

FE 15.0582/2013/FRB

**Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen
Brandschutznachweises**

für Tunnel in offener Bauweise

Musterstatik

Februar 2015

Forschungsgeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch-Gladbach

Forschungsnehmer: Ingenieurbüro Maidl & Maidl (IMM), Universitätsstr. 142 D-44799 Bochum

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Carsten Peter (IMM)
Armita Nasser, M.Sc. (IMM)

IMM Maidl & Maidl
Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG
Universitätsstraße 142
44799 Bochum
E-mail: info@imm-bochum.de
Homepage: www.imm-bochum.de

INHALT

1	ALLGEMEINES.....	3
2	BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	3
2.1	Maßgebende Vorschriften	3
2.2	Tunnelquerschnitt	4
2.3	Baugrund und Grundwasser	5
2.4	Statische Modellierung	5
2.5	Baustoffe	6
2.6	Einwirkungen	6
2.7	Lastfallkombinationen/Teilsicherheitsbeiwerte	8
3	STATISCHE BERECHNUNGEN ULS/SLS (KALTBEMESSUNG)	10
3.1	Allgemeines	10
3.2	Berechnungsergebnisse	12
3.3	Erforderliche Bewehrung	19
4	GENAUERER RECHNERISCHER NACHWEIS DES BRANDFALLS	20
4.1	Allgemeines	20
4.2	Thermische Analyse	20
4.2.1	Allgemeines	20
4.2.2	Festlegungen für die thermische Analyse	21
4.2.3	Berechnungsergebnisse	24
4.3	Mechanische Analyse	25
4.3.1	Allgemeines	25
4.3.2	Berechnungsergebnisse	29
5	AUSWERTUNG UND ZUSAMMENFASSUNG	33
6	TECHNISCHE VORSCHRIFTEN/UNTERLAGEN	34
7	ANHANG	36

1 Allgemeines

Die vorliegende Musterstatik beinhaltet die Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen des Brandfalls für einen Tunnel in offener Bauweise unter Einwirkung der ZTV-ING-Brandkurve. Als repräsentativer Tunnelquerschnitt wird ein „zweizelliges“ Tunnelbauwerk (RQ 26 t) gewählt.

Die Musterstatik basiert auf der Musterstatik aus dem Forschungsvorhaben [21] und wurde auf die seit dem 01.05.2013 eingeführte Normengeneration der Eurocodes für Ingenieurbauwerke im Zuständigkeitsbereich des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur umgestellt.

Die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandlastfalles erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [14] mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ über eine thermische Analyse und anschließende mechanische Analyse.

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

2 Berechnungsgrundlagen

2.1 Maßgebende Vorschriften

Die ZTV-ING [1] ist das übergeordnete Regelwerk für den Entwurf und die Bemessung von Straßentunneln. Innerhalb der ZTV-ING wird im Einzelnen auf die anzuwendenden Regelwerke verwiesen. Für Tunnelbauwerke sind dies insbesondere folgende Regelwerke:

- DIN EN 1990 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung mit nationalem Anhang [2][3][4];
Hier werden die Einwirkungskombinationen und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehr geregelt.
- DIN EN 1991 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke mit nationalen Anhängen [5][11];
Hier werden die Einwirkungen aus Verkehr angegeben.
- DIN EN 1992 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken mit nationalen Anhängen [12][17];
Hier sind die Regelungen für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen und die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffeigenschaften enthalten.
- DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik mit nationalem Anhang[18][19];
Hier sind die geotechnischen Nachweise für das Tunnelbauwerk geregelt.
- DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 [20];
Hier sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände aus Baugrund und Grundwasser angegeben.

2.2 Tunnelquerschnitt

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

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

Aus dem Lichtraumprofil RQ 26 t und den gewählten Konstruktionsdicken ergeben sich somit Außenabmessungen von $B = 21,60\text{ m}$ und $H = 7,55\text{ m}$ (Bild 1).

Das Tunnelbauwerk (RQ 26 t) wird als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUB-KO) hergestellt.

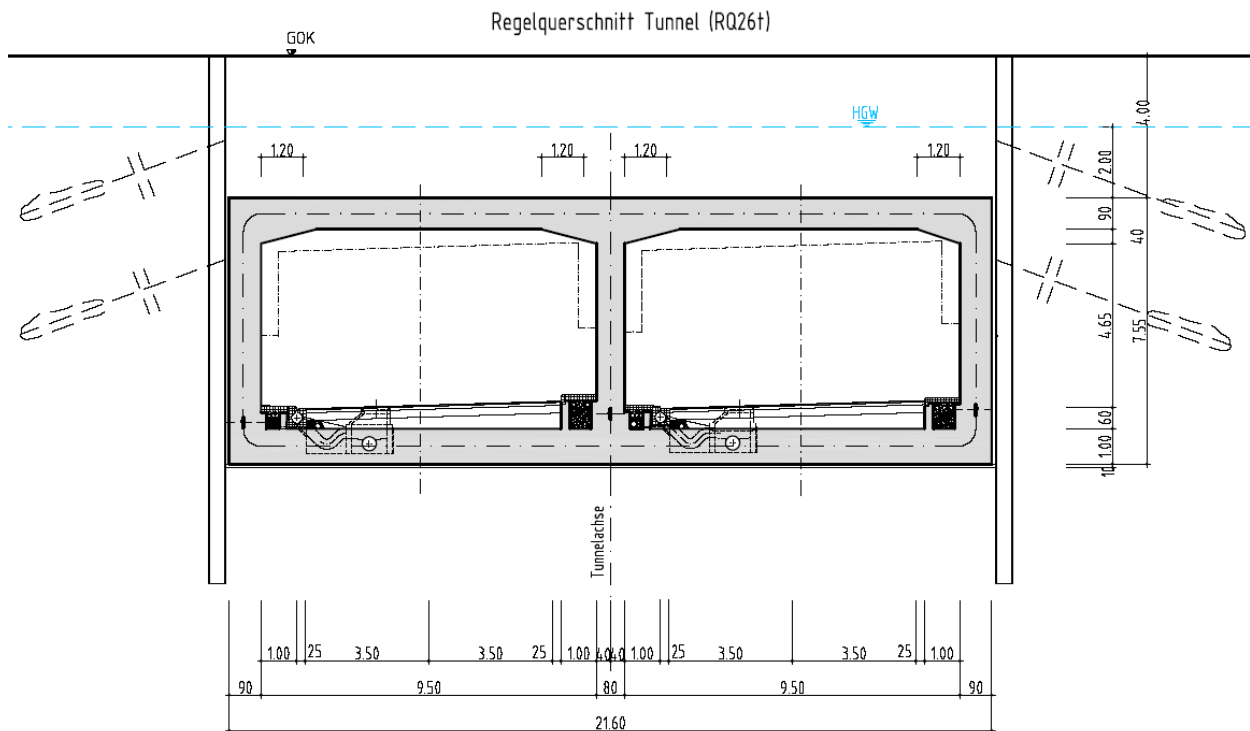


Bild 1: Tunnelquerschnitt (RQ 26 t)

2.3 Baugrund und Grundwasser

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

Tabelle 1: Baugrundkennwerte

Wichte γ/γ' [KN/m ³]	Reibungs- winkel φ [°]	Kohäsion c [KN/m ²]	Steifemodul [MN/m ²]	Vert./hor. Bettung [MN/m ³]
21/12	35	0	50	5/2

Als Überschüttungsmaterial wird ein Boden mit einer Wichte von $\gamma/\gamma' = 19/11$ KN/m³ berücksichtigt.

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

2.4 Statische Modellierung

Als statisches System wird entsprechend gängiger Ausführungspraxis ein ebenes Stabwerksmodell mit elastisch gebetteter Sohle/ Außenwänden gewählt (Bild 2). Die Stäbe sind durch biegesteife Knoten miteinander verbunden. Über die Bettung können nur Druckkräfte in den Baugrund übertragen werden (Zugausschaltung). Eine mögliche Erhöhung der Sohlbettung im Bereich unter den Wänden wurde im Rahmen dieser Musterstatik nicht berücksichtigt.

Die statischen Berechnungen werden mit der Software TALPA (Stabelemente Fiber Beam) der Fa. Sofistik [29] basierend auf Finite-Elemente-Methoden durchgeführt.

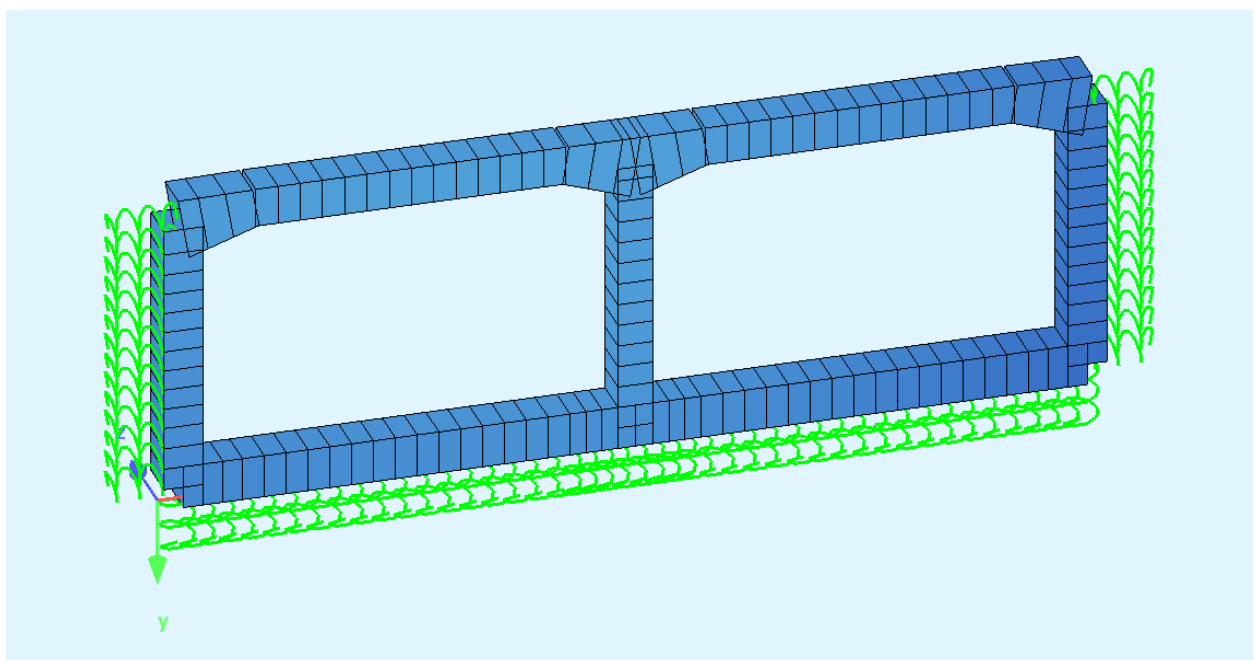


Bild 2: Statisches System Rahmenbauwerk

2.5 Baustoffe

Beton: C 30/37
Stahl: B 500 S

Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe (nach DIN EN 1992-2/NA, Tab. 2.1DE [17])

Stahl:

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

Beton:

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

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe werden für die außergewöhnliche Bemessungssituation Brand in Abweichung zu der DIN EN 1992-1-1 [12] sowohl für Beton als auch für Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-2 Ziffer 2.3 [14] auf 1,0 festgelegt.

