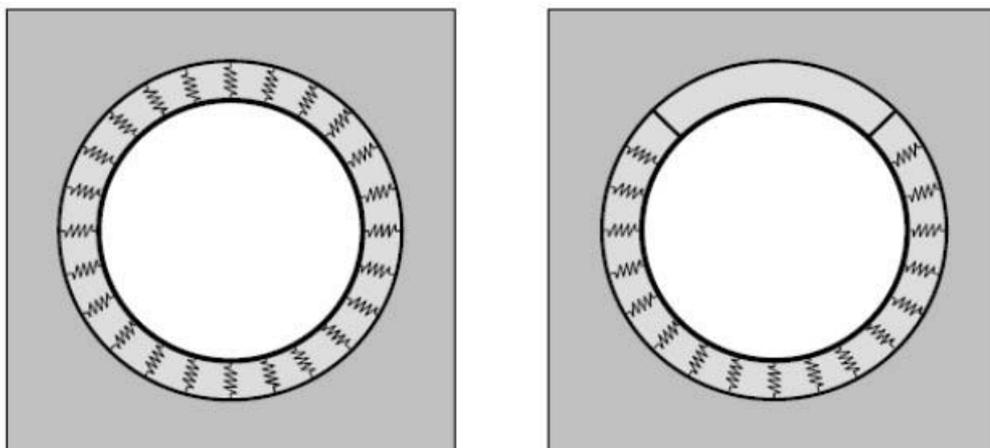


Abb. 8-2: Links: allseitige Bettung, rechts: teilweise Bettung nach [14]

Eine Tunnelschale unterscheidet sich von einer Hochbauschale durch ihre flächige Bettung im Gebirge. Dadurch reagiert diese wesentlich „gutmütiger“ auf Momentenbeanspruchungen, welche hier den Charakter von Zwangsschnittgrößen haben.

Für oberflächennahe Tunnel im Lockergestein sind Berechnungsmodelle zu verwenden, bei denen der Firstbereich bettungsfrei gelassen wird. Es wird davon ausgegangen, dass der Untergrund keinen Tragring ausbilden kann und die Last vollständig durch die Tunnelschale aufgenommen werden muss.

Nach MAYER (2002) wird für Tunnel im Lockergestein mit hoher Überdeckung angenommen, dass der tatsächliche Gebirgsdruck nahezu unabhängig von der Überlagerung ist und durch die Gebirgseigenschaften bestimmt wird. Der Baugrund wird als Kontinuum oder Teilkontinuum aufgefasst, wobei die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Ausbau im Firstbereich als volle Belastung angenommen wird. Die übrigen Bereiche werden als Verbundtragsystem zwischen Tunnelsicherung und Gebirge idealisiert.

Im Festgestein geht man von einer intensiven Verbundwirkung zwischen Tunnelsicherung und Gebirge aus, wobei ein großer Teil der Tragwirkung des Gesamtsystems der Eigentragwirkung des Gebirges zugeordnet wird. Der Extremfall, dass die Eigentragfähigkeit so groß ist, dass keine Sicherung benötigt wird, kann durch das Modell der elastisch gelochten Scheibe simuliert werden.

In Abstimmung zwischen Tunnelausbau und Gebirge müssen die geeigneten Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Schnittkräfte ausgewählt und folgende Ausbauförmungen unterschieden werden:

- Biegesteifer, elastischer Ausbau, mehr oder weniger steif, wobei Biegemomente übertragen werden können
- Biegeschlaffer, plastischer Ausbau, wobei Biegemomente nicht übertragen werden können
- Elastoplastischer Ausbau, der sowohl elastische als auch plastische Verformungen ausführen kann

Nach MAYER (2002) wird zur Berechnung im Allgemeinen das numerische Verfahren des ebenen, elastisch gebetteten Stabzuges (s. Abb. 8-3) verwendet. Die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Tunnelkonstruktion wird durch das Bettungs- bzw. Steifemodulverfahren simuliert (s. [52] bzw. Pkt. 11.2.4), wobei die Tunnelauskleidung durch einen Polygonzug oder gekrümmte Stäbe mit starr verbundenen Eckpunkten und die elastische Bettung durch elastische Stäbe oder Federn ersetzt wird.

In der nachfolgenden Abbildung ist beispielhaft solch ein gebetteter Stabzug dargestellt:

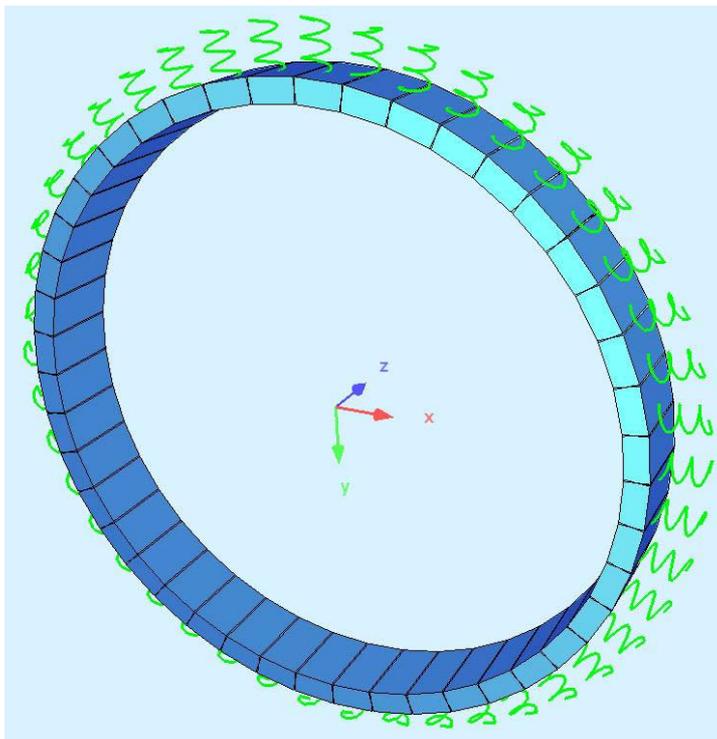


Abb. 8-3: Gebetteter Stabzug

Die Berechnung dieses vielseitigen Trägers erfolgt als mehrfach statisch unbestimmtes Tragwerk. Die elastische Bettung wird durch radiale (Übertragung von Druckkräften möglich) oder tangentiale (Übertragung von Druck- und Zugkräften möglich) Bettungsmoduli berücksichtigt.

Aufgrund der Reduzierung der Berechnungsmodelle auf 1 m Tunnellänge erfolgt die Bemessung der Tunnelauskleidung in Ringrichtung. Die Bemessung muss auf Basis der Bemessungskriterien der verwendeten Baustoffe durchgeführt werden.

Liegt ein tragfähiges Gebirge vor, kann dessen Tragwirkung als abgeschätzte Breite des Gebirgstragringes in die Stabzugberechnung mit einbezogen werden. Aus den Ergebnissen der mit den ermittelten Systemsteifigkeiten geführten Berechnung errechnet man die Spannungsverläufe in Beton und Gebirge. Aus den Randspannungen im Beton lassen sich die Bemessungsschnittgrößen rückrechnen.

Eine Alternative zum durch Federn gebetteten Stabzug stellt der Einsatz von zweidimensionalen FE-Netzen (s. Abb. 8-4) dar. Hierbei wird die Tunnelschale ebenfalls als Stabzug modelliert, der anstehende Boden jedoch wird mit Flächenelementen unter der Anwendung entsprechender Materialgesetze für diese Elemente modelliert. Die Kopplung des Stabzuges und des Untergrundes erfolgt über sogenannte Kontaktelemente (s. [26]), welchen Parameter wie Reibung und Kohäsion zugewiesen werden können. Es erfolgt eine Erfassung des Gesamtsystems bestehend aus Tunnelquerschnitt und dem umgebenden Gebirge.

In der nachfolgenden Abbildung ist beispielhaft ein zweidimensionales FE-Netz dargestellt:

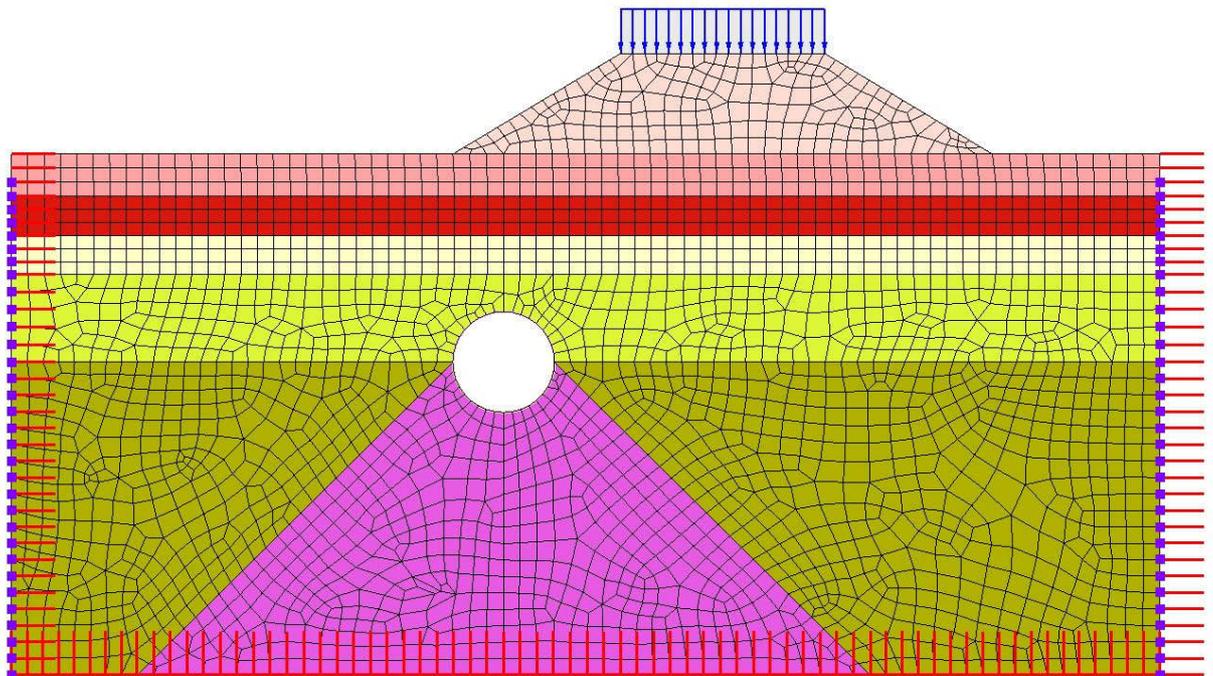


Abb. 8-4: Zweidimensionales FE-Netz

Dieses FE-Netz dient der Ermittlung der Spannungen und Verformungen im Untergrund sowie des Tunnelausbaus. Die finiten Elemente weisen eine rechnerische Dicke von 1 m auf

und die Berechnung erfolgt im ebenen Dehnungszustand. In der Abb. 8-4 sind der Tunnelausbau und die Kontaktelemente zwischen dem Ausbau und dem Untergrund nicht dargestellt. Die Belastungen, Bettungen und das Traggewölbe sind bei Berechnungsmodellen dieser Art das Ergebnis der Berechnung, welches sich aus dem Ansatz der Gebirgskennwerte ergibt. Es können sowohl lineare als auch nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden, welche sich durch den jeweiligen Ansatz der Materialgesetze unterscheiden.

Die nichtlinearen Materialgesetze (Mohr-Coulomb²⁰ beispielsweise) verwenden Fließgrenzen, bei deren überschreiten das Gebirge plastifiziert, d.h. es wächst nur noch die Verformung, nicht aber die Spannung im Element. Der überschüssige Spannungsanteil muss auf benachbarte Elemente umgelagert werden, um den Gleichgewichtszustand aufrecht zu erhalten. Durch die Anwendung nichtlinearer Materialgesetze sowie unter Annahme korrekt definierter Materialparameter liefern Berechnungen dieser Art realitätsnahe Ergebnisse in Bezug auf die Verformungen.

Die Berechnungen können hierbei eine hohe Anzahl von Iterationsschritten erfordern, welche nur mit leistungsfähigen Rechnern durchgeführt werden können. Im Tunnelbau sind mittlerweile die nichtlinearen Berechnungsmethoden Stand der Technik.

Weiters können mit zweidimensionalen FE-Netzen auch Grundwasserprobleme berechnet werden. Hierzu werden spezielle Randbedingungen unter der Anwendung von Wasserpegelständen und Entwässerungselementen sowie hydraulische Bodenparameter berücksichtigt.

Der Einsatz der Finite-Element-Methode FEM ermöglicht es unter Anwendung von Stützkern- oder Stützlastverfahren (s. [29]) auch, im ebenen Fall komplexe Bauzustände wie Kalotten, Strossen- und Sohlausbruch (s. Abb. 4-1) sowie Teilausbruchschritte zu erfassen. Auf diese Verfahren soll aber in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.

Für die Berechnung des Schildvortriebs mit Tübbingausbau (s. Pkt. 4.4.1.2) können die zuvor erläuterten, ebenen Modelle ebenfalls angewendet werden. Besondere Beachtung muss aber der verringerten Steifigkeit der Tübbingschale aufgrund der Tübbinglängsfugen gewidmet werden. Diese verringerte Steifigkeit kann nach dem Ansatz von MUIR WOOD (1975) in den FE-Rechnungen berücksichtigt werden.

8.3.2 Räumliche Modelle

Da der Tunnelvortrieb und der Ausbau im Gebirge räumlich und zeitlich veränderliche Spannungszustände verursachen, ist es zweckmäßig, dieses komplexe Tragsystem durch räumliche Modelle zu erfassen. Vortriebssimulationen können mittels eines veränderlichen

²⁰ Das Mohr-coulombsche Bruchkriterium besagt, dass ein Bruch eines Festkörpers (Boden, Fels usw.) dann eintritt, wenn die Schubspannungen aus der äußeren Belastung größer als die Festigkeitsgrenze des inneren Scherwiderstandes werden [67]. Das im Programmpaket SOFiSTiK implementierte Materialgesetz MOHR wird im Handbuch zu ASE [41] erläutert.

Scheibensystems (s. Abb. 8-5) durchgeführt werden. Im Zuge dieser Simulationen können Spannungs-Verformungs-Zustände des Gebirges vor, an und hinter der Ortsbrust simuliert werden. Weiters können die verschiedenen Ausbaumaßnahmen sowie räumlich und zeitlich getrennte Bauzustände berechnet werden.

Bei der dreidimensionalen Berechnung verlagert sich die Aufgabe des Statikers hauptsächlich auf die Erstellung des Rechenmodells sowie auf die Interpretation und die Auswertung der Ergebnisse. Die in der zweidimensionalen Kontinuumsberechnung aufwendige Simulation der Längstrageffekte (Stichwort „Stützkern- oder Stützlastverfahren“) ist hier ein Ergebnis der Berechnung. Aufgrund der gegenüber den zweidimensionalen FE-Netzen höheren Anzahl an Elementen steigen aber der Modellierungs- und der zeitliche Berechnungsaufwand.

In der nachfolgenden Abbildung ist beispielhaft ein dreidimensionales Berechnungsmodell dargestellt:

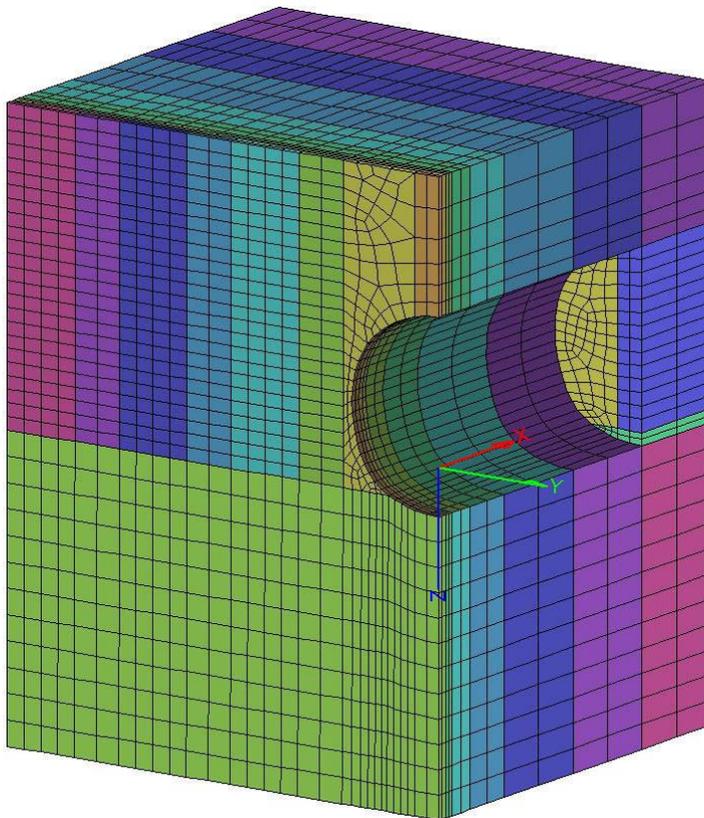


Abb. 8-5: Dreidimensionales FE-Modell

Weiters können mit dreidimensionalen FE-Modellen auch komplexe Situationen wie Querschläge, Verschneidungen, Kreuzungen, Abzweigungen Kavernen, Schächte und dergleichen erfasst werden. Viele Problemstellungen des Tunnelbaus lassen sich nicht auf zweidimensionale Modelle reduzieren.

9 Materialverhalten unter Brandbelastung

Sowohl der Beton selbst als auch die Bewehrungseinlagen aus Stahl verändern ihre Eigenschaften unter dem Einfluss von sich ändernden Temperaturen signifikant. Da bei Tunnelbränden Bauteil-Temperaturen bis zu 1.300 °C und darüber auftreten können, muss dem Materialverhalten des Betons sowie des Betonstahls besondere Beachtung geschenkt werden.

Nach SCHUCK u.a. (2010) muss bei der Beschreibung des temperaturabhängigen Materialverhaltens zwischen dem Verhalten während eines Brandes und nach einem Brand unterschieden werden. Das Verhalten während eines Brandes wird für die Konstruktionsbaustoffe Beton und Betonstahl in der Regel durch temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Verbindung mit den thermischen Dehnungen erfasst. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen enthalten die temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit und die temperaturabhängige Veränderung der elastischen und plastischen Dehnungen zusammen mit den sehr viel größeren, während der Aufheizung entstehenden instationären Hochtemperatur-Kriechanteilen.

Eine Vielzahl von Versuchen, Tabellenwerken und Normen geben Auskunft über das Materialverhalten unter Brandbelastung. Die nachfolgend angeführten Werte der Punkte 9.1 sowie 9.2 sind der ÖNORM EN 1992-1-2 [10] entnommen.

9.1 Beton

Nach PIRRINGER (2008) gilt Normalbeton aufgrund seiner Herstellung aus mineralischen Bestandteilen als nicht brennbar. Wie nachfolgend unter Pkt. 10.5 erläutert wird, treten durch die schlechten Wärmeleiteigenschaften des Betons im Brandfall stark nichtlineare Temperaturverteilungen auf. Ein Vorteil von Bauteilen aus Stahlbeton ist die Möglichkeit der Sanierung nach schwerer Brandeinwirkung.

Zufolge SCHUCK u.a. (2010) laufen bei der Erwärmung von Beton in der Makro- und Mikrostruktur des Zementsteins und des Zuschlags physikalische Vorgänge und chemisch-mineralogische Umlagerungen ab. Diese Prozesse überlagern sich, so dass die Analyse des sehr komplexen Gesamtverhaltens schwierig ist. Generell nimmt mit steigender Temperatur die Betonfestigkeit ab.

9.1.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton bei erhöhten Temperaturen können den Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.2.2 entnommen werden.

Diese Spannungs-Dehnungsbeziehungen gelten für druckbeanspruchten Beton und werden durch folgende zwei Parameter definiert:

- Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$
- Stauchung $\epsilon_{c1,\theta}$ entsprechend $f_{c,\theta}$

Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig. Des Weiteren können die Tabellenwerte für Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigen Zuschlägen angewendet werden. Betone mit kalksteinhaltigen Zuschlägen behalten bei gleicher Temperatur höhere Druckfestigkeiten.

Beton Temp. θ [°C]	Zuschläge					
	Quarzhaltig			Kalksteinhaltig		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1.000	0,04	0,0250	0,0500	0,06	0,0250	0,0500
1.100	0,00	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1.200	0,00	-	-	0,00	-	-

Tab. 9-1: Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung v. Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen nach [10]

In Abhängigkeit von Zementart, W/B-Wert²¹, Porosität und Betonalter sinken die Festigkeitseigenschaften sowie der E-Modul mit steigender Temperatur. Ab ca. 1.000 °C geht die Druckfestigkeit annähernd gegen Null, d.h. es verbleibt eine gewisse Haufwerksfestigkeit (PIRRINGER, 2008).

²¹ Der Wasserbindemittelwert W/B beschreibt das Verhältnis von Wasser zum Bindemittel. Je nach Bindemittel kann dieser Wert stark vom Wassorzementwert (W/Z-Wert, bezeichnet das gewichtslose Verhältnis zwischen Wasser und Zement bei der Herstellung von Beton) abweichen, jedoch ist in der Regel der W/B-Wert dem W/Z-Wert sehr ähnlich [83].

In der nachfolgenden Abbildung werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach [10] illustriert.

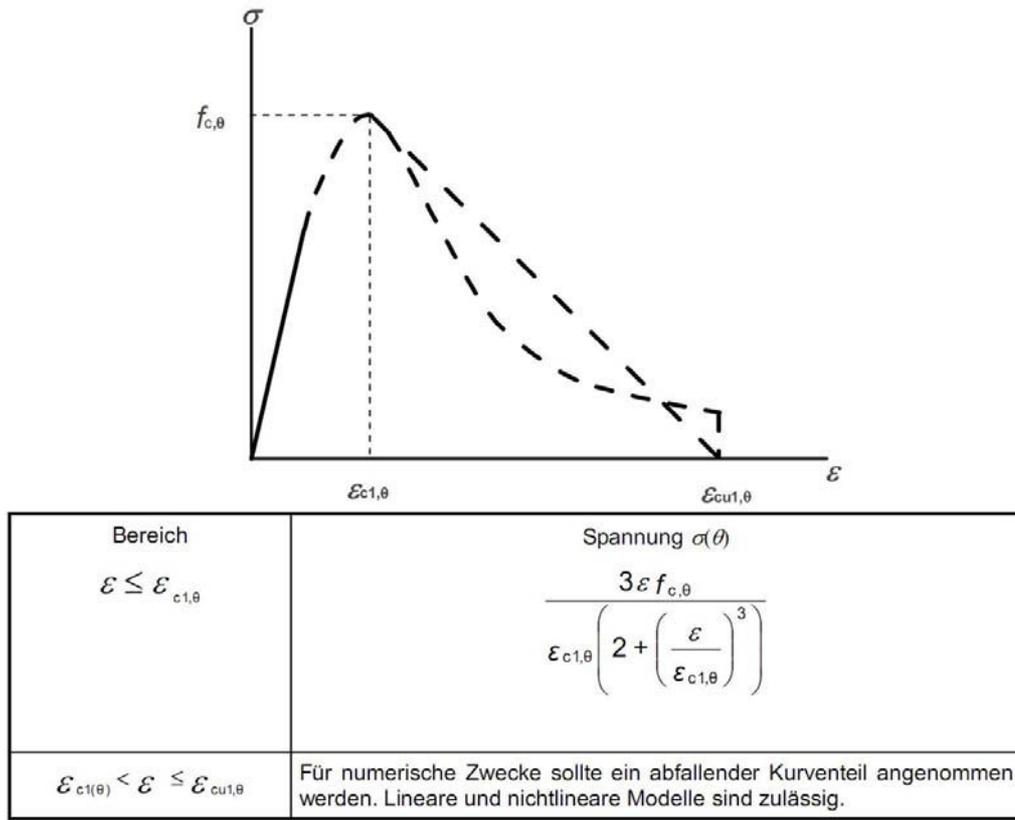


Abb. 9-1: Beschreibung der Arbeitslinie für Beton nach [10]

Unter Verwendung der Werte aus Tab. 9-1 ergeben sich für Beton mit beispielsweise quarzhaltigen Zuschlägen folgende Spannungs-Dehnungsbeziehungen:

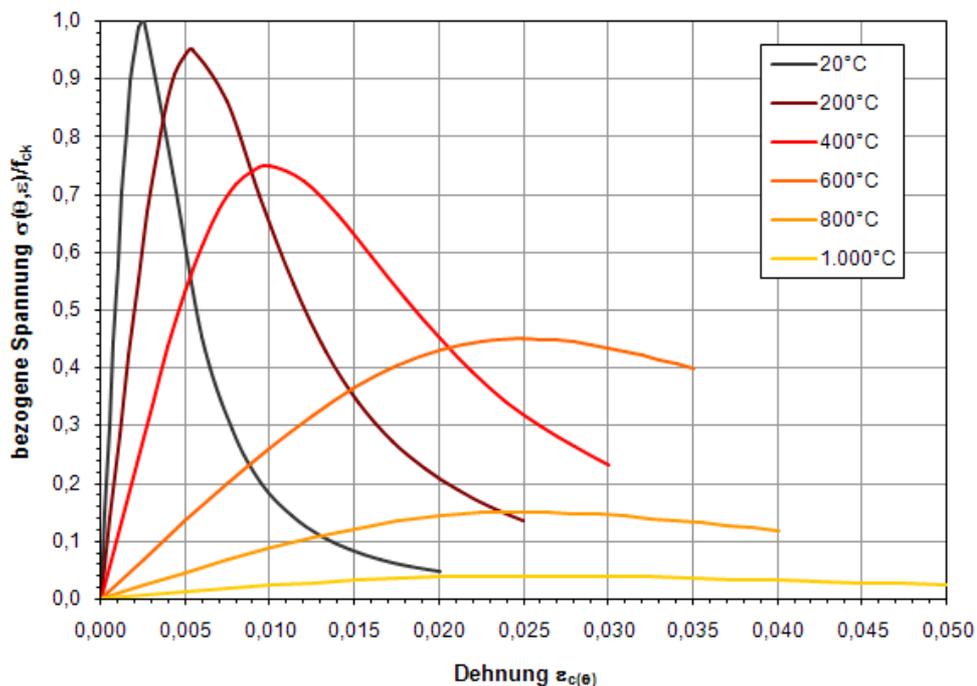


Abb. 9-2: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen nach [10]

Die bezogene Betonfestigkeit nach Tab. 9-1 ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

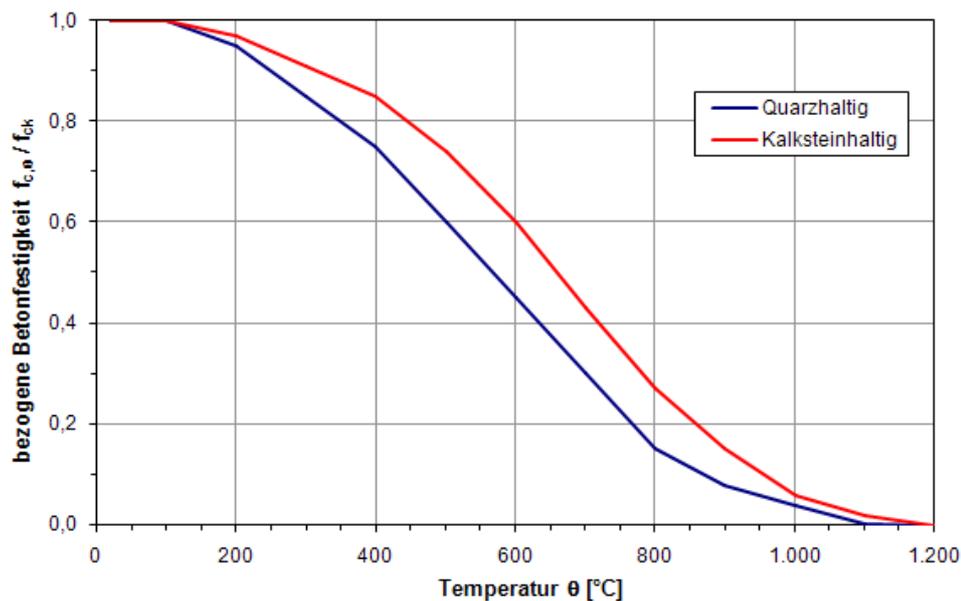


Abb. 9-3: Bezogene Betonfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]

Angaben über den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul $E_{c,\theta}$ des Betons werden in [10] nicht gemacht. SCHNEIDER & HORVATH (2006) führen an, dass sich der E-Modul von Betonen bei hohen Temperaturen analog zu den Festigkeiten verhält. Die Betongüte ist diesbezüglich ohne Einfluss. Ein Rückgang der Elastizität erfolgt schon bei kleineren Temperaturerhöhungen; die elastischen Verformungen brandbeanspruchter Betonbauteile nehmen bis 200 °C deutlich zu (s. Abb. 9-4). Zwischen 400 und 600 °C erfolgt nochmals ein signifikanter Rückgang des Elastizitätsmoduls.

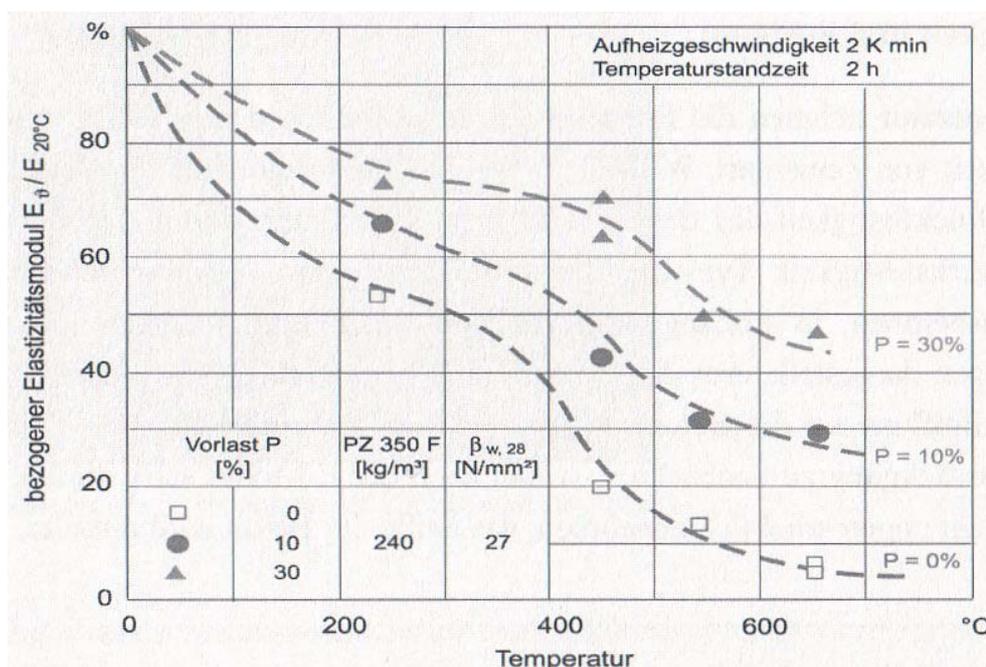


Abb. 9-4: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten nach [36]

Der Einfluss von Druckspannungen auf den E-Modul ist ebenfalls deutlich erkennbar. Es zeigt sich, dass druckbeanspruchte Betonbauteile bei der Erwärmung länger ihre Steifigkeit beibehalten als unbelastete Bauteile. Die aufgebrachten Druckspannungen wirken den temperaturbedingten Rissen entgegen, was sich günstig auf den E-Modul auswirkt. Dieser Effekt wird bei der Modellierung des Betonverhaltens in der Regel vernachlässigt, so dass bei druckbeanspruchten Querschnitten die Steifigkeiten unterschätzt werden.

Nach KÖNIG u.a. (2008) wird der Elastizitätsmodul des Betons generell als Sekanten- oder Tangentenmodul bestimmt. Er ist kein konstanter Wert, sondern von der Größe der vorhandenen Spannung abhängig. Im Bereich der Gebrauchsspannungen (bis etwa $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$) verhält sich der Beton annähernd linear. Der Sekantenmodul kann anhand der Spannungs-Dehnungs-Linie bei Druckbeanspruchung durch Verbindung zwischen $\sigma_c = 0$ und $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$ ermittelt werden, während der Tangentenmodul die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie bei $\sigma_c = 0$ beschreibt.

