

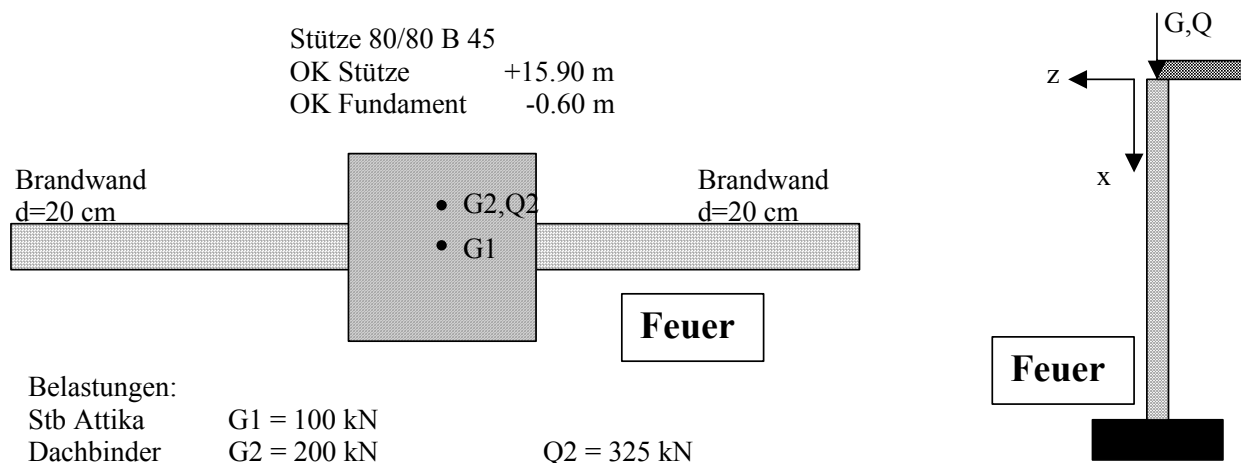
Untersuchung der statischen Beanspruchung einer hohen Stütze im Brandfall.

Dr.-Ing. Casimir Katz
SOFiSTiK AG, Oberschleißheim

1 Aufgabenstellung

Für die Stützen einer Brandwand mit 16.50 m Höhe sollte die Beanspruchung im Brandfall untersucht werden. Es war nach Rücksprache mit dem Brandgutachter davon auszugehen, dass auf der einen Seite der Wand ein Normbrand mit 180 Minuten Dauer angesetzt wird, wobei die Dachkonstruktion über dem Brand versagt und dadurch eine zusätzliche exzentrische Beanspruchung der Stütze erzeugt wird, die unter den tatsächlichen Temperaturen mit den abgeminderten Festigkeiten noch ausreichende Tragreserven besitzen sollte.

Das statische System ist wie folgt gegeben:



Mit einem kleinen Überschlag kann man schnell erkennen, dass bei einem derart großem Temperaturunterschied extrem große Verformungen zu erwarten sind, die bei einem statisch unbestimmten System zu entsprechen großen Schnittgrößen führen, die sich natürlich mit zahlreichen nichtlinearen Effekten umlagern werden.

Normalerweise wird dieser Lastfall eher nicht gerechnet, statt dessen werden Brandversuche gemacht. Wenn man aber in eine genauere Berechnung einsteigen will, dann kann man nicht auf halbem Wege stehen bleiben und muss zahlreiche Effekte zum Ansatz bringen.

2 Thermische Berechnung

Dazu wird eine Normbrandkurve angesetzt werden nach ECCS 1981 / ISO-834 bzw ETK der DIN 4102 mit der Formel:

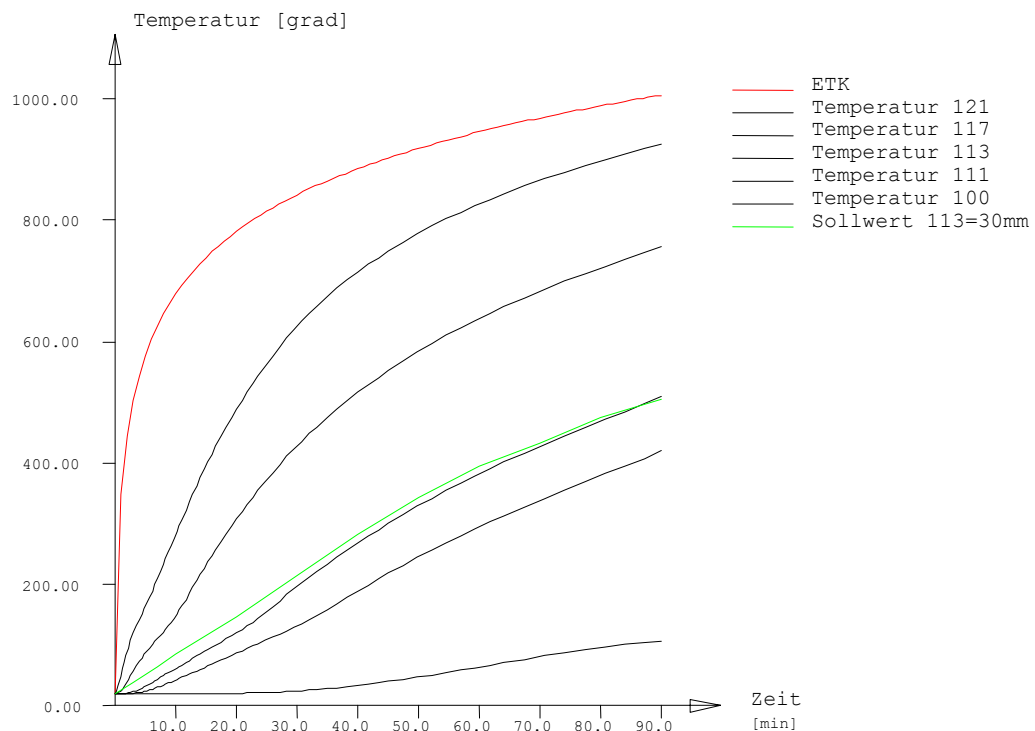
$$T = 20.0 + 345 \cdot \log^{10}(8.0 \cdot t + 1)$$

Diese Brandlast wird in einer instationären FE-Berechnung mit dem SOFiSTiK-Programm HYDRA auf das System der Stütze und der Wand aufgebracht, dabei werden die temperaturabhängigen Leitfähigkeiten und Speicherkoeffizienten berücksichtigt inklusive der zum Verdampfen des Porenwassers (5 % Feuchtigkeit) erforderlichen Wärmemengen.