Betondeckung nach ZTV-ING Teil 5-2, Nr. 10.3.2 [1]

min c: 50 mm (innen und außen)
nom c: 60 mm (innen und außen)

Für die Bemessung wurde in Abhängigkeit vom Bauteil und der erforderlichen Biegebewehrung ein Achsabstand zwischen Bewehrungsschwerpunkt und Bauteilaußenrand von 85 mm und luftseitig in der Decke und 80 mm bei den Wänden und Sohle berücksichtigt. Dem liegt die Annahme des Durchmessers der Biegebewehrung von max. 28 mm und eine Anordnung der Bewehrung in Tunnellängsrichtung in 1. Lage zugrunde. In Abhängigkeit des erforderlichen Durchmessers der Biegebewehrung, der Erfordernis einer Bügelbewehrung und des gewählten Bewehrungskonzeptes ist der Achsabstand objektspezifisch anzupassen.

2.6 Einwirkungen

LF1: Eigengewicht Stahlbeton:

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

LF2: Erdüberschüttung über Tunneldecke unter Auftrieb:

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

LF3: Erdüberschüttung über Tunneldecke:

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

LF4: Straßenaufbau im Tunnel:

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

LF5: Verkehrslast an GOK:

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

LF6: Erddruck:

Der maximale Erddruck ist der Erdruhedruck gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1 (Geologie siehe Ziffer 2.2).

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

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

Tabelle 2: Erddruckverteilung

Gamma [kN/m ³]	Höhe [m]	σ_v [kN/m ²]	k_0 ($\phi=35^\circ$)	$e_{0h} = k_0 \times \sigma_v$ [kN/m ²]
21,00	0,00	10,00	0,426	4,26
	2,00	52,00		22,18
12,00	2,00	52,00	0,426	22,18
	4,00	76,00		32,41
12,00	4,00	76,00	0,426	32,41
	11,55	166,76		71,04

Der min. Erddruck ist Null gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1.

LF7: Verkehrsbelastung im Tunnel:

Die Verkehrslasten im Tunnel werden nach DIN EN 1991-2 [9], Lastmodell 1 angesetzt (Bild 3: Lastmodell 1, Ausschnitt aus DIN-EN 1991-2, Abs. 4.3.2 [9]).

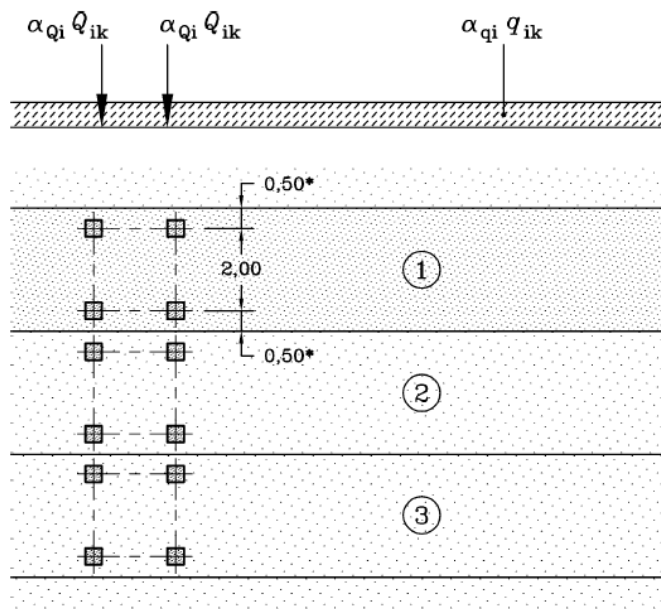


Bild 3: Lastmodell 1, Ausschnitt aus DIN-EN 1991-2, Abs. 4.3.2

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

Es ergeben sich folgende Flächenlasten:

Lastverteilungsbreite: $b = 3 \text{ m}$

Lastverteilungslänge (Fahrbahndicke: 0,6m, Dicke Konstruktionsbetonsohle: 1,0m):

$l = 1,6 \text{ (Länge Tandem)} + 2 \times (0,6+1,0/2) = 3,80 \text{ m}$

Flächenlast Streifen 1: $(2 \times 300) / (3,0 \times 3,8) + 9 = 52,63 \text{ kN/m}^2$

Flächenlast Streifen 2: $(2 \times 200) / (3,0 \times 3,8) + 2,5 = 35,09 \text{ kN/m}^2$

LF 8: Grundwasser:

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

LF 9/10: Temperatur:

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

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

Daraus folgt:

	LF9 Winter	LF10 Sommer
Temperaturgradient $\Delta T_{M \text{ (neg, pos)}}$:	- 25 K	15 K
Temperaturänderung ΔT_N :	-12,5 K	7,5 K

LF 11/12: Anprall:

Die Einwirkung aus Anprall nach DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12, Abs. 4.3.1, Tabelle NA.2-4.1 [30] in Höhe von 500 kN (Straßen innerorts bei $v \geq 50 \text{ km/h}$) wird links und rechts auf die Mittelwand rechwinklig zur Fahrtrichtung in ca. 1,25 m Höhe über der Fahrbahnoberfläche angesetzt.

LF 13 Brand:

Siehe Kap. 4.3.1

2.7 Lastfallkombinationen/Teilsicherheitsbeiwerte

Die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung erfolgt auf Grundlage der ZTV-ING [1] und den dort genannten Regelwerken (siehe auch Kap. 2.1).

Es werden Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt.

Tragfähigkeitsnachweise:

Für die ständige Bemessungssituation nach DIN EN 1990 [2], Abs. 6.4.3.2, Gl. (6.10) ergibt sich die Lastfallkombination zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} * G_{kj} + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$$

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen:

- Lastfälle: Eigengewicht (LF 1,4), Erdauflast (LF 2,3), Wasserdruck (LF 8), Verkehr an GOK (LF 5): $\gamma_G = 1,35$ (DIN 1054 [20])
- Lastfall seitlicher Erddruck (LF 6): $\gamma_G = 1,20$ (DIN 1054 [20])
- Lastfall Verkehr im Tunnel (LF 7): $\gamma_Q = 1,35$ (DIN EN 1990 [2], Tabelle A2.4(B))
- Lastfall Temperatur (LF 9,10): $\gamma = 1,0$ (ZTV-ING [1] 5.2)

Der Wert $\gamma_{G,inf} = 1,0$ nach DIN 1054 [20] für günstige Wirkung ist nur für den Sonderfall vorgesehen. Über die Erddruckvariation ist im Tunnelbau die günstige bzw. ungünstige Wirkung der Erddrucklasten ausreichend abgedeckt.

Veränderliche Auflasten auf der GOK bis 10 kN/m^2 gelten nach DIN 1054 [20], Abs. 10.3.1(6) als ständige Einwirkung. Die vorherrschende veränderliche Einwirkung ist die Temperaturbelastung. Die zweite veränderliche Einwirkung ist die Verkehrslast im Tunnel, die mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert werden kann.

Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990 [2], Anhang A2, Tab. A2.1 für Verkehrslast im Tunnel (LF 7):

TS: $\Psi_0 = 0,75$

UDL: $\Psi_0 = 0,40$

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

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Ermüdung (Schwingbreitennachweis) braucht aufgrund der durchgehenden steifen Bettung der Sohlplatte und der geringen Einflüsse der Verkehrslasten nicht geführt werden. Im Brandlastfall ist dieser Nachweis auch nicht relevant.

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN EN 1990 [2], 6.4.3.3, Gl.(6.11b) ergibt sich die Lastfallkombination zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} * G_{kj} + A_d + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Als außergewöhnliche Einwirkung wird die Brandeinwirkung nach ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 und der Anprall nach DIN EN 1991-1-7/NA, Abs. 4.3.1, Tabelle NA.2-4.1 [30] definiert, wobei diese außergewöhnlichen Einwirkungen bei den Berechnungen nicht gleichzeitig berücksichtigt werden.

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen:

- Lastfälle: Eigengewicht (LF 1,4), Erdauflast (LF 2,3), Wasserdruck (LF 8), Verkehr an GOK (LF 5): $\gamma_G = 1,1$ (DIN 1054 [20])
- Lastfall seitlicher Erddruck (LF 6): $\gamma_G = 1,0$ (DIN 1054 [20])

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

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 10

Kombinationsbeiwerte für den Temperaturlastfall (LF 9,10) nach DIN EN 1990 [2], Tabelle A2.1: $\Psi_1 = 0,6$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN EN 1990 [2], Tabelle A2.1: $\Psi_2 = 0$

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

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN EN 1990 [2] Tabelle A2.1: $\Psi_1 = 0,75$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise:

Es wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die WUB-KO über die Begrenzung der Rissbreiten (erdseitig: 0,15 mm, luftseitig: 0,2 mm gemäß ZTV-ING Teil 5, Abs. 2) geführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 nach DIN 1054 [20]) betragen 1,0.

Gemäß ZTV-ING Teil 5 Abs. 2, 3.3.4.1 ist für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Einwirkungskombination „häufige Kombination“ nach DIN EN 1990 [2], 6.5.3 Gl. (6.15b) zu berücksichtigen.

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \Psi_{11} * Q_{kv1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{kvi}$$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN EN 1990 [2], Tabelle A2.1, Tab. C2: $\Psi_1 = 0,75$

Kombinationsbeiwerte für den Temperaturlastfall (LF 9/10) nach ZTV-ING Teil 5.2, Ziffer 3.4.2.3 für Berechnungen im Zustand I: $\psi_2 = 0,5$

3 Statische Berechnungen ULS/SLS (Kaltbemessung)

3.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen werden mit charakteristischen Einwirkungen berechnet und in der Lastfallkombination mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten gemäß Kap. 2.7 beaufschlagt. Die Schnittgrößenberechnung erfolgt für den ungerissenen Betonquerschnitt (Zustand I).

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Es werden sechs Lastfallkombinationen berechnet. Zur Abdeckung der ungünstigsten Lastfallüberlagerungen werden Variationen der maximal bzw. minimal möglichen Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt. Projektspezifisch sind noch evtl. Abgrabungslastfälle zu berücksichtigen:

LK 1001: min H (min. seitr. Erddruck = 0, min. Wasserdruck = 0) + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer →

1,35 LF1 + 1,35 LF3 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 0,75x1,35 LF7 + 1,0 LF 10

LK 1002: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter →

1,35 LF1 + 1,35 LF3 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 0,75x1,35 LF7 + 1,0 LF 9

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 11

LK 1003: max H (Erdruchedruck + Wasserdruck) + min V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,2 LF6 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 10

LK 1004: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,2 LF6 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 9

LK 1005: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 1,2 LF6 + 0,75x1,35 LF7 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 10

LK 1006: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter →

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 1,2 LF6 + 0,75x1,35 LF7 + 1,35 LF 8 + 1,0 LF 9

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Es werden die sechs Lastfallkombinationen analog zum Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet.

LK 1007: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF3 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 0,75x1,0 LF7 + 0,5 LF 10

LK 1008: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF3 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 0,75 LF7 + 0,5 LF 9

LK 1009: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF6 + 1,0 LF 8 + 0,5 LF 10

LK 1010: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF6 + 1,0 LF 8 + 0,5 LF 9

LK 1011: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 1,0 LF6 + 0,75 LF7 + 1,0 LF 8 + 0,5 LF 10

LK 1012: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 1,0 LF6 + 0,75 LF7 + 1,0 LF 8 + 0,5 LF 9

Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall

Es werden vier zusätzliche Lastfallkombinationen mit Berücksichtigung der Anpralllast berechnet.