Unter ÖNORM EN 1992-1-1 [9] Pkt. 3.1.5 wird eine Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen beschrieben (s. Abb. 9-5). Näherungsweise kann der Sekantenmodul E_{cm} nach folgender Formel ermittelt werden:

$$E_{cm} = \frac{0,4 \cdot f_{cm}}{\varepsilon_c} \quad (9.1)$$

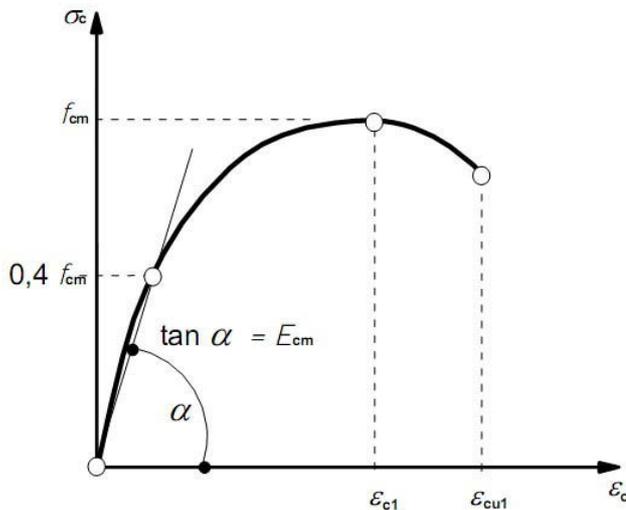


Abb. 9-5: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren nach [9]

Andere idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen verwendet werden, wenn sie das Verhalten des untersuchten Betons angemessen wiedergeben.

Nach MINNERT & WAGENKNECHT (2008) kann der Tangentenmodul E_c im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie mittels folgender Formel berechnet werden:

$$E_{c,\theta} = 1,5 \cdot \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \quad (9.2)$$

mit

$f_{c,\theta}$ die Betonspannung unter der Temperatur θ ;

$\varepsilon_{cu,\theta}$ die zugehörige Dehnung von Beton.

Die Zugfestigkeit des Betons sollte gemäß [10] Pkt. 3.2.2.2 (1) – auf der sicheren Seite liegend – nicht zum Ansatz gebracht werden. Für den Fall, dass die Zugfestigkeit beim vereinfachten oder allgemeinen Rechenverfahren (s. Pkt. 6.3) berücksichtigt werden soll, wird auf [10] verwiesen.

9.1.2 Thermische und physikalische Eigenschaften

9.1.2.1 Allgemeines

An dieser Stelle soll ein kurzer Überblick über die Wärmeübertragung an sich sowie die einzelnen, fachspezifischen Begriffe gegeben werden.

Zufolge STEGER u.a. (2000) wird nach dem 2. Hauptsatz der Wärmelehre bei jeder Wärmeeinwirkung auf einen Körper Wärme übertragen, d.h. kinetische Energie von Molekül zu Molekül in Richtung zum Medium mit der niedrigsten Temperatur weitergegeben. Voraussetzung für eine Wärmeübertragung ist eine Temperaturdifferenz. Die Übertragung erfolgt in der Regel auf mehrere Arten zugleich, nämlich durch:

- **Wärmeleitung:**
Darunter versteht man die Übertragung von Wärmeenergie von Molekül zu Molekül innerhalb eines Stoffes. Es überträgt somit ein Molekül die Bewegungsenergie auf ein anderes, wobei die Moleküle selbst um ihre Ruhelage schwingen. Wärmeleitung tritt vorwiegend in festen Körpern auf, aber auch in ruhenden Flüssigkeiten und Gasen bei nicht zu großem Temperaturgefälle.
- **Wärmemitführung oder Konvektion:**
Darunter versteht man die Wärmeübertragung strömender Flüssigkeiten und Gase an ebenfalls strömenden Medien oder festen Körpern bzw. umgekehrt.
- **Wärmestrahlung:**
Hierbei wird Wärme ohne materielles Bindeglied durch elektromagnetische Wellen übertragen. Warme Körper strahlen Energie aus, die von relativ kälteren Körpern je nach physikalischen Bedingungen teilweise bzw. ganz absorbiert wird. Der Körper kann auftreffende Wärme durchlassen, reflektieren oder absorbieren.

Die Wärmekapazität c in kJ/K gibt an, wie viel thermische Energie ein Körper pro Temperaturänderung speichern kann [80], während die spezifische Wärmekapazität oder kurz spezifische Wärme c_p eines Stoffes in kJ/kg K eine physikalische Eigenschaft ist und die auf die Masse bezogene Wärmekapazität bezeichnet [72].

Die Wärmeleitfähigkeit (oder auch Wärmeleitzahl oder auch thermische Leitfähigkeit) λ eines Festkörpers ist sein Vermögen, thermische Energie in Form von Wärme mittels Wärmeleitung zu transportieren. Die (spezifische) Wärmeleitfähigkeit in W/m K ist eine temperaturabhängige Materialkonstante. Die Wärmeleitfähigkeit λ ist von der Temperaturleitfähigkeit a zu unterscheiden, der Geschwindigkeit, mit der sich eine Temperaturveränderung durch den Stoff ausbreitet [81].

Die Temperaturleitfähigkeit (oder Temperaturleitzahl) a in m^2/s ist eine Materialeigenschaft, welche zur Beschreibung der zeitlichen Veränderung der räumlichen Verteilung der Temperatur durch Wärmeleitung als Folge eines Temperaturgefälles dient [75].

Die Wärmeübergangszahl (oder auch der Wärmeübergangskoeffizient) α in $W/m^2 K$ ist ein Proportionalitätsfaktor, welcher die Intensität des Wärmeübergangs an einer Grenzfläche bestimmt [82].

Nach MILATZ (1010) berücksichtigt die Emissivität (oder der Emissionsgrad) ϵ als dimensionslose Kennzahl den Anteil der durch Absorption aufgenommenen oder durch Reflexion abgegebenen Strahlungsenergie einer Oberfläche an der Gesamtenergie.

9.1.2.2 Thermische Verlängerung $\epsilon_{c,\theta}$

Nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.3.1 darf die thermische Dehnung $\epsilon_{c,\theta}$ von Beton, ausgehend von der Länge bei 20 °C, wie folgt bestimmt werden:

Quarzhaltige Zuschläge

$$\begin{aligned}\epsilon_{c,\theta} &= -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{-3} && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C} \\ \epsilon_{c,\theta} &= 14 \cdot 10^{-3} && \text{für } 700 \text{ °C} < \theta \leq 1.200 \text{ °C}\end{aligned}\tag{9.3}$$

Kalksteinhaltige Zuschläge

$$\begin{aligned}\epsilon_{c,\theta} &= -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{-3} && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C} \\ \epsilon_{c,\theta} &= 12 \cdot 10^{-3} && \text{für } 805 \text{ °C} < \theta \leq 1.200 \text{ °C}\end{aligned}\tag{9.4}$$

Graphisch dargestellt sieht die thermische Verlängerung von Beton folgendermaßen aus:

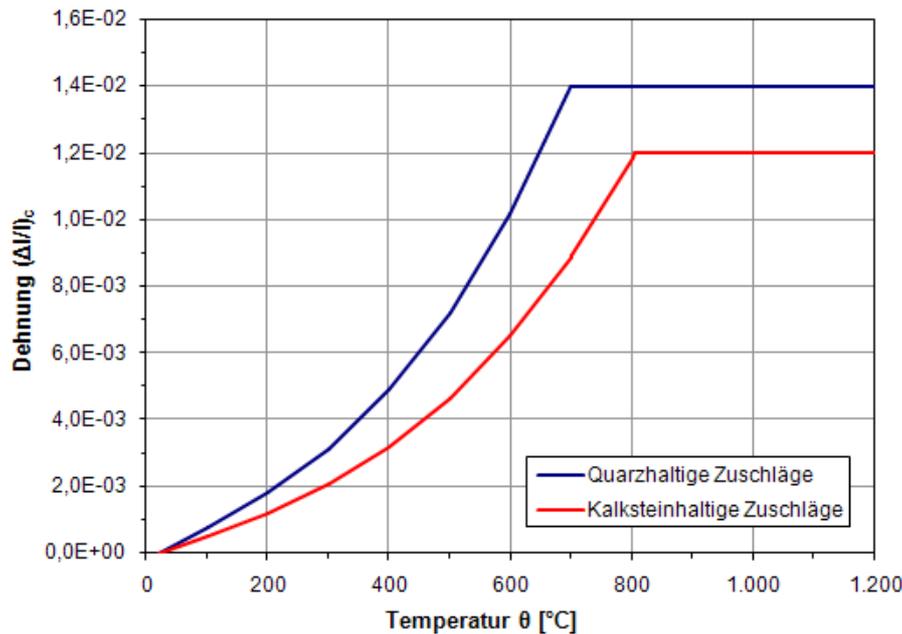


Abb. 9-6: Gesamte thermische Verlängerung von Beton nach [10]

9.1.2.3 Spezifische Wärme $c_{p,\theta}$

Die spezifische Wärme $c_{p,\theta}$ von trockenem Beton darf nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.3.2 unabhängig von der Art der Zuschläge wie folgt bestimmt werden:

$c_{p,\theta} = 900 \text{ [J/kg K]}$	für $20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C}$
$c_{p,\theta} = 900 + (\theta - 100) \text{ [J/kg K]}$	für $100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C}$
$c_{p,\theta} = 1.000 + (\theta - 200) / 2 \text{ [J/kg K]}$	für $200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C}$
$c_{p,\theta} = 1.100 \text{ [J/kg K]}$	für $400 \text{ °C} < \theta \leq 1.200 \text{ °C}$

(9.5)

Sofern der Feuchtegehalt nicht explizit in der Berechnung berücksichtigt wird, darf die für die spezifische Wärme von Beton angegebene Funktion durch folgenden, zwischen 100 °C und 115 °C liegenden konstanten Wert

$c_{p,\text{peak}} = 900 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 0 % des Betongewichts
$c_{p,\text{peak}} = 1.470 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 1,5 % des Betongewichts
$c_{p,\text{peak}} = 2.020 \text{ J/kg K}$	für Feuchtegehalt von 3,0 % des Betongewichts

(9.6)

und einer linearen Beziehung zwischen (115 °C, $c_{p,\text{peak}}$) und (200 °C, 1.000 J/kg) ergänzt werden. Für andere Feuchtegehalte darf linear interpoliert werden. Bei 100 °C beginnt das im Beton enthaltene Wasser zu verdampfen, hierdurch kommt es zu dem zwischen 100 °C und 115 °C gelegenen Plateauwert der spezifischen Wärme. In der nachfolgenden Abbildung sind die Spitzenwerte für die spezifische Wärme dargestellt.

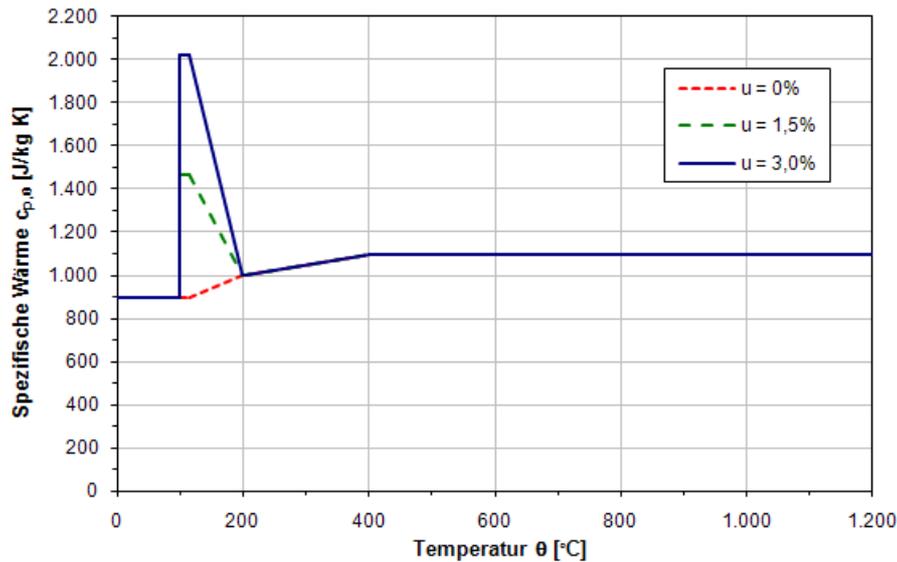


Abb. 9-7: Spezifische Wärme von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]

9.1.2.4 Rohdichte $\rho_{c,\theta}$

Die Veränderung der Rohdichte in Abhängigkeit von der Temperatur wird durch den Wasserverlust beeinflusst und kann nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.3.2 wie folgt definiert werden:

$$\begin{aligned}
 \rho(\theta) &= \rho(20 \text{ °C}) && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20 \text{ °C}) \cdot (1 - 0,02 (\theta - 115) / 85) && \text{für } 100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20 \text{ °C}) \cdot (0,98 - 0,03 (\theta - 200) / 200) && \text{für } 200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20 \text{ °C}) \cdot (0,95 - 0,07 (\theta - 400) / 800) && \text{für } 400 \text{ °C} < \theta \leq 1.200 \text{ °C}
 \end{aligned}
 \tag{9.7}$$

In nachfolgender Abb. wird ein Beton mit einer Rohdichte $\rho(20 \text{ °C}) = 2.300 \text{ kg/m}^3$ dargestellt.

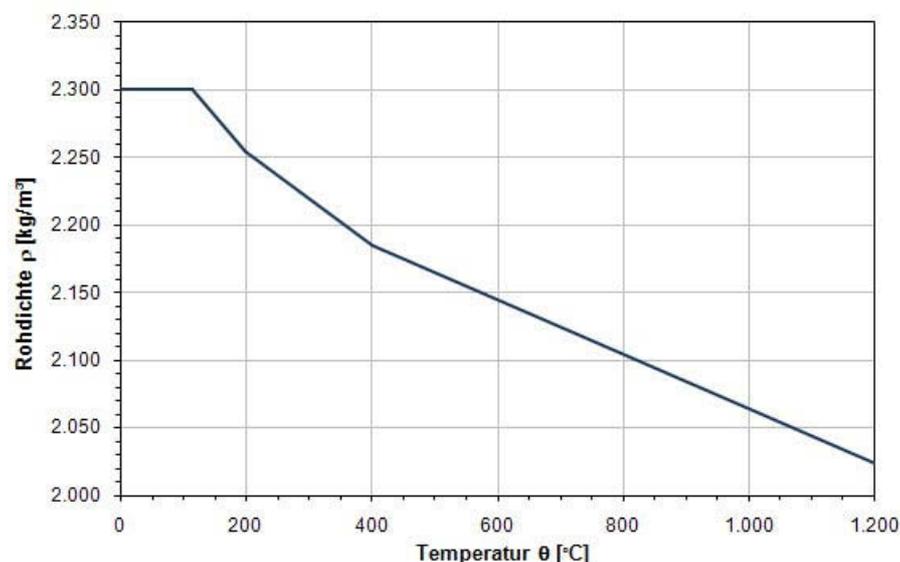


Abb. 9-8: Rohdichte von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]

9.1.2.5 Thermische Leitfähigkeit $\lambda_{c,\theta}$

Die thermische Leitfähigkeit λ_c von Beton kann nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.3.3 zwischen den nachfolgend definierten unteren und oberen Grenzwerten festgelegt werden:

Oberer Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit von Normalbeton

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta_c / 100) + 0,0107 (\theta_c / 100)^2 \text{ [W/m K]} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1.200 \text{ °C} \quad (9.8)$$

Unterer Grenzwert

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c / 100) + 0,0057 (\theta_c / 100)^2 \text{ [W/m K]} \quad \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 1.200 \text{ °C} \quad (9.9)$$

Dabei ist θ_c die Betontemperatur.

In der nachfolgenden Abbildung ist die Beziehung zwischen dem oberen und dem unteren Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit und der Temperatur dargestellt:

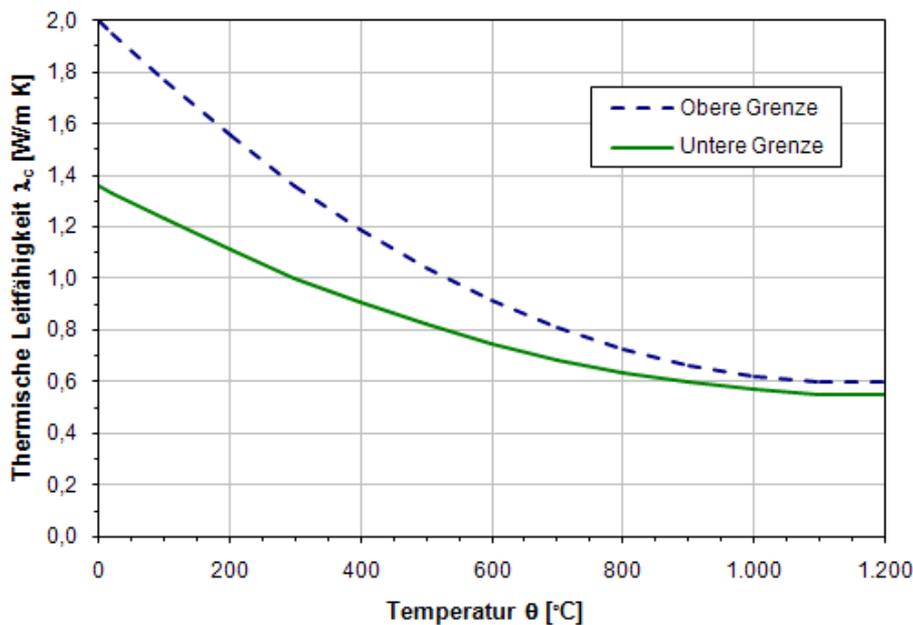


Abb. 9-9: Thermische Leitfähigkeit von Normalbeton nach [10]

Der nationale Anhang der ÖNORM EN 1992-1-2 [10] legt für die thermische Leitfähigkeit λ_c die Verwendung des unteren Grenzwertes fest.

9.2 Betonstahl

Nach SCHUCK u.a. (2010) nehmen mit zunehmender Temperatur die Festigkeit und der Elastizitätsmodul von Betonstahl ab. Die für die Bauteiltragfähigkeit kritischen Materialkennwerte können bei einer Temperatur von rund 500 °C erreicht werden. Diese kritische Temperatur wird durch die Darstellung des temperaturabhängigen Materialverhaltens in Abb. 9-12 erläutert. Die kritische Temperatur des Betonstahls für die Bauteiltragfähigkeit ist jene Temperatur, bei welcher die Streckgrenze f_{yk} des Stahls auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt. Bei einer Stahlspannung von rund 60 % der Streckgrenze f_{yk} , dies entspricht annähernd der maximalen Stahlspannung im Gebrauchszustand, muss die Temperatur im Stahl auf 500 °C beschränkt bleiben, damit die temperaturabhängige Fließspannung nicht unter den Wert der anliegenden Spannung abfällt.

Mit der Forderung, die Temperatur der Bewehrung auf 500 °C zu beschränken, wird die Tragfähigkeit sichergestellt. Zur Vermeidung unvertretbar großer bleibender Verformungen nach dem Brand muss die Temperatur auf 300 °C beschränkt bleiben.

9.2.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen werden den Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach der ÖNORM EN 1992-1-2 [10] entnommen. Diese Spannungs-Dehnungsbeziehungen werden durch folgende drei Parameter definiert:

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

Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen dürfen auch für druckbeanspruchten Betonstahl angewendet werden. Die Parameter werden für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl der Klassen X und N (s. Tab. 9-2) festgelegt.

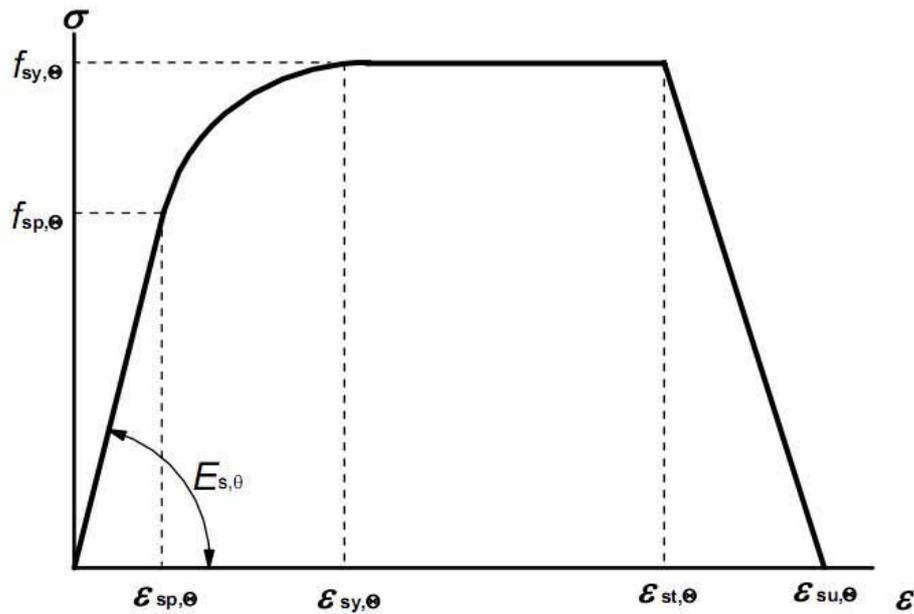
Stahltemp. θ [°]	warmgewalzt			kaltverformt		
	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00
200	1,00	0,81	0,90	1,00	0,92	0,87
300	1,00	0,61	0,80	1,00	0,81	0,72
400	1,00	0,42	0,70	0,94	0,63	0,56
500	0,78	0,36	0,60	0,67	0,44	0,40
600	0,47	0,18	0,31	0,40	0,26	0,24
700	0,23	0,07	0,13	0,12	0,08	0,08
800	0,11	0,05	0,09	0,11	0,06	0,06
900	0,06	0,04	0,07	0,08	0,05	0,05
1.000	0,04	0,02	0,04	0,05	0,03	0,03
1.100	0,02	0,01	0,02	0,03	0,02	0,02
1.200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 9-2: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen nach [10]

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für beliebige Temperaturen lässt sich anhand der Beziehungen aus Abb. 9-10 ermitteln. Die Arbeitslinie gliedert sich in fünf Bereiche, in denen die Spannung in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Dehnung formuliert wird. PIRRINGER (2008) beschreibt dies folgendermaßen:

Für den ersten Bereich wird nach [10] eine Gerade bis zum Erreichen der Proportionalitätsgrenze vorgeschlagen. Zwischen Proportionalitätsgrenze und dem Erreichen des maximalen Spannungsniveaus erfolgt ein parabolischer Verlauf 2. Grades. Bis zur Fließgrenze bleibt die Spannung konstant und fällt dann bis zum Erreichen der Bruchdehnung linear ab.

Im Gegensatz zu Beton unter erhöhten Temperaturen ist für Betonstahl mit Hilfe von Abb. 9-10 für jeden Spannungszustand und für jede Temperatur der dazugehörige Elastizitätsmodul explizit gegeben.



Bereich	Spannung $\sigma(\theta)$	Tangentenmodul
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	–
Parameter *)	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Klasse A Bewehrung: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Hilfswerte	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
*) Werte für die Parameter $\varepsilon_{pt,\theta}$ und $\varepsilon_{pu,\theta}$ von Spannstahl sind aus Tabelle 3.3 zu nehmen. Die Klasse A Bewehrung wird in EN 1992-1-1, Anhang C festgelegt.		

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

Abb. 9-10: Modellierung der Arbeitslinie von Betonstahl nach [10]

Unter Verwendung der Werte aus Tab. 9-2 ergeben sich für beispielsweise warmgewalzten Betonstahl mit $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$ und $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ nachfolgend abgebildete Spannungs-Dehnungsbeziehungen:

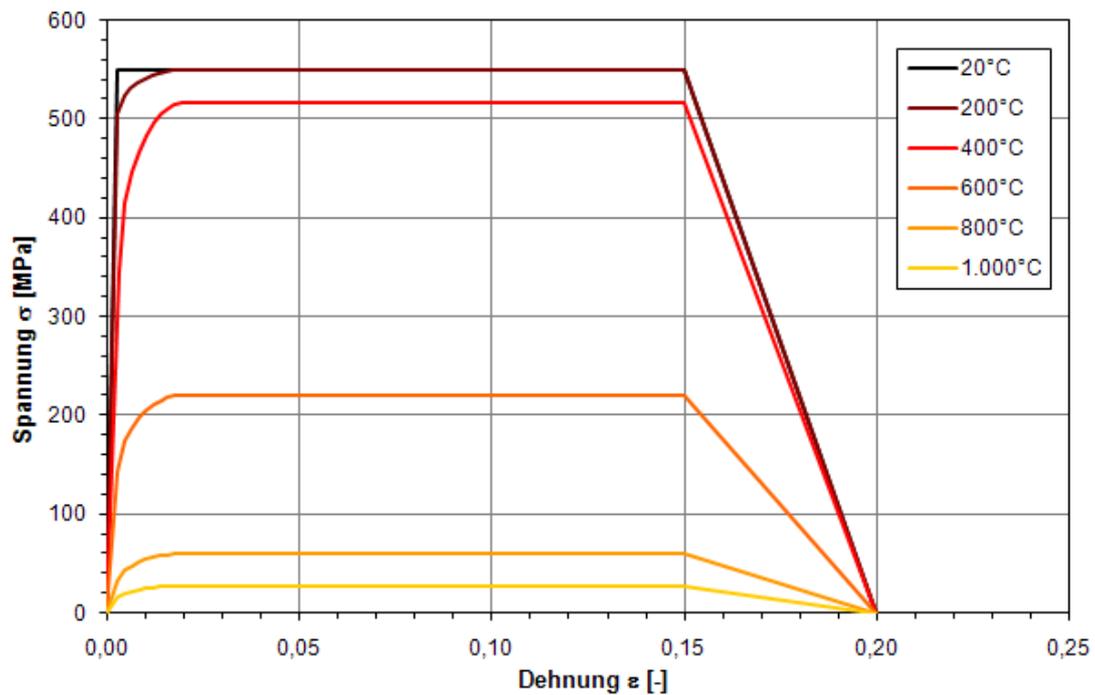


Abb. 9-11: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für warmgewalzten Betonstahl nach [10]

Die bezogene Stahlfestigkeit nach Tab. 9-2 ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Zusätzlich ist eine Stahlspannung von rund 60 % der Streckgrenze f_{yk} nach SCHUCK u.a. (2010) zur Veranschaulichung der kritischen Temperaturen eingezeichnet.

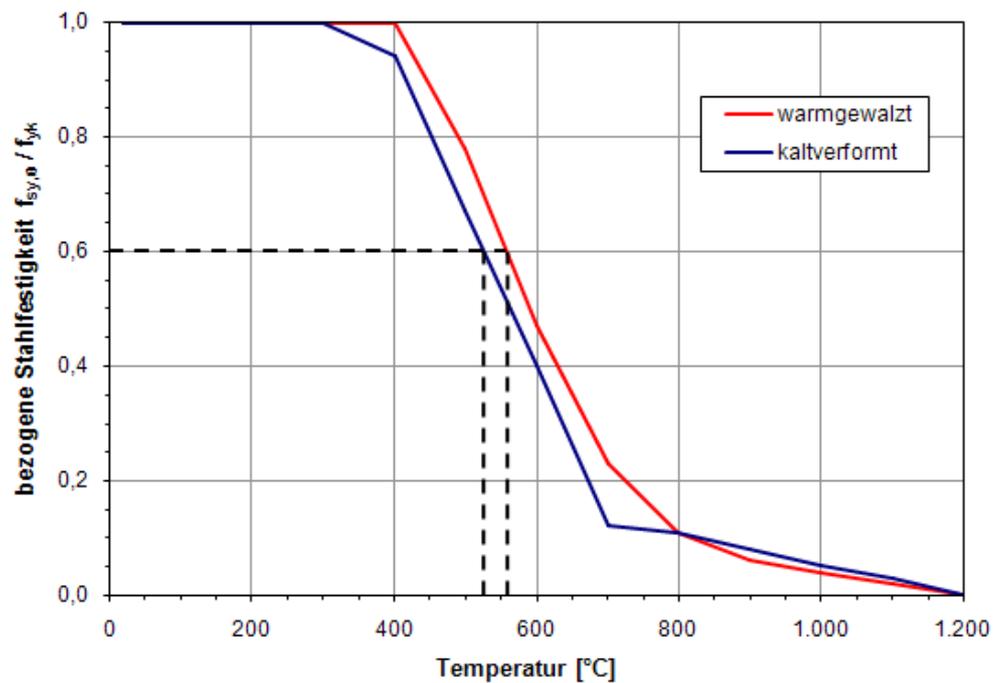


Abb. 9-12: Bezogene Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]

9.2.2 Thermische Verlängerung von Betonstahl

Die thermische Dehnung $\varepsilon_s(\theta)$ von Betonstahl darf nach ÖNORM EN 1992-1-2 [10] Pkt. 3.4, ausgehend von der Länge bei 20 °C, wie folgt bestimmt werden:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta^2 && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 750 \text{ °C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{für } 750 \text{ °C} < \theta \leq 860 \text{ °C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta && \text{für } 860 \text{ °C} < \theta \leq 1.200 \text{ °C} \end{aligned} \quad (9.10)$$

Dabei ist θ die Stahltemperatur in °C.

Graphisch dargestellt sieht die thermische Verlängerung von Betonstahl folgendermaßen aus:

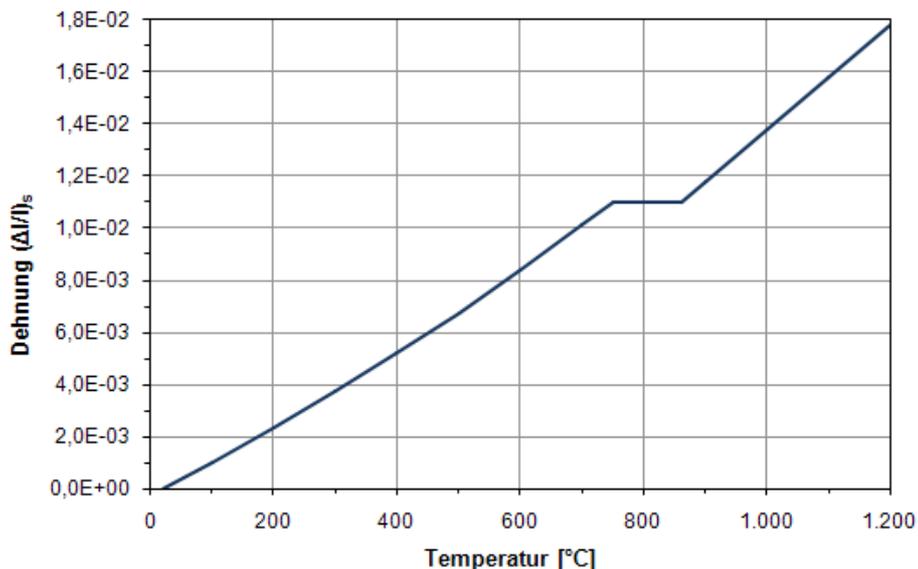


Abb. 9-13: Gesamte thermische Verlängerung von Betonstahl nach [10]

Zwischen 750 °C und 860 °C kommt es zu einer Gefügewandlung des Stahls. Daraus resultiert der oben angeführte Plateauwert der thermischen Dehnung [57].

9.3 Restfestigkeit

Nach SCHUCK u.a. (2010) erfahren Beton und kaltverformte Betonstähle während der Brandbeanspruchung eine Festigkeitsminderung, welche nicht reversibel ist. Die nach dem Wiedererkalten vorhandene Festigkeit wird als Restfestigkeit bezeichnet.

Zur Beurteilung der Tunnelkonstruktion nach dem Brand sind Kenntnisse über die Materialfestigkeiten nach der Abkühlung notwendig. Die Restfestigkeit des Bewehrungsstahls hängt von der erreichten Maximaltemperatur während des Brandes ab (s. Abb. 9-14). Für kaltverformte Betonstähle fällt bei einer Temperatur von $T \approx 400$ °C die Restfestigkeit unter den Wert der Ausgangsfestigkeit ab. Bei warmgewalzten

Bewehrungsstählen ist die Festigkeitsminderung durch Erwärmen nach dem Erkalten voll reversibel, im wiedererkalteten Zustand wird die ursprüngliche Festigkeit erreicht. Die Restfestigkeiten werden in der Regel durch Zug- oder Warmkriechversuche ermittelt.