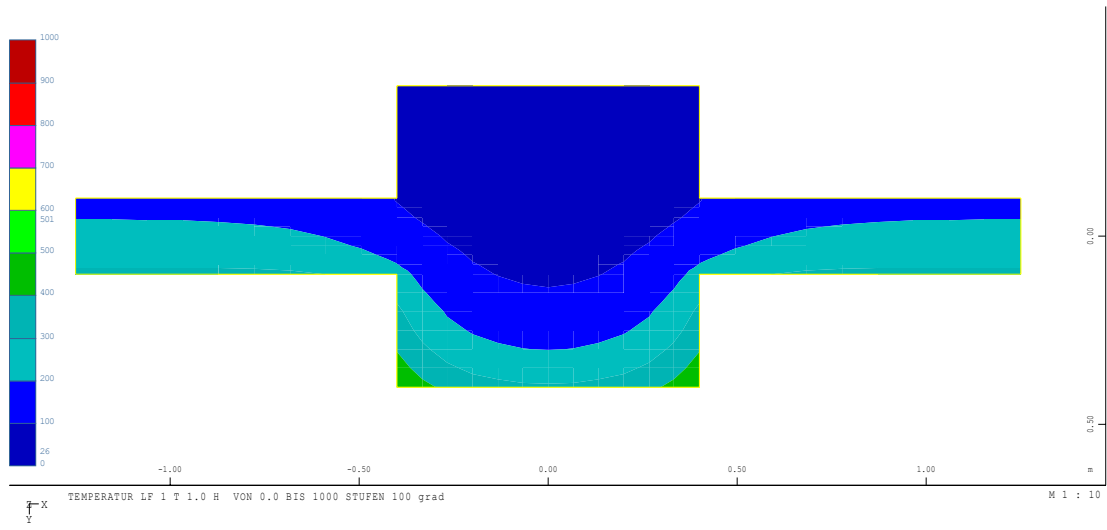
Als Randbedingungen wird nach EC 2 ein Wärmeübergangswiderstand von $\alpha = 25 \text{ W/K}\cdot\text{m}^2$ auf der Brandseite und ein solcher von $5 \text{ W/K}\cdot\text{m}^2$ auf der geschützten Seite angesetzt. Der resultierende Emissionsgrad für die Strahlungsrandbedingung des Betons auf der Brandseite wurde mit 0.40 angenommen (Kordina, Betonkalender 2003, II S.180).

In früheren Berechnungen zu diesem Problem (HYDRA2_5.DAT) wurden infolge eines Eingabefehlers um den Faktor 1000 etwas zu hohe Temperaturen berechnet. Die korrigierte Eingabe hat jetzt eine sehr hohe Genauigkeit.

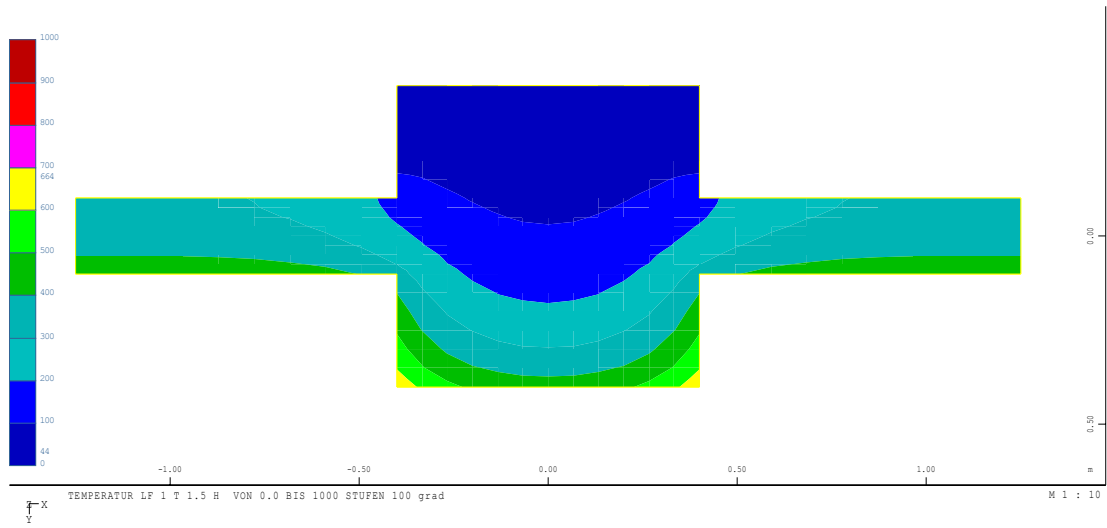
Zur Validierung des Rechenverfahrens wurde das im Kordina-Aufsatz auf Seite 211 angegebene System nachgerechnet. Das folgende Bild zeigt die sich dabei ergebenden Kurven für verschiedene Überdeckungen:



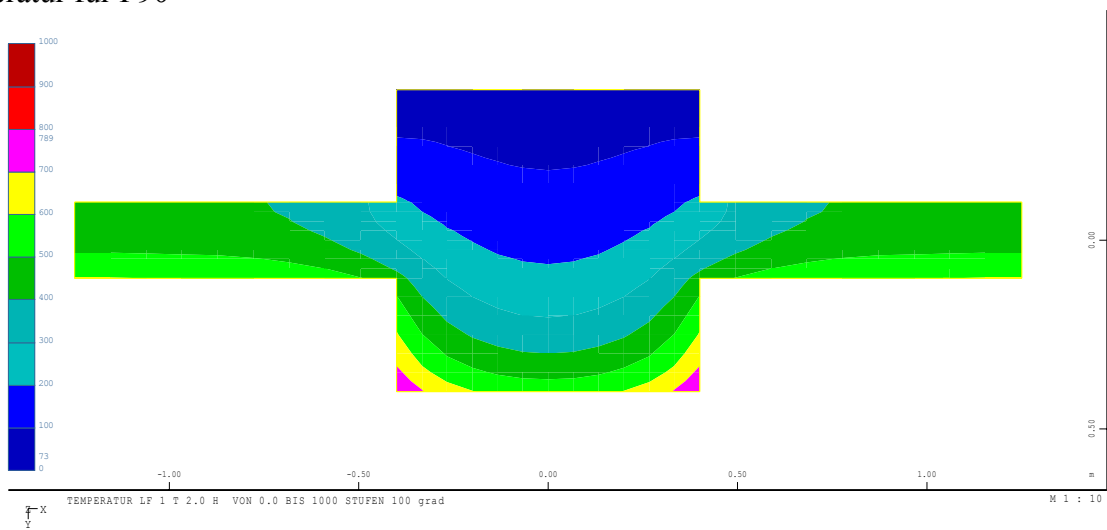
Die folgenden Bilder zeigen die Temperaturverteilung für das aktuelle System nach 60 / 90 / 120 und 180 Minuten.