LK 1013: max H + min V_{\downarrow} + Anprall l_i + Temp. Winter→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 9 + 1,0 LF 11

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 12

LK 1014: max H + min V↓ + Anprall re + Temp. Sommer→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10 + 1,0 LF 12

LK 1015: max H + min V↓ + Anprall li + Temp. Sommer→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10 + 1,0 LF 11

LK 1016: max H + min V↓ + Anprall re + Temp. Winter→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 9 + 1,0 LF 12

3.2 Berechnungsergebnisse

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Nachfolgend sind die minimalen und maximalen Schnittgrößen (Biegemoment (Bild 4) / Normalkraft (Bild 5/Bild6)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 7) dargestellt. Die vollständigen Berechnungsergebnisse können im Detail dem Anhang 1 entnommen werden.

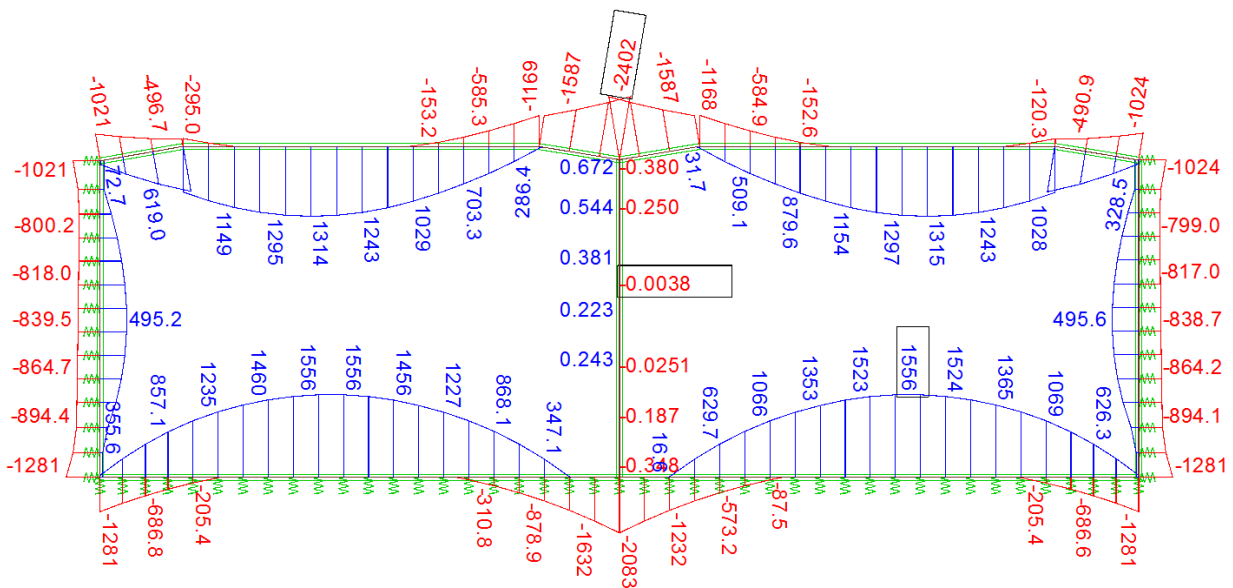


Bild 4: Min./Max. Biegemomente aus ULS [kNm]

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 13

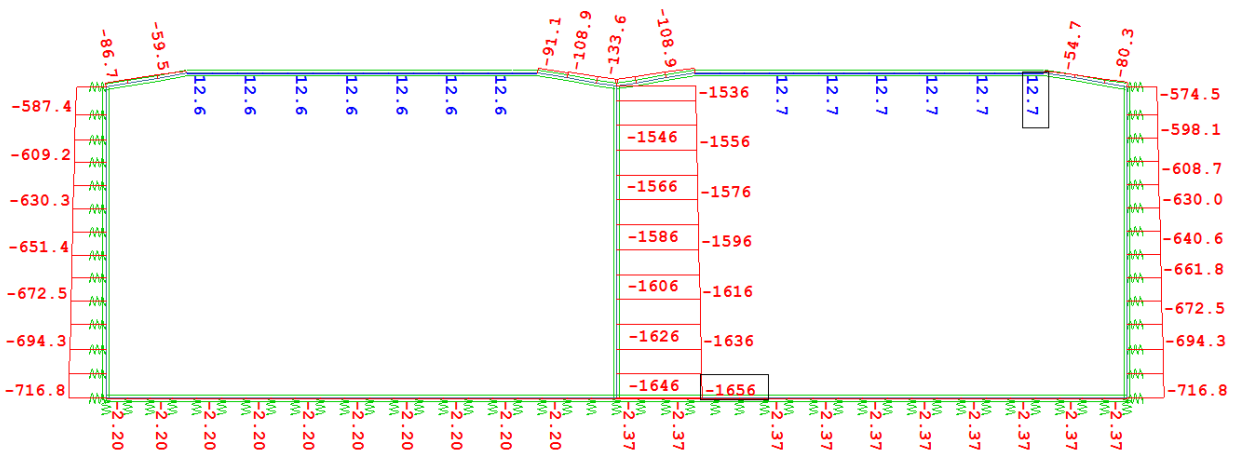


Bild 5: Max. Normalkraft aus ULS [kN]

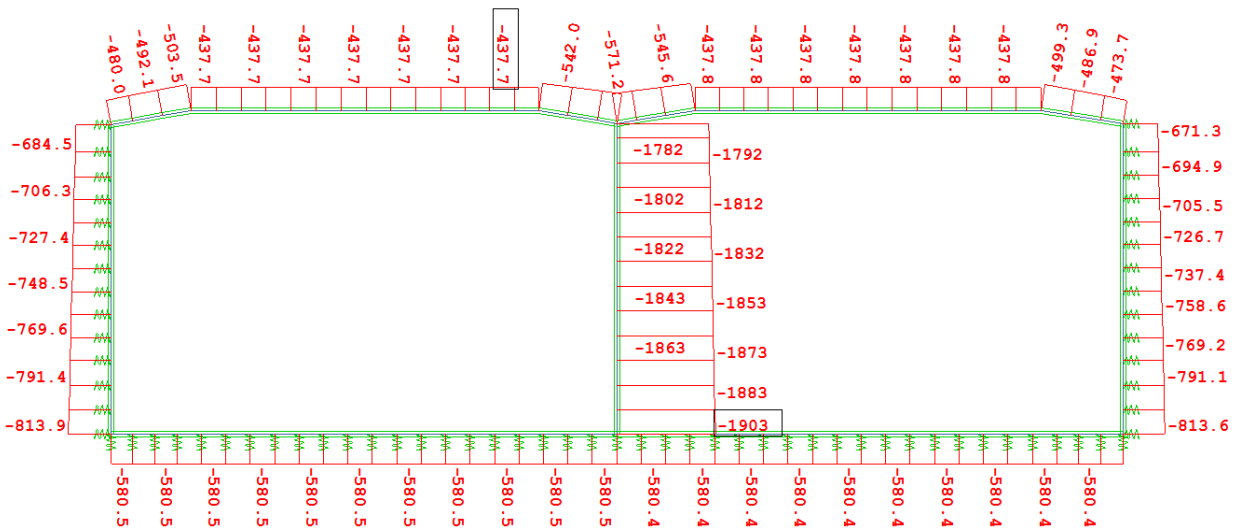


Bild 6: Min. Normalkraft aus ULS [kN]

Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall

Nachfolgend sind die die minimalen und maximalen Schnittgrößen (Biegemoment (Bild 12) / Normalkraft (Bild 13/Bild 14) und die entsprechende Bewehrung (Bild 15) dargestellt. Die vollständigen Berechnungsergebnisse können im Detail dem Anhang 2 entnommen werden.

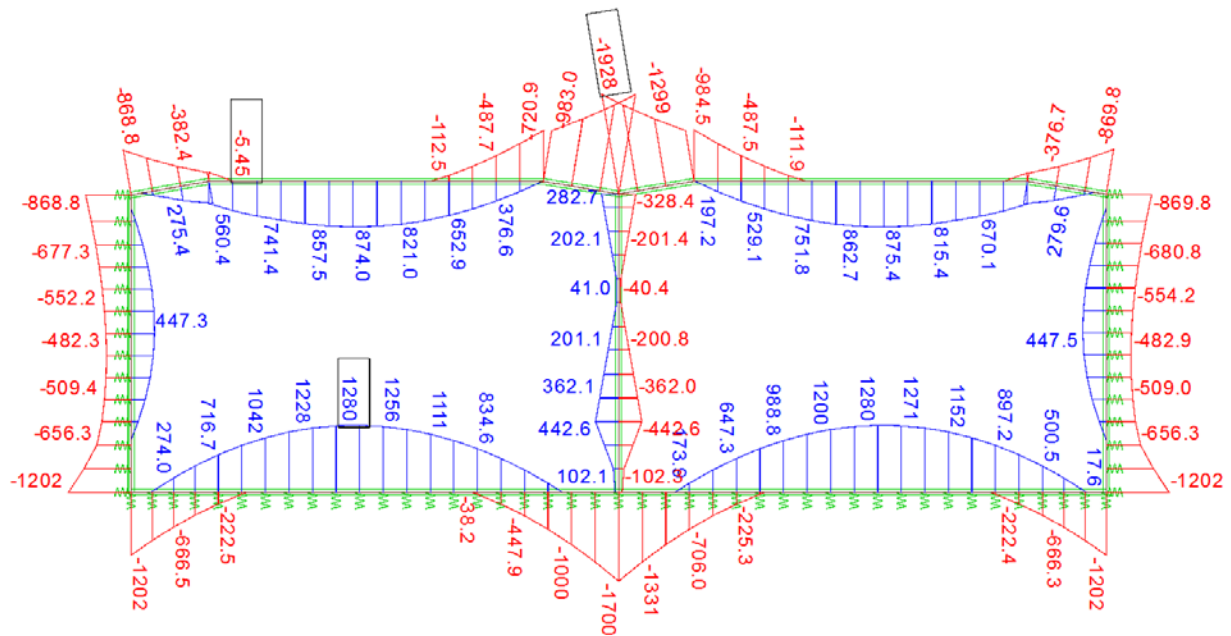


Bild 12: Min./max. Biegemoment aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Anprall [kNm]