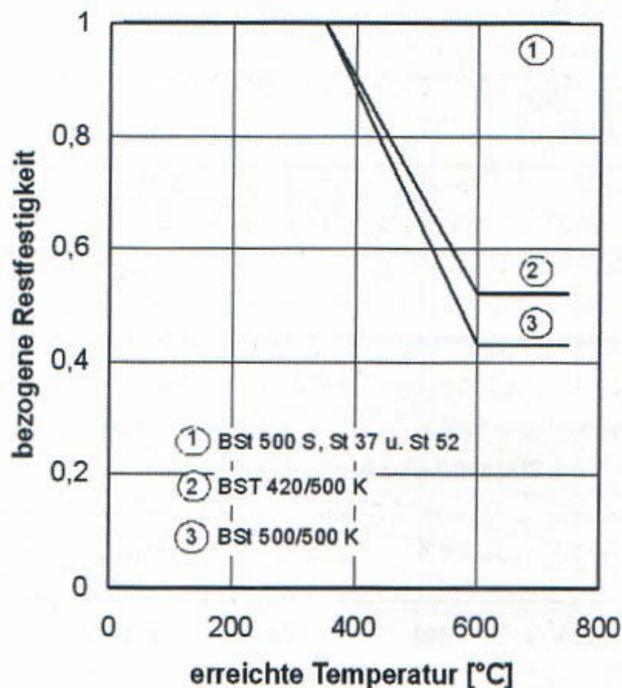


Abb. 9-14: Bezogene Restfestigkeit von Betonstahl nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur nach [37]

Die Festigkeitsminderung des Betons während der Brandbeanspruchung ist nicht reversibel. Die Betondruckfestigkeit ist in Abhängigkeit von der vorher erreichten Maximaltemperatur und einer langsamen oder schockartigen Abkühlung (z.B. bei Löschwasserbeaufschlagung) in der Abb. 9-15, links dargestellt. Eine nennenswerte Abnahme der Betondruckfestigkeit muss demnach angenommen werden, wenn bei langsamer Abkühlung die maximale Temperatur zwischen 250 und 350 °C und bei schockartiger Abkühlung > 50 °C betragen hat. Wurde der Beton während des Brandes auf mehr als 500 °C erwärmt, ist im wiedererkalteten Zustand nur noch ein Bruchteil der ursprünglichen Druckfestigkeit vorhanden. Weiteren Einfluss haben die Betonzusammensetzung, das Betonalter, die Aufheizgeschwindigkeit und die Belastung während der Erwärmungs- und Abkühlphase.

Im Rahmen des vereinfachten Nachweisverfahrens (s. Pkt. 6.3 bzw. Pkt. 6.4) darf die Restdruckfestigkeit von Beton nach Abb. 9-15, rechts bestimmt werden. Dabei ist für Temperaturen größer als 800 °C anzunehmen, dass keine Restdruckfestigkeit mehr vorhanden ist.

SCHUCK u.a. (2010) verweisen weiters auf ein Forschungsvorhaben, in dessen Rahmen die Restfestigkeiten einer Tunnelschale untersucht wurden. Hierbei wurde die Tunnelschale einer Brandbeanspruchung nach der EBA-Kurve (s. Pkt. 10.4) ausgesetzt. Eine deutliche Festigkeitsabnahme wurde nur für die brandseitigen 5 cm des Querschnitts festgestellt, in den anderen Bereichen des Querschnitts lag die Festigkeit nach dem Brand teilweise sogar über der angestrebten Betonnennfestigkeit.

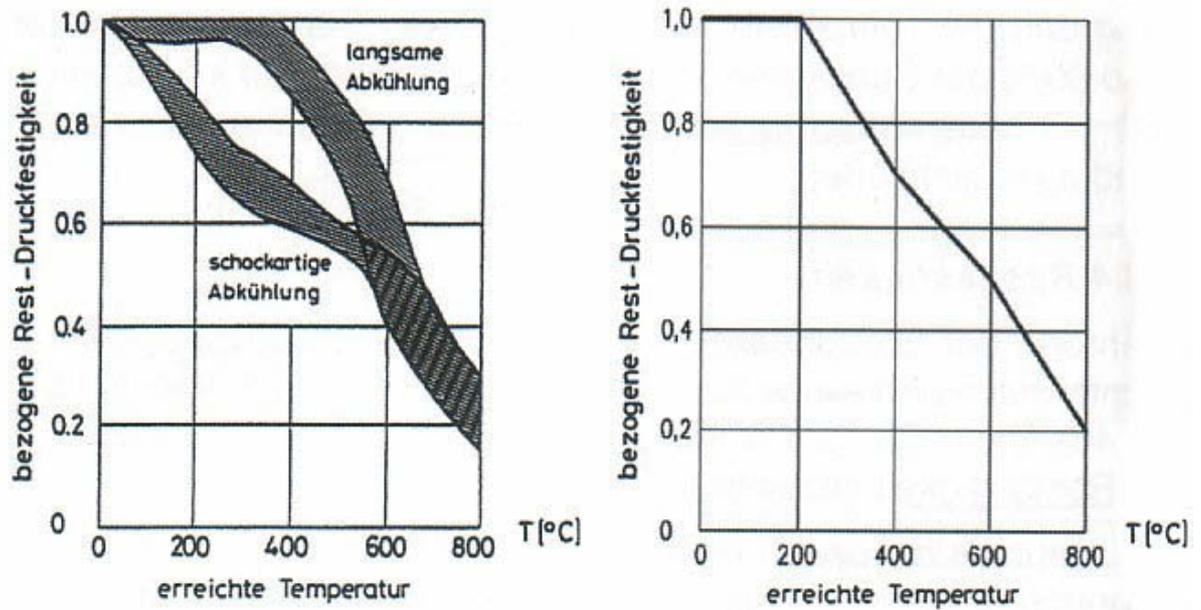


Abb. 9-15: Links: Bezogene Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach dem Wiedererkalten, rechts: Rechenwerte für die Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach [37]

Abschließend verweisen SCHUCK u.a. (2010) auf ein Forschungsvorhaben, in welchem die Druckfestigkeiten von Betonen mit verschiedenen Zuschlagsarten mit Polypropylenfasern (s. Pkt. 5.3.1.1) vor und nach dem Brandversuch mit RABT-Beanspruchung (s. Pkt. 10.4) ermittelt wurden. Die Druckfestigkeit von Kalksteinbeton direkt an der Oberfläche wurde durch die Brandbeanspruchung nicht geschädigt. Ganz anders sah es beim Granit und Quarzkies aus. Dort kam es zu einer deutlichen Festigkeitsreduzierung auf etwa 50 % der Ausgangsfestigkeit. Im mittleren Bereich des Prüfkörpers, in dem nur geringe Temperaturerhöhungen während des Brandes aufgetreten waren, wurden teilweise höhere Festigkeiten als die 28 Tage-Festigkeit festgestellt. Dies liegt am naturgemäß besseren Kernbeton, gleichzeitig haben vermutlich die etwas höheren Temperaturen und der erhöhte Porendruck in diesen Querschnittsbereichen während des Brandes zu einer Nacherhärtung geführt.

10 Temperaturzeitkurven

10.1 Allgemeines

Nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) wurden anhand von Erfahrungen, Analysen und experimentellen Untersuchungen von Tunnelbränden national sowie international unterschiedliche Temperaturzeitkurven (abgekürzt = TZK) für die Simulation von Bränden festgelegt. Daraus haben sich auch verschiedene Temperaturzeitkurven speziell für Berechnungen bei Tunnelbränden entwickelt.

Die Annahmen über den Verlauf von genormten Bränden in Tunneln sind in den einzelnen Ländern unterschiedlich, es gibt u.a. folgende Standard-Temperaturkurven:

- Einheits-Temperaturzeitkurve ETK
- Hydrokarbon-Brandkurve HC
- RABT/ZTV-Kurve
- Rijkswaterstaat-Kurve RWS

Die unterschiedlichen Brandlasten der transportierten Güter über Bahn und Straße, als auch die Art der Transportmittel bzw. des Verkehrs haben einen wesentlichen Einfluss auf die unterschiedlichen Modelle und somit zu jeweils spezifischen Temperaturzeitkurven geführt, d.h. die in Europa derzeit verwendeten Temperaturzeitkurven wurden allesamt für spezielle Bedingungen konzipiert und können nicht ohne weiteres für die Bahn oder Straße vereinheitlicht werden.

In Ermangelung einheitlicher Regelungen werden von Behördensachverständigen Temperaturzeitkurven, welche für den Hochbau gelten, auch für den Sachschutz von Tunnelanlagen vorgeschrieben. Auch werden Temperaturzeitkurven, welche für Straßentunnel entwickelt wurden, für Eisenbahntunnel verwendet.

Trotz aller Bestrebungen im Zuge der Schaffung des Eurocodes, die in den europäischen Ländern zur Anwendung kommenden Kurven zu vereinheitlichen, gibt es derzeit keine standardisierte Kurve für die Bemessung von Tunnelbauteilen im Brandfall. Temperaturen in der Größenordnung von ca. 1.000 °C werden im Hochbau erst nach ca. 2 h Branddauer erreicht. Im Tunnel dagegen kann die Temperatur schon nach ca. 5 min bei 1.200 °C liegen.

Es kommen sowohl „offene“, als auch „geschlossene“ Temperaturzeitkurven zum Einsatz. Offene Kurven besitzen keinen abfallenden Kurvenast, halten somit die Maximaltemperatur bis zum Berechnungsende mit beliebiger Dauer. Geschlossene Kurven bilden auch die Abkühlphase am Ende des Brandereignisses nach.

In diesem Kapitel werden die bereits oben erwähnten sowie weitere Temperaturzeitkurven beschrieben. Einen guten Überblick zu diesem Thema bietet auch der Sachstandsbericht Brandeinwirkungen der ÖVBB [13].

10.2 Temperaturzeitkurven nach ÖNORM EN 1991-1-2

In der ÖNORM EN 1991-1-2 [8] Pkt. 3.2 werden folgende Temperaturzeitkurven angeführt:

- ETK Einheits-Temperaturzeitkurve
- ABK Außenbrandkurve
- HC Hydrokarbon-Brandkurve

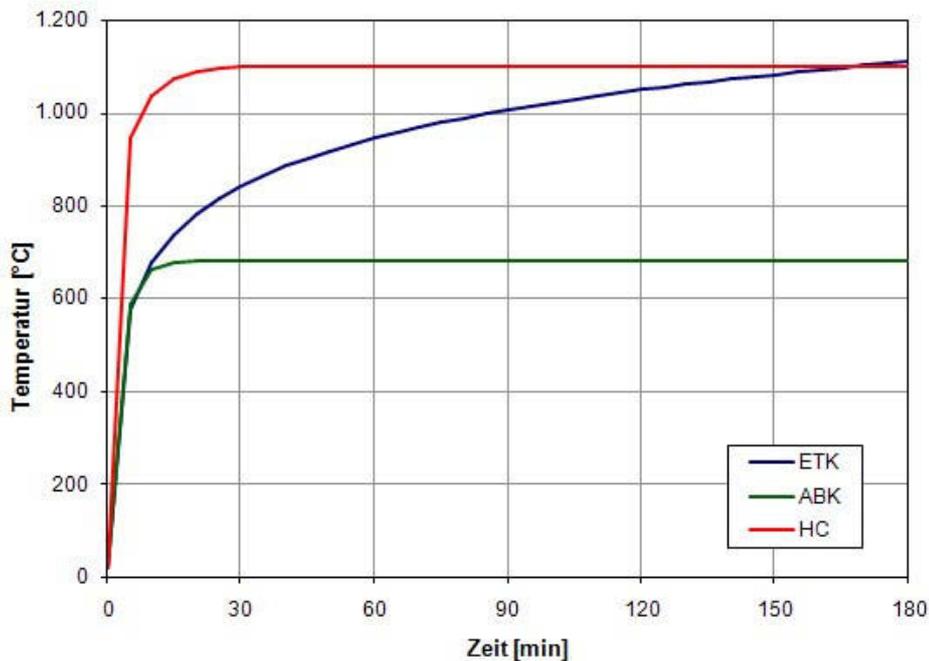


Abb. 10-1: Temperaturzeitkurven nach [8]

SCHEER & MANDY (2009) beschreiben diese Temperaturzeitkurven und deren Anwendung folgendermaßen:

Um eine vergleichende Bewertung von Bauteilen durch Brandprüfungen vornehmen zu können, wurde eine genormte Temperaturzeitkurve eingeführt. Diese Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) ist durch folgende, logarithmische Funktion definiert:

$$q = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (10.1)$$

Die ETK deckt eine Vielzahl von Brandereignissen hinsichtlich der Brandbeanspruchung der Bauteile über ein definiertes Verhältnis von Temperatur und Zeit ab. Darüber hinaus sind aber Fälle denkbar, welche zu einer erhöhten oder abgeminderten Beanspruchung der Bauteile führen können. Für solche Fälle gibt es alternative Beflammungsbedingungen. So werden in Raffinerien, Treibstofflagern, Flugzeughangars oder vergleichbaren Anlagen erhebliche Mengen brennbarer, flüssiger Stoffe vorgehalten. Bei derartigen Brandereignissen ist mit höheren Brandtemperaturen und einem schnelleren Temperaturanstieg zu rechnen, als durch die ETK beschrieben. Für diese Fälle, wie beispielsweise beim Brennen von

Öllachen, ist die Kohlenwasserstoffkurve (Hydrokarbon-Brandkurve HC) anzuwenden. Diese Temperaturzeitkurve wird durch folgende Gleichung definiert:

$$q = 1.080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \quad (10.2)$$

Demgegenüber kann die Bauteilbeanspruchung für Außenwände, die einem äußeren Brand ausgesetzt sind, deutlich geringer sein, als für vollständig in einem Brandabschnitt liegende Bauteile. Bei Gebäudeaußenwänden besteht die Möglichkeit der Wärmeabgabe, die zu einer geringeren Brand- und Temperaturbeanspruchung im Vergleich zur ETK führt. Hier darf die Außenbrandkurve ABK angewendet werden, welche durch folgende Gleichung definiert wird:

$$q = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 \quad (10.3)$$

10.3 Temperaturzeitkurven nach der ÖVBB-Richtlinie

Charakteristisch für Tunnelbrände sind rasche Temperaturanstiege innerhalb weniger Minuten in Verbindung mit hohen Brandlasten (beispielsweise Güterzüge oder LKWs). Von den im vorhergehenden Punkt beschriebenen Temperaturzeitkurven sollte daher für die Simulation von Brandereignissen in Tunnels weder die Außenbrandkurve ABK, noch die Einheits-Temperaturkurve ETK angewendet werden.

Für Brände in unterirdischen Verkehrsbauwerken werden in der ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [11] folgende Temperaturzeitkurven dargestellt:

- ETK Einheits-Temperaturzeitkurve
- HC Hydrokarbon-Brandkurve
- HC_{inc} Hydrokarbon-Brandkurve increased

Weiters findet die RWS-Temperaturzeitkurve (s. Pkt. 10.4) eine kurze Erwähnung in [11], genauer darauf eingegangen wird allerdings nicht. Die ersten beiden Temperaturzeitkurven wurden bereits im vorhergehenden Punkt beschrieben, nachfolgend wird die Temperaturzeitkurve HC_{inc} erläutert:

Nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) wurde die Hydrokarbon-Brandkurve HC increased speziell für Tunnelbrände entwickelt, um den höheren Brandlasten bei Gütertransporten besser Rechnung zu tragen. Dafür wurde die HC-Kurve modifiziert und der Klammerausdruck mit dem Faktor 1.280/1.080 multipliziert, die HC_{inc}-Kurve wird durch folgende Gleichung definiert:

$$q = 1.280 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \quad (10.4)$$

Diese Temperaturzeitkurve ist als Tunnelfeuer stellvertretend für Benzin- und Diesellachenbrände anwendbar. Der qualitative Verlauf der HC_{inc}-Kurve kann auch für

bestimmte Feststoffbrände als repräsentativ angesehen werden, z.B. wenn hohe Längsluftgeschwindigkeiten, ein hoher Sauerstoffanteil und ein „Anblasen“ des Feuers gegeben sind.

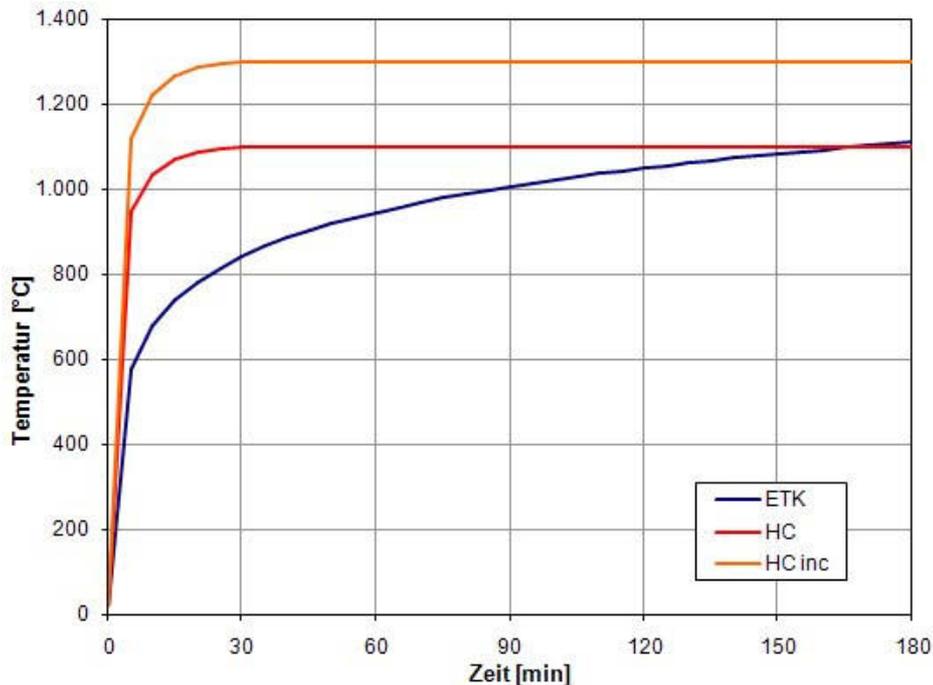


Abb. 10-2: Temperaturzeitkurven nach [11]

10.4 Weitere Temperaturzeitkurven

Neben den in den vorangegangenen Punkten 10.2 und 10.3 dargestellten Temperaturzeitkurven gibt es eine Vielzahl weiterer Kurven, welche internationale Anwendung finden. An dieser Stelle werden einige ausgewählte Temperaturzeitkurven nach SCHNEIDER & HORVATH (2006) beschrieben:

- RABT-/ZTV-Kurve
- EBA - Kurve des Eisenbahn-Bundesamtes (BRD)
- RWS 120' - Rijkswaterstaat-Kurve für 120 Minuten Branddauer
- RWS 180' - Rijkswaterstaat-Kurve für 180 Minuten Branddauer

Deutsche Regelungen waren zunächst nur in den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT)“ [3] enthalten und sind nunmehr, weiter konkretisiert für Straßentunnel in der ZTV-Tunnel [1] und für Eisenbahntunnel in der EBA-RL [2] aufgenommen worden.

In den deutschen Richtlinien [3] ist die RABT-Kurve als lineare Zeitfunktion definiert:

Zeit in min	0	5	30	140
Temperatur in °C	0	1.200	1.200	0

Tab. 10-1: RABT-Temperaturzeitfunktion nach [3]

Sie wurde nach verschiedenen Großbrandversuchen in Straßentunneln entwickelt und basiert auf Messdaten von Fahrzeugbränden, wobei Brandleistungen von ca. 100 MW und eine sehr schnelle Brandentwicklung (1.200 °C in 5 Minuten) angenommen wurden. Um auch den Brand eines Tankwagens zu berücksichtigen, wird die Ausbildung einer Lache brennbarer Flüssigkeit unterstellt.

Festgelegt wurde, dass die Vollbrandphase in der Regel für Brände in Straßentunneln nur 30 Minuten dauert. Die Abkühlphase beginnt nach $t = 30$ min, dabei wird ein wirksamer Löscheinsatz unterstellt bzw. es wird angenommen, dass mangels Brandlast der Brand begrenzt ist. Die Abkühlzeit wird mit $t = 110$ min festgelegt. Damit gilt die RABT-/ZTV-Kurve als geschlossene Temperaturzeitkurve.

Bei der Festlegung einer repräsentativen Dauer der Vollbrandphase wurden Schutzziele für das Tunnelbauwerk, Brandlasten, zeitliche Verläufe von Bränden und Anrückzeiten für Feuerwehren berücksichtigt. Festgelegt wurde, dass die Vollbrandphase in der Regel für die Bemessungsbrände für Straßentunnel bei $t = 30$ min und für Eisenbahntunnel bei $t = 60$ min endet, sofern Risiko-Bewertungen keine längeren Brandbelastungen nahe legen.

In der anschließenden Abkühlphase wird von einem linearen Abfall der Temperatur bis auf ca. 20 °C über einen Zeitraum von 110 min ausgegangen. Die Temperaturzeitkurve unterstellt somit, dass ein wirksamer Löschangriff möglich ist bzw. die Brandlast begrenzt ist und keine Weiterleitung des Brandes auf andere Fahrzeuge erfolgt.

Die ZTV-Kurve ist identisch mit der RABT-Kurve für Straßentunnel und ist Grundlage der Brandschutzvorgaben in den Zusätzlichen Technischen Vorschriften für Tunnel (ZTV-Tunnel) [1].

Zur EBA-Temperaturzeitkurve schreiben SCHNEIDER & HORVATH (2006) folgendes: In den Richtlinien des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) [2] ist der zeitliche Verlauf der Temperatur der Brandgase folgendermaßen festgelegt:

Zeit in min	0	5	60	170
Temperatur in °C	0	1.200	1.200	0

Tab. 10-2: EBA-Temperaturzeitfunktion nach [2]

Die EBA-Kurve basiert auf den Überlegungen und Ableitungen der RABT-Kurve. Sie wurde für die Eisenbahn adaptiert. Dabei endet die Vollbrandphase bei $t = 60$ min und es setzt dann die Abkühlphase über eine Zeitdauer von 110 min ein. Es handelt sich hierbei um eine geschlossene Temperaturzeitkurve. Die EBA-Kurve gilt in ihrer Grundkonzeption nur für Personenzugbrände ohne Feuerübersprung, wobei der Brand eines stählernen Personenzugwaggons zugrunde gelegt ist, und es wird angenommen, dass nur eine

begrenzte Brandlast, nämlich die eines Personenzugwaggons vorhanden ist. Mit dieser Kurve wird auch der Brand eines Personenzuges mit Brandübersprung über 9 Waggons abgedeckt.

Die EBA-Kurve wird auf allen Neubaustrecken der Deutschen Bahn angewandt und wird in der BRD generell als Stand der Technik anerkannt. In der Vergangenheit wurde diese Kurve auch für Tunnel mit Mischverkehr²² angewendet.

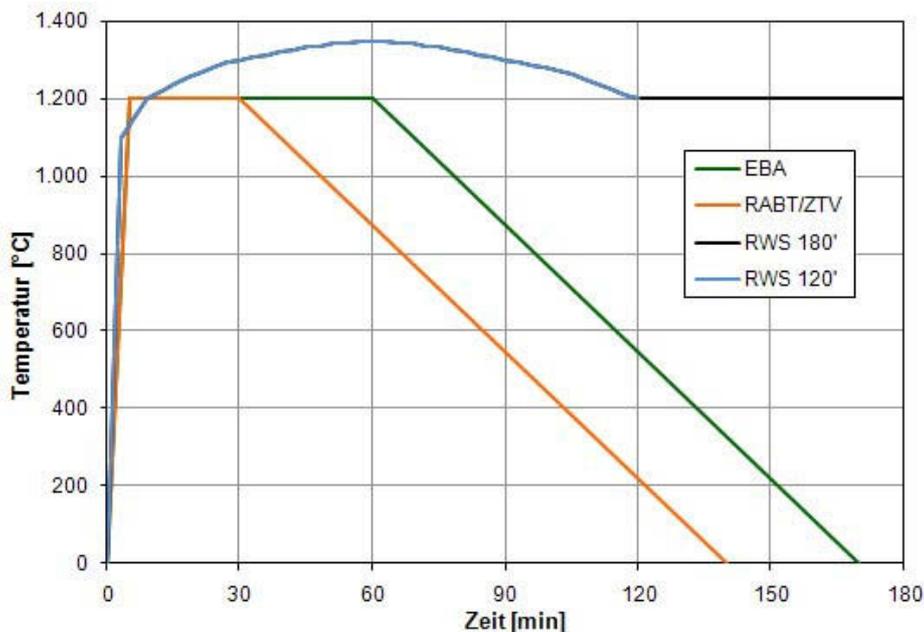


Abb. 10-3: Weitere Temperaturzeitkurven

In den Niederlanden wird generell von der Rijkswaterstaat-Kurve als Temperaturbelastung der Straßentunnel und Eisenbahntunnel, in welchen der Transport gefährlicher Güter zugelassen ist, ausgegangen. Insbesondere wird dem Umstand Rechnung getragen, dass die Tunnel in Holland in der Regel als Unterwassertunnel auszubilden sind.

Die Basis für die Festlegung der RWS-Kurve waren Brandtests in einem Maßstabsmodell mit einem Querschnitt von 2 m x 2 m und 8 m Länge, wobei in der Lache innerhalb von 2 Stunden 45.000 l Benzin verbrannt. Der Temperaturanstieg betrug 1.100 °C in ca. 5 min, die höchsten dabei gemessenen Temperaturen lagen bei ca. 1.350 °C.

Die Zeitdauer der RWS-Kurve von zwei Stunden ist eine Folge der Tatsache, dass ein Tank mit 50 m³ Inhalt, der zu 90 % befüllt ist, als Brandlast angenommen wurde und bei den Temperaturen nach zwei Stunden das Brandgut verbrannt ist. Für 45.000 l Benzin ergibt sich bei einer Dichte von 720 kg/m³ eine Masse von 32.400 kg. Mit einer spezifischen Verbrennungsenergie von 43,5 MJ/kg ergibt sich eine Gesamtbrandlast von 1.409.000 MJ. Die RWS-Kurve gilt mit einem Zeitverlauf bis zu 120 Minuten als offene Temperaturzeitkurve. Da nach 2 Stunden das Brandgut als verbrannt gilt, hat man auf die Definition eine Abkühlphase verzichtet, die Gründe hierfür sind nicht bekannt.

²² Personen- und Güterverkehr, fahrplanmäßig getrennt

Die verlängerte RWS-180'-Kurve bringt zum Ausdruck, dass Brände von LKWs, abhängig von den transportierten Gütern (z.B. Flüssigkeiten, Autoreifen) länger als 120 Minuten dauern können und daher spezielle Bauwerkssituationen als Grundlage des Sachschutzes zum Ansatz gebracht werden sollten.

Die RWS-Kurven gelten europaweit mit ihrem Temperaturmaximum von 1.350 °C als Kurven mit den höchsten Brandtemperaturen. Bei diesem Temperaturmaximum wird bereits die Schmelztemperatur einiger Gesteinsarten, von Zementstein und einigen Brandschutzbekleidungen erreicht. Die Anwendung dieser Kurve für Tunnelauslegungen als Regelbemessung ist zu hinterfragen, insbesondere dann, wenn keine besonderen Risiken (z.B. Unterwassertunnel) und Gefahrenpotentiale vorliegen. Der Tunnelbau wird dadurch nur unnötig verteuert.

Neben diesen Temperaturzeitkurven nennen und beschreiben SCHNEIDER & HORVATH (2006) noch projektbezogene Temperaturzeitkurven für Bahn- und Straßenprojekte. Hierbei werden Vollbranddauern zwischen 60 und 240 min angenommen. Diese sind jeweils projektspezifisch und bedürfen jeweils einer genauen Erklärung. Die maximalen Temperaturen liegen zwischen 1.000 °C und 1.350 °C; dies ist eine sehr große Temperaturspanne mit enormen Auswirkungen auf die Bauteilauslegung, d.h. die brandschutztechnisch erforderlichen Betondeckungen liegen zwischen 5 und 10 cm.

10.5 Temperatureindringverhalten bei Stahlbetonbauteilen

Im Brandfall stellt sich aufgrund der rasch ansteigenden Brandkurven sowie der schlechten Wärmeleitfähigkeit von Beton innerhalb der dem Brandereignis ausgesetzten Bauteile eine stark nichtlineare Temperaturverteilung ein. Diese weist hohe Temperaturen in brandseitigen Randbereichen der Bauteile gegenüber kühlen Bereichen bei brandabgewandten Bereichen auf.

Nach PIRRINGER (2008) ist neben dem Materialverhalten unter Einwirkung hoher Temperaturen (s. Pkt. 9) für die Bemessung im Brandfall das Temperatureindringverhalten innerhalb des betrachteten Bauteils maßgebend. Die reduzierte Widerstandsfähigkeit und die verminderten Steifigkeiten der Baustoffe sowie das Temperatureindringverhalten determinieren die Tragfähigkeit des Querschnitts bzw. der Bauteile. Die im Bauteil entstehenden Temperaturen sind von mehreren Faktoren abhängig, wie z.B.:

- Brandereignis
- Wärmeübergang
- Bauteilabmessungen
- Betonzusammensetzung
- Fasergehalt
- Luftporengehalt

- Feuchtegehalt
- Risse
- Abplatzungen

Aufgrund der meist in Tunnellängsrichtung annähernd konstanten Querschnittsform erübrigt sich eine mehrdimensionale Betrachtung. Dies rechtfertigt eine ebene, zweidimensionale Analyse der Temperatureindringung.

10.6 Ermittlung von Temperatureindringkurven

Zur Ermittlung der Temperatureindringung stehen nach PIRRINGER (2008) im Wesentlichen 3 Ansätze zur Verfügung:

- Analytische Lösung
- Numerische Lösung
- Versuche

Versuche haben gezeigt, dass rechnerisch ermittelte Werte der Temperatureindringung jene Werte überschreiten, die im Zuge von Versuchen gemessen wurden. Dies basiert möglicherweise auf dem Umstand, dass Zustandsänderungen im Beton wie die Dehydratation oder die Verdampfung des im Beton gebundenen Wassers und der damit verbundene Energieverbrauch in den meisten Berechnungsprogrammen unberücksichtigt bleiben.

10.6.1 Analytische Lösung

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

$$c_p \cdot \rho \cdot \frac{\delta T}{\delta t} = \operatorname{div} \lambda \cdot (\operatorname{grad} T) + W \quad (10.5)$$

Dabei ist

- c_p die Wärmekapazität in J/kg K;
- ρ die Dichte in kg/m³;
- T die Temperatur in K;
- t die Zeit in s;
- λ die Wärmeleitfähigkeit in W/m K;
- W eine Wärmequelle oder -senke in W/m³.

Da es sich bei dieser Gleichung um eine instationäre partielle Differentialgleichung handelt, für die nur sehr wenige analytische Lösungen existieren, wird an dieser Stelle nicht genauer auf die analytische Lösung eingegangen.

10.6.2 Numerische Lösungsansätze (FEM)

Für die Heißbemessung von Bauwerken sind meist nur instationäre Wärmeverläufe von Bedeutung. Aus diesem Grund kommen häufig numerische Lösungsansätze wie Finite-Element-Verfahren oder auch Finite-Differenzen-Verfahren zur Anwendung.

Zur Berechnung von Wärmeleitungsproblemen stehen mittlerweile zahlreiche numerische Software-Pakete zur Auswahl. An dieser Stelle sei auf die Studienarbeit von MILATZ (2010) verwiesen, in welcher Programme wie ANSYS, SOFiSTiK, ABAQUS und weitere geprüft und validiert werden.

10.6.3 Versuche

In den letzten Jahren wurde eine Vielzahl an Brandversuchen durchgeführt. PIRRINGER (2008) verweist auf die Arbeiten von KUSTERLE u.a. (2004) sowie auf diverse an der Technischen Universität Wien durchgeführte Brandversuche von SCHNEIDER & HORVATH (2006). Einen guten Überblick zu diesem Thema bietet auch der Sachstandsbericht Brandeinwirkungen der ÖVBB [13].