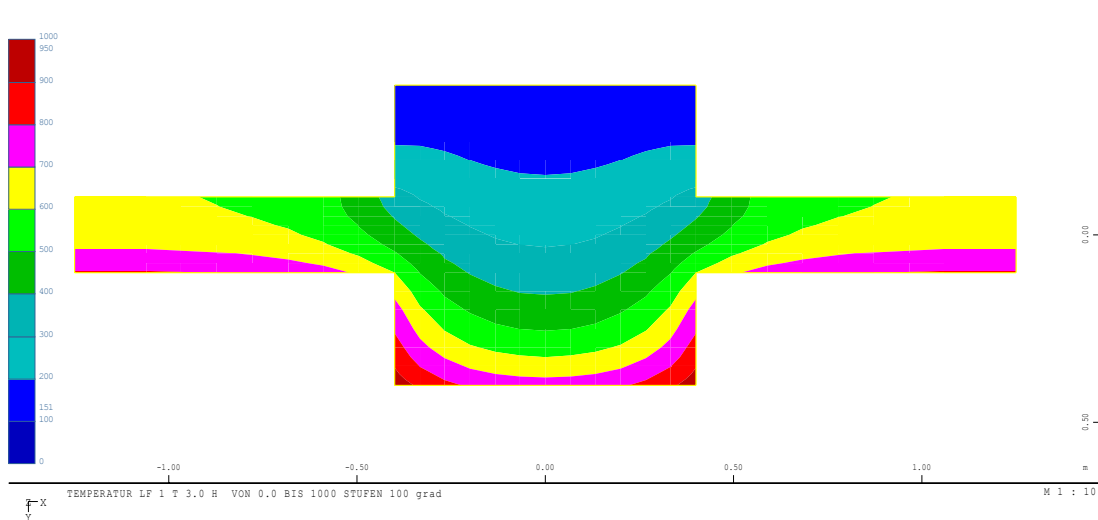
Temperatur für F60



Temperatur für F90



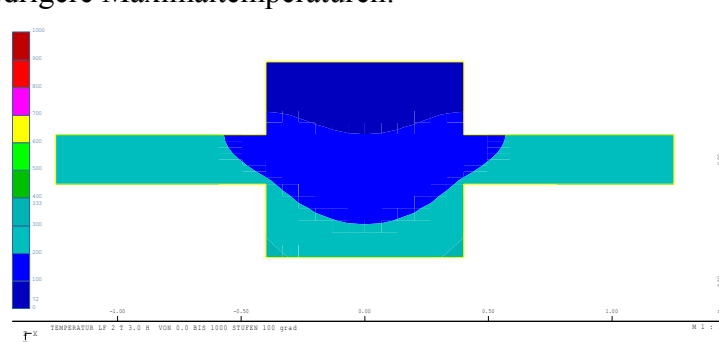
Temperatur für F120



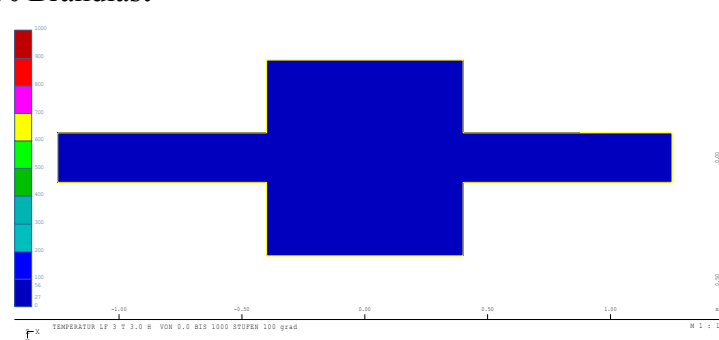
Temperatur für F180

Nun ist es auf Vorschlag des Brandgutachters gerechtfertigt, die Stütze nicht auf der gesamten Höhe mit der vollen Temperaturbeanspruchung zu untersuchen. Es sollte ausreichend sein, die oberen 4 Meter mit der vollen Brandlast anzusetzen und darunter eine lineare Reduzierung bis auf 100 Grad anzusetzen. Die ausgeführten Berechnungen zeigen jedoch, dass dies nicht für alle Teile des Tragwerks gleichermaßen günstig ist, da die Umlagerung bei großen Zwängungen durchaus günstige Effekte haben kann.

Für diesen Abminderungseffekt wurden deshalb zwei weitere Temperaturrechnungen durchgeführt, bei denen die Temperatur der ETK nur mit 55 und mit 10 % angesetzt wurde. Damit ergeben sich natürlich deutlich niedrigere Maximaltemperaturen:



180 Minuten mit 55 % Brandlast

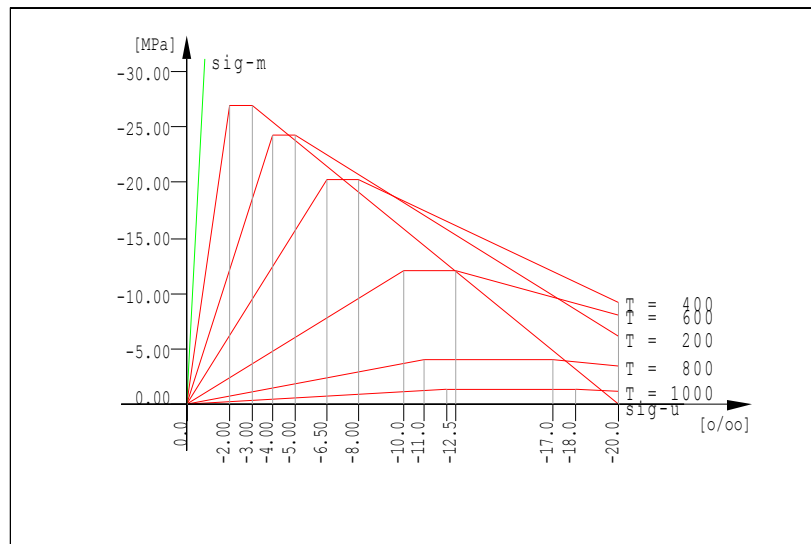


180 Minuten mit 10 % Brandlast

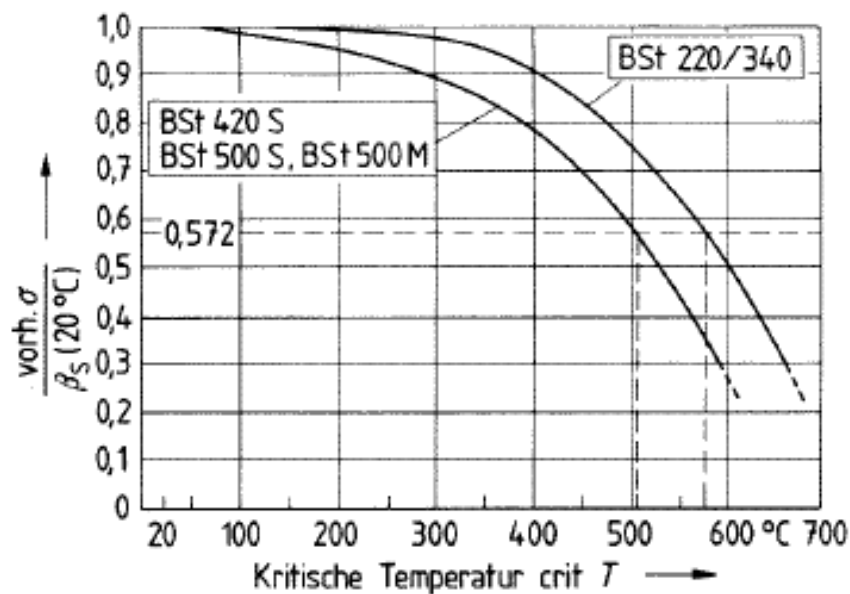
Da mit 10 % Brandlast sich eine fast gleichmäßige Temperaturbeanspruchung ergibt wurde als Variante außer der vollen Brandlast über die gesamte Höhe nur eine solche untersucht, bei der ab 4 m unter dem Stützenkopf eine linear auf 55 % am Fußpunkt reduzierte Brandlast angesetzt wird.