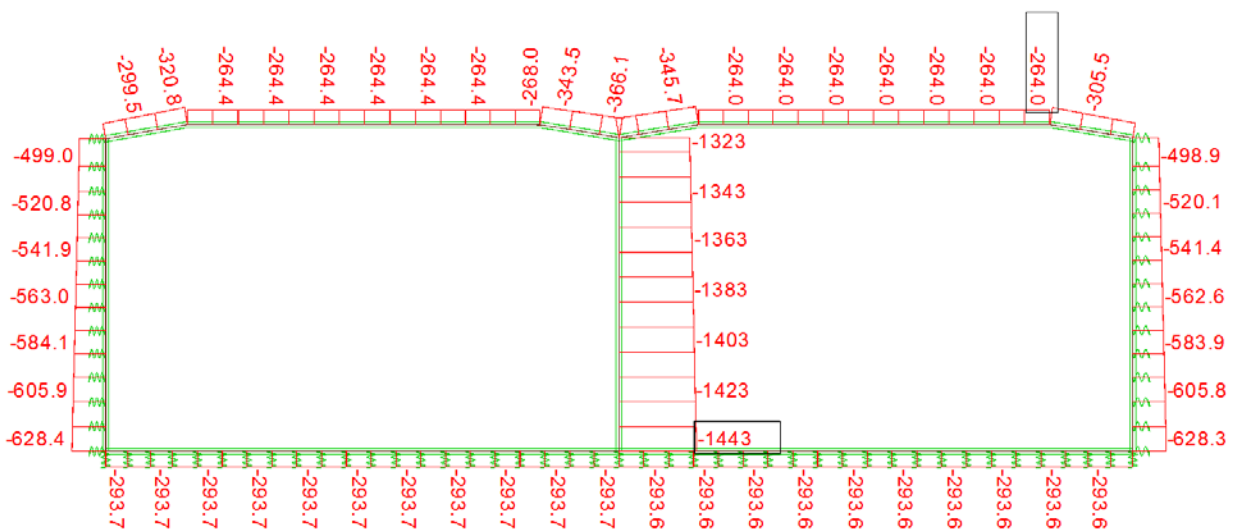


Bild 13: Max. Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Anprall [kN]

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 18

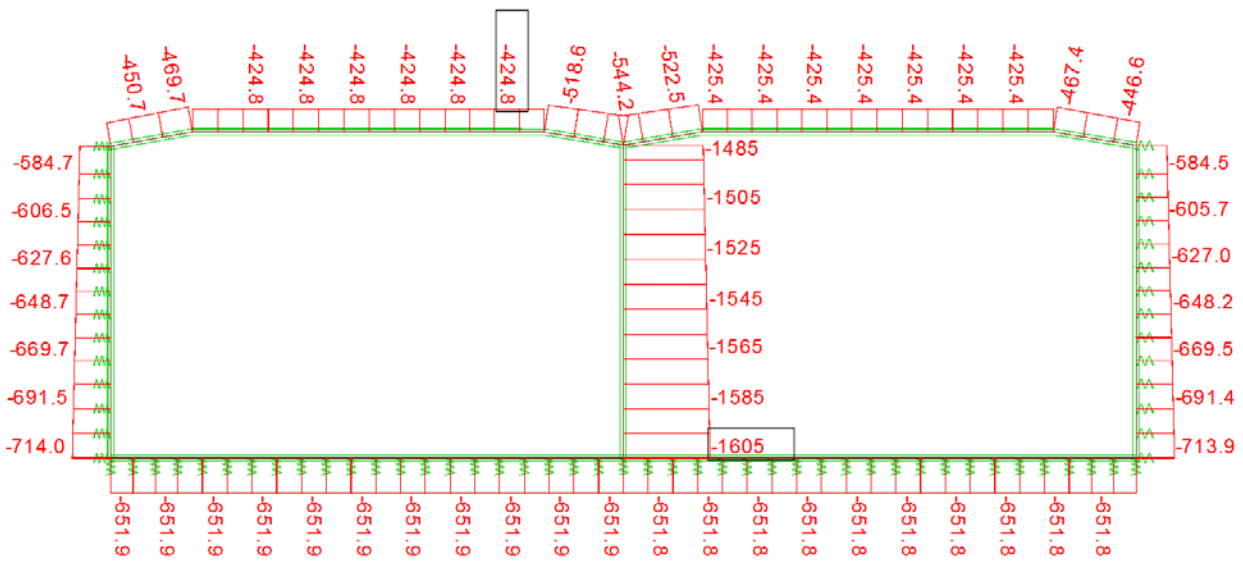


Bild 14: Min. Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Anprall [kN]

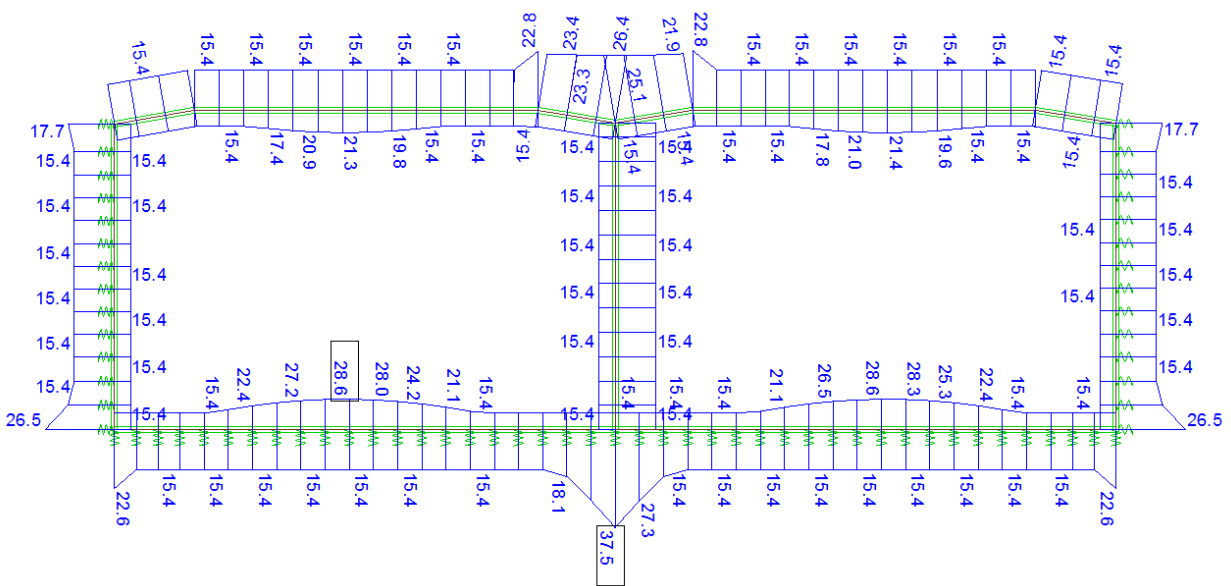


Bild 15: Biegebewehrung aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Anprall

3.3 Erforderliche Bewehrung

Nachfolgend ist tabellarisch die erforderliche Biegebewehrung aus den verschiedenen Nachweisen zusammengestellt. Die maßgebende Biegebewehrung für den jeweiligen Schnitt ist in rot dargestellt.

Als Mindestbewehrung in Querrichtung ist für WU-Beton-Konstruktionen nach ZTV-ING T5, Abschn. 2, 3.3.2- 0,20 % des Betonquerschnittes bzw. 12 cm²/m vorzusehen. Die Mindestbewehrung wird analog zu der Musterstatik aus dem Forschungsvorhaben [31] zu 15,4 cm²/m gewählt. Die Mindestbewehrung in Längsrichtung und die Querkraftbewehrung wird im Rahmen dieser Statik nicht behandelt.

Tabelle 3: Erforderliche und gewählte Bewehrungsgehalte

Schnitt	Erf. Bewehrung As [cm ² /m]			gewählt As	
	aus	aus	aus	Ø/cm	cm ² /m
	1	2	3		
Decke, Feld, luftseitig	37,1	51	21,3	28/20 + 25/20	55,33
Deckenanschnitt mitte, erdseitig	38,5	75	25,8	28/10 + 20/20	74,2
Deckenanschnitt außen, erdseitig	15,4	15,4	15,4	16/12,5	16,08
Wandanschnitt oben, erdseitig	15,4	27,5	15,4	20/10	31,42
Wand, Feld, erdseitig	15,5	28,6	15,4	20/10	31,42
Wand, Feld, luftseitig	15,4	15,4	15,4	14/10	15,4
Wandanschnitt unten, erdseitig	19,6	37,6	17,4	20/10 + 14/20	39,12
Sohlanschnitt außen, erdseitig	16,7	35	15,4	25/12,5	39,27
Sohle, Feld, luftseitig	39,1	58,7	28,7	25/10 + 16/20	59,14
Sohlanschnitt mitte, erdseitig	41,9	72,9	29	25/10 + 20/20	73,63
Mittelwandanschnitt unten	15,4	15,4	15,4	14/10	15,4
Mittelwandanschnitt oben	15,4	15,4	15,4	16/12,5	16,08

1: Grenzzustand der Tragfähigkeit (Zustand I)

2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Zustand I)

3: Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall (Zustand I)

Mindestbewehrung: 15,4 cm²/m

4 Genauerer rechnerischer Nachweis des Brandfalls

4.1 Allgemeines

Der genauere rechnerische Nachweis des Brandfalls wird auf Grundlage des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ gemäß DIN EN 1992 Teil 1-2 [14] geführt.

Der Nachweis nach dem allgemeinen Rechenverfahren setzt sich aus der thermischen Analyse zur Bestimmung der zeitabhängigen, nichtlinearen Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund der einwirkenden Brandkurve und einer mechanischen Analyse zur Bestimmung des mechanischen Verhaltens des Tragwerks (Schnittgrößen, Verformungen etc.) zusammen.

Hierzu wird vorab im Rahmen einer thermischen Analyse die Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund der einwirkenden Brandkurve berechnet.

Das Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und den damit einhergehenden Steifigkeitsabminderungen (Zustand II) sowie die temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

Das verwendete Rechenprogramm muss für die Berechnungsbeispiele der DIN EN 1991-1-2/NA Anhang CC [8] validiert sein.

4.2 Thermische Analyse

4.2.1 Allgemeines

In der thermischen Analyse wird ausgehend von dem Temperatur-Zeit-Verlauf einer Brandkurve (z. B. ZTV-ING-Kurve) die Temperaturverteilung im Querschnitt eines Bauteils berechnet. Die Temperatursausbreitung im Querschnitt lässt sich mit Hilfe der Fourier-Gleichung als instationäre Wärmeleitung in einen Festkörper ermitteln. Die thermischen Einwirkungen auf das Bauteil sind dabei als Wärmestrom zwischen Heißgastemperatur Θ_g und der Oberflächentemperatur des Bauteils Θ_m unter Berücksichtigung eines konvektiven Anteils ($h_{\text{net,c}}$) und eines Strahlungsanteils ($h_{\text{net,r}}$) anzusetzen.

Die thermische Analyse wird mit der Software Hydra der Fa. Sofistik [28] durchgeführt.

Maßgeblichen Einfluss auf den Temperaturverlauf im Querschnitt haben neben der äußeren Brandeinwirkung (maximale Temperatur und Einwirkdauer) auch die vorhandenen bzw. geplanten baulichen Brandschutzmaßnahmen.

Ohne bauliche Brandschutzmaßnahmen ist im Brandfall von Betonabplatzungen auszugehen. Für die Berechnungen müssen Annahmen für Abplatzzeitpunkt und Abplatztiefen getroffen werden, die z. B. aus den Auswertungen von Großbrandversuchen für Rechteckrahmen [22] herangezogen werden können. Im Regelfall ist anzunehmen, dass Betonabplatzungen bis zur luftseitigen Bewehrung auftreten und die luftseitige Bewehrung damit ausfällt. Weiter kann vereinfacht die Brandeinwirkung direkt auf den Restquerschnitt angesetzt werden, d.h. der zeitliche Verlauf bis zur Endabplatztiefe kann vernachlässigt werden.

Bei Verwendung von Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) kann davon ausgegangen werden, dass die geringen Betonabplatzungen für den Nachweis des Brandfalls vernachlässigbar sind. Es kann der volle Betonquerschnitt angesetzt werden.