10.7 Hydra – Wärmemodelle nach der Finite-Element-Methode

Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen zur Ermittlung von Temperatureindringkurven (abgekürzt = TEK) erfolgen mit dem Modul „Hydra“ des Programmpaketes SOFiSTiK, welches in der Lage ist, Wärmeleitungsprobleme zu lösen. Im Handbuch zu Hydra [44] ist folgende Einleitung zum Berechnungsmodul an sich angeführt:

Eine große Anzahl von physikalischen Problemen lassen sich als Potentialprobleme beschreiben und gehorchen dann der Laplace'schen ($\Delta H = 0$) oder der Poisson'schen ($\Delta H = q$) Differentialgleichung. Dazu gehören z.B. magnetische Feldprobleme, Wärmeleitungsprobleme und die Strömung des Grundwassers. Das SOFiSTiK-Modul „Hydra“ ist auf die Berechnung der letzten beiden Problemkreise spezialisiert, kann aber auch andere Probleme dieser Art behandeln.

Grundlage eines Finite-Element-Verfahrens ist die Zerlegung der realen dreidimensionalen Struktur in eine endliche Anzahl von Elementen mit vereinfachten physikalischen Eigenschaften. Die Elemente sind untereinander in Knoten verbunden. Die Gesamtheit der einzelnen Elemente repräsentiert ein angenähertes Modell der wirklichen Natur (s. auch Pkt. 8.2). Wärmeleitmodelle können die Temperaturverteilung eines stationären Zustands oder die Wärmeausbreitung in festen Körpern berechnen.

10.7.1 Ermittelte Temperatureindringkurven

Mit dem SOFiSTiK-Modul Hydra lassen sich Temperaturzeitkurven beliebiger Art und beliebiger Dauer berücksichtigen. Es können somit sowohl geschlossene als auch offene Temperaturzeitkurven (s. Pkt. 10) berücksichtigt werden.

Prinzipiell können beliebig ausgebildete Querschnitte mit Hydra untersucht werden. Für die nachfolgenden Berechnungen wird stellvertretend für einen Ausschnitt einer Tunnelschale ein zweidimensionaler, rechteckiger Körper mit den Abmessungen 27,5 cm x 10 cm herangezogen. Die 27,5 cm stellen die Dicke der Tunnelschale dar (s. Abb. 10-4 bzw. Abb. 11-3). Eine Schmalseite dieses Körpers wird beflammt.

Folgende Temperaturzeitkurven werden in den Berechnungen angesetzt:

- Hydrokarbon-Brandkurve increased HC_{inc} entsprechend Pkt. 10.3
- EBA - Kurve des Eisenbahn-Bundesamtes (BRD) entsprechend Pkt. 10.4

Der Berechnungszeitraum wird mit 48 h festgelegt. Im Falle der Berechnung mit der offenen Brandkurve HC_{inc} kann auf diese Weise ein länger andauernder Brand untersucht werden. Im Falle der Berechnung mit der geschlossenen Brandkurve EBA können der für die Tunnelschale ungünstigste Zeitpunkt des Brandes sowie die Resttragfähigkeit der Tunnelschale nach dem Brand ermittelt werden.

Nachfolgend sind die für die Berechnungen verwendeten Parameter (Erläuterung unter Pkt. 9.1.2.1) zusammengestellt:

Parameter	Parameterwert	Verweis
Querschnittsdicke d	27,5 cm	entsprechend Pkt. 11.2.1
Beton	Normalbeton C40/50	nach [9] Pkt. 3.1.3
Ausgangstemperatur	20 °C	Annahme
Feuchtegehalt des Betons	2%	nach [10] Pkt. 3.3.2, s. auch Pkt. 9.1.2.3 dieser Arbeit
Thermische Leitfähigkeit λ	untere Grenze	nach [10] Pkt. 3.3.3, s. auch Pkt. 9.1.2.5 dieser Arbeit
Konvektiver Wärmeübergangskoeffizient α	50 W/m ² K	nach [8] Pkt. 3.2.3
Emissionsgrad ε	0,7	nach [10] Pkt. 2.2

Tab. 10-3: Parameter für die Ermittlung der Temperatureindringkurven

10.7.1.1 Anwendung der offenen Brandkurve HC_{inc}

Unter Anwendung der Temperaturzeitkurve HC_{inc} entsprechend Pkt. 10.3 in Verbindung mit den Parametern aus Tab. 10-3 kann man mittels Hydra die Temperaturverteilung an jedem beliebigen Ort des Querschnitts zu jedem beliebigen Zeitpunkt (s. Abb. 10-5) berechnen.

In der nachfolgenden Abbildung sind die ermittelten Isothermen²³ beispielhaft zum Zeitpunkt $t = 30$ min als Vollfarbflächen dargestellt. Weiters ist ein in x-Richtung verlaufender Schnitt erkennbar, welcher den Temperaturverlauf im Querschnitt qualitativ wiedergibt.

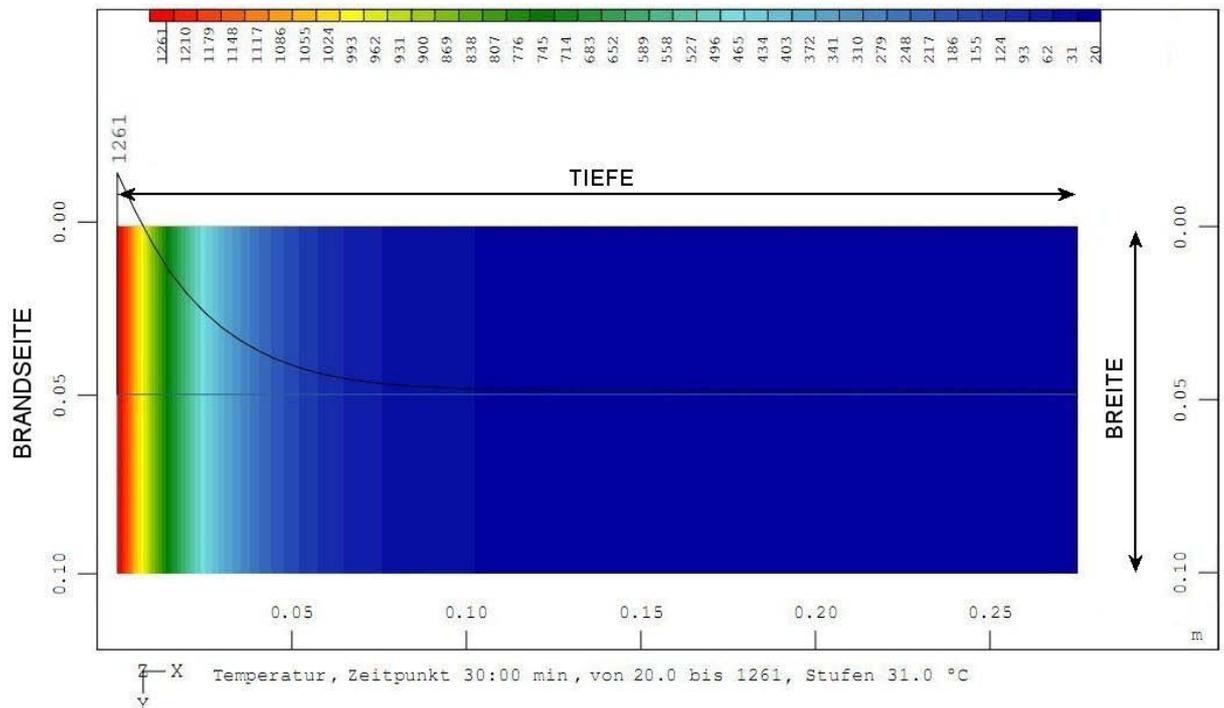


Abb. 10-4: Isothermen zum Zeitpunkt $t = 30$ min zufolge TZK „ HC_{inc} “

Da die gesamte Schmalseite des Körpers gleichmäßig beflammt wird und der Körper einen homogenen Aufbau aufweist, stellen sich parallel zum Bauteilrand verlaufende Isothermen ein und die Ausdehnung des Körpers in y-Richtung wird obsolet.

²³ Linien gleicher Temperatur

In der nachfolgenden Abbildung sind ausgewählte Temperatureindringkurven bis zu $t = 48$ h zufolge der Temperaturzeitkurve HC_{inc} (s. Pkt. 10.3) dargestellt:

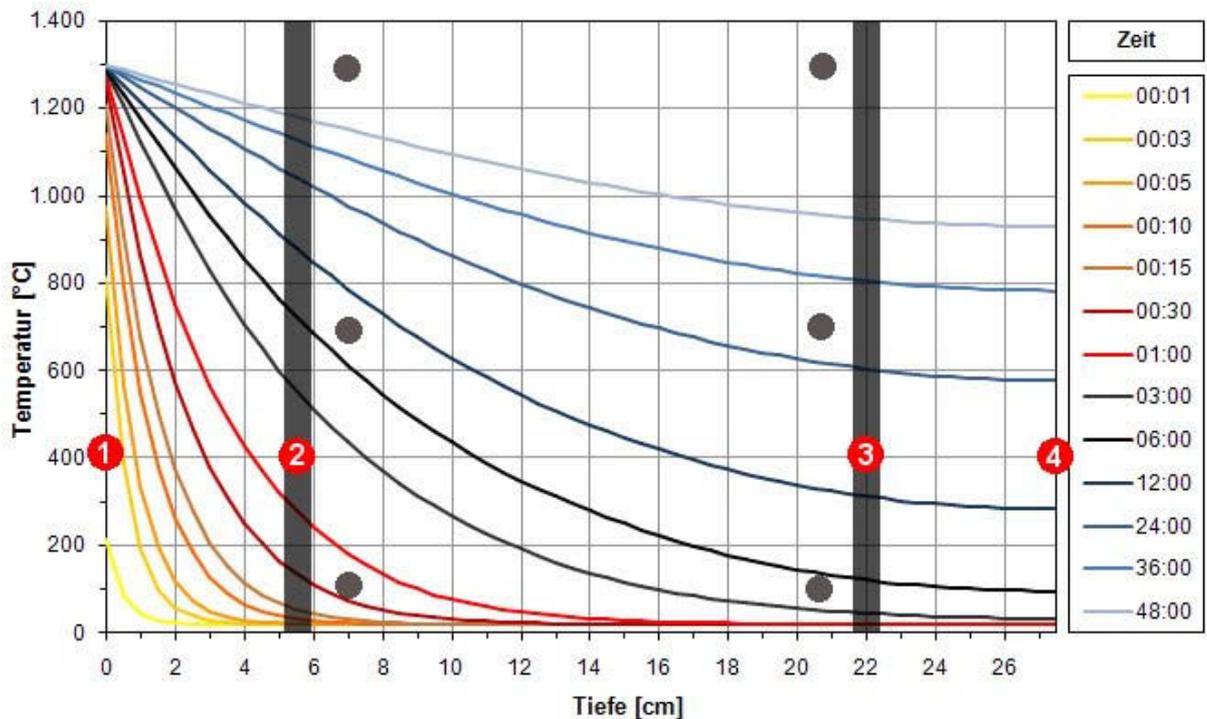


Abb. 10-5: Berechnete Temperatureindringkurven zufolge Temperaturzeitkurve „ HC_{inc} “

Der hohlraumseitige bzw. brandseitige Querschnittsrand ist mit der Nummer 1 gekennzeichnet, der bergseitige Querschnittsrand mit der Nummer 4. Die äußere, hohlraumseitige Bewehrungslage ist mit der Nummer 2 gekennzeichnet, die äußere bergseitige Bewehrungslage mit der Nummer 3. Für die Berechnung der Temperatureindringkurven werden die Bewehrungslagen gemäß [10] Pkt. 4.3.2 (4) nicht berücksichtigt. Die Darstellung der Bewehrungslagen in der Abb. 10-5 erfolgt nur zur Veranschaulichung, die genauen Randabstände können Pkt. 11.2.3 entnommen werden.

Bei durch Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen ist vor allem die Temperatur in den Bewehrungslagen von Interesse, da wie schon unter Pkt. 5.1.1.1 erläutert, hierbei das Versagen in den meisten Fällen durch Fließen der in der Biegezugzone liegenden Stahleinlagen eintritt. Mit zunehmender Erwärmung der Bewehrungslagen nimmt die Festigkeit des Stahls ab, bis die kritische Stahltemperatur T_{krit} in Abhängigkeit von der vorhandenen Spannung (s. Pkt. 9.2) erreicht wird.

Bei auf Druck beanspruchten Bauteilen tritt nach Pkt. 5.1.3 das Versagen in den meisten Fällen durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit ein. Bei fortschreitendem Temperaturanstieg nimmt die Festigkeit des Betons ab, bis die kritische Betontemperatur T_{krit} (> 500 °C) in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad erreicht wird.

Aufgrund der im Allgemeinen hohen Druckfestigkeit von Beton sind zur Übertragung von Druckkräften nur geringe Bauteildicken bzw. eine geringe Höhe der Druckzone notwendig. Im Falle eines Brandes fallen die brandseitigen Betonschichten zunehmend aus und die Druckkräfte im Querschnitt verlagern sich auf die noch intakten Bereiche des Querschnitts.

Hierbei bleibt die Tragfähigkeit des Querschnittes solange erhalten, bis die Höhe der verbleibenden Druckzone nicht mehr ausreicht, um die vorhandenen Druckkräfte aufzunehmen (s. auch Pkt. 12.2.5). Wie unter Abb. 10-5 erkennbar ist, erfährt bei langanhaltenden Bränden mit fortschreitender Branddauer der gesamte Querschnitt eine Erwärmung. Wird dann die kritische Betontemperatur auch in der Druckzone des Querschnitts erreicht, führt dies zum Bauteilversagen.

Die zeitliche Entwicklung der Temperatur in den ausgewählten Punkten 1 bis 4 der Abb. 10-5 ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt:

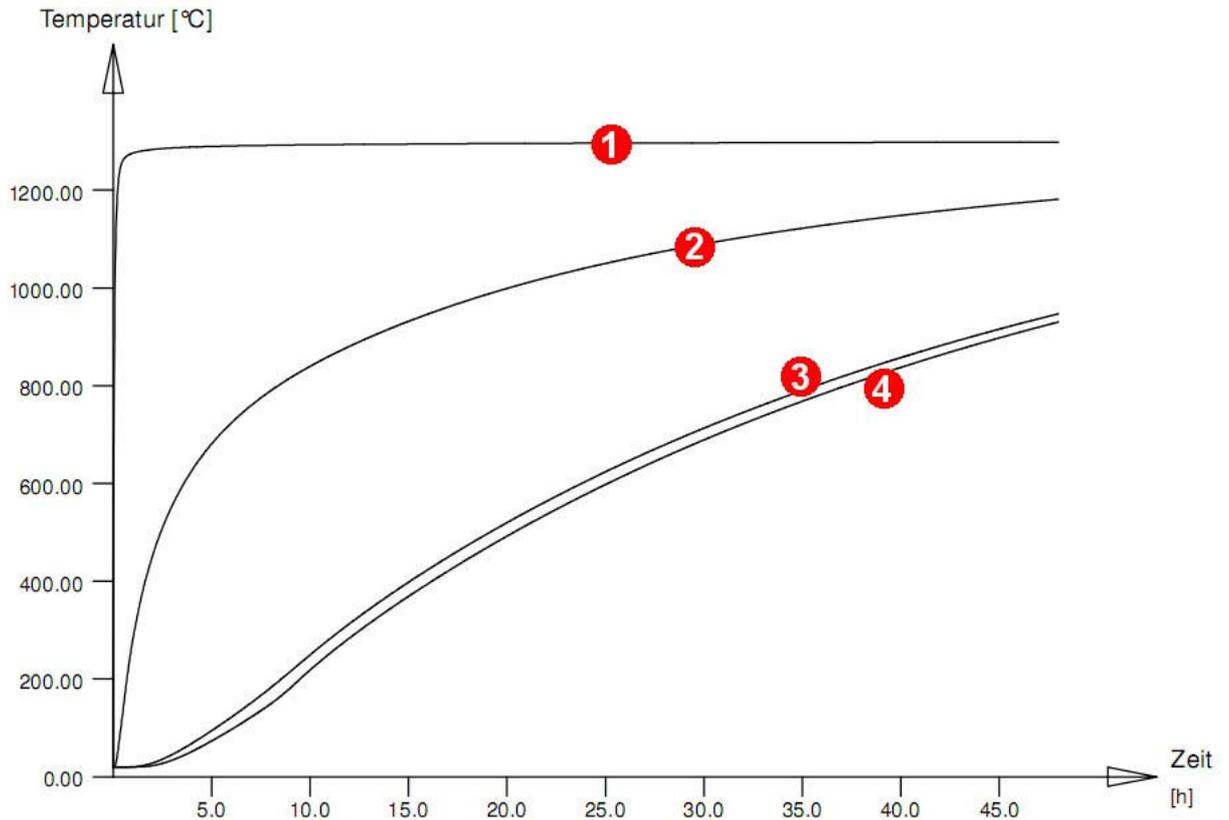


Abb. 10-6: Temperaturzeitkurven für ausgewählte Punkte (HC_{inc})

Es ist ersichtlich, dass die Temperatur am brandseitigen Querschnittsrand (1) rasch ansteigt. Die hohlraumseitige Bewehrungslage (2) wird zwar durch die Betondeckung abgeschirmt, erfährt aber dennoch eine relativ rasche Temperaturerhöhung. Die bergseitige Bewehrungslage (3) sowie der bergseitige Querschnittsrand (4) erfahren erst mit einiger zeitlicher Verzögerung eine Temperaturerhöhung, welche annähernd gleichmäßig verläuft.

10.7.1.2 Anwendung der geschlossenen Brandkurve EBA

Nachfolgend wird zur Ermittlung von Temperatureindringkurven die Temperaturzeitkurve EBA (s. Pkt. 10.4) in Verbindung mit den Parametern aus Tab. 10-3 angewendet.

Im Gegensatz zur unter Pkt. 10.7.1.1 verwendeten, offenen Brandkurve HC_{inc} wird bei der geschlossenen Brandkurve EBA ein wirksamer Löscheinsatz unterstellt bzw. es wird angenommen, dass mangels Brandlast der Brand begrenzt ist. Die Abkühlphase beginnt nach t = 60 min, die Abkühlzeit ist mit t = 110 min festgelegt (s. Pkt. 10.4). Die Ausbildung dieser Brandkurve spiegelt sich auch in den nachfolgend ermittelten Temperaturzeitkurven wider. Der Input-File zur Berechnung dieser Temperatureindringkurven mit dem Modul „Hydra“ des Programmpaketes SOFiSTiK ist im Anhang „Ermittlung der Temperatureindringkurven“ dieser Arbeit ersichtlich.

In der nachfolgenden Abbildung sind ausgewählte Temperatureindringkurven wiederum bis zu t = 48 h dargestellt. Weiters ist in der nachfolgenden Abbildung (mit blauer Farbe) eine Umhüllende der errechneten Temperatureindringkurven eingezeichnet:

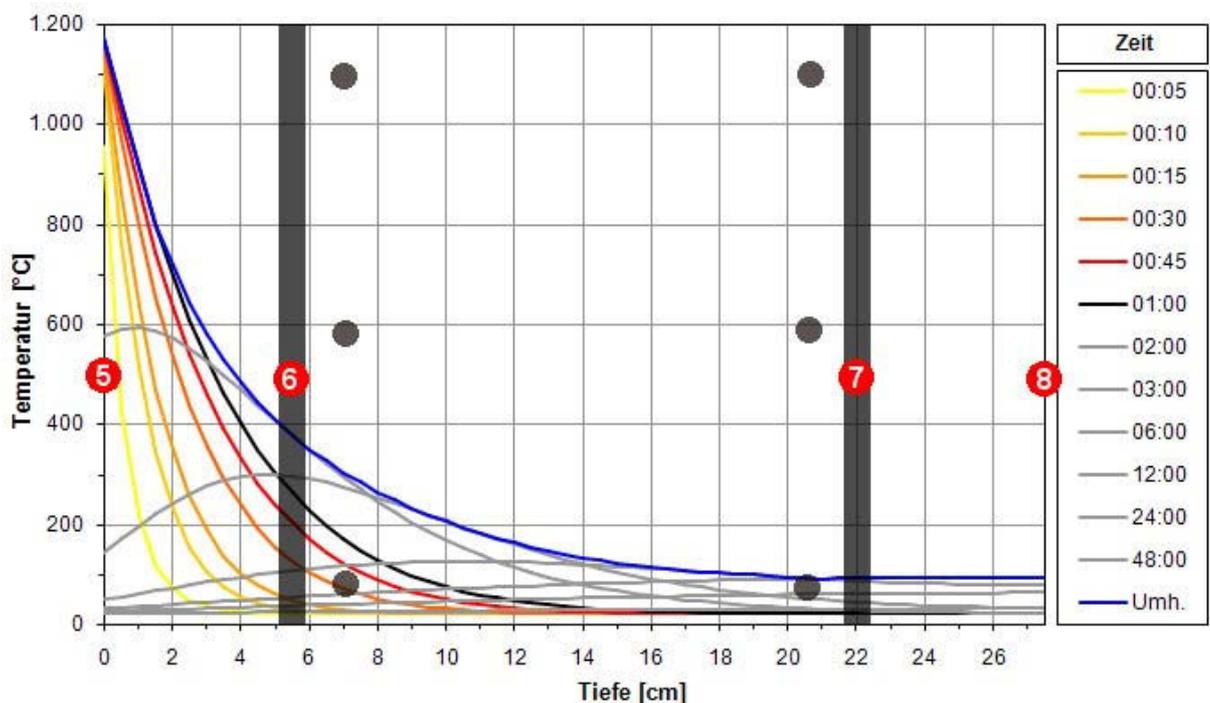


Abb. 10-7: Berechnete Temperatureindringkurven zufolge Temperaturzeitkurve „EBA“

Der hohlraumseitige bzw. brandseitige Querschnittsrand ist mit der Nummer 5 gekennzeichnet, der bergseitige Querschnittsrand mit der Nummer 8. Die äußere, hohlraumseitige Bewehrungslage ist mit der Nummer 6 gekennzeichnet, die äußere bergseitige Bewehrungslage mit der Nummer 7. Für die Berechnung der Temperatureindringkurven werden die Bewehrungslagen gemäß [10] Pkt. 4.3.2 (4) nicht berücksichtigt. Die Darstellung der Bewehrungslagen in der Abb. 10-7 erfolgt nur zur Veranschaulichung, die genauen Randabstände können Pkt. 11.2.3 entnommen werden.

Bis zum Zeitpunkt $t = 60$ min weisen die beiden Brandkurven HC_{inc} und EBA einen relativ ähnlichen Verlauf auf. Daher bilden sich über diesen Zeitraum hinweg auch die Temperatureindring- bzw. -zeitkurven relativ ähnlich aus. Ein signifikanter Unterschied stellt sich erst nach $t = 60$ min, also mit dem Beginn des Löscheinsatzes ein. Ab diesem Zeitpunkt kommt es am brandseitigen Querschnittsrand (5) zu einem raschen Temperaturabfall (s. auch Abb. 10-8). Die in den brandseitigen Schichten des Querschnitts gespeicherte Wärmeenergie wird einerseits teilweise über den durch den Löscheinsatz abgekühlten Bauteilrand wieder abgegeben. Andererseits wandert ein Teil der gespeicherten Wärmeenergie mit fortschreitender Zeit in den Querschnitt, was zu einem Abflachen der Temperatureindringkurven sowie zu einer fortschreitenden Verlagerung der Temperaturspitzenwerte der Kurven zum Bauteilinneren hin führt (s. Abb. 10-7).

Wie schon unter Pkt. 10.7.1.1 erläutert, sind bei durch Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen vor allem die Temperaturen in den Bewehrungslagen von Interesse, während bei auf Druck beanspruchten Bauteilen die Betontemperaturen der Druckzone ausschlaggebend sind. Aus Abb. 10-7 geht hervor, dass die Maximaltemperatur in der brandseitigen Bewehrungslage nicht zum Zeitpunkt $t = 1$ h (Beginn der Abkühlphase) auftritt, sondern erst zum Zeitpunkt $t = 2$ h. Bei der Verwendung von geschlossenen Brandkurven für Brandberechnungen sollte somit in jedem Falle auch die Abkühlphase untersucht werden.

Die zeitliche Entwicklung der Temperatur in den ausgewählten Punkten 5 bis 8 ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt:

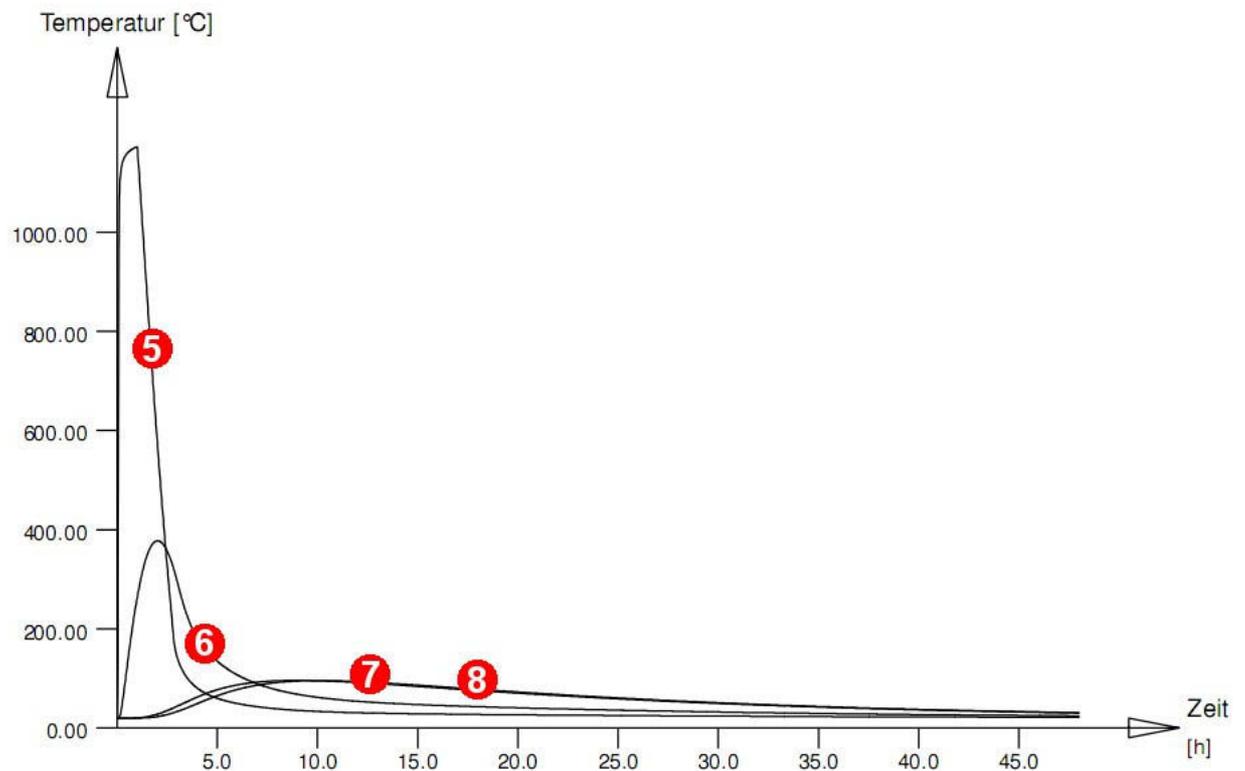


Abb. 10-8: Temperaturzeitkurven für ausgewählte Punkte (EBA)

Es ist ersichtlich, dass die Temperatur am brandseitigen Querschnittsrand (5) rasch ansteigt. Die hohlraumseitige Bewehrungslage (6) wird zwar durch die Betondeckung abgeschirmt,

erfährt aber dennoch eine relativ rasche Temperaturerhöhung. Die bergseitige Bewehrungslage (7) sowie der bergseitige Querschnittsrand (8) erfahren erst mit einiger zeitlicher Verzögerung eine Temperaturerhöhung. Die Temperaturzeitkurven dieser beiden Punkte unterscheiden sich kaum voneinander und die Spitzenwerte der Temperatur erreichen nur in etwa 100 °C.

Wie schon unter Pkt. 6.1 erläutert, kann unter Verwendung von geschlossenen Brandkurven auch der Nachweis der Resttragfähigkeit durchgeführt werden. Zu diesem Zweck sind die abgeminderten Materialparameter nach Pkt. 9.3 zu verwenden.

Eine Traglastanalyse (s. Pkt. 6 bzw. Pkt. 11.4.3) resultiert in einem erhöhten Rechenaufwand, da eine Menge von Zeitschritten untersucht werden muss. Wie schon unter Pkt. 1.1 erwähnt, ist man stets bestrebt den Berechnungsaufwand gering zu halten, um Zeit und Geld in der Planung zu sparen. Daher wird die Forderung hinsichtlich der Brandberechnung oftmals darauf begrenzt, „den ungünstigsten Zeitpunkt“ während des Brandereignisses nachzuweisen. Da dieser ungünstigste Zeitpunkt aufgrund der sich ändernden Randbedingungen (s. Pkt. 6.1) nicht ohne weiteres festgestellt werden kann, bietet sich als vereinfachte Alternative zur Traglastanalyse die Durchführung der Heißbemessung mit der Umhüllenden der Temperatureindringkurven (s. Abb. 10-7) an. Auf diese Weise ist sichergestellt, dass im Zuge der Berechnung die während eines Brandereignisses maximal möglichen Temperaturdehnungen angesetzt werden.

Ob der Ansatz dieser Umhüllenden aber den für das Gesamttragwerk ungünstigsten Spannungszustand im Querschnitt erzeugt, kann pauschal nicht gesagt werden. Daher sollten im Falle der Untersuchung der Abkühlphase, auch wenn daraus ein erhöhter Rechenaufwand resultiert, mehrere Zeitschritte berücksichtigt werden.

Für die Verifizierung des SOFiSTiK-Moduls Hydra wird auf MILATZ (2010) verwiesen.

11 Berechnungen an einem Tunnelquerschnitt

Unter Anwendung der in den vorangegangenen Punkten erläuterten Grundlagen wird der nachfolgende, ausgewählte Tunnelquerschnitt untersucht. Es erfolgt eine Kaltbemessung zur Bewehrungsermittlung und im Anschluss daran wird die ausreichende Standsicherheit des Tunnelbauwerks im Brandfall untersucht. Mit Hilfe einer zeitabhängigen Brandberechnung wird das Tragverhalten bei länger andauernden Bränden bis hin zum Versagen des Tunnelquerschnittes untersucht. Zusätzlich wird mittels einer Sensitivitätsanalyse die Abhängigkeit des Tragverhaltens von ausgewählten Materialparametern untersucht.

Nachfolgend werden der Rechenquerschnitt, das Rechenmodell, die Lastannahmen sowie die Traglastanalyse und die Sensitivitätsanalyse beschrieben.

11.1 Rechenquerschnitt

Es wird ein Rechenquerschnitt untersucht mit einer horizontalen Bodenschichtung (4 unterschiedliche Bodenschichten) und einer Überlagerung von rund 17,3 m über Firste. Die Geländeoberkante wird ebenfalls als horizontal verlaufend angenommen, ein Grundwasserstand von 5 m Höhe über der Mittelachse des Tunnels wird ebenfalls berücksichtigt (s. Abb. 11-1).

11.1.1 Bodenkennwerte & geologisches Profil

Folgende Bodenkennwerte werden den Berechnungen zugrunde gelegt:

Boden-schicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	E [MN/m ³]	ν [-]	E_s [MN/m ³]	φ [°]	ψ [°]	c [kN/m ²]	K_0 [-]
FY	21,0	11,0	7,6	0,30	10,2	23,6	15,7	0,0	0,60
ML 1	22,0	12,0	34,1	0,30	45,9	27,1	18,1	7,6	0,75
ML 2	22,0	12,0	34,1	0,30	45,9	27,1	18,1	20,0	0,75
DS	21,0	11,0	26,5	0,30	35,7	30,6	20,4	0,0	0,50

Tab. 11-1: Bodenkennwerte

wobei	γ ... Wichte	φ ... Reibungswinkel
	γ' ... Wichte unter Auftrieb	ψ ... Dilatanzwinkel
	E ... Elastizitätsmodul	c ... Kohäsion
	ν ... Querdehnzahl	K_0 ... Seitendruckbeiwert
	E_s ... Steifemodul	

Der Steifemodul E_s kann nach TERZAGHI (1925) mit folgender Formel ermittelt werden:

$$E_s = E \cdot \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (11.1)$$

Als Dilatanzwinkel ψ wird ein Bruchteil des Reibungswinkels angesetzt:

$$\psi = \frac{2}{3} \cdot \varphi \quad (11.2)$$

Dilatanz ist die grundlegende Eigenschaft eines körnigen, granularen Materials, z.B. eines Schüttgutes oder Granulates, sein Volumen unter der Einwirkung von Scherkräften durch Auflockerung zu vergrößern.