3 Querschnitt für statische Berechnung

Der Temperaturverlauf nach 180 Minuten wird nun zur Beschreibung eines Querschnitts verwendet, der abgestufte Materialien für jeweils einen Temperaturbereich erhält, diese wurden für Beton für die Temperaturen von 20, 200, 400, 600, 800 und 1000 Grad nach EC 4 definiert:



Für den Stahl der Bewehrung ergibt sich sowohl nach DIN 4102 wie auch nach EC 4.1 deutlich stärkere Abminderungen als für einen konstruktiven Baustahl. Es wurden deshalb nicht die Kurven des EC4 für Baustahl, sondern unmittelbar die Abminderung nach DIN 4102-4 verwendet:



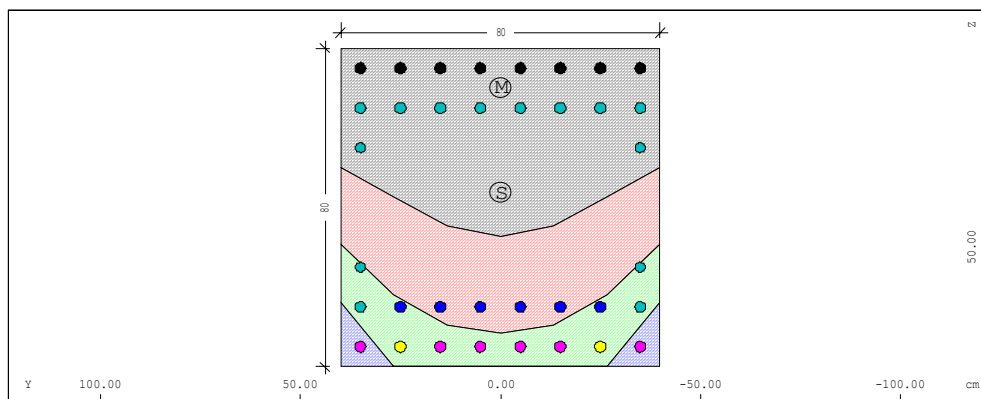
Beide Verfahren sind jetzt in AQB verfügbar, bei den expliziten Arbeitslinien werden auch die entsprechenden Grenzdehnungen verändert, die Vorgabe des Faktors wirkt im wesentlichen nur auf die Festigkeit. Die Temperaturabhängigkeiten stehen zur Verfügung für Beton, Stahl und Aluminium.

Die Eingabe hierzu ist:

```
LET#TEMP 20,200,400,600,800,1000
BETO 1 B 45 $ ALL IN ONE FOR GRAFICS
LOOP#1 6 ; ARBL BRUC TEMP #TEMP(#1) ; ENDLOOP
$ SEPARATE MATERIALS FOR EXPLICIT SECTION WITH SHIFT
LOOP#1 6 ; LET#3 #TEMP(#1)
    BETO 10+#1 B 45 BEZ '=B 45 (#3 Grad) '
    ARBL BRUC TEMP #3 SHIFT
ENDLOOP
$
LET#TEMP 20,300,500,600,700,800,900
STAH 2 BST 500SA $ ALL IN ONE FOR GRAFICS
LOOP#1 6 ; ARBL BRUC TEMP #TEMP(#1) ; ENDLOOP
```

Bei den Betonmaterialien wurde also die thermische Vordehnung mit dem Befehl SHIFT gleich in die Arbeitslinie eingebaut.

Die vorgesehene Bewehrung sind auf jeder Seite 16 \varnothing 28 in zwei Lagen, sowie insgesamt 4 \varnothing 25 an den Seitenmitten. Aus einer Überdeckung von 3.5 cm ergibt sich ein statischer Abstand von 5 cm für die äußere Lage. Die zweite Lage wird mit einem Achsabstand von 10 cm nach innen angelegt werden. Damit ergibt sich nun der folgende Querschnitt nach 180 min für die volle Brandlast:



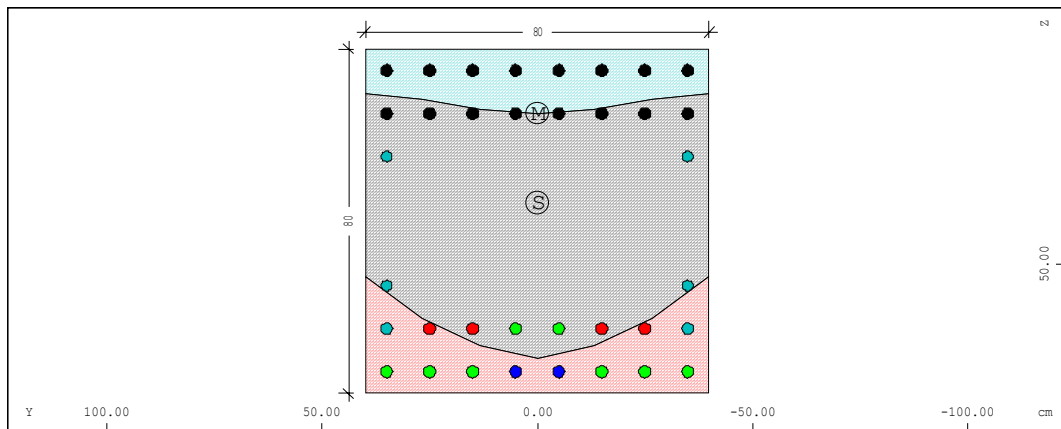
Die Problematik bei der Beschreibung des Querschnitts war, dass es zwar einfach möglich ist, für verschiedene Materialien unterschiedliche Arbeitslinien zu definieren und die thermische Vordehnung auch in der Arbeitslinie direkt zu integrieren, aber die Eingabe eines solchen Querschnitts ist noch sehr aufwändig, vor allem in diesem Falle wo man zwischen Temperaturverläufen interpolieren muss:

- Die Grenzen der Materialien müssen grafisch abgegriffen werden, dazu kann man zwar CADINP-Makros schreiben, die die Sache etwas vereinfachen, aber eine endgültige Lösung erfordert die Behandlung der Querschnittsfläche als FE-Netz durchgängig von AQUA bis AQB.
- Bewehrung eines Ranges muss die gleiche Materialnummer haben. Deshalb wurde in einer Blitzaktion die Eingabe und Verarbeitung der Temperatur für einen Bewehrungspunkt in AQUA/AQB implementiert.

Für die nichtlineare Berechnung werden an diesem Querschnitt die thermischen nichtlinearen Dehnungen nach EC4 sowie die reduzierten Festigkeiten in das Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte einbezogen. Für eine zentrische Normalkraft von 665 kN erhält man z.B.:

Dehnungszustand						
e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF
[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]
3.765	10.932	0.018	0.018	-625.0	0.01	6075
-----		plast. fact.		sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]
Material	11		min	-12.74		-0.197
(T=60)			max	0.00		4.974
Material	12		min	-5.97		3.083
(T=200)			max	0.00		7.631
Material	13		min	-5.85		5.182
(T=400)			max	-1.76		8.549
Material	14		min	-2.66		6.778
(T=600)			max	-2.01		8.549
Bewehrung	2		min	-150.81		-2.198
			max	469.55		4.220