Bei Verwendung von Brandschutzbekleidungen wird die Temperatureindringung in das Bauteil verringert und das Abplatzrisiko vermindert oder ausgeschlossen. Die Wirksamkeit der Brandschutzbekleidung ist

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 21

durch Prüfzeugnisse, Brandversuche etc. nachzuweisen. Bei der thermischen Analyse sind die entsprechenden Materialkennwerte der Bekleidung auf Grundlage der Herstellerangaben zu berücksichtigen.

Im Rahmen der Musterstatik wird ein Beton mit Zugabe von Polypropylenfasern (PP-Fasern) berücksichtigt.

4.2.2 Festlegungen für die thermische Analyse

Für die thermische Analyse mit Finite-Elemente-Programmen können folgende Vereinfachungen getroffen werden [24] :

- (1) In flächigen Bauteilen, wie z. B. Decken oder Wänden kann eine eindimensionale Temperaturverteilung nur über die Querschnittsdicke berechnet werden. D.h., dass die Temperaturentbreitung in Bauteillängsrichtung vernachlässigt werden kann.
- (2) Wasserdampfbewegungen müssen bei der Temperaturverteilung nicht erfasst werden.
- (3) Beim Beton wird der Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser und sonstige energieverzehrende Vorgänge durch die geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität c_p des Betons im Temperaturbereich von 100 - 200 °C berücksichtigt.
- (4) Hinsichtlich seiner thermischen Materialeigenschaften kann Beton als homogener Baustoff angesehen werden. Das heterogene Gefüge, Kapillarporen und Risse werden pauschal in den thermischen Materialgesetzen erfasst.
- (5) Die Stahlbewehrung kann bei der thermischen Analyse vernachlässigt werden. Dies gilt für Stahlbetonquerschnitte mit praxisüblichem Bewehrungsgehalt. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Temperatur in einem Bewehrungsstab etwa der Temperatur im ungestörten Beton entspricht.

Für die Durchführung der thermischen Analyse mit Finite-Elemente-Programmen werden folgende Festlegungen getroffen:

Temperatur-Zeit-Kurven

Zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Betonquerschnitt wird die ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 25 Minuten verwendet (Bild 16) [1].

Bei der Berechnung der Temperaturverteilungen wird die Temperaturkurve auf der luftseitigen Betonoberfläche des Querschnitts aufgebracht.

Bei Tunnel mit erhöhten baulichen Sicherheitsanforderungen (z.B. Unterwasserbetontunnel) sind nach ZTV-ING 5.1 Ziffer 10.2 [1] die Anforderungen an den baulichen Brandschutz gesondert festzulegen. In der Regel ist eine „verlängerte“ ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 55 Minuten statt 25 min anzusetzen (Bild 16).

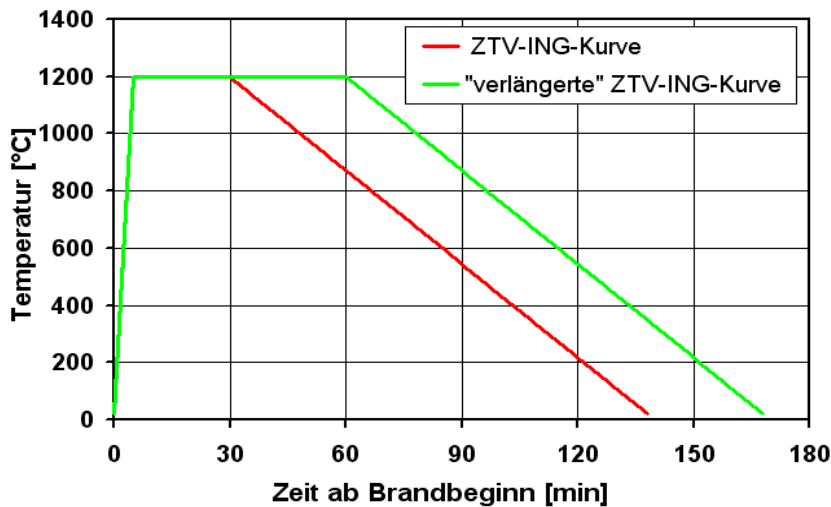


Bild 16: Brandkurven

Materialwahl

Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird im FE-Programm das Material „Normalbeton“ gewählt. In dem FE-Programm muss zusätzlich der Feuchtegehalt des Betons festgelegt werden, der sich auf die Temperaturentwicklung im Beton und das Abplatzverhalten auswirkt.

Die Temperaturentwicklung im Querschnitt wird dadurch beeinflusst, dass für das Verdampfen der Betonfeuchte in Form von Kapillarwasser bei 100°C Energie benötigt wird. Mit steigendem Feuchtegehalt erfolgt bei der Verdampfung des Kapillarwassers eine Abnahme in der Temperaturleitfähigkeit. Nachdem das Kapillarwasser verdampft ist, stellt sich wieder eine gleichmäßige Temperaturleitfähigkeit ein.

Untersuchungen an Tunnelinnenschalen von bestehenden Tunneln zeigen, dass bereits in einer Tiefe von 3 cm ein Feuchtegehalt von ca. 3 Gew.-% vorhanden ist [26]. Für die Berechnung wird ein Feuchtegehalt von 3 % gewählt. Durch die Vorgaben des Materials (Normalbeton) und der relativen Feuchte werden aus den in der Datenbasis gespeicherten Materialien die Wärmeleitfähigkeit λ , die Rohdichte ρ und die spezifische Wärmekapazität c_p des Betons in Abhängigkeit der Temperatur nach DIN EN 1992-1-2 [14] errechnet. Für die Wärmeleitfähigkeit wird entsprechend DIN EN 1992-1-2/ NA [15] die obere Grenzfunktion berücksichtigt. Die Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität c_p ist nach [14] unter Berücksichtigung von quarz- bzw. kalkhaltigem Zuschlag durchzuführen. In der vorliegenden Musterstatik ist ein quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt worden.

Die temperaturabhängigen Materialkennwerte für Beton nach DIN EN 1992 1-2 [14] ist in dem nachfolgenden Bild zusammengestellt.

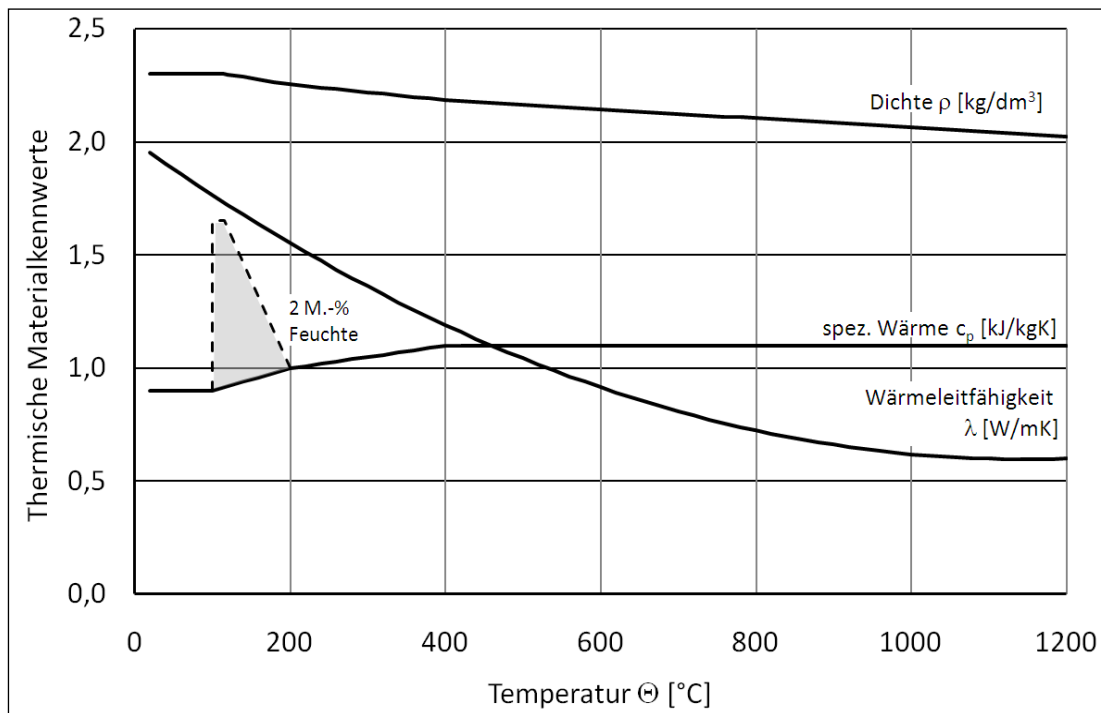


Bild 17: Die temperaturabhängigen Materialkennwerte für Beton nach DIN EN 1992 1-2 [14]

Festlegung des Wärmeübergangskoeffizienten und des Emissionsgrades

Die Erwärmung eines Bauteils ist abhängig vom Wärmeübergang am Bauteilrand und dem Wärmestrom im Inneren des Bauteils. Als Wärmeübergangsbedingung an der beflamten Oberfläche werden in dem FE-Programm der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c sowie der resultierende Emissionsgrad ϵ_{res} eingegeben. Diese Parameter werden generell sowohl für die Oberfläche des Bauteils ohne Abplatzung, als auch für die Oberfläche des Bauteils nach einer Abplatzung als konstante Werte festgelegt.

Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c hängt von der Oberflächenbeschaffenheit (z. B. rau oder glatt) eines Bauteils und vom Temperaturverlauf im Brandraum ab [26]. In der DIN EN 1992-1-2 [14] werden unter Berücksichtigung von Temperatur-Zeit-Kurven konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von 25 W/m²K bis 50 W/m²K angegeben.

Da für eine Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve hinsichtlich des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten keine Angaben vorliegen, wurde in einem Forschungsvorhaben [21] zunächst der Einfluss des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten auf die Berechnung der Temperaturverteilung mit einer Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve überprüft. In den Berechnungen wurden konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von $\alpha_c = 25$ W/m²K bzw. 50 W/m²K angesetzt. Es zeigte sich, dass bis zum Erreichen der Vollbrandphase an der Oberfläche Temperaturunterschiede von bis zu 60°C auftraten. Ab einer Bauteiltiefe von 2 cm zeigten sich nahezu keine Unterschiede. Während der Vollbrandphase waren die Temperaturen im gesamten Querschnitt etwa gleich.

Der Einfluss des Wärmeübergangskoeffizienten ist damit auf die Temperatur im Betonquerschnitt sehr gering. Für die Berechnungen wird ein konvektiver Wärmeübergangskoeffizient von

$$\alpha_c = 25 \frac{W}{m^2 K} \text{ gewählt [24].}$$

Der resultierende Emissionsgrad an der Oberfläche berücksichtigt die Wärmeübertragung durch Strahlung der Flamme und die Absorption der Strahlung durch die Betonoberfläche. Je höher der Emissionsgrad desto größer ist die Temperatureindringung in den Querschnitt. Der resultierende

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 24

Emissionsgrad ist dabei abhängig von z.B. der Oberflächenbeschaffenheit (glatt oder rau) und der Temperaturbelastung und kann daher variieren [24]. Im Fall von Tunnelbränden ist ein Emissionsgrad im Brandbereich von 0,7 bis 0,85 zu erwarten [25]. Im Allgemeinen kann ein Wert von 0,8 gewählt werden [5].