Der Materialkennwert für die Dilatanz ist der Dilatanzwinkel (Dilatationswinkel), welcher die mit der Scherverformung einhergehende Auflockerung und Volumenvergrößerung des Materials beschreibt. Er ist definiert als das Verhältnis von Volumendehnung zur Scherdehnung und wird in Grad angegeben. Der Dilatanzwinkel steigt mit zunehmendem Reibungswinkel und wird auch von der Kornform beeinflusst: scharfkantige und plattige Körner haben einen größeren Dilatanzwinkel als runde und gedrungene [55].

Das geologische Profil inklusive des Tunnels ist in nachfolgender Abbildung dargestellt:

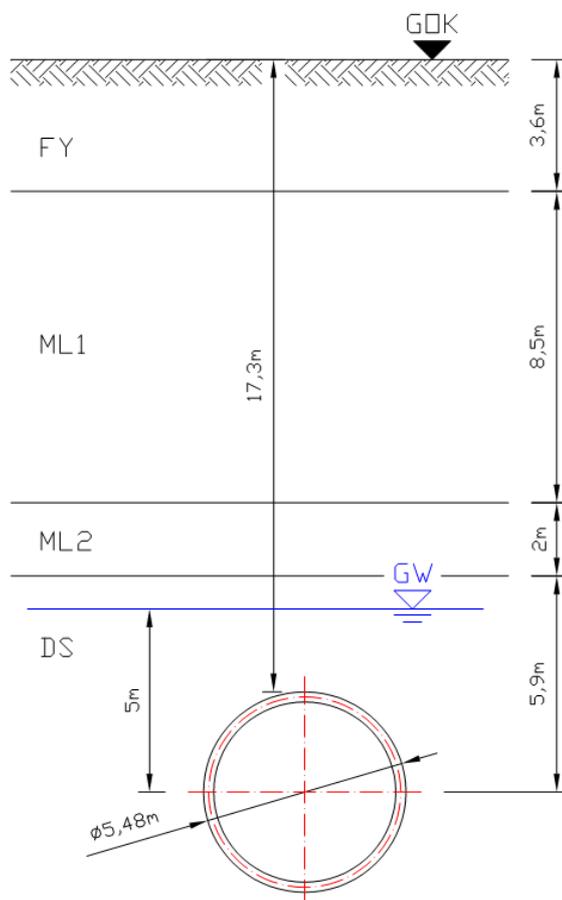


Abb. 11-1: Geologisches Profil (Darstellung nicht maßstäblich)

11.2 Rechenmodell

11.2.1 Geometrie, Statisches Modell

Aufgrund der Rahmenbedingungen würde sich prinzipiell das Berechnungsmodell des gebetteten Stabzuges (s. Pkt. 8.3.1) anbieten. Da aber das Programmpaket SOFiSTiK den Ansatz nichtlinearer Temperaturverteilungen nur auf im Querschnitt geschichtete Flächenelemente zulässt, erfolgt die Berechnung der Tunnelschale anhand eines dreidimensionalen, gebetteten Flächentragwerks.

Die geometrische Definition der Tunnelschale stellt einen Kreis dar, der Durchmesser der Systemlinie beträgt 5,20 m. Die Betondicke der Tunnelschale beträgt konstant 27,5 cm. Die Tunnelschale wird anhand ihrer Systemlinie und Dicke der Berechnung zugrunde gelegt.

Für die Berechnungen wird ein 1 m langer Streifen der Tunnelschale betrachtet. Die Stirnkanten des Rechenmodells werden mit steifen Federn fixiert, welche keine Zugkräfte aufnehmen können. Das umgebende Erdreich wird durch eine elastische Bettung der Flächen (s. Pkt. 11.2.4) berücksichtigt.

In der nachfolgenden Abbildung ist das statische Modell dargestellt. Die radiale Flächenbettung ist aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.

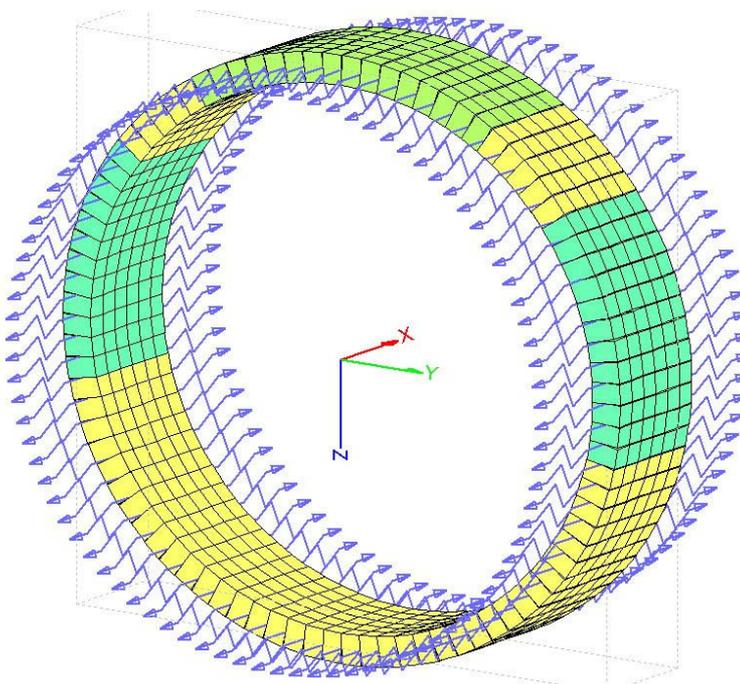


Abb. 11-2: Statisches Modell

11.2.2 Bau- und Werkstoffe

Die Betongüte der Tunnelschale wird mit C 40/50 festgelegt. Gemäß [10] Pkt. 3.2.2.2 wird die Zugfestigkeit des Betons – auf der sicheren Seite liegend – im Brandfall nicht zum Ansatz gebracht. Es kommt Beton mit Polypropylenfasern zur Anwendung. Auf diese Weise sollen Abplatzungen im Brandfall vermieden werden (s. Pkt. 5.3.1.1).

Die Stahlgüte wird mit BSt 550 berücksichtigt. Für den Brandlastfall wird die Druckfestigkeit des Bewehrungsstahls auf 0 reduziert, so dass sämtliche sich ergebenden Druckspannungen im Querschnitt vom Beton aufgenommen werden müssen.

Die erweiterten Materialparameter für den Brandfall werden in Pkt. 9 ausführlich erläutert.

11.2.3 Betondeckung

In den Berechnungen wird eine Betondeckung von 5,5 cm bezogen auf die Achse der äußersten Bewehrungslage berücksichtigt. Der Achsabstand zur quer dazu eingelegten Bewehrung wird mit 1,5 cm festgelegt.

In der nachfolgenden Abbildung ist ein Teilstück der Tunnelschale im Schnitt dargestellt, die Blickrichtung verläuft in Tunnellängsrichtung.

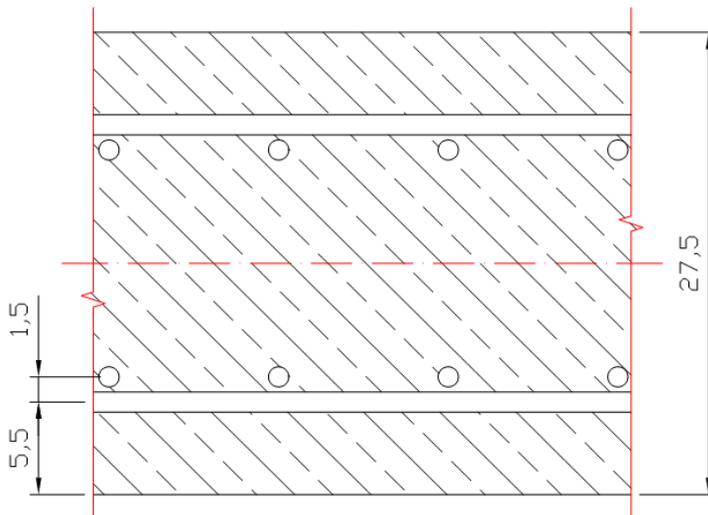


Abb. 11-3: Betonquerschnitt mit Bewehrungslagen (Darstellung nicht maßstäblich)

11.2.4 Bettung

Für das umgebende Erdreich wird eine elastische Bettung der Flächen berücksichtigt, welche nur bei Verschiebungen zum anstehenden Boden hin wirksam wird (Zugausschaltung).

Nach RVS 09.01.42 [5] wird folgender Bettungsansatz für die Tunnelschale berücksichtigt:

$$k = E_s / r_a \quad (11.3)$$

k ... Bettungsmodul

E_s ... Steifemodul der den Tunnel umgebenden Bodenschicht

r_a ... Außenradius der Tunnelschale

Im betrachteten Rechenquerschnitt wird die gesamte Tunnelschale von der Bodenschicht DS umgeben, welche einen Steifemodul von 35.700 kN/m³ aufweist. Mit diesem Steifemodul und einem Tunnelschalenaußenradius von 2,74 m ergibt sich ein radialer Bettungsmodul von rund 13.000 kN/m².

Da durchwegs symmetrische Lasten angesetzt werden (s. Pkt. 11.3), ist keine Rotation der Tunnelschale um die Mittelachse während der statischen Berechnungen zu erwarten. Als tangentielle Bettung der Tunnelschale wird daher 1 % der radialen Bettung als ausreichend angesehen. Überdies würden höhere tangentielle Bettungswerte zu verringerten Schnittkräften in der Tunnelschale und somit zu verfälschten Berechnungsergebnissen führen.

11.3 Lastannahmen

Wie schon unter Pkt. 4.3.2.1 erläutert, kommen im Zuge von Tunnelberechnungen verschiedene Lastannahmen zur Geltung. Nachfolgend werden die im Zuge der hiesigen Berechnung angesetzten Lastannahmen erläutert.

11.3.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht des Stahlbetons der Tunnelschale wird mit 25 kN/m³ berücksichtigt.

11.3.2 Wasserdruck

Entsprechend dem geologischen Profil (s. Pkt. 11.1) wird ein Grundwasserstand von 5 m über der Mittelachse des Tunnels in Rechnung gestellt. Der Wasserdruck wirkt lotrecht zur Systemachse des Rechenmodells. Das Lastbild ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt, wobei die Lastflächen nicht maßstäblich eingezeichnet sind.

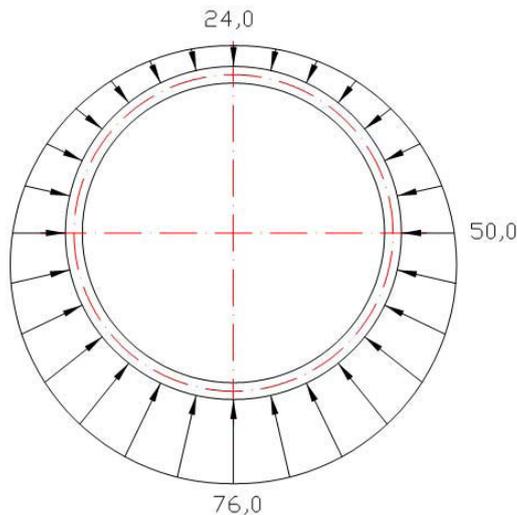


Abb. 11-4: Lastbild Wasserdruck, Werte in kN/m²

11.3.3 Erddruck

Die durch die Überlagerung verursachte Auflast wird in vollem Ausmaß angesetzt, es werden keine Umlagerungen berücksichtigt. Die Auflast wird in einen vertikalen und einen horizontalen Lastanteil aufgeteilt.

Der vertikale Lastanteil errechnet sich nach folgender Formel:

$$\sigma_v = \sum \gamma_{v,i} \cdot h_i \quad (11.4)$$

Der horizontale Lastanteil wird unter Verwendung des Seitendruckbeiwertes nach folgender Formel errechnet:

$$\sigma_H = \sigma_v \cdot K_0 \quad (11.5)$$

Unter Anwendung dieser Formeln ergeben sich folgende Belastungen aus dem Erddruck:

Effektiver Erddruck	in kN/m ²
Vertikal – Firste	350,4
Vertikal – Mittelachse	380,5
Horizontal – Firste	175,2
Horizontal – Sohle	205,3

Tab. 11-2: Angesetzter Erddruck

Die Ermittlung dieser Werte ist im Anhang „Erddruckermittlung“ dieser Arbeit dargestellt.

Das Lastbild ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt, wobei die Lastflächen nicht maßstäblich eingezeichnet sind.

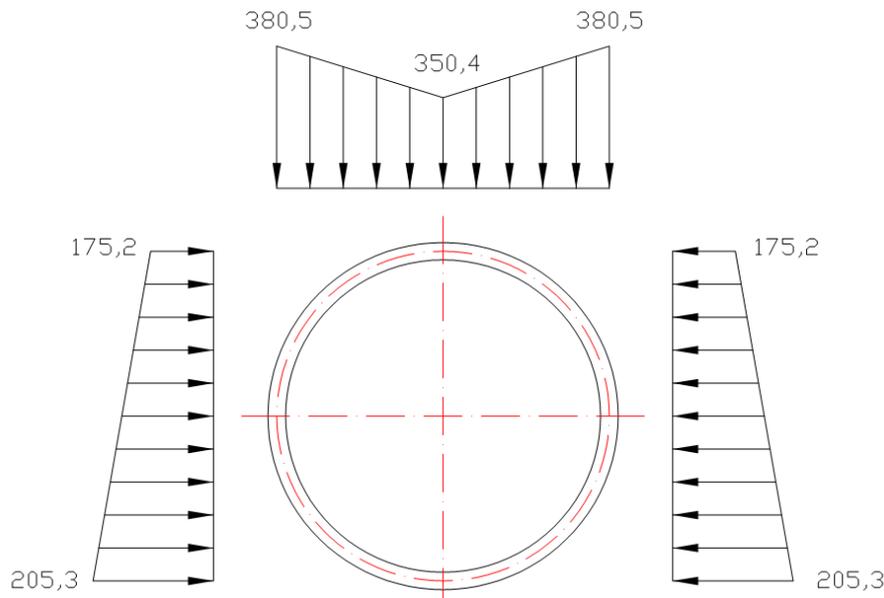


Abb. 11-5: Lastbild Erddruck, Werte in kN/m²

11.3.4 Oberflächenlasten

Normgemäß [5] wären Oberflächenlasten wie Verkehrslasten und Lasten zufolge bestehenden bzw. zukünftigen Bebauungen anzusetzen. In dieser Berechnung werden keine zusätzlichen Oberflächenlasten angesetzt, da die Durchführung der zeitabhängigen Brandberechnung im Vordergrund steht. Für diese Brandberechnung ergibt sich durch die nicht angesetzten Oberflächenlasten kein Unterschied im Ablauf.

11.3.5 Temperatur

Es werden keine herkömmlichen Temperatureinwirkungen (Temperaturschwankungen, Temperaturdifferenzen und unterschiedliche Bauteiltemperaturen) in Rechnung gestellt, da diese im Vergleich zur Brandbeanspruchung nicht maßgeblich sind und teilweise entlastend wirken.

11.3.6 Brandlast

Die Brandlast wird auf die gesamte Tunnelschale angesetzt. Die Tatsache, dass im Brandfall der untere Teil der Tunnelschale durch den Gleisbau vor Temperaturerhöhungen geschützt wird, wird im Zuge dieser Berechnung vernachlässigt.

Als Temperaturzeitkurve wird die offene Hydrokarbon-Brandkurve increased HC_{inc} nach Pkt. 10.3 angesetzt. Die Ermittlung der Temperatureindringkurven ist unter Pkt. 10.7.1.1 ersichtlich.

11.4 Berechnung

11.4.1 Lastfallkombinationen

Es werden folgende Lastfallkombinationen untersucht:

$$\text{LFK 1: EG + Wasserdruck + Erddruck} \quad (11.6)$$

$$\text{LFK 2: EG + Wasserdruck + Erddruck + Brandlast} \quad (11.7)$$

Die Lastfallkombination 1 dient der so genannten kalten Bemessung, hierbei wird die Bewehrung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt.

Für die Heißbemessung wird LFK 1 um den Lastfall „Brandlast“ erweitert. Im Zuge der nichtlinearen Berechnung wird LFK 2 untersucht, es wird die mittels der LFK 1 ermittelte Bewehrung verwendet.

11.4.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Die nachstehende Tabelle erläutert die angesetzten Teilsicherheitsbeiwerte:

Lastfallkombination	Sicherheitsbeiwert γ_S (Einwirkungsseite)	Sicherheitsbeiwert γ_R (Widerstandsseite)
1	1,35	1,15 / 1,5
2	1	1,0 / 1,3

Tab. 11-3: Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte der LFK 1 werden gemäß RVS 09.01.42 [5] Pkt.3.4.2 bzw. ÖNORM EN 1992-1-1 [9] Pkt. 2.4.2.4 (1) angesetzt. Die Teilsicherheitsbeiwerte der LFK 2 werden gemäß der ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [11] Pkt. 5.5.3 angesetzt. Die Einwirkungsseite bezieht sich auf die angesetzten Lasten, die Widerstandsseite bezieht sich auf die Bau- und Werkstoffe.

11.4.3 Traglastanalyse

Prinzipiell werden bei einer Traglastanalyse die auf eine Struktur wirkenden Belastungen solange erhöht, bis die maximalen Spannungen an einer Stelle im Querschnitt erreicht werden. Führt man eine große Anzahl von Traglastanalysen unter Variation mehrerer Einwirkungsgrößen durch, so lassen sich Interaktionsdiagramme generieren. Beschränkt sich die Variation nur auf eine Einwirkung, so kann man die Traglastanalyse immer noch mittels eines Graphen darstellen.

Die zu untersuchende Struktur sowie die darauf einwirkenden Belastungen wurden in den Punkten 11.2 und 11.3 beschrieben. Da die Brandlast eine sich mit der Zeit erhöhende Belastung darstellt (s. Abb. 10-5), soll darauf aufbauend die Traglastanalyse durchgeführt

werden. Die weiteren einwirkenden Belastungen (Eigengewicht der Tunnelschale, Erd- und Wasserdruck) werden konstant gehalten. Wie sich die Temperaturverteilung innerhalb der Tunnelschale mit der Zeit entwickelt, wurde in Pkt. 10.7.1.1 erläutert. Diese sich verändernde Temperaturverteilung bewirkt eine zunehmende Schwächung der Tunnelschale bis hin zum Versagen der gesamten Struktur. Aus der Traglastanalyse soll der Zeitpunkt des Versagens des Tunnelbauwerks abgeleitet werden.

Im Regelfall definiert sich das Versagen des Tunnelbauwerks durch das Überschreiten des Grenzzustandes der Tragfähigkeit oder durch das Überschreiten des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit. Das Einhalten dieser Grenzzustände wird durch eine Bauteilbemessung nachgewiesen. Da die Berechnungen des Brandfalles nichtlinear erfolgen (s. Pkt. 7), ist eine Bemessung wie im Regelfall nicht möglich. Es müssen daher andere Kriterien gefunden werden, um eine Aussage über die Stabilität des Tunnelbauwerks im Brandfall treffen zu können. Die Traglastanalyse soll dies ermöglichen.

Die Traglastanalyse wird mit dem Programmpaket SOFiSTiK durchgeführt. Der Input-File zu dieser Traglastanalyse ist in gekürzter Fassung im Anhang „Brandberechnung mit SOFiSTiK“ dieser Arbeit ersichtlich.

11.5 Sensitivitätsanalyse

Nach SCHWARZ (2001) kann mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse die Parameterempfindlichkeit einer Lösung ermittelt werden. In den meisten Fällen handelt es sich bei diesen Lösungen um mathematisch-mechanische Problemstellungen, wie beispielsweise die Zielfunktion und Nebenbedingungen oder die Strukturantwort, mit deren Ableitung sich dann die Sensitivitäten der mechanisch orientierten Entwurfskriterien bestimmen lassen.

Die Ursprünge der Sensitivitätsanalyse sind in der „Optimierung von Hand“ bzw. der Optimierung unter Zuhilfenahme entsprechender Parameterstudien zu finden (trial and error²⁴). Bei dieser Art der Optimierung unterstützt die Sensitivitätsanalyse den Konstrukteur, um die für das Strukturverhalten relevanten Größen zu identifizieren und in geeigneter Weise zu verändern. Problematisch wird diese Vorgehensweise mit steigender Anzahl von Parametern und vor allem bei sich widersprechenden Einflüssen verschiedener variabler Größen.

Als eines unter mehreren Anwendungsgebieten der Sensitivitätsanalyse sei hier die Zuverlässigkeitsanalyse genannt. Mit ihr kann eine Vorhersage über die Zuverlässigkeit (Versagenswahrscheinlichkeit) einer berechneten Strukturantwort bei einer

²⁴ dt. Versuch und Irrtum, ist eine heuristische Methode, um Probleme zu lösen, bei der so lange zulässige Lösungsmöglichkeiten probiert werden, bis die gewünschte Lösung gefunden wird. Dabei wird oft bewusst auch die Möglichkeit von Fehlschlägen in Kauf genommen [79].

Parametervariation, wie beispielsweise Imperfektionen²⁵ oder Streuung von geometrischen und materiellen Eingangsgrößen (stochastische Größen), getroffen werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden mittels einer Sensitivitätsanalyse die durch eine Parametervariation verursachten Veränderungen des mechanischen Strukturverhaltens bestimmt. Die Sensitivitätsanalyse erlaubt sowohl eine quantitative als auch eine qualitative Aussage über die zu erwartende Veränderung des Strukturverhaltens.

Ausgewählte Parameter sollen unter Anwendung der Software FReET (www.freet.cz) variiert werden. Eine kurze Beschreibung der Software FReET kann dem Handbuch [20] entnommen werden:

Die multifunktionale probabilistische Software FReET wurde entwickelt für statistische Analysen und Sensitivitäts- sowie Zuverlässigkeitsanalysen benutzerbestimmter Problemstellungen der Ingenieurwissenschaften. Ein Teilaspekt der Software bezieht sich auf Fragestellungen der Zuverlässigkeit, welche eine sehr kleine Anzahl von Simulationen benötigen. Die Hauptaufgabe der Software liegt allerdings in der probabilistischen Behandlung komplexer ingenieurwissenschaftlicher Problemstellungen, bei denen klassische Lösungsansätze zur Analyse der Zuverlässigkeit nicht realisierbar sind. FReET ist ein Akronym für „Feasible Reliability Engineering Tool“.

11.5.1 Vorgehensweise

Die Vorgehensweise im Zuge der Sensitivitätsanalyse wird nachfolgend beschrieben:

1. Variation ausgewählter Parameter durch Zuweisung einer Verteilung mittels FReET (s. Pkt. 11.5.2)
2. Festlegung der Korrelation²⁶ der Parameter
3. FReET generiert unter Berücksichtigung der Korrelation der Parameter verschiedene Parametersätze (Details hierzu finden sich im Handbuch zu FReET [20])
4. mit diesen Parametersätzen wird die Berechnung (Traglastanalyse) mehrmals durchgeführt
5. aufgrund der unterschiedlichen Parametersätze ergeben sich unterschiedliche Berechnungsergebnisse

²⁵ Eine Imperfektion (lat. Unvollkommenheit) ist in der Technik und speziell in der Statik eine ungewollte herstellungsbedingte Abweichung der Bauteile von der idealen Form (geometrische Imperfektion), zum Beispiel die Krümmung oder die Schiefstellung einer Stütze, oder vom idealen Werkstoffverhalten (physikalische Imperfektion) [63].

²⁶ Die Korrelation beschreibt die Beziehung zwischen zwei oder mehreren statistischen Variablen [66].

6. ausgewählte Richtwerte dieser Ergebnisse werden als Strukturantwort ausgewertet und mittels FReET analysiert
7. FReET gibt eine Aussage über die Sensitivität der einzelnen Parameter in Bezug auf die Strukturantwort

Als Richtwert der Ergebnisse der Strukturantwort wird die vertikale Firstverformung der Tunnelschale herangezogen.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse sind unter Pkt. 12.3 dargestellt.

11.5.2 Parametervariation

Folgende Parameter werden für die Sensitivitätsanalyse herangezogen:

- Druckfestigkeit des Betons f_{ck}
- Elastizitätsmodul des Betons E_{cm}
- Bettungsmodul k

Wie unter Pkt. 11.2.4 erläutert, wird folgender Bettungsansatz für die Tunnelschale berücksichtigt:

$$k = E_s / r_a \quad (11.8)$$

k ... Bettungsmodul

E_s ... Steifemodul der den Tunnel umgebenden Bodenschicht

r_a ... Außenradius der Tunnelschale

Der Außenradius der Tunnelschale $r_a = 2,74$ m soll im Zuge dieser Sensitivitätsanalyse nicht variiert werden und wird somit als konstant angesehen. Es wird daher der Steifemodul der Bodenschicht DS von 35.700 kN/m³ variiert (s. Pkt. 11.1.1).

In der nachfolgenden Tabelle sind die Variationsparameter mit den probabilistischen Kennzahlen aufgelistet:

#	Parameter	Mean	Std	Cov	Schiefe	Wölbung
1	f_{ck} (charakteristische Druckfestigkeit Beton C40/50) in MPa nach [9]	40	4,000	0,1	0,301000	0,161506
2	E_{cm} (Elastizitätsmodul Beton C40/50) in MPa nach [9]	35.220	2.289	0,065	0,195270	0,067868
3	E_s (Steifemodul Bodenschicht DS) in MPa	35,7	6,248	0,175	0,530360	0,504240

Tab. 11-4: Sensitivitätsanalyse - Variationsparameter

Sämtlichen Parametern wird eine Log-Normalverteilung²⁷ zugrunde gelegt, welche durch die beiden Parameter „Mean“ (Mittelwert) und „Cov“ (Variationskoeffizient) beschrieben werden. Die Parameter „Std“ (Standardabweichung), Schiefe sowie Wölbung der Verteilungen ermittelt FReET automatisch. Die Werte für die Variationskoeffizienten der Parameter stellen Annahmen dar.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Verteilungen der vorhergehend aufgelisteten Parameter dargestellt.

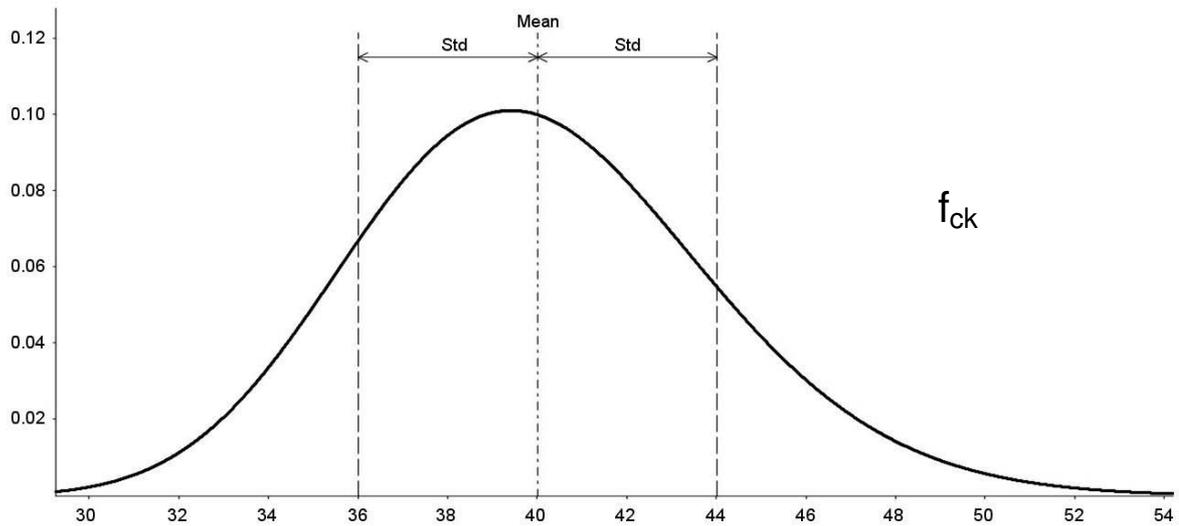


Abb. 11-6: Angenommene Verteilung d. charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} von Beton C40/50

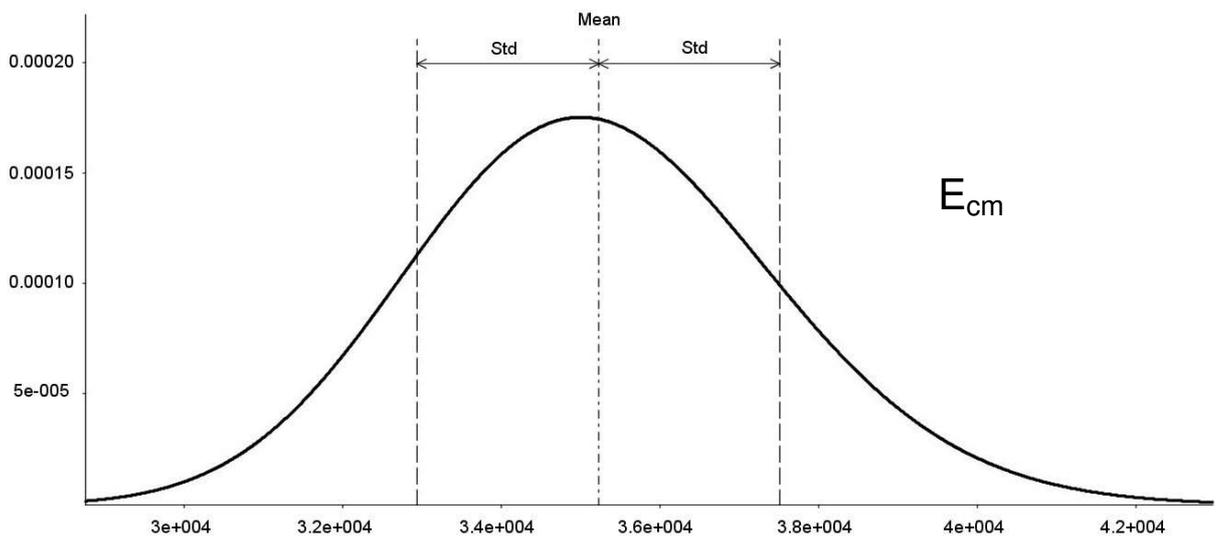


Abb. 11-7: Angenommene Verteilung des Elastizitätsmoduls E_{cm} Beton C40/50

²⁷ Die Log-Normalverteilung ist 2-parametrig, asymmetrisch, linksseitig begrenzt und rechtsseitig unbegrenzt [33].

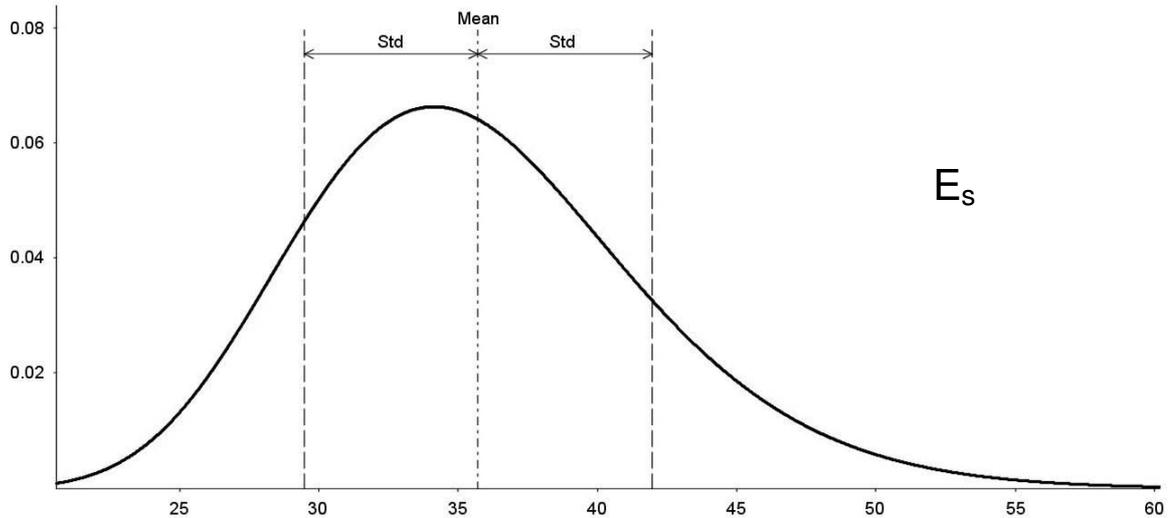


Abb. 11-8: Angenommene Verteilung des Steifemoduls E_s der Bodenschicht DS

In der nachfolgenden Korrelationsmatrix werden die Abhängigkeiten der Parameter untereinander beschrieben:

	Druckfestigkeit f_{ck}	Elastizitätsmodul E_{cm}	Steifemodul E_s
Druckfestigkeit f_{ck}	1	1	0
Elastizitätsmodul E_{cm}	1	1	0
Steifemodul E_s	0	0	1

Tab. 11-5: Sensitivitätsanalyse - Korrelationsmatrix

Es ist ersichtlich, dass die Matrix eine Symmetrie um die Diagonalachse aufweist. Während die Parameter der Betondruckfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls des Betons direkt voneinander abhängig sind, weist der Steifemodul des Untergrunds keinerlei Korrelation mit den Betonparametern auf. Diese Korrelationswerte stellen Annahmen dar.