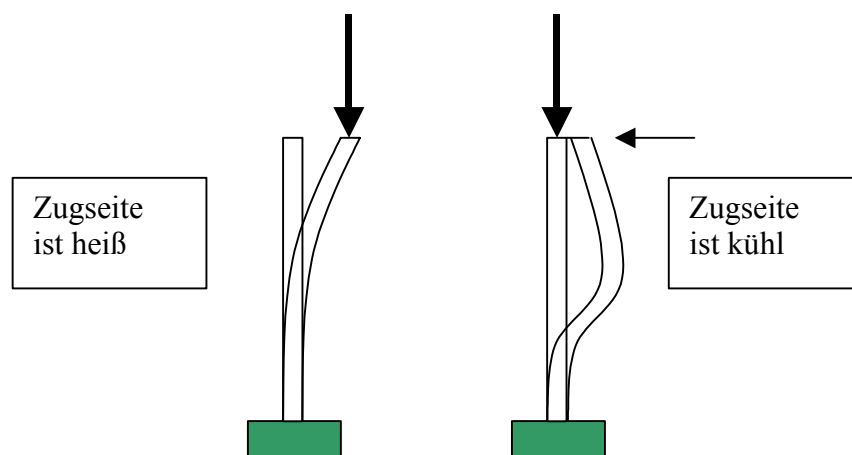
Die anderen Querschnitte für eine abgestufte Beanspruchung werden interpoliert. z.B. wie folgt:



4 Statische Berechnung

Für den Brandlastfall wird ein Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung mit dem SOFiSTiK-Programm STAR2 geführt. Dabei werden die Sicherheitsbeiwerte zu 1.0 angesetzt.

Die effektive Krümmung 10.932 [1/km] des vorigen Abschnitts für einen einzelnen Querschnitt entspricht in etwa einer linearen Krümmung mit 800 Grad Temperaturdifferenz, und ist immer noch außerordentlich hoch. Bei einer Kragstütze würde dies bei einer freien Länge von 15.90 m zu Kopfauslenkungen von 1.38 m führen, bei denen natürlich kein Binder mehr liegen bleiben würde. Die Zusatzmomente aus Theorie II. Ordnung würden dann auch noch ausgerechnet die stark geschwächte Brandseite der Bewehrung beanspruchen, so dass ein Stabilitätsnachweis mit der vorhandenen Bewehrung schwer geführt werden kann.



Aus diesen Gründen muss man davon ausgehen, dass die Dachbinder eine horizontale Aussteifung darstellen, also ein Zwang entsteht, der zwar ein außerordentlich hohes Einspannmoment (bei elastischer Rechnung hier zwischen 24000 und 45000 kNm) erzeugt, welches aber infolge des nichtlinearen Materialverhaltens und der Fundament und Kopfnachgiebigkeit weitestgehend reduziert wird. Dieser Zwang hat aber auch einen günstigen Effekt, denn dadurch entstehen auf der Brandseite Druckspannungen und die Bewehrung wird entlastet.

Die horizontale Steifigkeit am Kopf wurde durch eine Vergleichsberechnung am gesamten System zu 25000 kN/m ermittelt, die Steifigkeit der Stütze als Kragarm wäre nur 750 kN/m und zwischen Stütze und Dachträgern war ein Gumba-Lager von 1875 kN/m. Man muss nun davon ausgehen, dass zuerst die Stütze noch relativ weich durch das Lager gehalten ist, aber dann mit einem Anschlag auf die Systemsteifigkeit trifft. Der Gegenpart der Einspannung stellt das Fundament dar, dass die gigantischen Zwangsmomente natürlich auch nicht aufnehmen könnte.

Somit ergibt sich ein recht empfindliches statisch unbestimmtes System. Wenn man das System als statisch bestimmten Einfeldträger ansieht, das Fundament also als Gelenk ansetzen würde, hat man wie beim Kragarm die Zugseite auf der heißen Seite, wodurch man insgesamt auf der ungünstigen Seite zu liegen kommt.

Für die vertikalen Verformungen werden übrigens keine nichtlinearen Effekte angesetzt, da keine diesbezüglichen Zwängungen zu erwarten sind.

4.1 Vergleichsrechnungen mit voller Materialfestigkeit

Zum Vergleich zuerst einige nichtlineare Berechnungen dieses Systems mit dem Ausgangsquerschnitt mit voller Materialfestigkeit, Volleinspannung am Fuß und der höheren Systemsteifigkeit und der Krümmungsbelastung von 10.9 [1/km]:

SCHNITTGROESSEN

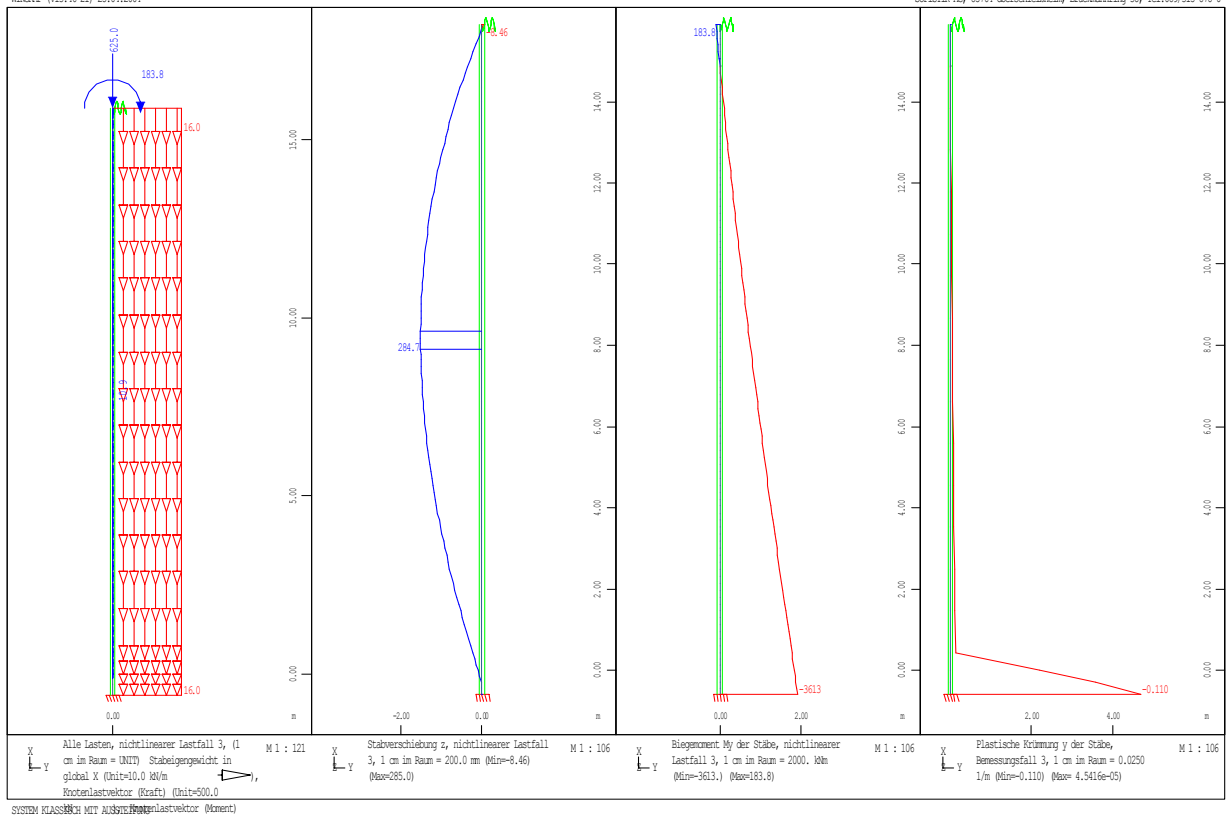
Nichtlinearer Lastfall		3	Theorie II. Ordnung		Iteration 100		
Stab	X	N	V-z	M-y	u-x	u-z	phi-y
Nr	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mrad]
1	0.000	-625.0	-227.5	183.75	0.459	-8.464	-78.738
	1.031	-641.5	-227.5	-3.08	0.435	66.850	-67.389
	2.063	-658.0	-227.5	-196.41	0.410	130.608	-56.203
	3.094	-674.5	-227.5	-396.10	0.385	182.887	-45.259
	4.125	-691.0	-227.5	-602.53	0.359	224.032	-34.608
	5.156	-707.5	-227.5	-815.86	0.333	254.355	-24.268
	6.188	-724.0	-227.5	-1036.40	0.306	274.199	-14.245
	7.219	-740.5	-227.5	-1263.85	0.278	283.868	-4.570
	8.250	-757.0	-227.5	-1498.47	0.250	283.743	4.753
	9.281	-773.5	-227.5	-1740.30	0.221	274.192	13.711
	10.31	-790.0	-227.5	-1989.60	0.191	255.580	22.296
	11.34	-806.5	-227.5	-2245.87	0.161	228.341	30.477
	12.38	-823.0	-227.5	-2509.29	0.130	192.877	38.248
	13.41	-839.5	-227.5	-2779.77	0.098	149.619	45.593
	14.44	-856.0	-227.5	-3057.47	0.066	98.964	52.501
	15.47	-872.5	-227.5	-3341.67	0.033	41.479	58.928
	15.90	-879.4	-227.5	-3461.12	0.019	17.042	50.948
	16.20	-884.2	-227.5	-3540.27	0.010	4.675	29.868
	16.50	-889.0	-227.5	-3612.65	0.000	0.000	0.000