Zur Überprüfung des Einflusses des Emissionsgrades wurden in [21] ebenfalls Berechnungen mit unterschiedlichen Emissionsgraden von $\epsilon_{\text{res}} = 0,7$ bzw. $\epsilon_{\text{res}} = 0,8$ durchgeführt. Für einen Emissionsgrad von $\epsilon_{\text{res}} = 0,8$ wurden bis zu einer Bauteiltiefe von 10 cm um ca. 10°C höhere Temperaturen ermittelt als für einen Emissionsgrad von $\epsilon_{\text{res}} = 0,7$. In größerer Tiefe war nahezu kein Einfluss feststellbar.

Der Einfluss des Emissionsgrades auf die Temperatur ist daher gering. Für die Berechnungen wird in Anlehnung an [21] ein resultierender Emissionsgrad von

$$\epsilon_{\text{res}} = 0,8 \text{ [-]} \text{ gewählt.}$$

Anfangstemperatur des Bauteils

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

Berechnungsdauer

Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird eine maximale Berechnungsdauer von 1500 Minuten (25h) gewählt. Bis zu diesem Zeitpunkt sind nur noch vernachlässigbare Resttemperaturen aus Brandeinwirkungen im Querschnitt vorhanden.

4.2.3 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der thermischen Analyse unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve sind in Bild 18 dargestellt. Jede Linie im Diagramm gibt die Temperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt im Bauteil an.

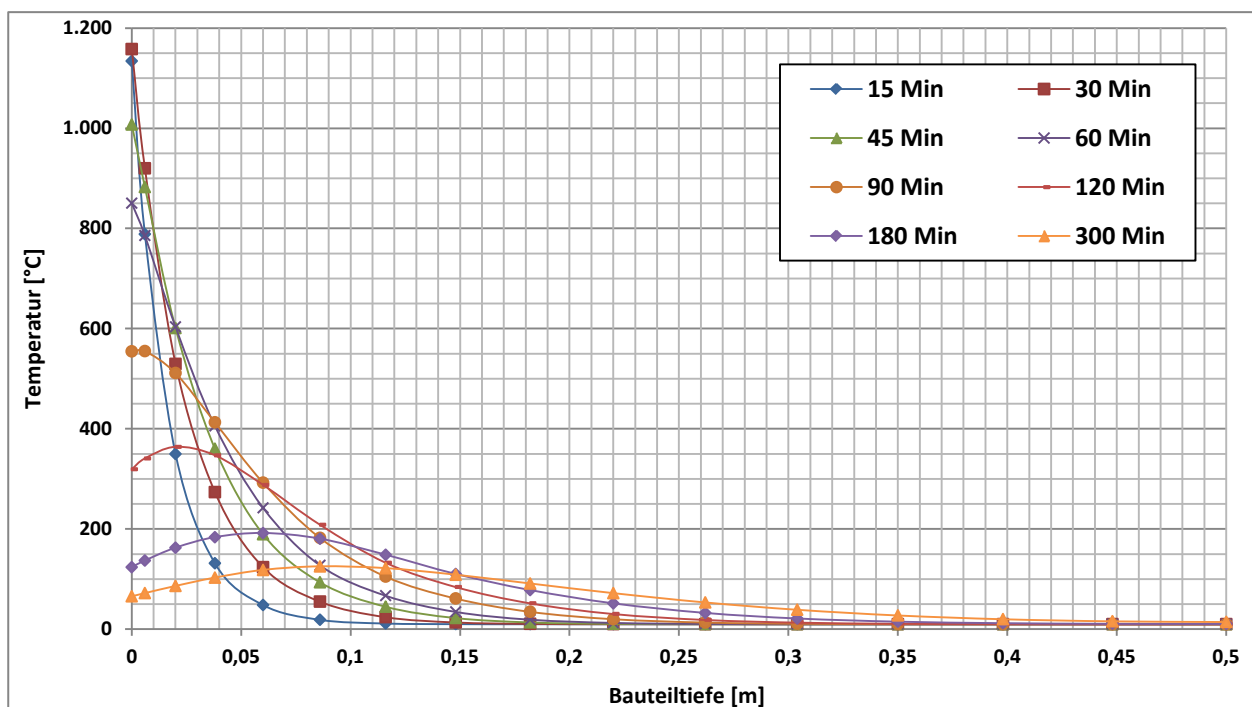


Bild 18: Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve

4.3 Mechanische Analyse

4.3.1 Allgemeines

Berechnungsverfahren

Die statischen Berechnungen für den genaueren rechnerischen Nachweis für den Brandfall werden mit der Software TALPA (Stabelemente Fiber Beam) der Fa. Sofistik [29] basierend auf Finite-Elemente-Methoden durchgeführt. Das verwendete Rechenprogramm ist nach DIN EN 1991-1-2/NA Anhang CC [8] validiert. In der Software TALPA und mit Fiber Beam Elemente können die linearen Eigenschaften von Stab-Elemente nach Timoschenko berücksichtigt werden. Zusätzlich kann durch interne Auflösung des Querschnitts in einzelne „Fasern“ die Kontinuum-mechanische Material-Reaktion (Spannung-Dehnung) in die Stabtheorie integriert werden. Das ergibt wesentliche Möglichkeiten wie unter anderem die Definition eines optionalen nichtlinearen Materialverhaltens für Stahl und Beton und auch temperaturabhängigen Materialverhaltens (Heiße Arbeitslinien + nichtlineare Temperaturdehnung) nach DIN EN 1992-1-2:[14].

Die Zwangsschnittgrößen im Brandfall entstehen aus der (verhinderten) thermischen Dehnung in Abhängigkeit der Temperaturverteilung im Beton. Bild 19 zeigt die Zunahme der Betondehnung in Abhängigkeit der Temperatur, wobei Kurve 1 den Verlauf mit quarzhaltigem Zuschlag und Kurve 2 mit kalksteinhaltigem Zuschlag darstellt. Für die Berechnungen wird auf der sicheren Seite liegend quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt.

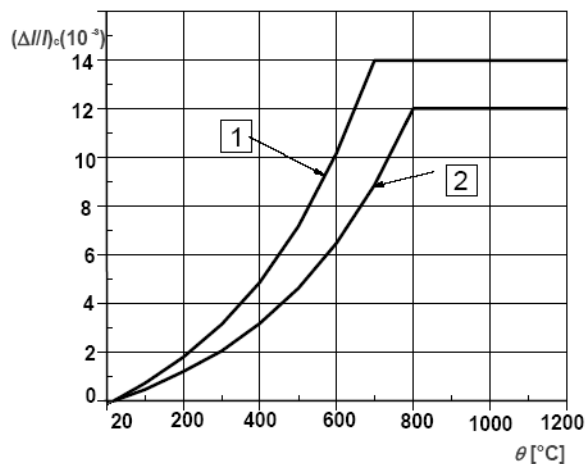


Bild 19: Thermische Dehnung von Beton [4]

Bei der mechanischen Analyse werden die Dehnungen aus der nichtlinearen Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den mechanischen Einwirkungen überlagert und daraus die maßgebenden Schnittgrößen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften berechnet. Unter der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte ergeben sich die spannungserzeugenden Dehnungen in den Ebenen bzw. Schichten bei einer einachsigen Biegung bezogen auf die Dehnungsnulllinie zu:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + z \cdot k_z - \varepsilon_{\text{ri}}(\Theta)$$

mit

ε_0 : Axialdehnung

z : Abstand zur Systemlinie

k_z : Krümmung

$\varepsilon_{it}(\theta)$: Dehnung aus Temperatur auf Grundlage von Abbildung 3 aus DIN EN 1992-1-2 [14]

Für den Querschnitt wird eine Schichtenunterteilung vorgenommen. Jeder Schicht kann in der zeitabhängigen Berechnung in Abhängigkeit der bis zum betreffenden Zeitpunkt aufgetreten maximalen Temperatur die entsprechende nichtlineare Betonarbeitslinie zugeordnet werden. Die Materialeigenschaften sind nach DIN EN 1992-1-2 [14] mit charakteristischen Kennwerten, d.h. mit einer Teilsicherheit $\gamma_M = 1,0$, zu berücksichtigen. In der zeitabhängigen Berechnung werden die Beton-Materialeigenschaften aus dem vorherigen Zeitschritt als Ausgangswert für den neuen Zeitschritt berücksichtigt. Die temperaturbedingten Materialänderungen des Stahlbetons sowie die Rissbildung im Zugbereich werden programmintern abgespeichert und im nächsten Zeitschritt bzw. Lastschritt als Vorschädigung angesetzt. Beim Beton und kaltverformten Betonstahl handelt es sich um irreversible Materialänderungen wogegen beim warmgewalzten Betonstahl die temperaturabhängigen Festigkeitsreduzierungen reversibel sind, d.h. die Bewehrung hat nach der Abkühlung wieder die vollen Festigkeiten.

Die Schnittgrößenermittlung/ Bemessung erfolgt iterativ im Zustand II (Steifigkeitsermittlung unter Berücksichtigung des gerissenen Querschnittes) unter Variation der Randdehnungen und der Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung. Die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen sind erfüllt, wenn die inneren und äußeren Schnittgrößen unter Einhaltung der nach DIN EN 1992-1-2 [14] temperaturabhängigen maximal zulässigen Beton- und Stahldehnungen übereinstimmen. Für die Iteration ist programmintern eine Toleranz in Form einer Restkraft zu berücksichtigen. Die Restkraft wird mit 10 KN festgelegt. Die Iteration ist erfolgreich beendet, wenn die Restkraft im Zuge der Iteration unterschritten wird.

Die Berechnungen werden in folgenden Zeitstufen (nach Brandbeginn) durchgeführt: 15 min, 30 min, 45 min, 50 min, 75 min, 90 min, 105 min, 120 min, 150 min, 180 min, 240 min, 300 min, 500 min, 750 min, 1000 min, 1250 min und 1500 min. Der Zeitpunkt von 1500 min nach Brandbeginn stellt in etwa den wiedererkalteten Zustand dar.

Die temperaturabhängigen Baustoffeigenschaften werden nach DIN EN 1992-1-2 [14] angesetzt und nachfolgend vorgestellt.

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

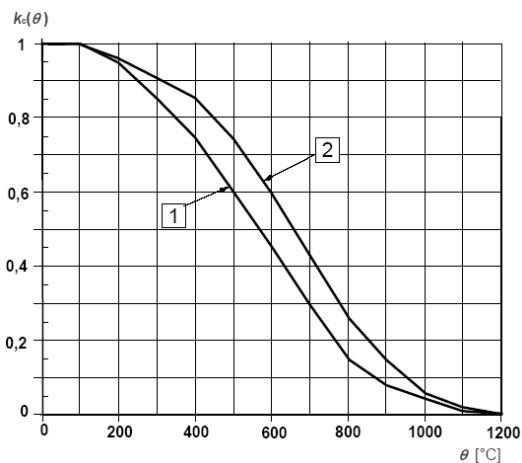


Bild 20: Verringerung der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Temperatur [4]

Bild 21 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten Spannungs-Dehnungslinien des Betons auf Grundlage der Tabelle 3.1 der DIN EN 1992-1-2 [14]. Aus den Spannungs-Dehnungslinien zeigt sich die deutliche Abnahme des E-Moduls mit zunehmender Temperatur. Die Arbeitslinien enthalten bereits die Anteile aus Kriechen durch Berücksichtigung eines geringeren Tangentenmoduls gemäß DIN EN 1992-1-2 [14].