Die mittels FReET generierten Datensätze sind im Anhang „Mittels FReET generierte Datensätze“ dieser Arbeit ersichtlich. Die Anzahl der Datensätze wurde mit 30 festgelegt, wobei der mit der Nummer 0 gekennzeichnete Datensatz die Mittelwerte der Parameter darstellt. Dieser Datensatz dient nur der Übersicht und wird im Zuge der Sensitivitätsanalyse nicht berücksichtigt.

12 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen am Tunnelquerschnitt dargelegt. Es wird die kalte Bemessung beschrieben und im Anschluss daran auf die Ergebnisse der Untersuchungen des Brandfalles und insbesondere auf die Ergebnisse der Traglastanalyse eingegangen. Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse werden ebenfalls erläutert.

12.1 Kalte Bemessung

Die so genannte „kalte Bemessung“ dient dem Nachweis der Tragfähigkeit des Tunnelbauwerks im Regelfall und geht der eigentlichen Brandberechnung voraus (s. Pkt. 6). Zu diesem Zweck wird die Lastfallkombination 1 herangezogen (s. Pkt. 11.4.1) aus welcher sich die folgenden charakteristischen Schnittkräfte ergeben:

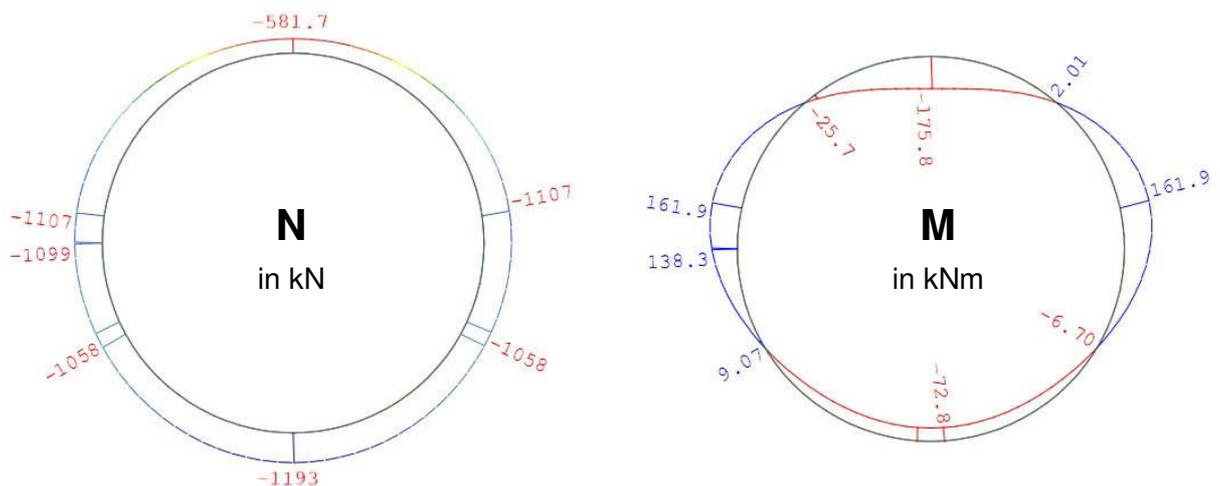


Abb. 12-1: Kalte Bemessung: Normalkräfte (links) und Biegemomente (rechts)

Es ist ersichtlich, dass der gesamte Tunnelquerschnitt negative Normalkräfte aufweist, somit an keiner Stelle der Tunnelschale Zugkräfte vorherrschen. Des Weiteren treten auch keine Unstetigkeiten im Normalkraftverlauf auf. Der Biegemomentenverlauf entspricht qualitativ der zu erwartenden Verformungslinie und zeigt ebenfalls keine auf den ersten Blick ersichtlichen Abweichungen. Aufgrund der kreisförmigen Tunnelschale sowie aufgrund der angesetzten, gleichmäßigen Lasten in Verbindung mit der allseitig wirkenden Bettung der Tunnelschale weist die Biegemomentenlinie nur wenige Wendepunkte bei generell geringen Maximalwerten auf. Der negative Maximalwert der Biegemomentenlinie ergibt sich in der Tunnelfirste, die positiven Maximalwerte befinden sich etwas oberhalb der Tunnelulmen. Diese Schnittkräfte werden im Zuge der kalten Bemessung zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung herangezogen.

Die Einwirkungen werden gemäß RVS 09.01.42 [5] Pkt. 3.2 in den statischen Berechnungen mit ihren charakteristischen Werten angesetzt. Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (s. Pkt. 11.4.2) werden erst nach der Ermittlung der Schnittgrößen in die Berechnung eingeführt. Als zu bemessende Lastfallkombination ergibt sich somit die nachfolgende Kombination:

$$\text{LFK 1: (EG + Wasserdruck + Erddruck)} \cdot 1,35 \quad (12.1)$$

Die Bemessung erfolgt mit dem Modul „AQB“ des Programmpaketes SOFiSTiK, welches generell der Bemessung von beliebigen Querschnitten dient. Die Schnittgrößen können direkt definiert oder aus einer vorhergehenden SOFiSTiK-Berechnung übernommen werden. Mit den Schnittgrößen kann eine ganze Reihe von Bemessungsaufgaben aktiviert werden [39], wobei für vorliegende Untersuchungen die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung für Stahlbetonquerschnitte von vordergründigem Interesse ist. Die Bemessung erfolgt nach ÖNORM EN 1992-1-1 [9] und ergibt die in der Abb. 12-2 links dargestellten, erforderlichen Bewehrungsmengen in cm^2/m :

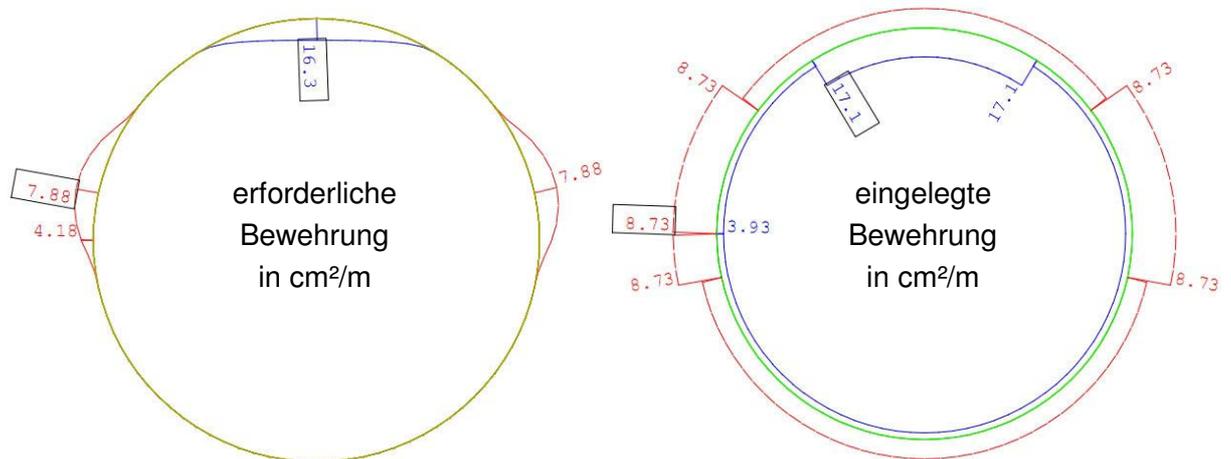


Abb. 12-2: Kalte Bemessung - erforderliche und eingelegte Bewehrung in cm^2/m

Die erforderliche hohlraumseitige Bewehrungsmenge ist in blauer Farbe eingezeichnet und die erforderliche bergseitige Bewehrungsmenge ist in roter Farbe eingezeichnet. Eine erforderliche Mindestbewehrung ist in der Abb. 12-2 links nicht ausgewiesen. Weiters stellen diese Bewehrungsmengen nur die Längsbewehrung dar, welche sich aus den Erfordernissen zufolge Biegung und Normalkraft ergibt, eine Schubbemessung wurde nicht durchgeführt.

Wie in Pkt. 7.4 beschrieben, ist für die Heißbemessung die Vorgabe der Bewehrung aus der kalten Bemessung vonnöten. Um die Werte aus Abb. 12-2 links abdecken zu können, wird die in Abb. 12-2 rechts dargestellte Bewehrungsauswahl getroffen. In der Tab. 12-1 ist diese Bewehrungsauswahl im Detail ausgewiesen. Auf Verankerungslängen der Bewehrungsseisen oder sonstige konstruktive Vorgaben wie optimierte Bewehrungsraster oder für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis zulässige Durchmesser wird hier keine Rücksicht genommen. Es werden ausschließlich die sich aus der kalten Bemessung ergebenden Werte der erforderlichen Bewehrung abgedeckt.

Position	Stabdurchmesser [mm] / Stababstand [cm]	Querschnittsfläche [cm ² /m]
Mindestbewehrung	d10 / 20	3,93
Ulmen bergseitig	d10 / 9	8,73
Tunnelfirste hohlraumseitig	d14 / 9	17,10

Tab. 12-1: Kalte Bemessung - Bewehrungsauswahl

12.2 Traglastanalyse für den Brandfall

12.2.1 Allgemeines

Im Zuge der vorliegende Berechnung wird nicht die Tragfähigkeit der Tunnelschale im Brandfall zu einem bestimmten Zeitpunkt nachgewiesen, sondern eine Traglastanalyse mit über die Zeit stetig zunehmender Brandlast durchgeführt (s. Pkt. 10.7.1.1). Auf diese Weise wird ermittelt, wie lange die Tunnelschale im Brandfall stabil bleibt.

Es wird ein Zeitraum von $t = 48:00$ Stunden in der Berechnung abgedeckt. Die nachfolgend aufgelisteten Zeitschritte finden Eingang in die Berechnung:

Zeit hh:mm	Lastfall #	Iterationsschritte -	Restkraft in kN	Konvergenz ja / nein	u-Z Firste in mm
00:00	1	6	0,0	ja	41
00:15	11	39	0,8	ja	53
00:30	12	38	0,9	ja	55
00:45	13	42	0,8	ja	57
01:00	14	79	0,9	ja	58
02:00	15	193	0,8	ja	60
03:00	16	151	0,8	ja	60
04:00	17	79	0,9	ja	59
05:00	18	70	0,8	ja	59
06:00	19	52	0,8	ja	59
09:00	20	39	0,9	ja	55
12:00	21	53	0,4	ja	48
15:00	22	57	0,7	ja	42
18:00	23	51	0,7	ja	39
21:00	24	75	0,9	ja	43
24:00	25	101	1,0	ja	58
27:00	26	93	0,9	ja	80
30:00	27	237	1,0	ja	123
33:00	28	max	137,9	nein	274
36:00	29	max	54,3	nein	434
39:00	30	max	6,1	nein	30
42:00	31	max	22,3	nein	33
45:00	32	max	28,5	nein	37
48:00	33	max	30,2	nein	39

Tab. 12-2: Ergebnisse der Traglastanalyse

In der vorangegangenen Tabelle sind für jeden Zeitschritt bzw. Lastfall die Anzahl der benötigten Iterationsschritte, die verbleibende Restkraft in kN nach dem Ende der Iteration sowie das Konvergenzergebnis (s. Pkt. 8.2) und die Vertikalverformung der Firste in mm aufgelistet.

Der Lastfall 1 (t= 00:00) stellt die kalte Bemessung dar und ist kein eigentlicher Teil der Traglastanalyse (s. Pkt. 12.1). Dieser Lastfall ist aber zum Zweck der Übersicht dennoch in der vorangegangenen Tabelle angeführt. Weiters sind die Ergebnisse der divergenten Lastfälle ebenfalls ausgewiesen. Diese dürfen nicht zu Auswertungszwecken herangezogen werden, da diese Ergebnisse keine gültigen Lösungen der FEM darstellen.

Aufgrund der divergenten Lastfälle kann der Zeitpunkt des Versagens der Tunnelschale mit ungefähr t = 33:00 festgemacht werden.

12.2.2 Iterationsverhalten

Die Berechnung der einzelnen Lastfälle erfolgt durch Anwendung eines Iterationsverfahrens. Die Grundzüge eines Iterationsverfahrens werden unter Pkt. 8.2 erläutert. Aufgrund der nichtlinearen Rechnung stellt sich oftmals ein Iterationsverlauf ein, welcher qualitativ folgendermaßen aussieht:

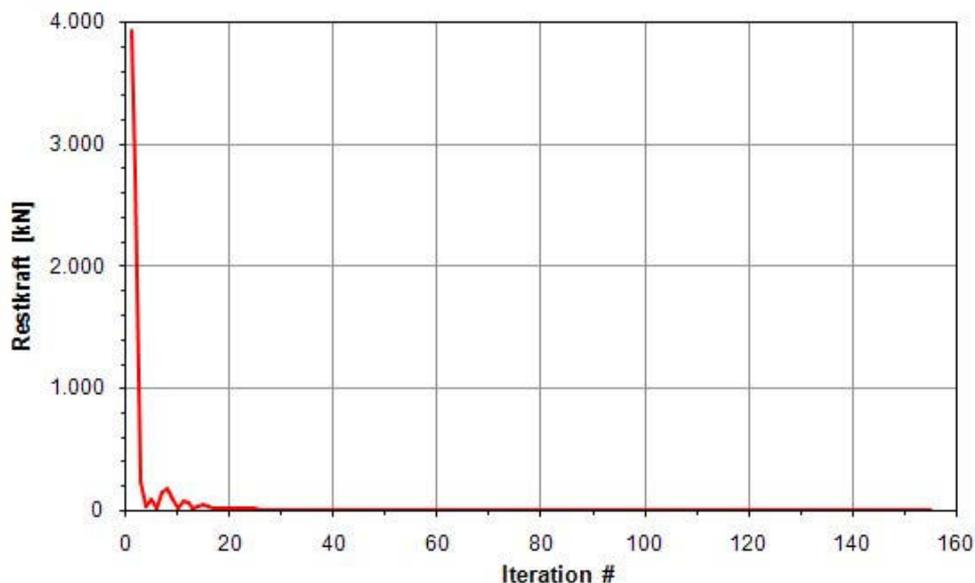


Abb. 12-3: Qualitativer Iterationsverlauf eines Lastfalles

Als Konvergenzschranke²⁸ wurde eine Restkraft kleiner 1 kN gewählt. Die zu Beginn der Iteration sehr hohen Restkräfte werden innerhalb weniger Iterationsschritte abgebaut. Die Restkräfte der verbleibenden Iterationsschritte sind meist nur einige kN von der Konvergenzschranke entfernt und werden entsprechend langsam abgebaut. Aufgrund dieser nur sehr langsam abnehmenden Restkräfte sollte auf eine ausreichend hohe Anzahl an

²⁸ Im Falle der oben beschriebenen Iterationen wird der Grenzwert als Konvergenzschranke bezeichnet (s. auch Pkt. 8.2).

Iterationsschritten geachtet werden. Die Anzahl der maximal möglichen Iterationsschritte pro Lastfall wurde im Zuge dieser Berechnungen mit 400 festgelegt.

Es sollte nach dem Abschluss der Berechnungen stets überprüft werden, wie hoch die Restkraft ist, welche im Falle des Erreichens der maximal möglichen Iterationsschritte verbleibt. Aufgrund der nur langsam abnehmenden Restkräfte (s. Abb. 12-3) kann schon eine geringe Variation von maximal möglichen Iterationsschritten bzw. eine geringe Variation der zulässigen Restkraft den Unterschied zwischen Konvergenz und Divergenz der Iteration eines Lastfalls ausmachen.

12.2.3 Verformung der Tunnelschale

Prinzipiell sollten die errechneten Verformungen von Tunnelschalen, bei welchen der anstehende Boden durch Federn modelliert wurde (s. Pkt. 11.2.1 bzw. Pkt. 11.2.4), kritisch betrachtet werden. Da der anstehende Boden nicht mit Flächenelementen unter der Anwendung entsprechender Materialgesetze für diese Elemente modelliert wurde, erfolgt keine wirklichkeitsnahe Erfassung des Gesamtsystems bestehend aus Tunnelquerschnitt und dem umgebenden Gebirge. Die errechneten Verformungen können somit nicht als realitätsnah angesehen werden (s. Pkt. 8.3.1).

Die in hiesiger Arbeit durchgeführten Berechnungen dienen dazu, den Versagenszeitpunkt der Tunnelschale im Brandfall zu ermitteln. Die Verformungen der Tunnelschale stellen nicht das eigentliche Ergebnis der Berechnungen dar. Dennoch können die Verformungen zu Auswertungszwecken herangezogen werden. In der nachfolgenden Abbildung wird die vertikale Verformung der Tunnelfirste in mm über die Zeit dargestellt:

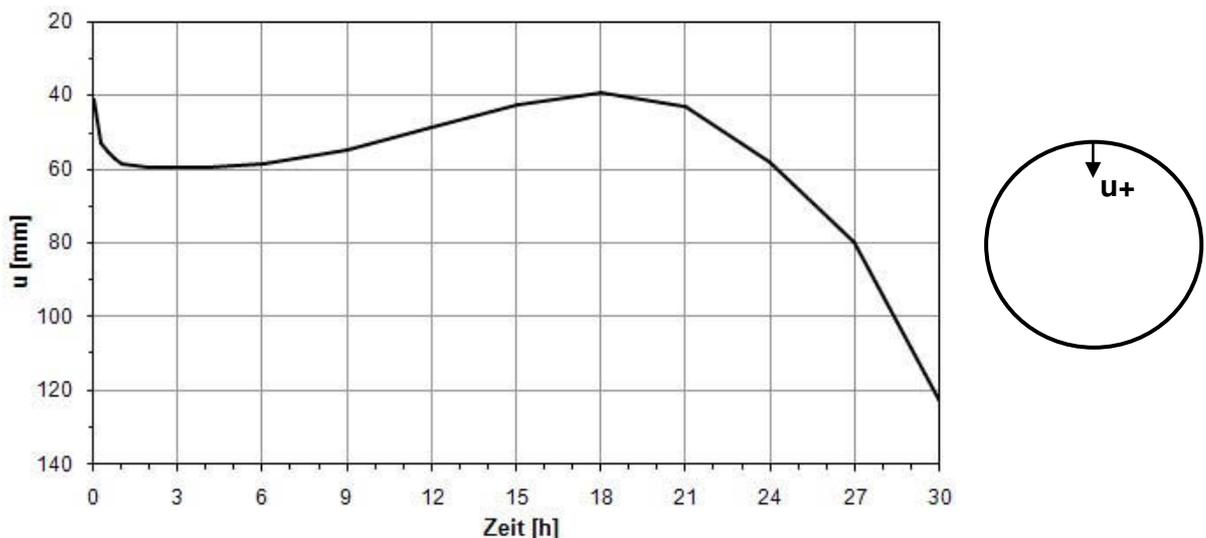


Abb. 12-4: Vertikale Firstverformung über die Zeit

In der Abb. 12-4 sind nur die Ergebnisse jener Lastfälle berücksichtigt, welche eine Konvergenz erreicht haben. Die vertikale Firstverformung des Lastfalles 1 (t = 00:00) „Kalte Bemessung“ beträgt rund 4 cm. Diese Verformung stellt sich ein aufgrund des Eigengewichts der Tunnelschale sowie der Belastungen aus Erd- und Wasserdruck (s. Pkt. 11.4.1). Es ist

ersichtlich, dass mit dem Beginn des Brandereignisses die vertikale Firstverformung um rund 2 cm zunimmt ($t = 03:00$) und mit weiter andauerndem Brandereignis wieder geringfügig abnimmt (bis $t = 18:00$). Die rückläufigen Verformungen im Zeitraum von $t = 03:00$ bis $t = 18:00$ können dadurch erklärt werden, dass die Temperaturdehnungen der Brandbelastung mehr Normalkräfte in die Tunnelschale einbringen und diese somit stützen. Dies ist auch erkennbar, wenn man die Schnittkräfte der kalten Bemessung mit den Schnittkräften eines Brandlastfalles vergleicht (s. Pkt. 12.2.4). Ab dem Zeitpunkt $t = 18:00$ kommt es zu einer stetigen Zunahme der Firstverformungen bis hin zum Berechnungsende. Der erreichte Maximalwert der Firstverformung beträgt zum Zeitpunkt $t = 30:00$ rund 12 cm.

12.2.4 Schnittkräfte

In der nachfolgenden Abbildung sind die qualitativen Schnittkraftverläufe der Tunnelschale zu den Berechnungszeitpunkten $t = 00:00$ (kalte Bemessung, in blauer Farbe) und $t = 00:15$ (in roter Farbe) gegenübergestellt:

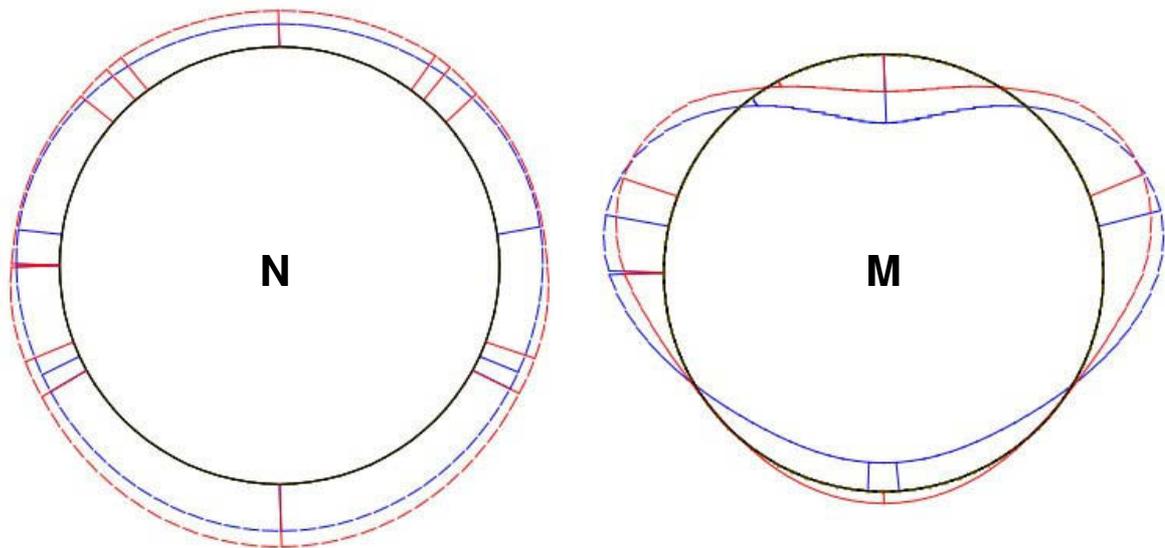


Abb. 12-5: Schnittkraftvergleich - Normalkräfte (links) und Biegemomente (rechts)

Aus dem Vergleich dieser beiden Schnittkraftverläufe ist folgendes ersichtlich:

- Die negativen²⁹ Normalkräfte (Druckkräfte) erhöhen sich im Brandfall.
- Positive Biegemomente nehmen zu (in den Ulmen).
- Negative Biegemomente nehmen ab (in der Firste) oder schlagen sogar in den positiven Bereich um (in der Sohle).

Zusammenfassend kann man somit sagen, dass sowohl die Normalkraftlinie als auch die Biegemomentenlinie „nach außen wandern“. Dies wird unter anderem auch bei KUSTERLE u.a. (2004) und MAYER (2002) beschrieben.

²⁹ Die Vorzeichenzuordnung erfolgt analog Abb. 12-1.

Stellt man allerdings nicht wie in Abb. 12-5 dargestellt die kalte Bemessung ($t = 00:00$) einem sich relativ kurz nach Beginn des Brandereignisses befindenden Zeitschritt ($t = 00:15$) gegenüber, sondern betrachtet man die Schnittkräfte im Tunnelquerschnitt über einen längeren Zeitraum (bis $t = 30:00$), so ergeben sich die nachfolgend abgebildeten Verläufe:

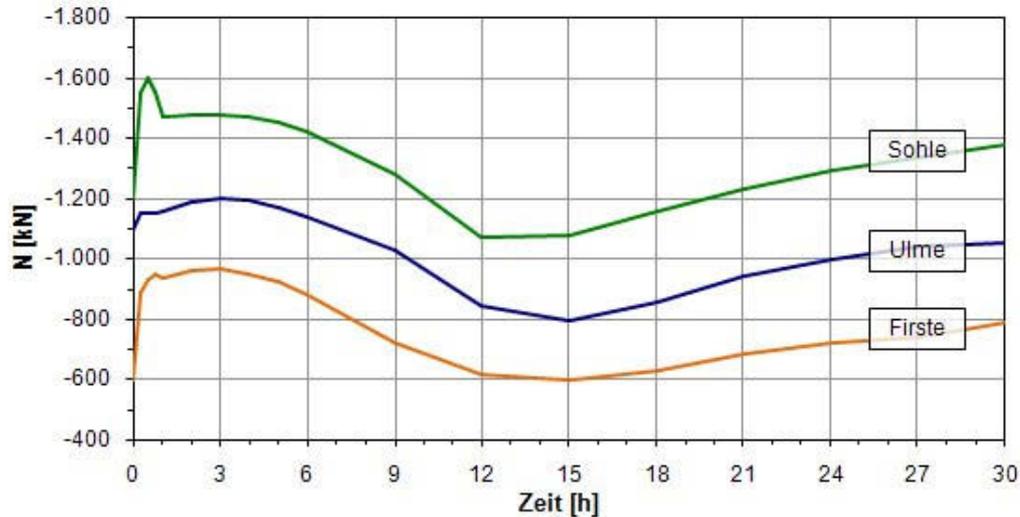


Abb. 12-6: Normalkräfte über die Zeit für Tunnelfirste, -ulme und -sohle

Es ist ersichtlich, dass die negativen Normalkräfte (Druckkräfte) mit Beginn des Brandereignisses sprunghaft ansteigen, um dann über einen Zeitraum von ca. 15 Stunden hinweg kontinuierlich abzunehmen. Je nach dem Querschnittsbereich (Tunnelfirste, -ulme³⁰ oder -sohle) werden die Minimalwerte (geringsten Druckkräfte) bei $t = 12:00$ bis $t = 15:00$ erreicht. Abschließend steigen die Druckkräfte bis hin zum Berechnungsabbruch (s. Pkt. 12.2.1) wieder etwas an.

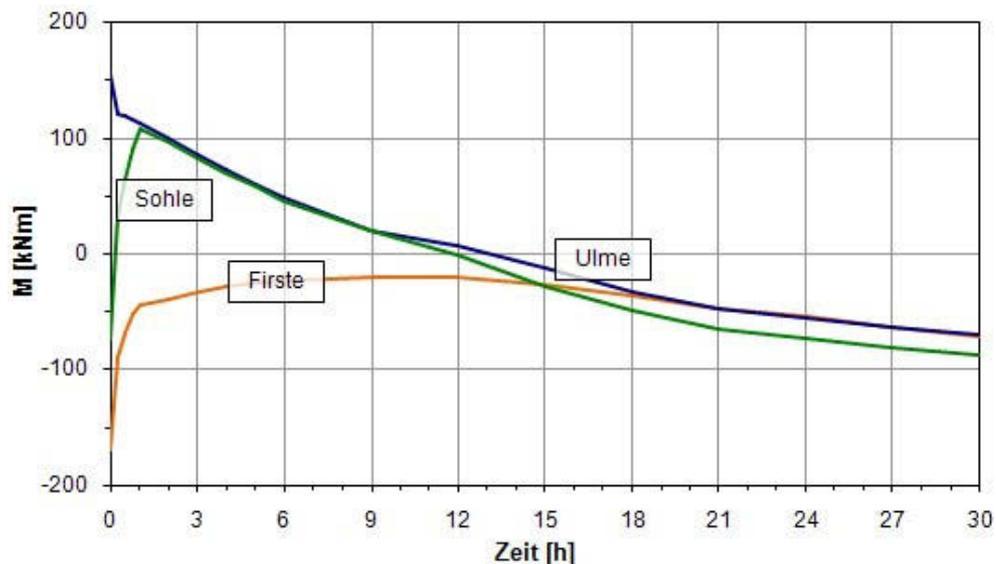


Abb. 12-7: Biegemomente über die Zeit für Tunnelfirste, -ulme und -sohle

³⁰ Aufgrund der symmetrischen Lasten (s. Pkt. 11.3) stellen sich um die Vertikalachse des Tunnels symmetrische Ergebnisverläufe ein, die Bezeichnung „Ulme“ deckt somit beide Ulmen ab.

Für die Verläufe der Biegemomente ergeben sich gegenläufige Veränderungen:

In der Tunnelfirste ist mit Beginn des Brandereignisses eine betragsmäßig starke Abnahme der Werte zu verzeichnen, diese Abnahme flacht mit fortschreitendem Brandereignis zunehmend ab bis zum Tiefpunkt bei ca. $t = 09:00$. Ab diesem Zeitpunkt kommt es wieder zu einem leichten Anstieg der Werte bis hin zum Berechnungsabbruch.

Für die Tunnelsohle zeichnet sich ein ähnliches Bild ab, allerdings kommt es hier sogar zu einer zwischenzeitlichen Vorzeichenumkehr der Werte der Biegemomente.

In der Tunnelulme tritt eine relativ stetige Abnahme der Werte bis zum Nulldurchgang bei ca. $t = 13:00$ ein. Ab diesem Zeitpunkt kommt es analog der anderen Tunnelquerschnittsbereiche wieder zu einem leichten Anstieg der Werte bis hin zum Berechnungsabbruch.

Da die Schnittkraftverläufe nichts anderes darstellen als die Aufsummierung der Spannungsverläufe in den einzelnen Querschnitten der Tunnelchale, sollten diese Spannungsverläufe einer besonderen Betrachtung unterzogen werden. Dies geschieht nachfolgend.