Die innere Tragfähigkeit liegt zwar überall über diesen Schnittgrößen, jedoch verschwindet die Steifigkeit am Fuß nahezu vollständig und die inneren Schnittgrößen bleiben unter den äußeren, so dass noch keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen ist!

DEHNUNGSZUSTAND

Stab	x[m]	NQ	LF	e-o	ky/kz	x	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]
1	0.000	1	3	-0.025	0.159	0.555	-625.0	183.75	26461
	1.031	1	3	-0.030	-0.005	0.800	-641.5	-6.08	30832
	2.063	1	3	-0.025	-0.179	0.541	-658.0	-202.18	25991
	3.094	1	3	0.003	-0.452	0.393	-674.7	-405.52	20616
	4.125	1	3	0.039	-0.747	0.348	-690.8	-615.16	18899
	5.156	1	3	0.076	-1.057	0.328	-706.9	-831.68	18073
	6.188	1	3	0.115	-1.379	0.316	-723.0	-1055.43	17575
	7.219	1	3	0.156	-1.714	0.309	-739.2	-1286.09	17231
	8.250	1	3	0.197	-2.062	0.305	-755.4	-1523.93	16971
	9.281	1	3	0.239	-2.423	0.302	-771.7	-1769.01	16760
	10.313	1	3	0.281	-2.800	0.300	-788.2	-2021.57	16579
	11.344	1	3	0.324	-3.190	0.298	-804.8	-2281.11	16418
	12.375	1	3	0.368	-3.596	0.298	-821.5	-2547.83	16269
	13.406	1	3	0.411	-4.017	0.298	-838.3	-2821.64	16127
	14.438	1	3	0.455	-4.456	0.298	-854.5	-3102.71	15988
	15.469	1	3	0.509	-4.938	0.297	-872.5	-3375.73	15694
	15.900	1	3	6.269	-53.951	0.284	-881.4	-3619.66	1540 eps !*!
	16.200	1	3	-11.105	-86.580	0.528	-882.3	-3402.97	902 eps !*!
	16.500	1	3	-15.919	-112.54	0.541	-889.0	-3391.75	692 eps !*!

Wenn man die nachgiebigere Feder des Gumba-Lagers aktiviert, so steigen die Kopfverformungen an, und das Einspannmoment reduziert sich, aber durch Effekte aus Theorie II.Ordnung steigt das Einspannmoment auch wieder an. Die Schnittgrößen im Stützenfuß sind nach wie vor größer als die aufnehmbaren Schnittgrößen mit sehr großer Rotation.



Die Brandlast wirkt nicht auf den Abschnitt unterhalb der Fundamentkante und kann auch im unteren Bereich der Stütze reduziert angesetzt werden. Interessant ist es, wenn man die Brandlast nur im oberen 4m-Bereich voll ansetzt und danach auf 10 % abfallen lässt. Unter diesen Annahmen wird mit der weicheren Feder ein Gleichgewichtszustand gefunden, bei dem ein entsprechend hohes Zwängungsmoment durchweg negative Momente (Druck auf der Feuerseite) entstehen lässt:

Schnittgrößen

Nichtlinearer Lastfall		Theorie II. Ordnung Iteration 21					
Stab Nr	X [m]	N [kN]	V-z [kN]	M-y [kNm]	u-x [mm]	u-z [mm]	phi-y [mrad]
1	0.000	-625.0	-247.8	183.75	0.455	-132.169	-69.292
	1.031	-641.5	-247.8	-30.23	0.432	-66.604	-57.935
	2.063	-658.0	-247.8	-250.87	0.407	-12.572	-46.823
	3.094	-674.5	-247.8	-477.93	0.382	30.107	-36.025
	4.000	-689.0	-247.8	-683.03	0.360	58.555	-26.820
	4.125	-691.0	-247.8	-711.78	0.356	61.830	-25.578
	5.156	-707.5	-247.8	-952.35	0.330	83.171	-16.028
	6.188	-724.0	-247.8	-1199.41	0.303	95.316	-7.718
	7.219	-740.5	-247.8	-1451.82	0.276	99.534	-0.673
	8.250	-757.0	-247.8	-1709.11	0.248	97.139	5.107
	9.281	-773.5	-247.8	-1970.50	0.219	89.440	9.616
	10.31	-790.0	-247.8	-2235.40	0.189	77.737	12.851
	11.34	-806.5	-247.8	-2502.36	0.159	63.372	14.801
	12.38	-823.0	-247.8	-2770.67	0.129	47.659	15.467
	13.41	-839.5	-247.8	-3039.25	0.097	31.921	14.848
	14.44	-856.0	-247.8	-3307.24	0.066	17.472	12.939
	15.47	-872.5	-247.8	-3572.82	0.033	5.807	9.340
	15.90	-879.4	-247.8	-3682.73	0.019	2.275	6.874
	16.20	-884.2	-247.8	-3758.53	0.010	0.624	3.970
	16.50	-889.0	-247.8	-3833.43	0.000	0.000	0.000

Allerdings hat man jetzt höhere Querkräfte und Kopfverschiebungen.