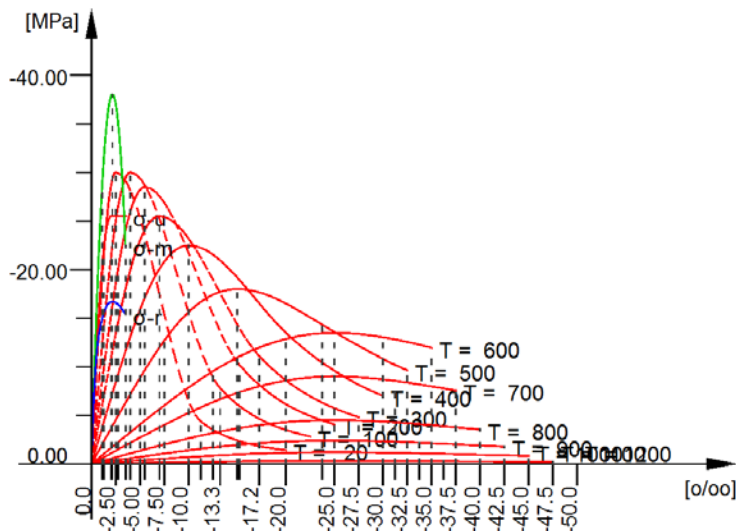


Bild 21: Spannungs-Dehnungsbeziehung Beton mit quarzhaltigem Zuschlag unter erhöhten Temperaturen; Beton C30/37

Bild 22 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigte Festigkeitsreduzierung des Betonstahls (in Abhängigkeit der Temperatur (Kurve 1: B 500 warmgewalzt; Kurve 2: B 500 kaltverformt und Kurve 3: Druckbewehrung und Zugbewehrung mit $\epsilon_{s,fi} < 2\%$). Die Festigkeit des Betonstahls nimmt ab einer Temperatur von ca. 300° ab. Die kritische Betonstahl - Temperatur für die Tragfähigkeit ist bei ca. 500°C zu sehen, da hier eine Reduzierung auf ca. 60 % der Streckgrenze eintritt und damit das Spannungsniveau des Gebrauchszustands erreicht wird.

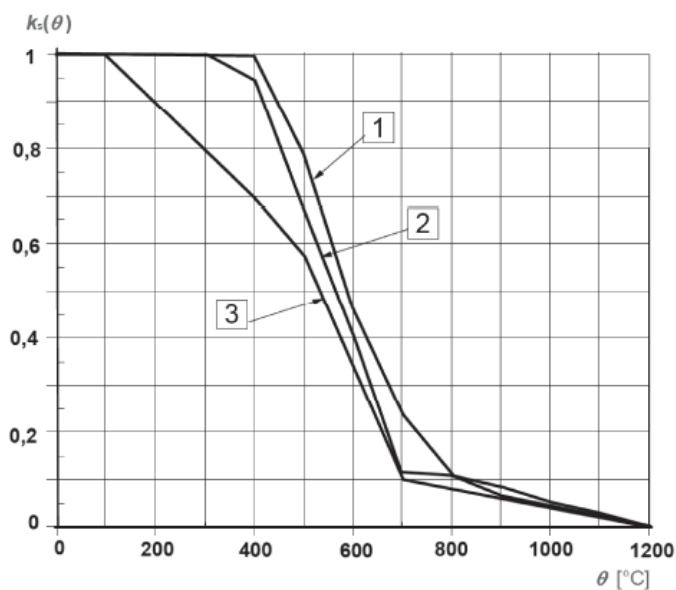


Bild 22: Verringerung der charakteristischen Festigkeit von Stahl in Abhängigkeit der Temperatur [14]

Bild 23 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten temperaturabhängigen Spannungsdehnungslinien für den Betonstahl B500 (kaltverformt). Bei Betonstahl-Temperatur > 300°C treten temperaturabhängigen plastischen Dehnungen des Betonstahls auf.

Über den Ansatz der Spannungsdehnungslinien des kaltverformten Betonstahls sind auf der sicheren Seite liegend auch die Eigenschaften des warmgewalzten Betonstahls abgedeckt. Dies ist damit zu begründen, dass der warmgewalzte Betonstahl (Bild 22, Kurve 1) einen etwas geringeren Festigkeitsverlust als der kaltverformte Betonstahl (Bild 22, Kurve 2) hat.

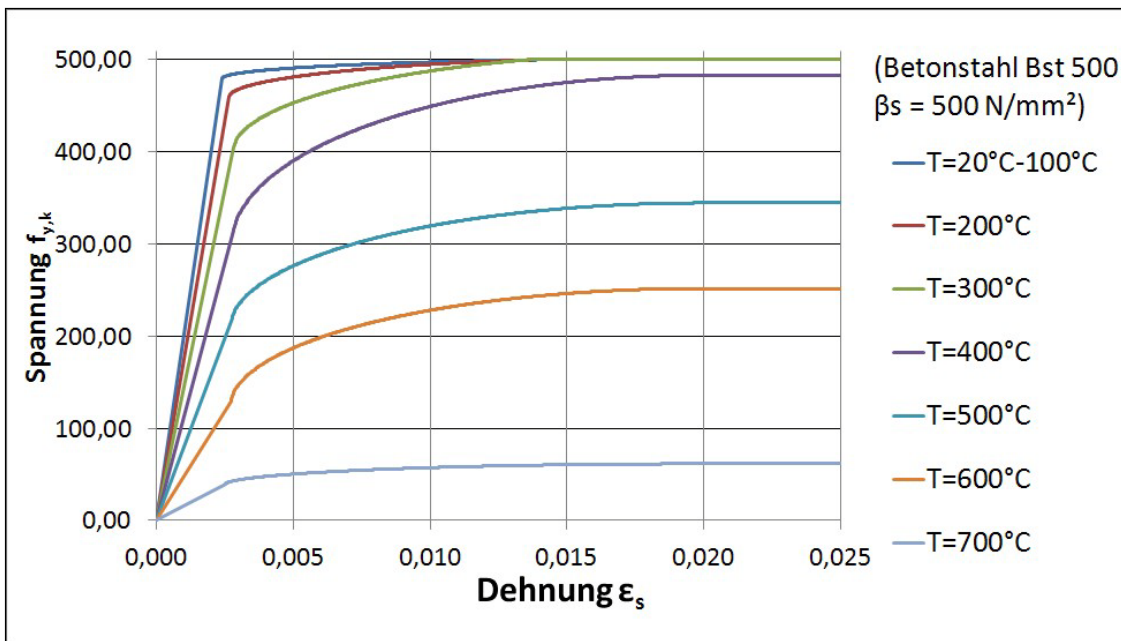


Bild 23: Spannungs-Dehnungslinien Betonstahl (kaltverformt) in Abhängigkeit der Temperatur nach [14]

Bei der nichtlinearen Berechnung im Zustand II für den Brandlastfall wird eine Bewehrung vorgegeben. Die Bewehrung wird aus der Statik für die Regellastfälle (Kaltbemessung) entnommen. Die Zusammenstellung kann Kap. 3.3 entnommen werden.

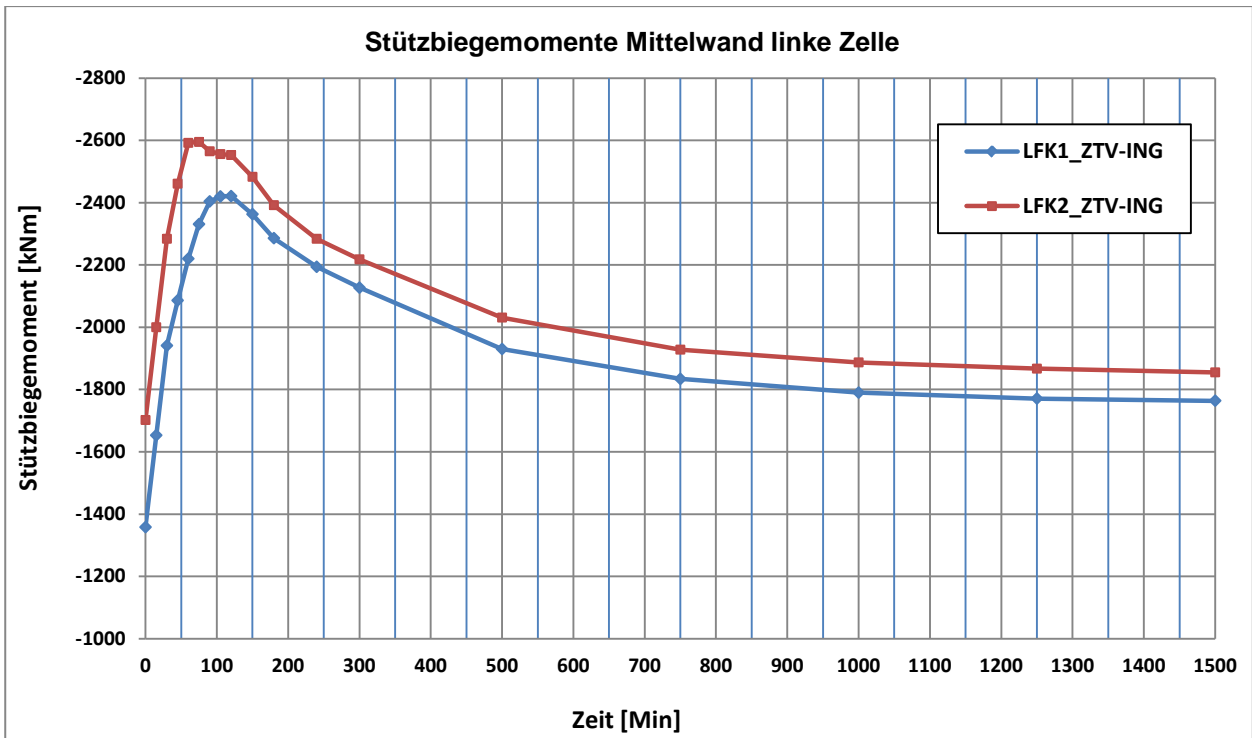


Bild 25: Verlauf des Stützbiegemomentes in der Decke (Mittelwand) in Abhängigkeit der Zeit nach Brandbeginn