12.2.5 Spannungen im Querschnitt

In der nachfolgenden Abbildung sind die qualitativen Spannungsverläufe im Querschnitt der Tunnelchale am Ort der Tunnelfirste für ausgewählte Zeitschritte dargestellt:

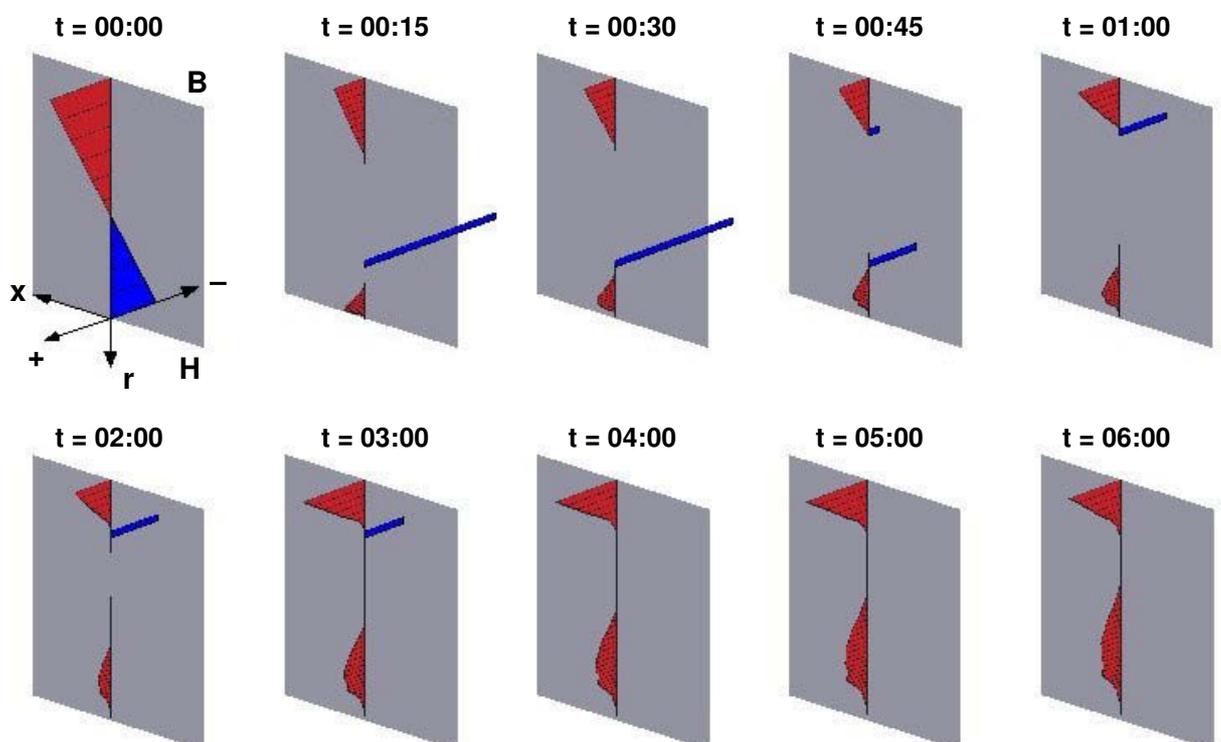


Abb. 12-8: Spannungsverläufe in der Tunnelfirste über die Zeit

Spannungsverläufe der divergenten Lastfälle sind nicht ausgewiesen, da diese Ergebnisse wie schon erwähnt, keine gültigen Lösungen der FEM darstellen. In der Abb. 12-8 sind beim Zeitpunkt $t = 00:00$ als Orientierungshilfe folgende Pfeile eingezeichnet:

- x ... Tunnellängsrichtung
- r ... Radiale Richtung des Tunnels
- + ... Positive Spannungen im Querschnitt (Druckspannungen, in roter Farbe)
- ... Negative Spannungen im Querschnitt (Zugspannungen, in blauer Farbe)

Weiters ist mit „B“ der bergseitige Rand der Tunnelschale und mit „H“ der hohlraumseitige Rand der Tunnelschale gekennzeichnet. Die dargestellten Spannungsverläufe werden von SOFiSTiK automatisch skaliert, daher sind Größenvergleiche der Farbflächen zwischen einzelnen Zeitschritten in der Abb. 12-8 nicht ohne weiteres möglich. Es können dennoch die nachfolgend angeführten Schlüsse gezogen werden:

In Abb. 12-8 ist zum Zeitpunkt $t = 00:00$ die lineare Spannungsverteilung im Querschnitt der Tunnelfirste ersichtlich. Wie schon zuvor beschrieben, stellt sich diese Spannungsverteilung ein aufgrund des Eigengewichts der Tunnelschale sowie der Belastungen aus Erd- und Wasserdruck. In roter Farbe sind die Druckspannungen eingezeichnet, welche vom Beton aufgenommen werden. In blauer Farbe sind die Zugspannungen eingezeichnet, welche vom Bewehrungsstahl aufgenommen werden. Diese Zugspannungen dienen als Grundlage der kalten Bemessung (s. Pkt. 12.1).

Ab dem Zeitpunkt $t = 00:15$ wirkt zusätzlich zu den eben erwähnten Lasten die Brandlast. Diese Brandlast resultiert in Temperaturdehnungen, welche als Druckspannungsglocke³¹ in der Nähe des hohlraumseitigen Querschnittsrandes erkennbar ist (s. Abb. 12-8). Analog den unter Pkt. 10.7.1.1 ermittelten Temperatureindringkurven wandert die Spitze der Druckspannungsglocke mit fortschreitender Zeit immer weiter in den Querschnitt hinein, während die Breite der Druckspannungsglocke ebenfalls zunimmt. Zusätzlich zu den Temperaturdehnungen wird der Ausfall der randnahen Querschnittsschichten aufgrund der hohen Temperaturen ersichtlich. Entsprechend den unter Pkt. 9.1 erläuterten, temperaturabhängigen Materialparametern des Betons sind diese randnahen, bereits erhitzten Schichten nicht mehr in der Lage, Druckspannungen aufzunehmen. Dass die Zone der ausgefallenen Schichten³² mit fortschreitender Branddauer zunimmt, ist bereits unter Pkt. 10.7.1.1 erläutert worden. Aus Abb. 12-8 ist erkennbar, dass dieser Sachstand auch in der SOFiSTiK-Rechnung ordnungsgemäß berücksichtigt wird.

Die Stahlspannungen sind in der Abb. 12-8 ab dem Zeitpunkt $t = 00:15$ in blauer Farbe gekennzeichnet. Die Zugspannungen, welche die hohlraumseitige Bewehrung zu Beginn des Brandereignisses aufnehmen muss, sind mit fortschreitender Branddauer rückläufig und nach einem Zeitraum von einer Stunde gänzlich verschwunden. Einerseits werden die hohlraumseitigen Zugspannungen im Querschnitt durch die Temperaturdehnungen der randnahen Querschnittsschichten überlagert, andererseits erfährt die hohlraumseitige

³¹ Die Druckspannungsglocke wurde auch schon unter Pkt. 6.4 (s. Abb. 6-3) beschrieben.

³² Wird auch als „Abbrand“ bezeichnet.

Bewehrungslage eine zunehmende Erwärmung (s. Pkt. 10.7.1.1) und ist demnach mit fortschreitender Branddauer nicht mehr in der Lage, Zugspannungen aufzunehmen (s. Pkt. 9.2.1). Aufgrund der sich mit dem Verlauf des Brandereignisses ändernden Spannungsverteilungen im Querschnitt muss über einen gewissen zeitlichen Bereich hinweg auch die bergseitige Bewehrungslage in der Tunnelfirste Zugspannungen aufnehmen. In der Abb. 12-8 ist ersichtlich, dass dies den Zeitraum $t = 00:45$ bis $t = 03:00$ betrifft.

Sämtliche Druckspannungen werden vom Beton aufgenommen, da wie unter Pkt. 11.2.2 erläutert, für den Brandlastfall die Druckfestigkeit des Bewehrungsstahls auf 0 reduziert wird. Zugspannungen hingegen werden nur vom Bewehrungsstahl aufgenommen, da die Zugfestigkeit des Betons wie unter Pkt. 9.1.1 erläutert, gemäß [10] Pkt. 3.2.2.2 (1) – auf der sicheren Seite liegend – im Brandfall nicht zum Ansatz gebracht werden sollte.

Wie schon unter Pkt. 7.5 erläutert, kommen im Zuge dieser Rechnung nichtlineare Materialgesetze sowohl für den Beton als auch für den Bewehrungsstahl zur Anwendung. Dies bedeutet u.a., dass die eingelegte Bewehrung bereits in der Spannungsermittlung der FE-Rechnung berücksichtigt wird. Aufgrund dessen ist SOFiSTiK in der Lage, Spannungsumlagerungen im Tragwerk zu berücksichtigen. Wie in der Abb. 12-8 dargestellt, stellen sich im Vergleich zu material-linearen Berechnungen sehr komplexe Spannungsverläufe ein, welche mit Sorgfalt überprüft bzw. interpretiert werden sollten. Die in der Abb. 12-8 dargestellten Spannungsverläufe gelten nur für die Tunnelfirste. Diese Detailbetrachtungen kann man für jeden Querschnitt der Tunnelschale anstellen.

Im Vergleich zur Auswertung der Schnittkräfte (s. Pkt. 12.2.4) kann man mit Hilfe der Spannungsverläufe über die Zeit in einzelnen Querschnitten der Tunnelschale ein noch besseres Verständnis für die sich im Brandereignis abspielenden Vorgänge erhalten.

12.2.6 Zusammenfassung

Abschließend kann somit festgehalten werden, dass sich aus Tab. 12-2 bzw. Abb. 12-4 eine direkte Aussage über die Standfestigkeit des Tunnelbauwerks im zeitlichen Verlauf des Brandereignisses ableiten lässt. Unter den gegebenen Randbedingungen (s. Pkt. 11) ist für die untersuchte Tunnelschale im Brandfalle bei einem Zeitpunkt von rund 33 Stunden nach dem Beginn des Brandereignisses mit einem vollständigen Versagen zu rechnen.

Da im Zuge dieser Berechnung eine offene Brandkurve zur Anwendung kommt (s. Pkt. 11.3.6) und die Berechnung bis zum Versagen der Tunnelschale durchgeführt wird, ist eine Betrachtung der Resttragfähigkeit obsolet.

Die Verformungen der Tunnelschale sind kritisch zu betrachten, da wie schon erwähnt der anstehende Boden durch Federn modelliert wurde und somit keine wirklichkeitsnahe Erfassung des Untergrundes erfolgt. Da es aber in der hiesigen Arbeit um die Berechnung eines langanhaltenden Brandes und im Speziellen um die Standfestigkeit der Tunnelschale geht und nicht um quantitative Verformungswerte, ist die obige Betrachtungsweise legitim.

Die Schnittkraftverläufe der Brandberechnung sind insbesondere in Hinblick auf die nichtlinearen Berechnungen (s. Pkt. 7.2 bzw. Pkt. 7.5), welche Umlagerungen der

Schnittgrößen von hochbelasteten auf weniger ausgenützte Tragwerksteile sowie Umlagerungen der Spannungen innerhalb der Tunnelschale von hochbelasteten Querschnittschichten auf weniger ausgenützte Schichten zulassen, nur bedingt aussagekräftig. Aufgrund der von SOFiSTiK angewendeten, nichtlinearen, temperaturabhängigen Arbeitslinien für die Werkstoffe Beton und Stahl werden die Schnittkräfte im Tragwerk bereits im Zuge der Spannungsermittlung begrenzt und können von der Werkstoffgüte sowie von der vorherrschenden Temperatur abhängige Obergrenzen nicht überschreiten. Wie schon erwähnt, kommt es bei Überlastung einzelner Tragwerksbereiche bzw. bei Überlastung einzelner Querschnittschichten zu Umlagerungen.

Somit sollte man die Schnittkraftverläufe in erster Linie einer qualitativen Auswertung unterziehen und noch mehr Aufmerksamkeit den Spannungsverläufen in einzelnen Querschnitten der Tunnelschale (s. Pkt. 12.2.5) widmen.

12.3 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Entsprechend Pkt. 11.5.1 wird als Richtwert der Ergebnisse der Strukturantwort die vertikale Firstverformung der Tunnelschale herangezogen. Nach Pkt. 11.5.2 ergeben sich aufgrund der 30 Datensätze der Sensitivitätsanalyse 30 Zeit-Verformungskurven, welche in der nachfolgenden Abbildung dargestellt sind:

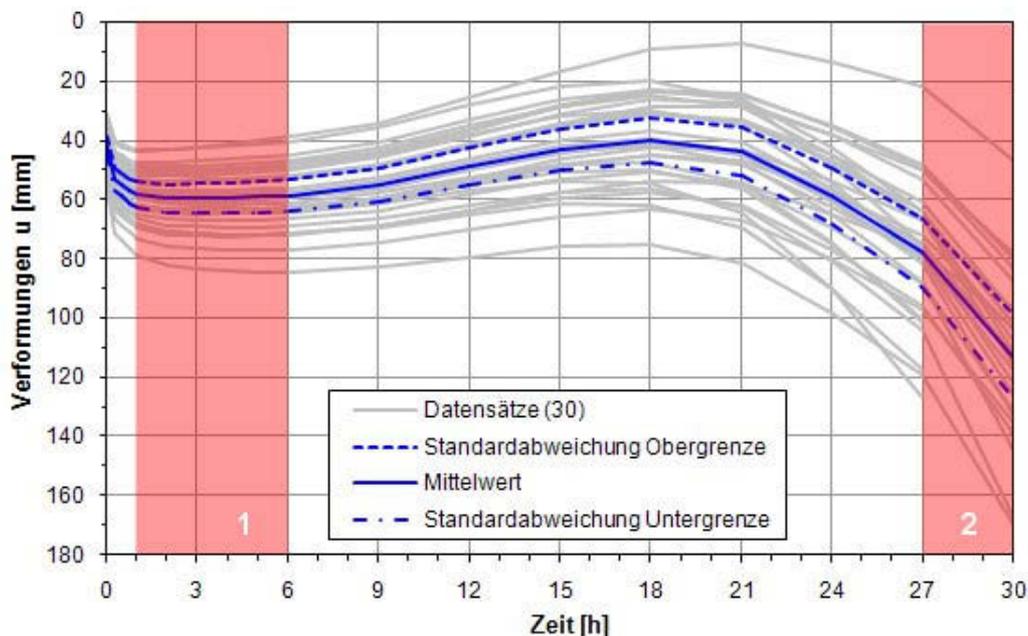


Abb. 12-9: Vertikale Firstverformungen (30 Verläufe) über die Zeit

Weiters ist in der Abb. 12-9 in blauer Farbe der Mittelwert der 30 Datensätze inklusive der Standardabweichung dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Standardabweichung mit dem zeitlichen Fortschritt der Berechnungen einen immer größeren Wert einnimmt. In roter Farbe sind zwei Bereiche markiert, welche die Maximalwerte \max_1 und \max_2 der Zeit-Verformungskurven aufzeigen (s. auch Pkt. 12.2.3). Während der mit der Nummer 1 gekennzeichnete Bereich einen Zeitraum von $t = 01:00$ bis $t = 06:00$ abdeckt, kann der mit

der Nummer 2 gekennzeichnete Bereich auf den Zeitraum von $t = 27:00$ bis $t = 30:00$ (letzter, konvergenter Zeitpunkt vor dem Versagenszeitpunkt) festgemacht werden.

Die Menge der beiden Maximalwerte max_1 und max_2 werden mittels FReET den variierten Parametern (s. Pkt. 11.5.2) gegenübergestellt und ausgewertet. Es ergeben sich die in den nachfolgenden Tabellen aufgelisteten Sensitivitäten:

max_1

#	Parameter	Sensitivität
1	fck (charakteristische Druckfestigkeit Beton)	0,06
2	Ecm (Elastizitätsmodul Beton)	0,07
3	Es (Steifemodul Untergrund)	0,99

Tab. 12-3: Sensitivitäten in Bezug auf max_1

Während für den Maximalwert max_1 die Sensitivitäten der beiden Betonparameter Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul im einstelligen Prozentbereich liegen, ergibt sich für den Steifemodul des Untergrundes eine nahezu 100 prozentige Sensitivität. Im Bereich des Maximalwertes max_1 (Zeitraum von $t = 01:00$ bis $t = 06:00$) herrscht somit eine direkte Abhängigkeit der Verformungen der Tunnelschale von der Bettung der Tunnelschale (s. Pkt. 11.2.4).

max_2

#	Parameter	Sensitivität
1	fck (charakteristische Druckfestigkeit Beton)	0,36
2	Ecm (Elastizitätsmodul Beton)	0,37
3	Es (Steifemodul Untergrund)	0,64

Tab. 12-4: Sensitivitäten in Bezug auf max_2

Für den Maximalwert max_2 lässt sich keine dermaßen deutliche Aussage treffen. Auffällig ist, dass die Sensitivitäten der beiden Betonparameter mit rund 36 % relativ ähnliche Werte aufweisen, während die Sensitivität der Bettung mit rund 64 % ebenfalls nicht sehr hoch ist.

Um im Zuge der Sensitivitätsanalyse genauere Aussagen treffen zu können, müssten weitere Parameter durch eine Variation untersucht werden. Insbesondere in Hinblick auf die zahlreichen Einflussfaktoren und Randbedingungen der durchgeführten Berechnungen (s. Pkt. 11) leuchtet es ein, dass einer umfassenden Sensibilitätsanalyse weitaus mehr Parameter zur Variation unterliegen müssten. Die hier durchgeführte Sensitivitätsanalyse erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll in erster Linie die Vorgehensweise (s. Pkt. 11.5.1) einer solchen aufzeigen.

13 Zusammenfassung

Zu Beginn dieser Arbeit wurden einige ausgewählte, besonders schwerwiegende Tunnelbrandereignisse wiedergegeben, um die Tragweite solcher Unfälle bewusst zu machen (s. Pkt. 2). Weiters wurde auf die Tunnelsicherheit (s. Pkt. 3) sowie in kleinem Umfang auf die Grundzüge des Tunnelbaus (s. Pkt. 4) eingegangen.

Darauffolgend wurden die Auswirkungen von Brandbelastung auf Tragwerke aus Stahlbeton erläutert, dazu gehören die Versagensarten, Brandschäden an Betontunneln aber auch die Erhöhung der Brandbeständigkeit von Tunnelschalen und deren Sanierung nach einem Brandfall (s. Pkt. 5).

Anschließend wurde auf die Tragwerksbemessung im Brandfall (s. Pkt. 6), auf Grundlagen der nichtlinearen Berechnung von Flächentragwerken (s. Pkt. 7) sowie auf das im Zuge dieser Arbeit angewendete Berechnungsverfahren, die Finite-Element-Methode FEM, eingegangen (s. Pkt. 8).

Das Materialverhalten von Beton und Betonstahl unter Brandbelastung stellt einen wichtigen Aspekt dieser Arbeit dar. Weiters wurde auf die Restfestigkeiten der Materialien nach dem Brand eingegangen (s. Pkt. 9) und es wurden Temperaturzeitkurven sowie die rechnerische Ermittlung von Temperatureindringkurven beschrieben (s. Pkt. 10).

Das Kernstück dieser Arbeit bildete die Brandberechnung eines Tunnelquerschnittes mit vorausgehender kalter Bemessung und einer Traglastanalyse zur Ermittlung des Versagenszeitpunktes des Tunnelbauwerkes im Falle eines lang andauernden Brandes (s. Pkt. 11). Die nichtlineare Berechnung erfolgte unter Anwendung der Finite-Element-Methode sowie unter Anwendung des Programmpaketes SOFiSTiK (www.sofistik.de). Zusätzlich wurde eine Sensitivitätsanalyse für ausgewählte Parameter mit dem Programm FReET (www.freet.cz) durchgeführt.

Um diese Arbeit abzuschließen, wurden die Berechnungsergebnisse ausgewertet und interpretiert (s. Pkt. 12).

Wie schon zu Beginn dieser Arbeit erwähnt, sind Tunnelbrandberechnungen eine äußerst komplexe Thematik. Mittels offener Temperaturzeitkurven werden langanhaltende Brandereignisse ohne Berücksichtigung einer eventuellen Abkühlphase (s. Pkt. 10) abgebildet. Temperaturzeitkurven dieser Art in Verbindung mit dem Temperatureindringverhalten von Beton (s. Pkt. 10.5) bedingen eine starke zeitliche Variabilität der Temperatureindringkurven innerhalb der vom Brandereignis betroffenen Bauteile. Die hohlraumseitigen Querschnittsbereiche einer Tunnelschale werden im Brandfall stark und rasch erhitzt werden, während die restlichen Querschnittsbereiche erst eine allmähliche Erwärmung erfahren (s. Pkt. 10.6 bzw. Pkt. 10.7). Bedingt durch die hohen Temperaturen entstehen große Temperaturdehnungen, welche wiederum zu hohen Zwangskräften innerhalb der statisch hochgradig unbestimmten Tunnelschale führen.

Eine physikalisch lineare Berechnung des Brandfalls würde wegen der großen Steifigkeiten der Stahlbetonquerschnitte (von Tunnelbauwerken) in Kombination mit den großen Temperaturbeanspruchungen zu einer unwirtschaftlich hohen Bewehrung führen [16]. Durch eine physikalisch nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung nichtlinearer Arbeitslinien sowohl für den Beton als auch den Bewehrungsstahl kann die Umlagerung von Kräften bzw. Spannungen innerhalb des Querschnitts sowie innerhalb des Tragwerks berücksichtigt werden. Im Zuge des Nachweises der Tragfähigkeit wird bei nichtlinearen Berechnungsverfahren das Gesamtsystem in den Vordergrund gestellt (globaler Nachweis) und nicht der maßgebende Querschnitt, wie dies bei linearen Bemessungsmethoden üblich ist (lokaler Nachweis) [19].

Um all diese Randbedingungen im Zuge einer den gesamten Zeitraum eines Brandereignisses abdeckenden Berechnung zu erfassen, wurde die Methode der Traglastanalyse gewählt (s. Pkt. 11.4.3). Prinzipiell werden bei einer Traglastanalyse die auf eine Struktur wirkenden Belastungen solange erhöht, bis die maximalen Spannungen an einer Stelle im Querschnitt erreicht werden. Da die Brandlast eine sich mit der Zeit erhöhende Belastung darstellt, wurde darauf aufbauend die Traglastanalyse durchgeführt. Die weiteren einwirkenden Belastungen (Eigengewicht der Tunnelschale, Erd- und Wasserdruck) wurden konstant gehalten. Die sich mit fortschreitender Branddauer verändernde Temperaturverteilung (s. Pkt. Pkt. 10.7.1.1) bewirkt eine zunehmende Schwächung der Tunnelschale bis hin zum Versagen der gesamten Struktur. Aus der Traglastanalyse wurde der Versagenszeitpunkt des Tunnelbauwerks abgeleitet. Die Traglastanalyse wurde unter Anwendung des Programmpakets SOFiSTiK durchgeführt.

Abschließend kann somit festgehalten werden, dass in der vorliegenden Arbeit die theoretischen Grundlagen zur Durchführung von zeitabhängigen, nichtlinearen Tunnelbrandberechnungen erläutert wurden und dass ein umfassender Überblick über die Thematik geboten wurde. Anhand eines Beispiels wurde die Brandberechnung eines fiktiven Tunnelquerschnitts (s. Pkt. 11), welcher mit der offenen Brandkurve HC_{inc} beaufschlagt wurde, erläutert. Die vordergründige Frage nach dem Zeitpunkt des Versagens der Tunnelschale wurde ebenso beantwortet wie die Frage nach dem Zeitraum, über welchen hinweg die Standsicherheit des Tunnelbauwerks im Brandfall gegeben ist (s. Pkt. 12.2.6).

Die Durchführung einer Sensitivitätsanalyse (s. Pkt. 11.5) zur Ermittlung der Parameterempfindlichkeit rundet die Brandberechnung ab.

14 Ausblick

Es ist damit zu rechnen, dass in der kommenden Zeit weitere Forschungsarbeit sowie Brandversuche sowohl im Labormaßstab als auch Großbrandversuche zur Untersuchung von Tunnelbränden durchgeführt werden. Ebenso ist eine Verbesserung hinsichtlich der Durchführbarkeit von Brandberechnungen und insbesondere von Tunnelbrandberechnungen zu erwarten. Während deren Randbedingungen mit zunehmender Berücksichtigung zu einem erhöhten Berechnungsaufwand führen, stehen dieser Tatsache immer leistungsfähigere Hard- und Software gegenüber. Es ist absehbar, dass zukünftig thermische sowie mechanische Tragwerksanalysen in direkter Kopplung miteinander unter Berücksichtigung komplexer Rahmenbedingungen durchführbar sein werden. Viele Software-Anbieter (s. auch Pkt. 8.1) arbeiten derzeit an solchen Programmen.

14.1 Zukünftige Brandberechnungen mit *SOFiSTiK*

Die im Zuge dieser Arbeit intensive Beschäftigung mit dem Programmpaket *SOFiSTiK* zeigte sowohl dessen Möglichkeiten als auch potentielle Verbesserungsmöglichkeiten im Hinblick auf zukünftige Brandberechnungen auf. Die nachfolgend angeführten Punkte sollen einen Überblick über Bereiche geben, in welchen noch Verbesserungsbedarf besteht:

- Das Modul Hydra dient der thermischen Analyse von beliebigen Querschnitten (s. Pkt. 10.7). Derzeit besteht aber keine direkte Verknüpfung mit den restlichen *SOFiSTiK*-Modulen. Die Ergebnisse von thermischen Analysen müssen umständlich über Tabellenkalkulationsprogramme aufbereitet werden, um im weiteren Berechnungsverlauf als Last auf das zu untersuchende Tragwerk angesetzt werden zu können.
- Veränderliche Dicken von Quads können im Zuge der Tragwerksgenerierung zwar berücksichtigt werden, der Ansatz von Temperatureindringkurven als Brandlasten bezieht sich aber auf die Mittelfläche der Quads. Insbesondere im Hinblick auf die Verwendung des Layer-Modells (s. Pkt. 7.2 bzw. Pkt. 7.5) sollte derzeit im Zuge von Brandberechnungen auf die Verwendung von veränderlichen Quad-Dicken verzichtet werden. Eine entsprechend kleine Tragwerksteilung im Zuge der Generierung des FE-Netzes in Verbindung mit dem Ansatz von mittleren Quad-Dicken schafft hier derweil Abhilfe.
- Das Modul Bemess erlaubt im Zuge von nichtlinearen Berechnungen unter Anwendung des Layer-Modells nur die Definition von 2lagiger Bewehrung, insbesondere bei hochbewehrten Stahlbetonbauteilen können aber mehr Bewehrungslagen erforderlich sein. Wie schon erwähnt, wird im Zuge von nichtlinearen Berechnungen die Bewehrung bereits in der Phase der Spannungsermittlung vorgegeben und vor allem bei Brandberechnungen spielt die genaue lage- sowie mengenmäßige Definition der Bewehrung eine wichtige Rolle (s. Pkt. 10.7.1).

- Die Darstellung der Spannungsverläufe in den einzelnen Querschnitten eines Tragwerks erfolgt mittels dem so genannten Animator (s. Pkt. 12.2.5). Derzeit eignet sich diese Darstellung aber nicht zu detaillierten Auswertungszwecken, da die Spannungsverläufe automatisch skaliert werden und somit im Zuge von zeitabhängigen Brandberechnungen mit mehreren Zeitschritten nur bedingt untereinander verglichen werden können.
- Wie schon erwähnt, kann durch eine physikalisch nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung nichtlinearer Arbeitslinien sowohl für den Beton als auch den Bewehrungsstahl die Umlagerung von Kräften bzw. Spannungen innerhalb des Querschnitts sowie innerhalb des Tragwerks berücksichtigt werden. Diese Vorgänge sind allerdings vor allem bei Brandberechnungen sehr komplex und erfordern eine kritische Bewertung der Berechnungsergebnisse. An dieser Stelle direkte Vergleichsberechnungen anzustellen, gestaltet sich als nahezu unmöglich. Nichtsdestotrotz besteht oftmals der Wunsch, die mittels SOFiSTiK durchgeführten Brandberechnungen mit einfacheren Berechnungsansätzen (s. Pkt. 6.4) zwecks Möglichkeiten der Kontrolle zu vergleichen. Eine hilfreiche Möglichkeit wäre, die SOFiSTiK-Berechnungen material-linear aber dennoch unter Berücksichtigung des Abbrands zufolge erhöhter Temperaturen durchführen zu können. Dies ist derzeit nicht realisierbar.
- Möchte man unter der Berücksichtigung von geschlossenen Brandkurven (s. Pkt. 10.7.1.2) die Standsicherheit eines Tunnelbauwerks nach einem Brandereignis nachweisen, so müssen hierzu in der laufenden Abkühlphase sowie auch im Zeitraum danach abgeminderte Materialparameter (s. Pkt. 9.3) angesetzt werden. Zum Zeitpunkt des Abschlusses dieser Arbeit (Anfang Mai 2011) wurden bereits erste Ansätze in dieser Richtung im Berechnungsmodul ASE implementiert. Eine Berücksichtigung dieser Möglichkeit erfolgte im Zuge dieser Arbeit nicht.

Zusammenfassend kann somit festgehalten werden, dass in naher Zukunft mit einer engeren Verknüpfung des Moduls Hydra mit den restlichen SOFiSTiK-Modulen zu rechnen ist. Die Möglichkeiten zur realitätsnahen Abbildung von komplexen Tragwerken werden zunehmend erweitert und auch die Möglichkeiten der Auswertung werden wohl verbessert. Zudem wird man mit SOFiSTiK demnächst auch Abkühlphasen von Brandereignissen analytisch untersuchen können. Dies führt im Zuge von Brandberechnungen zu einer besseren Berücksichtigung geschlossener Brandkurven.