4.2 Volle Brandlast mit reduzierter Materialfestigkeit

Im nächsten Schritt wird nun die Krümmung im Querschnitt als temperaturabhängige Längsdehnung wie beim Einzelquerschnitt aufgebracht und die reduzierten Materialfestigkeiten wieder in einer nichtlinearen Berechnung berücksichtigt.

```
KOPF NICHTLINEARER KNICKNACHWEISE DER STUETZE MIT BRANDKRUEMMUNG
ECHO SVR ; STEU QWF 1 ; ECHO DEHN JA
STEU II 100 ; STEU TOLI 1.0
LF 13 ; BEME ZUS BRUC ; DEHN K1 UL UL KMIN 0.0001
ENDE
```

Lediglich der untere Teil der Stütze unterhalb des Fußbodens erhält die volle Querschnittstragfähigkeit und keine Temperaturbeanspruchung, ansonsten wird die Brandlast auf die gesamte Länge aufgebracht. Die horizontale Lagerung ist wieder die Systemsteifigkeit.

SCHNITTGROESSEN

Nichtlinearer Lastfall		13	Theorie II. Ordnung		Iteration	22	
Stab	X	N	V-z	M-y	u-x	u-z	phi-y
Nr	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mrad]
1	0.000	-625.0	-190.6	183.75	0.459	-7.093	-48.364
	1.031	-641.5	-190.6	15.10	0.435	36.945	-37.204
	2.063	-658.0	-190.6	-160.18	0.410	69.953	-26.920
	3.094	-674.5	-190.6	-341.45	0.385	92.861	-17.723
	4.125	-691.0	-190.6	-528.37	0.359	106.949	-9.841
	5.156	-707.5	-190.6	-720.25	0.333	113.600	-3.260
	6.188	-724.0	-190.6	-916.66	0.306	114.045	2.234
	7.219	-740.5	-190.6	-1116.66	0.278	109.314	6.801
	8.250	-757.0	-190.6	-1319.93	0.250	100.317	10.507
	9.281	-773.5	-190.6	-1525.93	0.221	87.950	13.335
	10.31	-790.0	-190.6	-1734.25	0.191	73.116	15.260
	11.34	-806.5	-190.6	-1943.81	0.161	56.804	16.211
	12.38	-823.0	-190.6	-2153.98	0.130	40.058	16.087
	13.41	-839.5	-190.6	-2363.75	0.098	24.142	14.483
	14.44	-856.0	-190.6	-2571.76	0.066	10.826	11.003
	15.47	-872.5	-190.6	-2775.66	0.033	2.315	4.974
	15.90	-879.4	-190.6	-2859.18	0.019	0.755	2.500
	16.50	-889.0	-190.6	-2974.22	0.000	0.000	0.000

Für den Fußpunkt wurde das Fundament zusätzlich nicht als mehr unendlich steif sondern mit einer Drehfeder angesetzt, die jedoch keine allzu großen Effekte auf das Tragverhalten zeigt:

SCHNITTGROESSEN

Nichtlinearer Lastfall		13	Theorie II. Ordnung		Iteration	14	
Stab	X	N	V-z	M-y	u-x	u-z	phi-y
Nr	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mrad]
1	0.000	-625.0	-180.0	183.75	0.459	-6.697	-51.342
	1.031	-641.5	-180.0	27.99	0.435	40.365	-40.083
	2.063	-658.0	-180.0	-134.43	0.410	76.269	-29.647
	3.094	-674.5	-180.0	-302.92	0.385	101.895	-20.264
	4.125	-691.0	-180.0	-477.16	0.359	118.481	-12.126
	5.156	-707.5	-180.0	-656.55	0.333	127.318	-5.207
	6.188	-724.0	-180.0	-840.67	0.306	129.583	0.653
	7.219	-740.5	-180.0	-1028.65	0.278	126.293	5.587
	8.250	-757.0	-180.0	-1220.16	0.250	118.350	9.686
	9.281	-773.5	-180.0	-1414.71	0.221	106.604	12.961
	10.31	-790.0	-180.0	-1611.95	0.191	91.900	15.391
	11.34	-806.5	-180.0	-1810.88	0.161	75.157	16.937
	12.38	-823.0	-180.0	-2010.99	0.130	57.307	17.517
	13.41	-839.5	-180.0	-2211.41	0.098	39.434	16.940
	14.44	-856.0	-180.0	-2411.20	0.066	22.870	14.879
	15.47	-872.5	-180.0	-2608.48	0.033	9.316	11.132
	15.90	-879.4	-180.0	-2689.91	0.019	4.911	9.348
	16.50	-889.0	-180.0	-2802.24	0.000	0.000	7.006

Die inneren Schnittgrößen dazu

DEHNUNGSZUSTAND

Stab	x[m]	NQ	LF	e-o [o/oo]	ky/kz [1/km]	x [m]	Ni/Vi [kN]	Myi/Mzi [kNm]	Ey/Ez/G-EFF [MPa]			
1	0.000	10	13	4.124	11.298	0.035	-624.5	197.57	413	eps	!*	!
	1.031	10	13	3.979	10.542	0.023	-641.2	40.61	91	eps	!*	!
	2.063	10	13	3.813	9.682	0.006	-657.8	-131.36	320	eps	!*	!
	3.094	10	13	3.568	8.519	0.000	-674.5	-318.56	883	eps	!*	!
	4.125	10	13	3.290	7.268	0.000	-691.0	-483.90	1572	eps	!*	!
	5.156	10	13	3.057	6.154	0.000	-707.6	-660.43	2533	eps	!*	!
	6.188	10	13	2.872	5.202	0.000	-724.8	-843.32	3827	eps	!*	!
	7.219	10	13	2.725	4.369	0.000	-743.0	-1030.99	5571	eps	!*	!
	8.250	10	13	2.595	3.583	0.000	-756.9	-1222.93	8058	eps	!*	!
	9.281	10	13	2.459	2.771	0.000	-773.5	-1418.01	12078	eps	!*	!
	10.313	10	13	2.320	1.937	0.000	-789.8	-1615.94	19690	eps	!*	!
	11.344	10	13	2.181	1.062	0.000	-806.9	-1816.55	40371	eps	!*	!
	12.375	10	13	2.049	0.063	0.000	-822.9	-2019.12	>> 760282	eps	!*	!
	13.406	10	13	1.939	-1.182	0.000	-836.8	-2220.86	44362	eps	!*	!
	14.438	10	13	1.873	-2.812	0.000	-856.0	-2412.57	20253	eps	!*	!
	15.469	10	13	1.817	-4.458	0.000	-872.5	-2595.87	13747	eps	!*	!
	15.900	1	13	0.386	-3.817	0.299	-878.1	-2697.30	16224			
	16.500	1	13	0.403	-3.992	0.299	-887.8	-2810.78	16166			

Die Lösung ergibt bei teilweise sehr großen Krümmungen jedoch ein Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften. Der Vermerk eps weist jedoch darauf hin, dass die Bruchdehnungen hier wohl überschritten sind.