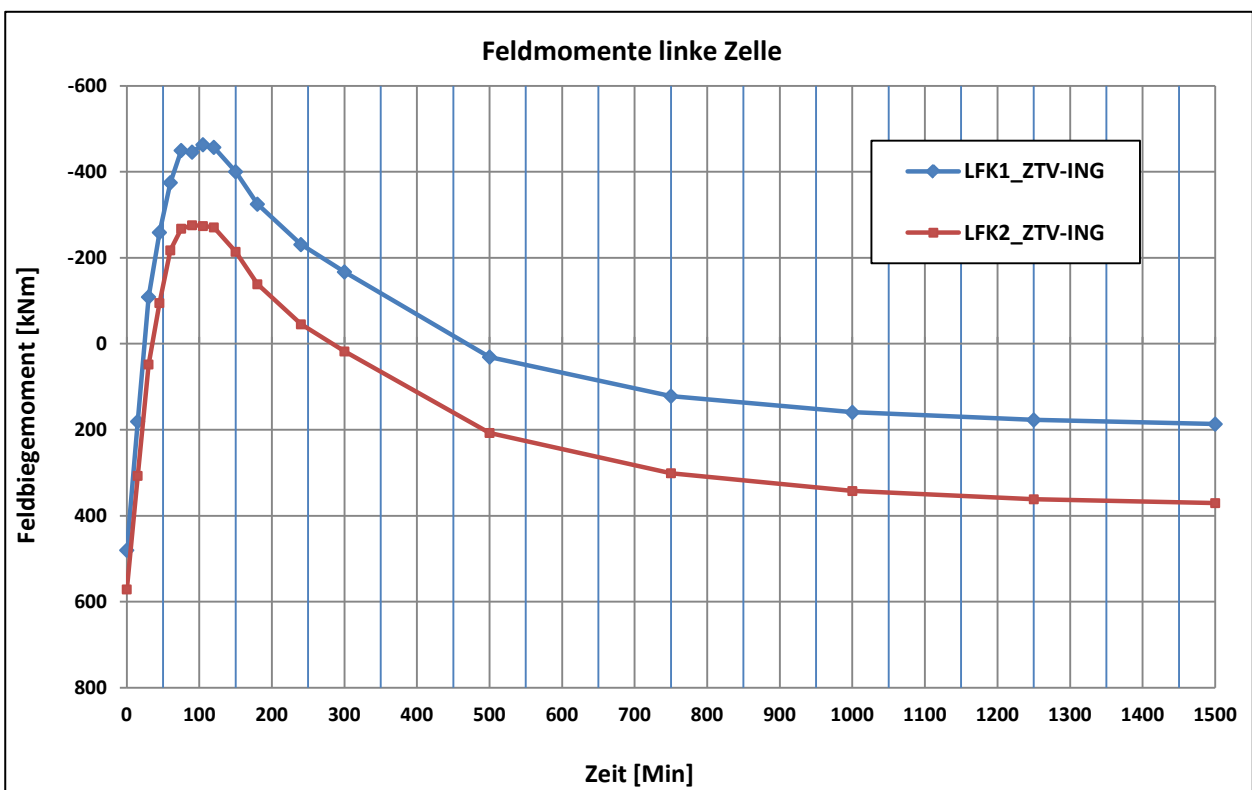


Bild 26: Verlauf des Feldmomentes in der Decke (linke Zelle) in Abhängigkeit der Zeit nach Brandbeginn

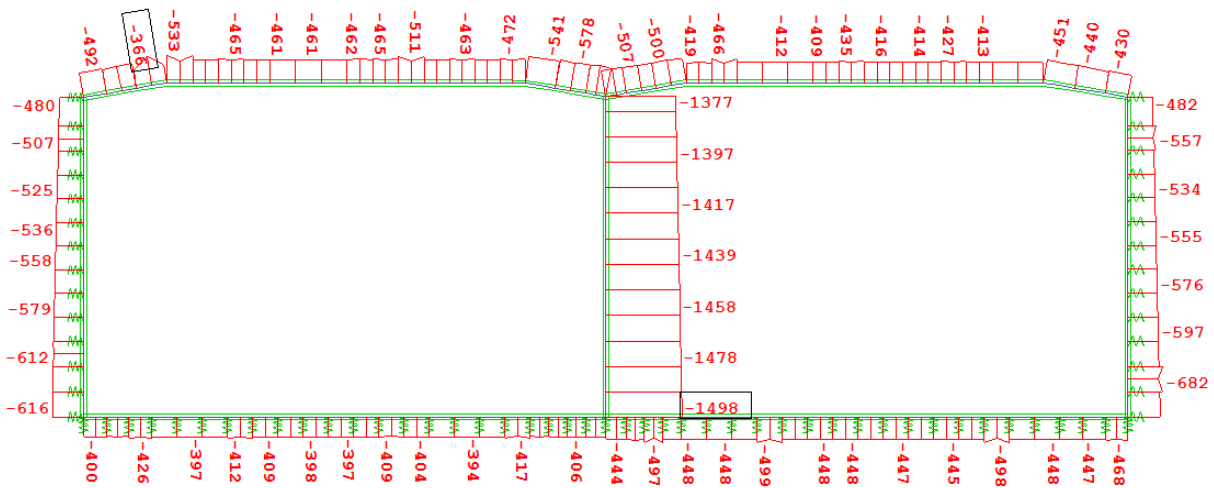


Bild 29: Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand zum Zeitpunkt t = 90 min [kN] LFK 1

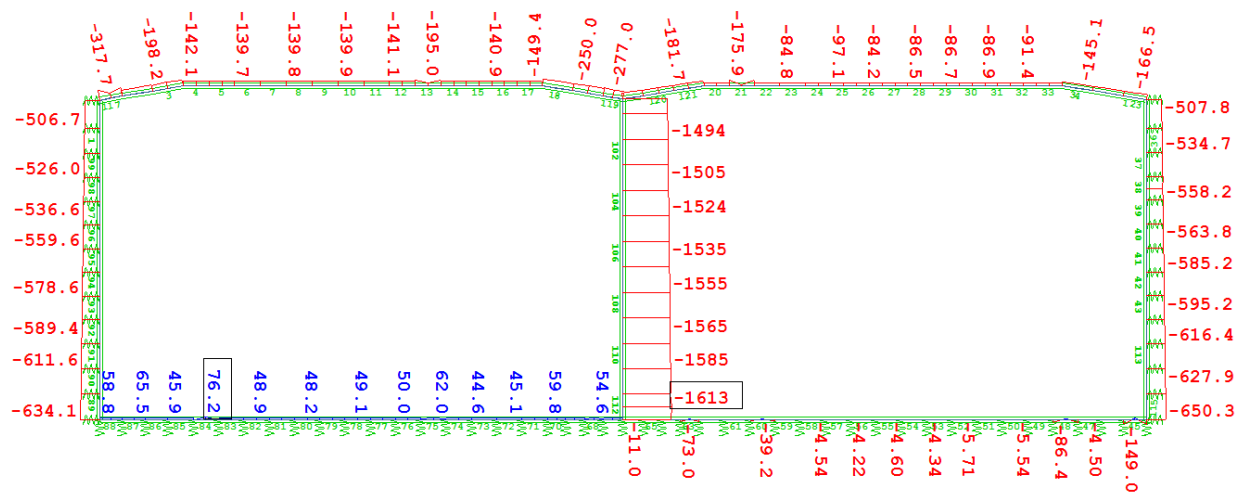


Bild 30: Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand zum Zeitpunkt t = 90 min [kN] LFK 2

5 Auswertung und Zusammenfassung

Die vorliegende Musterstatik beinhaltet die Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen des Brandfalls für einen zweizelligen Tunnelquerschnitt unter Einwirkung der ZTV-ING-Brandkurve.

Die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandlastfalls erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [14]. in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ über eine thermische Analyse und einer anschließenden mechanischen Analyse. Die maximalen Beanspruchungen während des Brandfalls entstehen ca. zum Zeitpunkt $t = 90$ min nach Brandbeginn.

Im Rahmen der Musterstatik wird ein zweizelliger Tunnelquerschnitt RQ 26 t aus Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) nachgewiesen. Für die statische Berechnung während der Brandeinwirkung werden keine Abplatzungen angesetzt.

Die rechnerischen Nachweise für den Brandfall konnten mit der vorhandenen Bewehrung aus der Kaltberechnung (ULS/ SLS) ohne die Erfordernis einer Zusatzbewehrung für den Zeitraum von $t = 0$ min bis $t = 1500$ min nach Brandbeginn im Rahmen der außergewöhnlichen Bemessungssituation geführt werden. Der Zeitpunkt $t = 1500$ min stellt den wiedererkalteten Zustand dar.

Im Rahmen der vorliegenden Musterstatik ist der Schwerpunkt auf den genaueren rechnerischen Nachweis des Brandlastfalles und den Einfluss auf die Biegebewehrung gelegt worden. Die Berechnung der Querkraftbewehrung und der Mindestbewehrung (z.B. Mindestbewehrung aus Abfließen der Hydratationswärme oberhalb von Arbeitsfugen) sowie Auftriebsnachweise sind in dem vorliegenden Dokument nicht behandelt worden.

IMM, Bochum, 10.12.2014

Redaktionelle Änderung, 08.06.2015

6 Technische Vorschriften/ Unterlagen

- [1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) Teil 5 „Tunnelbau“ und Teil 3 „Massivbau“, Abschnitt 1 „Beton“, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) (Stand 2013/12)
- [2] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, Dezember 2010
- [3] DIN EN 1990/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1990, Ausgabe 2010-12
- [4] DIN EN 1990/NA/A1 Nationaler Anhang zu DIN EN 1990, Änderung A1, 2012-08
- [5] DIN EN 1991-1-1 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Ausgabe 2010-12
- [6] DIN EN 1991-1-1/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1991-1-1, Ausgabe 2010-12
- [7] DIN EN 1991-1-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [8] DIN EN 1991-1-2/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1991-1-2, Ausgabe 2010-12
- [9] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Dezember 2010
- [10] DIN EN 1991-2/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1991-2, Ausgabe 2012-08
- [11] DIN EN 1991-1-7: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen, Dezember 2010
- [12] DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken– Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Ausgabe 2011-01
- [13] DIN EN 1992-1-1/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1992-1-1, Ausgabe 2011-01
- [14] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [15] DIN EN 1992-1-2/ NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [16] DIN EN 1992-2 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken– Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Ausgabe 2010-12
- [17] DIN EN 1992-2/NA: National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, April 2013
- [18] DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Ausgabe 2009-09
- [19] DIN EN 1997-1/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1997-1, Ausgabe 2010-12
- [20] DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Ausgabe 2010-12

Eurocodebasierter Leitfaden des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise 35

- [21] Peter, C; Knief, J., Schreyer; J, Piazzolla, A.: Rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes für Tunnel in offener Bauweise, Schlussbericht zum FE Projekt 15.0502/2010/ERB im Auftrag des BMVBS/ der BASt, Mai 2012, Heft B94
- [22] Dehn, F., et al.: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln, Bericht zum FE Projekt 15.448/2007/ERB im Auftrag des BMVBS/ der BASt, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 73
- [23] Kusterle, W., et al: Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton, BMVIT in Zusammenarbeit mit der HL-AG, Straßenforschung Heft 544, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien, 2004
- [24] vfdb-Leitfaden: Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Herausgeber D. Hosser, Mai 2009
- [25] Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Schneider, U., Werner Verlag, 2002
- [26] Mehlhorn, G., Der Ingenieurbau-Grundwissen / Bauphysik, Brandschutz, Ernst & Sohn Verlag, 1997
- [27] Friebel et al: Erfolgreicher Einsatz von PP-Faserbeton am Tunnel Westtangente Bautzen, Tunnelbau 2014, Ernst & Sohn
- [28] HYDRA Grundwasser- und Wärmemodelle nach der Finiten-Element-Methode, Handbuch Version 11.00, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, 2014, www.sofistik.de
- [29] TALPA Statik ebener und axialsymmetrischer Systeme in der Geomechanik, Handbuch Version 14.05, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, 2014, www.sofistik.de
- [30] DIN EN 1991-1-7/NA: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen, Dezember 2010
- [31] Briebrecher, S., A. Staeding. "Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund-und Tunnelbauwerken." Berichte der Bundesanstalt fuer Strassenwesen. Unterreihe Bruecken-und Ingenieurbau 103 (2014).

7 Anhang

Anhang 1: Ausdrucksprotoll Kaltbemessung ULS/ SLS

Anhang 2: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall

Anhang 3: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand LFK 1

Anhang 4: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand LFK 2

Die Anhänge werden bei der BASt in digitaler Form vorgehalten.