Literaturverzeichnis

Normen und Richtlinien

- [1] Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) der Bundesrepublik Deutschland
Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten,
Teil 5, Tunnelbau, Sammlung Brücken- und Ingenieurbau
Köln, Januar 2003
- [2] Eisenbahnbundesamt EBA der Bundesrepublik Deutschland
Richtlinie Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und
den Betrieb von Eisenbahntunneln
Kassel, 1. November 2001
- [3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Köln)
Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln
Köln, 1. März 2002
- [4] Forschungsgesellschaft für Verkehrs- und Straßenwesen (FGSV) Österreich
RVS 09.01.41 [9.31] – Statisch konstruktive Richtlinie, Offene Bauweise
Ausgabe 10. August 2004
- [5] Forschungsgesellschaft für Verkehrs- und Straßenwesen (FGSV) Österreich
RVS 09.01.42 [9.32] – Statisch konstruktive Richtlinie, Geschlossene Bauweise im
Lockergestein unter Bebauung
Ausgabe 10. August 2004
- [6] Kommission der Europäischen Union
Entscheidung der Kommission vom 20. Dezember 2007
über die technische Spezifikation für die Interoperabilität bezüglich „Sicherheit in
Eisenbahntunneln“ im konventionellen transeuropäischen Eisenbahnsystem und
im transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystem (2008/163/EG)
Amtsblatt L 64/1 vom 7. März 2008
- [7] Nationalrat Österreich
Bundesgesetz über die Sicherheit von Straßentunneln (Straßentunnel-
Sicherheitsgesetz – STSG)
Ausgabe 8. Mai 2006
- [8] ÖNORM EN 1991-1-2: Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke
Ausgabe 1. August 2009
- [9] ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken

- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
Ausgabe 1. Juli 2009
- [10] ÖNORM EN 1992-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
Ausgabe 1. Februar 2007
- [11] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB)
Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“
Wien, Ausgabe Juli 2005
- [12] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB)
Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen“
Wien, Ausgabe März 2009
- [13] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB)
Sachstandsbericht „Brandeinwirkungen Straße, Eisenbahn, U-Bahn“
Wien, Ausgabe Juli 2005

Fachliteratur

- [14] ADAM D.
Fels- und Tunnelbau – Teil 3: Tunnelbau im Festgestein und Lockergestein
1. Auflage, Februar 2010
Institut für Geotechnik – Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und
Felsmechanik – Technische Universität Wien
- [15] ALTENBACH H., ALTENBACH J., NAUMENKO K.
Ebene Flächentragwerke – Grundlagen der Modellierung und Berechnung von
Scheiben und Platten
Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1998
- [16] ANONYM
Nichtlineare Berechnung für die Gebrauchsnachweise und den
Katastrophenlastfall Brand beim B 96 Tunnel in Berlin-Tiergarten
Erscheinungsdatum unbekannt
- [17] BELLMAN J.
Quads on fire – Brand-Temperaturlasten auf ASE QUAD Schalenelemente
SOFiSTiK AG Deutschland, Fassung vom 25. Februar 2010
- [18] EICHLER K.
Fels- und Tunnelbau
Expert Verlag Renningen 2000
- [19] FINDEIß R.
Nichtlineare Berechnung von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045-1
Nichtlineare Berechnungsverfahren in der Praxis – Seminar der Ingenieur-
akademie Bayern am 20.03.2002 – 5. Abschnitt
- [20] FREET – Program Documentation
Revision 6/2006
Cervenka Consulting, Prag, Tschechische Republik
- [21] InfoGraph GmbH
Tragwerksanalyse für den Brandfall
Deutschland, Aachen, Januar 2010
- [22] KATZ C.
Numerische Bemessungsverfahren für außergewöhnliche Zustände (Feuer und
Explosion)
Praxisworkshop Heiße Bemessung, SOFiSTiK AG 2008
- [23] KLEIN B.
FEM - Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode im Maschinen-

- und Fahrzeugbau
Vieweg+Teubner Verlag, 8. Auflage, Wiesbaden 2010
- [24] KÖNIG G., VIET TUE N., SCHENCK G.
Grundlagen des Stahlbetonbaus
Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1
Vieweg+Teubner Verlag, 3. Auflage, Wiesbaden 2008
- [25] KORDINA K., MEYER-OTTENS C.
Beton Brandschutz-Handbuch
2. Auflage, Düsseldorf 1999
- [26] KRASTANOV J.
Einsatz von Kontaktelementen bei numerischen Berechnungen für den
Tunnelausbau
VGE Verlag GmbH, Felsbau Heft Nr. 3, Essen 2003
- [27] KUSTERLE W., LINDLBAUER W., HAMPEJS G., HEEL A., DONAUER P.-F.,
ZEIML M., BRUNSSTEINER W., DIETZE R., HERMANN W., VIECHTBAUER H.,
SCHREINER M., VIRTHALER R., STADLOBER H., WINTER H., LEMMERER J.,
KAMMERINGER E.
Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton
Republik Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
(Hrsg.), Schriftenreihe „Straßenforschung“, Heft 544
Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien 2004
- [28] MAYER T.
Brandbeanspruchung im Tunnel – Optimierung von Betonschalen
Diplomarbeit Universität für Bodenkultur Wien 2002
- [29] MEIßNER H.
Tunnelbau unter Tage
Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2,
Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Hrsg.), Weimar 1996
- [30] MILATZ M.
Prüfung und Validierung von Rechenprogrammen für Brandschutznachweise
mittels allgemeiner Berechnungsverfahren nach den Brandschutzteilen der
Eurocodes
Studienarbeit Technische Universität Hamburg-Harburg 2010
- [31] MINNERT J., WAGENKNECHT G.
Verbundbau-Praxis
Berechnung und Konstruktion
Bauwerk Verlag, Berlin 2008

-
- [32] MUIR WOOD A.M.
The circular tunnel in elastic ground
Geotechnique Vol. 25, Nr. 1, 1975
- [33] NACHTNEBEL H. P.
Hydrologie und Flussgebietsmanagement
Studienblätter Wintersemester 2007/08
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Universität für Bodenkultur Wien
- [34] PIRRINGER S.
Brandberechnung von Stahlbetontunnels – Eine Gegenüberstellung
Diplomarbeit Technische Universität Wien 2008
- [35] SCHEER C., MANDY P.
Holz Brandschutz Handbuch
Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (Hrsg.)
München, 3. Auflage (2009)
- [36] SCHNEIDER U., HORVATH J.
Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten
1. Auflage, Berlin 2006
- [37] SCHUCK W., HAACK A., RICHTER E., STÄDING A.
Baulicher Brandschutz bei Eisenbahntunneln mit einschaligem Tübbingausbau
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) (Hrsg.)
Taschenbuch für den Tunnelbau 2011, 35. Jahrgang
VGE Verlag GmbH, Essen 2010
- [38] SCHWARZ S.
Sensitivitätsanalyse und Optimierung bei nichtlinearem Strukturverhalten
Institut für Baustatik der Universität Stuttgart 2001
- [39] SOFiSTiK AG
AQB – Bemessung von Querschnitten und von Spannbeton und Verbund
Version 13.64, Oberschleissheim 2010
- [40] SOFiSTiK AG
AQUA – Materialien und Querschnitte
Version 15.57, Oberschleissheim 2010
- [41] SOFiSTiK AG
ASE – Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen
Version 16.66, Oberschleissheim 2010
- [42] SOFiSTiK AG
BEMESS – Bemessung von Flächentragwerken
Version 12.84, Oberschleissheim 2010

- [43] SOFiSTiK AG
DYNR – Grafische Ausgabe instationärer Berechnungen und Antwortspektren
Version 10.38, Oberschleissheim 2009
- [44] SOFiSTiK AG
HYDRA – Grundwasser- und Wärmemodelle nach der Finite-Element-Methode
Version 12.05, Oberschleissheim 2010
- [45] SOFiSTiK AG
SOFILOAD – Lastgenerator für Finite Elemente und Stabwerke
Version 13.85, Oberschleissheim 2010
- [46] SOFiSTiK AG
SOFIMSHA – Import und Export Finiter Elemente und Stabwerke
Version 15.43, Oberschleissheim 2010
- [47] STEGER H. G., SIEGHART J., GLAUNINGER E.
Technische Mechanik 1
Statik, Reibung, Festigkeitslehre
B.G. Teubner Stuttgart, Hölder-Pichler-Tempsky Wien, 3. Auflage (1997)
- [48] STEGER H. G., SIEGHART J., GLAUNINGER E.
Technische Mechanik 3
Thermodynamik, Festigkeitslehre, Schwingungen
B.G. Teubner Stuttgart, Hölder-Pichler-Tempsky Wien, 4. Auflage (2000)
- [49] STRIEGLER W.
Tunnelbau
Verlag für Bauwesen München 1993
- [50] TERZAGHI K. v.
Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage
Verlag Franz Deuticke Wien 1925
- [51] WITTKÉ W., DRUFFEL R., ERICHSEN C., GATTERMANN J., KIEHL J.,
SCHMITT D., TEGELKAMP M., WITTKÉ M., WITTKÉ-GATTERMANN P.,
WITTKÉ-SCHMITT B.
Geotechnik in Forschung und Praxis – WBI-Print 6:
Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe
VGE Verlag GmbH Essen 2006

Internetlinks

- [52] Bettungsmodul
<http://de.wikipedia.org/wiki/Bettungsmodul>
Zugriff am 15.05.2011
- [53] Brandkatastrophe der Gletscherbahn Kaprun 2
http://de.wikipedia.org/wiki/Brandkatastrophe_der_Gletscherbahn_Kaprun_2
Zugriff am 30.10.2010
- [54] Carl Friedrich Gauß
http://de.wikipedia.org/wiki/Carl_Friedrich_Gauß
Zugriff am 22.02.2011
- [55] Dilatanz (Granulare Materie)
[http://de.wikipedia.org/wiki/Dilatanz_\(Granulare_Materie\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Dilatanz_(Granulare_Materie))
Zugriff am 09.02.2011
- [56] Einfachschild-TBM
<http://www.herrenknecht.de/verfahren-technologie/maschinentechnik/einfachschild-tbm.html>
Zugriff am 06.04.2011
- [57] Eisen-Kohlenstoff-Diagramm
<http://de.wikipedia.org/wiki/Eisen-Kohlenstoff-Diagramm>
Zugriff am 15.05.2011
- [58] Eurotunnel – Unfälle/Pannen
<http://de.wikipedia.org/wiki/Eurotunnel>
Zugriff am 30.10.2010
- [59] Geologie
<http://de.wikipedia.org/wiki/Geologie>
Zugriff am 04.04.2011
- [60] Geotechnik
<http://de.wikipedia.org/wiki/Geotechnik>
Zugriff am 04.04.2011
- [61] Gotthard-Straßentunnel – Unfälle
<http://de.wikipedia.org/wiki/Gotthard-Straßentunnel>
Zugriff am 03.01.2011
- [62] Grenzwert (Folge)
[http://de.wikipedia.org/wiki/Grenzwert_\(Folge\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Grenzwert_(Folge))
Zugriff am 17.02.2011

- [63] Imperfektion
<http://de.wikipedia.org/wiki/Imperfektion>
Zugriff am 18.12.2010

- [64] Iterationsverfahren
<http://de.wikipedia.org/wiki/Iterationsverfahren>
Zugriff am 22.02.2011

- [65] Konterlattung
<http://de.wikipedia.org/wiki/Konterlattung>
Zugriff am 07.11.2010

- [66] Korrelation
<http://de.wikipedia.org/wiki/Korrelation>
Zugriff am 20.02.2011

- [67] Mohr-coulombsches Bruchkriterium
http://de.wikipedia.org/wiki/Mohrscher_Spannungskreis#Mohr-coulombsches_Bruchkriterium
Zugriff am 21.03.2011

- [68] Mont-Blanc-Tunnel – Der Tunnelbrand von 1999
<http://de.wikipedia.org/wiki/Mont-Blanc-Tunnel>
Zugriff am 30.10.2010

- [69] Nadelpistole
<http://www.baumarkt.de/lexikon/Nadelpistole.htm>
Zugriff am 07.11.2010

- [70] Perlit (Gestein)
[http://de.wikipedia.org/wiki/Perlit_\(Gestein\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Perlit_(Gestein))
Zugriff am 07.11.2010

- [71] Rückprallhammer (Schmidthammer)
<http://de.wikipedia.org/wiki/Rückprallhammer>
Zugriff am 07.11.2010

- [72] Spezifische Wärmekapazität
http://de.wikipedia.org/wiki/Spezifische_Wärmekapazität
Zugriff am 07.11.2010

- [73] Superpositionsprinzip (Mechanik)
[http://de.wikipedia.org/wiki/Superpositionsprinzip_\(Mechanik\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Superpositionsprinzip_(Mechanik))
Zugriff am 07.11.2010

- [74] Tauerntunnel (Autobahn) – Tunnelbrand
[http://de.wikipedia.org/wiki/Tauerntunnel_\(Autobahn\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Tauerntunnel_(Autobahn))
Zugriff am 30.10.2010

- [75] Temperaturleitfähigkeit
<http://de.wikipedia.org/wiki/Temperaturleitfähigkeit>
Zugriff am 03.01.2011

- [76] Unfall mit Brand im Gotthardtunnel im Jahr 2001
<http://de.atropedia.net/article:37f516>
Zugriff am 30.10.2010

- [77] Verkehrssicherheit
<http://de.wikipedia.org/wiki/Verkehrssicherheit>
Zugriff am 30.10.2010

- [78] Vermiculit
<http://de.wikipedia.org/wiki/Vermiculit>
Zugriff am 07.11.2010

- [79] Versuch und Irrtum
http://de.wikipedia.org/wiki/Versuch_und_Irrtum
Zugriff am 04.01.2011

- [80] Wärmekapazität
<http://de.wikipedia.org/wiki/Wärmekapazität>
Zugriff am 03.01.2011

- [81] Wärmeleitfähigkeit
<http://de.wikipedia.org/wiki/Wärmeleitfähigkeit>
Zugriff am 07.11.2010

- [82] Wärmeübergangskoeffizient
<http://de.wikipedia.org/wiki/Wärmeübergangskoeffizient>
Zugriff am 03.01.2011

- [83] Wasserzementwert
<http://de.wikipedia.org/wiki/Wasserzementwert>
Zugriff am 04.05.2011

Anhang

Abbildungsverzeichnis

Abb. 3-1: Beschilderung nach [7], von links nach rechts: Pannenbucht, Tunnel, Notausgang, Fluchtwege, Notrufeinrichtungen, Feuerlöscher	9
Abb. 4-1: NÖT: Begriffsdefinitionen von Querschnitt (links) u. Längenschnitt (rechts) nach [14].....	14
Abb. 4-2: Übersicht über Tunnelvortriebsmaschinen nach [49].....	15
Abb. 4-3: Tunnelvortriebsmaschine mit Schild, Prinzipskizze nach [51].....	16
Abb. 4-4: Einfachschild-TBM nach [56].....	17
Abb. 4-5: Offene Bauweise Tunnel Rannersdorf bei Schwechat.....	19
Abb. 5-1: Versagensarten bei Stahlbetonbauteilen nach [25], abgeändert	20
Abb. 6-1: Ablauf der Tragwerksbemessung im Brandfall	33
Abb. 6-2: Ermittlung der äquivalenten Temperaturbelastung nach [27].....	37
Abb. 6-3: Resultierende Druckspannungsglocke aufgrund der nichtlinearen Temperatur-Eindringkurve nach [27].....	37
Abb. 8-1: Konventionelle CAE-Prozesskette nach [23]	47
Abb. 8-2: Links: allseitige Bettung, rechts: teilweise Bettung nach [14].....	49
Abb. 8-3: Gebetteter Stabzug	50
Abb. 8-4: Zweidimensionales FE-Netz.....	51
Abb. 8-5: Dreidimensionales FE-Modell	53
Abb. 9-1: Beschreibung der Arbeitslinie für Beton nach [10].....	56
Abb. 9-2: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen nach [10].....	56
Abb. 9-3: Bezogene Betonfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10].....	57
Abb. 9-4: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten nach [36].....	57
Abb. 9-5: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren nach [9].....	58
Abb. 9-6: Gesamte thermische Verlängerung von Beton nach [10]	61
Abb. 9-7: Spezifische Wärme von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10].....	62
Abb. 9-8: Rohdichte von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]	62
Abb. 9-9: Thermische Leitfähigkeit von Normalbeton nach [10].....	63
Abb. 9-10: Modellierung der Arbeitslinie von Betonstahl nach [10]	66
Abb. 9-11: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für warmgewalzten Betonstahl nach [10]	67
Abb. 9-12: Bezogene Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur nach [10]	67
Abb. 9-13: Gesamte thermische Verlängerung von Betonstahl nach [10].....	68
Abb. 9-14: Bezogene Restfestigkeit von Betonstahl nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur nach [37].....	69
Abb. 9-15: Links: Bezogene Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach dem Wiedererkalten, rechts: Rechenwerte für die Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach [37].....	70

Abb. 10-1: Temperaturzeitkurven nach [8].....	72
Abb. 10-2: Temperaturzeitkurven nach [11].....	74
Abb. 10-3: Weitere Temperaturzeitkurven	76
Abb. 10-4: Isothermen zum Zeitpunkt $t = 30$ min zufolge TZK „HC _{inc} “	81
Abb. 10-5: Berechnete Temperatureindringkurven zufolge Temperaturzeitkurve „HC _{inc} “	82
Abb. 10-6: Temperaturzeitkurven für ausgewählte Punkte (HC _{inc})	83
Abb. 10-7: Berechnete Temperatureindringkurven zufolge Temperaturzeitkurve „EBA“	84
Abb. 10-8: Temperaturzeitkurven für ausgewählte Punkte (EBA)	85
Abb. 11-1: Geologisches Profil (Darstellung nicht maßstäblich)	88
Abb. 11-2: Statisches Modell	89
Abb. 11-3: Betonquerschnitt mit Bewehrungslagen (Darstellung nicht maßstäblich).....	90
Abb. 11-4: Lastbild Wasserdruck, Werte in kN/m ²	92
Abb. 11-5: Lastbild Erddruck, Werte in kN/m ²	93
Abb. 11-6: Angenommene Verteilung d. charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} von Beton C40/50	98
Abb. 11-7: Angenommene Verteilung des Elastizitätsmoduls E_{cm} Beton C40/50	98
Abb. 11-8: Angenommene Verteilung des Steifemoduls E_s der Bodenschicht DS	99
Abb. 12-1: Kalte Bemessung: Normalkräfte (links) und Biegemomente (rechts).....	100
Abb. 12-2: Kalte Bemessung - erforderliche und eingelegte Bewehrung in cm ² /m.....	101
Abb. 12-3: Qualitativer Iterationsverlauf eines Lastfalles	103
Abb. 12-4: Vertikale Firstverformung über die Zeit	104
Abb. 12-5: Schnittkraftvergleich - Normalkräfte (links) und Biegemomente (rechts).....	105
Abb. 12-6: Normalkräfte über die Zeit für Tunnelfirste, -ulme und -sohle	106
Abb. 12-7: Biegemomente über die Zeit für Tunnelfirste, -ulme und -sohle	106
Abb. 12-8: Spannungsverläufe in der Tunnelfirste über die Zeit	107
Abb. 12-9: Vertikale Firstverformungen (30 Verläufe) über die Zeit	110

Tabellenverzeichnis

Tab. 4-1: Übersicht über Tunnellasten nach [49], abgeändert	13
Tab. 4-2: Böschungswinkel bei homogenem Baugrund nach [49]	18
Tab. 9-1: Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung v. Normalbeton mit quarz- oder kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen nach [10]	55
Tab. 9-2: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen nach [10]	65
Tab. 10-1: RABT-Temperaturzeitfunktion nach [3]	75
Tab. 10-2: EBA-Temperaturzeitfunktion nach [2].....	75
Tab. 10-3: Parameter für die Ermittlung der Temperatureindringkurven	80
Tab. 11-1: Bodenkennwerte	87
Tab. 11-2: Angesetzter Erddruck.....	92
Tab. 11-3: Teilsicherheitsbeiwerte	94
Tab. 11-4: Sensitivitätsanalyse - Variationsparameter	97
Tab. 11-5: Sensitivitätsanalyse - Korrelationsmatrix	99
Tab. 12-1: Kalte Bemessung - Bewehrungsauswahl	102
Tab. 12-2: Ergebnisse der Traglastanalyse	102
Tab. 12-3: Sensitivitäten in Bezug auf max_1.....	111
Tab. 12-4: Sensitivitäten in Bezug auf max_2.....	111

Ermittlung der Temperatureindringkurven mit SOFiSTiK

\$-----

+PROG AQUA \$ Definition von Material und Querschnitten

\$-----

NORM EN 1992-1991 SNOW NONE \$ Auswahl der Norm

ECHO MAT WERT EXTR \$ Ausgabeumfang

BETO NR 1 ART C 40 \$ Normalbeton C40/50

HMAT NR 1 TYP EC4C TEMP 20,100,150,200,400,600,800,1000,1200 A 0 NSP 0.02

\$ HMAT ... Materialwerte für Hydra

\$ NSP ... Feuchtegehalt des Betons

\$ A 0 ... thermische Leitfähigkeit (untere

\$ Grenze) nach [10] Pkt. 3.3.2 & 3.3.3

ENDE

\$-----

+PROG SOFIMSHA \$ Geometrie des FE-Netzes

\$-----

SYST EDEH \$ ebener Dehnungszustand

KNOT NR X Y \$ Querschnitt: 27,5 cm x 10 cm liegend

4 0.000 0.000 \$ Brandseite auf schmalerer Seite

3 0.275 0.000

2 0.275 0.100

1 0.000 0.100

QUAD MESH 1 2 3 4 MNR 1 M 55 20 \$ Netzraster von 5 mm x 5 mm mit Material # 1

RAND 100 BEZ Brandseite ; 1 4 FIT \$ Definition eines Randes bzw. der Lagerung

\$ einzelner Knoten

ENDE

\$-----

+PROG HYDRA \$ Temperaturberechnung instationär

\$-----

SYST EDEH DIMT MIN DIMQ KW \$ SYST EDEH ... ebener Dehnungszustand

\$ DIMT H ... Dimension der Zeit in Ein-

\$ und Ausgabe in min

\$ DIMQ KW... Dimension der Mengen in Ein-

\$ und Ausgabe in Kilowatt

```

STEU KITE 0          $ Iterationsverfahren
                    $ KITE 0 ...konstante Steifigkeit

STEU MITE 100       $ MITE ... Anzahl der Iterationsschritte

LF 1                $ Berechnungsfall

STEP N 2880 T 1     $ STEP ... Angaben zur instationären Berechnung
                    $ N ... Anzahl der Zeitschritte
                    $ T ... Zeitwert der Zeitschritte in der unter
                    $ SYST DIMT definierten Zeiteinheit

PLF HP 20           $ Ausgangstemperatur in °C

RAND TYP SPEZ VON 100 DELT=GLNS VP 1.0 VAL 0.050 EPS 0.7 F 1

$ RAND ... Knoten oder linienhafte Randbedingung
$ TYP SPEZ ... gemischte oder konvektive Randbedingung
$ VON 100 ... wird angewendet auf den unter SOFIMSHA definierten Rand "100"
$ DELT=GLNS ... die Knoten eines Randelementes (geordnet) werden
$ herangezogen
$ VP 1.0 ... Potentialwert der Umgebung in K mal dem Wert aus FUNK
$ VAL ... Dichte pro Potential in kW/K pro laufenden Meter Rand
$ EPS ... Emissionsgrad, enthält den Faktor der Strahlungsquelle  $\mu_f$  und
$ den des absorbierenden Bauteils  $\mu_m$ 
$ F ... Funktionsnummer für eine zeitliche Abhängigkeit

FUNK  T      F          $ T ... Zeitwert
      0      20         $ F ... Zeitfunktion
      5     1200        $ Brandkurve: EBA
      60    1200
      170   20

ENDE

```

Mit dem Befehl HIST in Verbindung mit dem Programm DYNR können Temperaturverläufe für ausgewählte Knoten abgespeichert und dargestellt werden.

Weitere Erläuterungen zu den vorangegangenen Eingabebefehlen finden sich in den Handbüchern der jeweiligen SOFiSTiK-Module AQUA [40], SOFIMSHA [46], HYDRA [44] und DYNR [43].

Erddruckermittlung

Erd- und Wasserdruck

Bodenaufbau	Beschreibung	Wasser	Höhe* [m]	Δz_i [m]	z_i [m]	γ_i [kN/m ³]	γ'_i [kN/m ³]	φ_i [Grad]	K_0	$\Delta \sigma_v$ [kN/m ²]	σ_v [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]	$\Delta \sigma_w$ [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]
FY	GOK	Nein	20,0	0,0	0,0	21,0	11,0	23,6	0,60	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Bodenschichtwechsel	Nein	16,4	3,6	3,6	21,0	11,0	23,6	0,60	75,6	75,6	45,3	0,0	0,0
ML 1	Bodenschichtwechsel	Nein	16,4	3,6	3,6	22,0	12,0	27,1	0,75	79,2	75,6	56,7	0,0	0,0
	Bodenschichtwechsel	Nein	7,9	8,5	12,1	22,0	12,0	27,1	0,75	187,0	262,6	197,0	0,0	0,0
ML 2	Bodenschichtwechsel	Nein	7,9	8,5	12,1	22,0	12,0	27,1	0,75	187,0	262,6	197,0	0,0	0,0
	Bodenschichtwechsel	Nein	5,9	2,0	14,1	22,0	12,0	27,1	0,75	44,0	306,6	230,0	0,0	0,0
DS	Bodenschichtwechsel	Nein	5,9	2,0	14,1	21,0	11,0	30,6	0,50	42,0	306,6	153,3	0,0	0,0
	Grundwasser	-	5,0	0,9	15,0	21,0	11,0	30,6	0,50	18,9	325,5	162,8	0,0	0,0
	Firste Tunnel	Ja	2,7	2,3	17,3	21,0	11,0	30,6	0,50	24,9	350,4	175,2	22,6	22,6
	Mittelachse Tunnel	Ja	0,0	2,7	20,0	21,0	11,0	30,6	0,50	30,1	380,5	190,3	27,4	50,0
	Sohle Tunnel	Ja	-2,7	2,7	22,7	21,0	11,0	30,6	0,50	30,1	410,6	205,3	27,4	77,4

Effektiver Erddruck

Vertikaler Erddruck - Firste

350,4 kN/m²

Vertikaler Erddruck - Mittelachse

380,5 kN/m²

Vertikaler Erddruck - Sohle

410,6 kN/m²

Horizontaler Erddruck - Firste

175,2 kN/m²

Horizontaler Erddruck - Mittelachse

190,3 kN/m²

Horizontaler Erddruck - Sohle

205,3 kN/m²

Wasserdruck

Firste

22,6 kN/m²

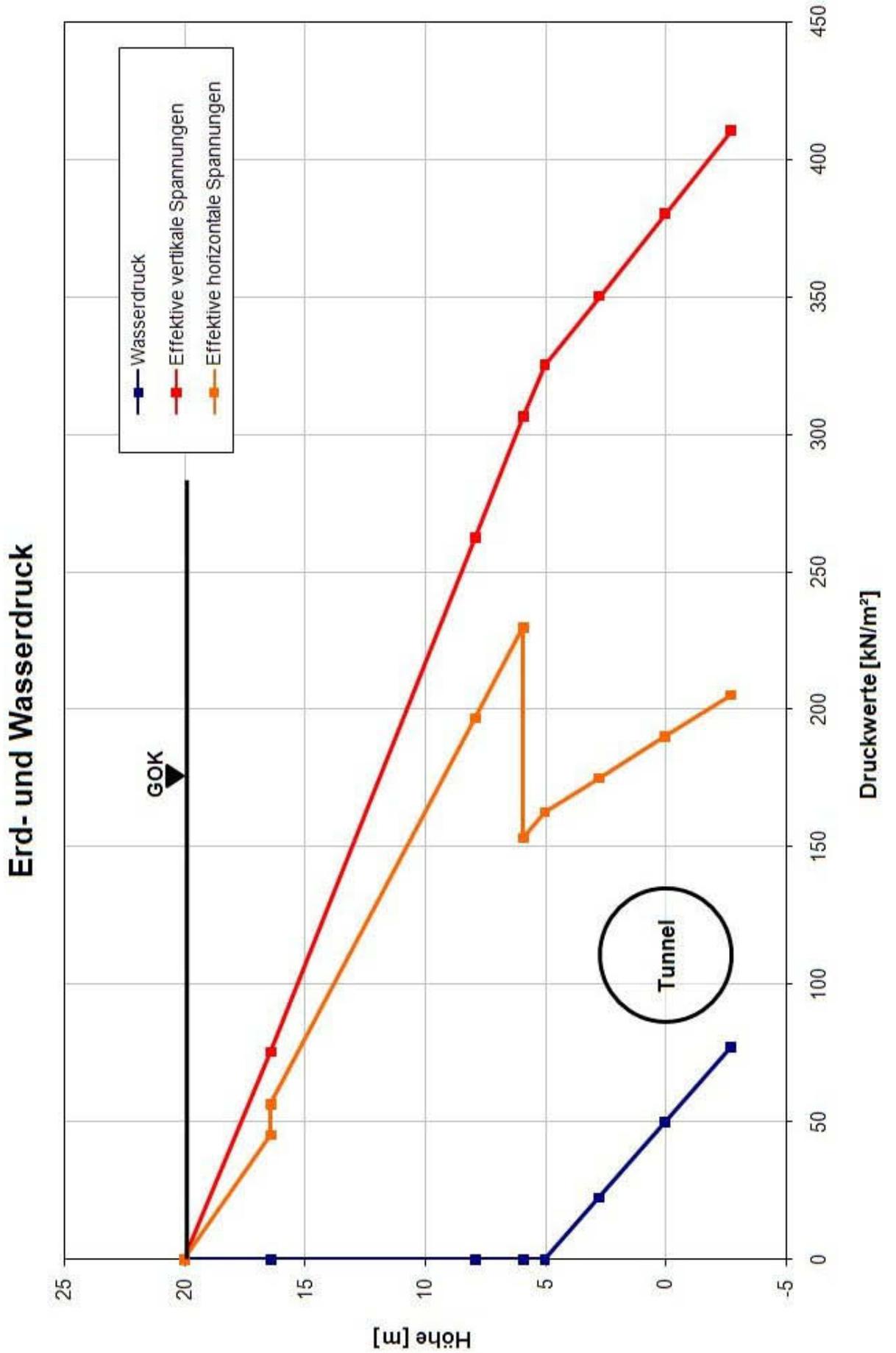
Mittelachse

50,0 kN/m²

Sohle

77,4 kN/m²

*₁) Die Höhen sind auf die Mittelachse des Tunnels bezogen.




```

$-----
+PROG ASE                                $ LF11 Brand t=00:15
$-----

ECHO SCHN VOLL                            $ erweiterte Ausgabe der Schnittgrößen

STEU WARN 350,351,352,353,354            $ Abschaltung der Fehlermeldungen wegen
                                          $ Überschreitung der Grenzdehnung

STEU ITER 0                               $ Iterationsverfahren
STEU SOLV 1                               $ Direkter Skyline Solver zur Systemlösung
STEU AFIX 0                               $ Behandlung von Verschieblichkeiten

STEU NSCH 50 W2 -2 W3 20                 $ STEU NSCH ... Parameter für Quad-Layer
                                          $ W2 -2 ...      Layeraufteilung
                                          $ W3 20 ...     Ausgangstemperatur in Grad

SYST PROB NONL NMAT JA ITER 400 TOL -1.0

    $ SYST ...      globale Steuerwerte
    $ PROB NONL ... nichtlineare Berechnung (betrifft Federn)
    $ ITER 400 ...  Anzahl der Iterationsschritte
    $ TOL -1.0 ...  Toleranz der Iteration (absolute Toleranzgrenze in kN)
    $ NMAT JA ...   Fließgesetze für Quads werden angewendet

DEHN KSV ULD                              $ Ermittlung der Dehnungen und Steifigkeiten:
                                          $ Verwendung der Bruchzustandslinie mit
                                          $ Materialsicherheit

LF 11 BEZ 'LF11 Brand t=00:15'           $ Aktivierung eines Lastfalles

#INCLUDE Erddruck                          $ Ansatz der Last „Erddruck“
#INCLUDE Wasserdruck                       $ Ansatz der Last „Wasserdruck“

LC 61                                       $ Load Copy - Ansatz der unter SOFILOAD
                                          $ definierten Brandlast

GRUP - WERT VOLL FAKS 1 PLF 0 FAKG 1

    $ GRUP - ...    Gruppenauswahl aller Elemente
    $ WERT VOLL ... ausgewählte Gruppen aktivieren + Ergebnisse ausgeben
    $ FAKS 1 ...    Faktor für Steifigkeiten der Gruppen
    $ PLF 0 ...     kein Primärlastfall
    $ FAKG ...     Faktor Eigengewicht

ENDE

```

Weitere Erläuterungen zu den vorangegangenen Eingabebefehlen finden sich in den Handbüchern der jeweiligen SOFiSTiK-Module AQUA [40], SOFIMSHA [46], ASE [41], BEMESS [42] und SOFILOAD [45].

Mittels FReET generierte Datensätze

Datensatz	f_{ck}	E_{cm}	E_s
#	in MPa		
0	40,000	35.220,000	35,700
1	32,189	30.610,065	33,399
2	33,779	31.585,661	50,890
3	34,673	32.127,301	29,372
4	35,340	32.528,598	34,406
5	35,892	32.858,448	32,889
6	36,374	33.639,818	42,101
7	36,809	33.144,942	35,422
8	37,212	33.402,548	30,063
9	37,590	34.073,880	35,942
10	37,952	33.862,304	44,713
11	38,301	34.277,413	43,253
12	38,641	34.668,886	34,911
13	38,975	34.475,138	24,300
14	39,306	34.860,231	36,475
15	39,636	35.050,596	30,692
16	39,968	35.241,328	38,845
17	40,304	35.629,341	28,590
18	40,646	35.433,774	33,904
19	40,997	36.036,254	32,369
20	41,361	35.829,576	38,203
21	41,741	36.251,509	26,427
22	42,143	36.478,013	37,600
23	42,572	36.719,270	41,135
24	43,037	36.980,099	39,536
25	43,552	37.267,513	31,278
26	44,137	37.592,450	40,292
27	44,826	37.973,649	31,835
28	45,689	38.447,971	37,025
29	46,898	39.107,289	27,657
30	49,214	40.353,705	46,794

Lebenslauf

Name	Kovacs Daniel Alexander
Geburtsdatum, -ort	20. Februar 1984, Wien
Wohnadresse	Schottenfeldgasse 73/13, 1070 Wien
Anstellungen	<p>April bis Juni 2011 Universität für Bodenkultur Wien, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Teilzeitanstellung als studentischer Mitarbeiter, Tätigkeit: FE-Modellierung diverser Brückenbauwerke</p> <p>seit Oktober 2006, laufend beschäftigt bei iC Consulente Wien, Planungsbüro, Abteilung Tunnelbau & Geotechnik</p> <p>Schwerpunkte der Tätigkeiten: allgemeine Tunnel- planung, statische Berechnungen für offene und geschlossene Bauweisen, Tunnelbrandberechnungen, Konsolidierungsrechnungen oberflächennaher Tunnel, Baugrubensicherungen, Tübbingdesign</p> <p>Mitarbeit u.a. bei folgenden Projekten: Semmering Basistunnel Neu, Wienerwaldtunnel, Lainzertunnel, Burgstaller Tunnel, Metro Budapest, Tunnel Norderelbe, Södermalmstunnel, Erweiterung der U-Bahn-Linien U1 bzw. U2 Wien</p>
Praktika	<p>August bis September 2005 Fa. Strabag Wien, Abteilung Spezialtiefbau, Tunnelbaustelle der S1 bei Rannersdorf</p> <p>Juli 2002 Verbundplan GmbH Wien</p> <p>Juli 2001 Cincinnati Milacron Wien</p> <p>August 2000 EbS Entsorgungsbetriebe Simmering Wien</p>

Ausbildung	<p>Oktober 2004 bis Juni 2011 Studium der „Kulturtechnik & Wasserwirtschaft“ an der Universität für Bodenkultur Wien</p> <p>Oktober 2003 bis September 2004 Zivildienst beim Institut Keil, Wien, Behindertenbetreuung in Ausbildungsstätte bzw. in betreuter Wohngemeinschaft</p> <p>1998 bis Juni 2003 Höhere technische Bundeslehranstalt Wien XX, Technologisches Gewerbemuseum, Abteilung „Maschineningenieurwesen“</p> <p>1994 bis 1998 Bundesrealgymnasium Wien VII Kandlgasse</p> <p>1990 – 1994 Öffentliche Volksschule Wien VII Zieglergasse</p>
Sprachkenntnisse	Englisch in Wort und Schrift
Spezielle Kenntnisse	CAD, diverse FEM-Programme
Weiteres	Träger des goldenen Ehrenzeichens für Verdienste um die Republik Österreich, erhalten 2004 für sportliche Erfolge