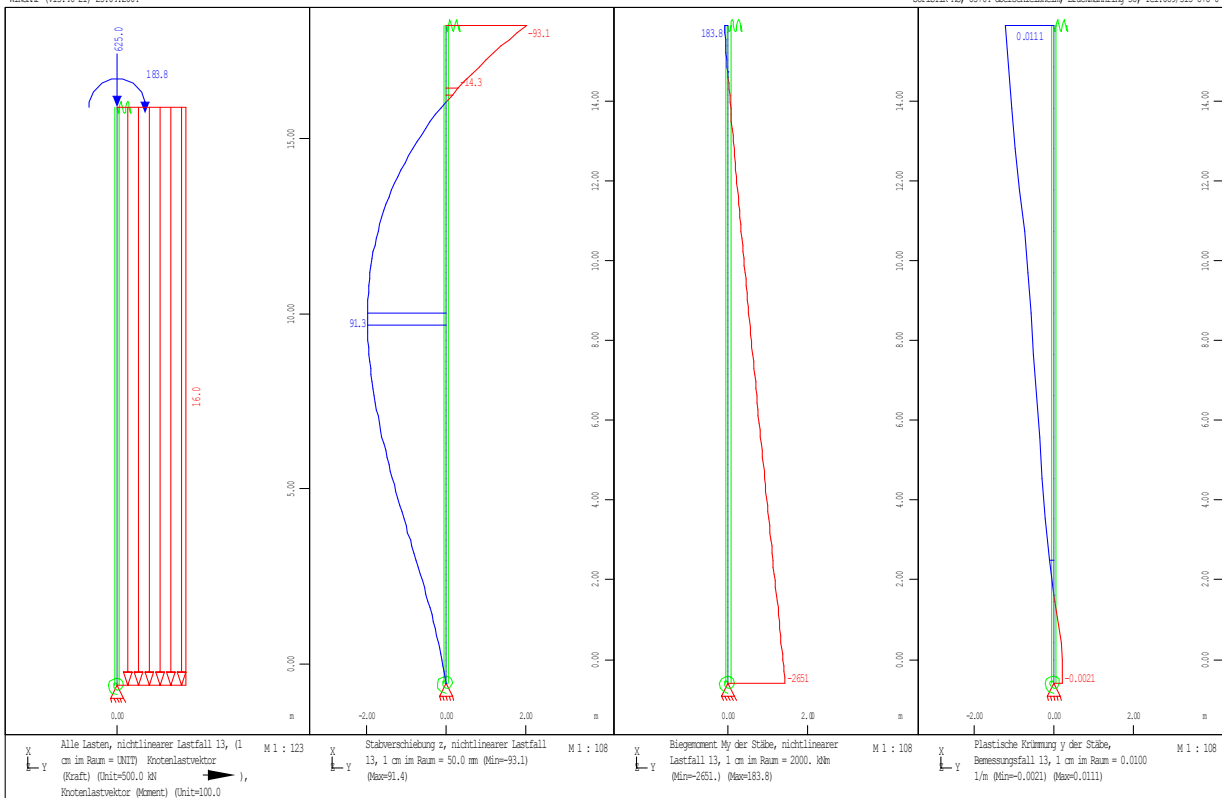
Bei der Tabelle der Dehnungszustandswerte fällt die Stelle 12.0 auf, bei der der Querschnitt infolge der Vordehnungen bei einer sehr kleinen Krümmung ein beachtliches Moment aufweist und somit die Sekantensteifigkeit sehr groß wird.

Auch mit der reduzierten Gumba-Steifigkeit ergibt sich eine konvergente Lösung:

SCHNITTGRÖSSEN

Nichtlinearer Lastfall		13	Theorie II. Ordnung		Iteration		17
Stab Nr	X [m]	N [kN]	V-z [kN]	M-y [kNm]	u-x [mm]	u-z [mm]	phi-y [mrad]
1	0.000	-625.0	-174.6	183.75	0.459	-93.138	-58.987
	1.031	-641.5	-174.6	38.51	0.435	-38.174	-47.756
	2.063	-658.0	-174.6	-113.25	0.410	5.633	-37.274
	3.094	-674.5	-174.6	-271.04	0.385	39.036	-27.684
	4.125	-691.0	-174.6	-434.66	0.359	63.105	-19.221
	5.156	-707.5	-174.6	-603.53	0.333	79.086	-11.971
	6.188	-724.0	-174.6	-777.26	0.306	88.163	-5.786
	7.219	-740.5	-174.6	-954.97	0.278	91.349	-0.537
	8.250	-757.0	-174.6	-1136.36	0.250	89.551	3.896
	9.281	-773.5	-174.6	-1320.98	0.221	83.583	7.549
	10.31	-790.0	-174.6	-1508.50	0.191	74.249	10.405
	11.34	-806.5	-174.6	-1698.00	0.161	62.404	12.436
	12.38	-823.0	-174.6	-1889.05	0.130	48.906	13.597
	13.41	-839.5	-174.6	-2080.91	0.098	34.693	13.808
	14.44	-856.0	-174.6	-2272.88	0.066	20.833	12.818
	15.47	-872.5	-174.6	-2463.35	0.033	8.772	10.303
	15.90	-879.4	-174.6	-2542.24	0.019	4.643	8.831
	16.50	-889.0	-174.6	-2651.12	0.000	0.000	6.628

Im Brandfall sind höhere Dehnung möglich, damit wäre der Nachweis für den Brandfall für diese Stütze eventuell erbracht. Es sollte jedoch auch klar sein, dass je nach Ausbildung des Stützenkopfes die Verformungen ein Problem darstellen und entsprechend große Kräfte zu erwarten sind.



4.3 Reduzierte Brandlast mit reduzierten Materialsteifigkeiten

Nun wird die Brandlast reduziert. Die Krümmungen werden also linear abgemindert indem entsprechend interpolierte Querschnitte längs der Höhe der Stütze angesetzt werden. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass die damit auch verbundenen höheren Steifigkeiten zu höheren Zwangsbeanspruchungen führen. Der angestrebte Effekt der „günstigeren“ Annahme wird also nicht nur nicht erreicht sondern ins Gegenteil verkehrt:

SCHNITTGROESSEN

Nichtlinearer Lastfall		13	Theorie II. Ordnung		Iteration		17
Stab Nr	X [m]	N [kN]	V-z [kN]	M-y [kNm]	u-x [mm]	u-z [mm]	phi-y [mrad]
1	0.000	-625.0	-190.6	183.75	0.459	-7.092	-48.888
	1.000	-641.0	-190.6	20.63	0.436	36.313	-38.055
	2.000	-657.0	-190.6	-148.56	0.412	69.297	-28.059
	3.000	-673.0	-190.6	-323.54	0.387	92.772	-19.084
	4.000	-689.0	-190.6	-503.85	0.362	107.872	-11.329
	5.000	-705.0	-190.6	-688.81	0.337	115.953	-5.144
	6.000	-721.0	-190.6	-877.53	0.311	118.584	-0.227
	7.000	-737.0	-190.6	-1069.57	0.284	116.599	4.119
	8.000	-753.0	-190.6	-1264.70	0.256	110.517	7.953
	9.000	-769.0	-190.6	-1462.61	0.228	100.898	11.171
	10.00	-785.0	-190.6	-1662.89	0.200	88.433	13.614
	11.00	-801.0	-190.6	-1864.92	0.171	74.006	15.049
	12.00	-817.0	-190.6	-2067.91	0.141	58.684	15.437
	13.00	-833.0	-190.6	-2271.12	0.111	43.396	15.033
	14.00	-849.0	-190.6	-2473.98	0.080	28.815	14.038
	15.00	-865.0	-190.6	-2675.99	0.048	15.488	12.539
	15.90	-879.4	-190.6	-2856.49	0.019	5.216	9.931
	16.50	-889.0	-190.6	-2975.46	0.000	0.000	7.439

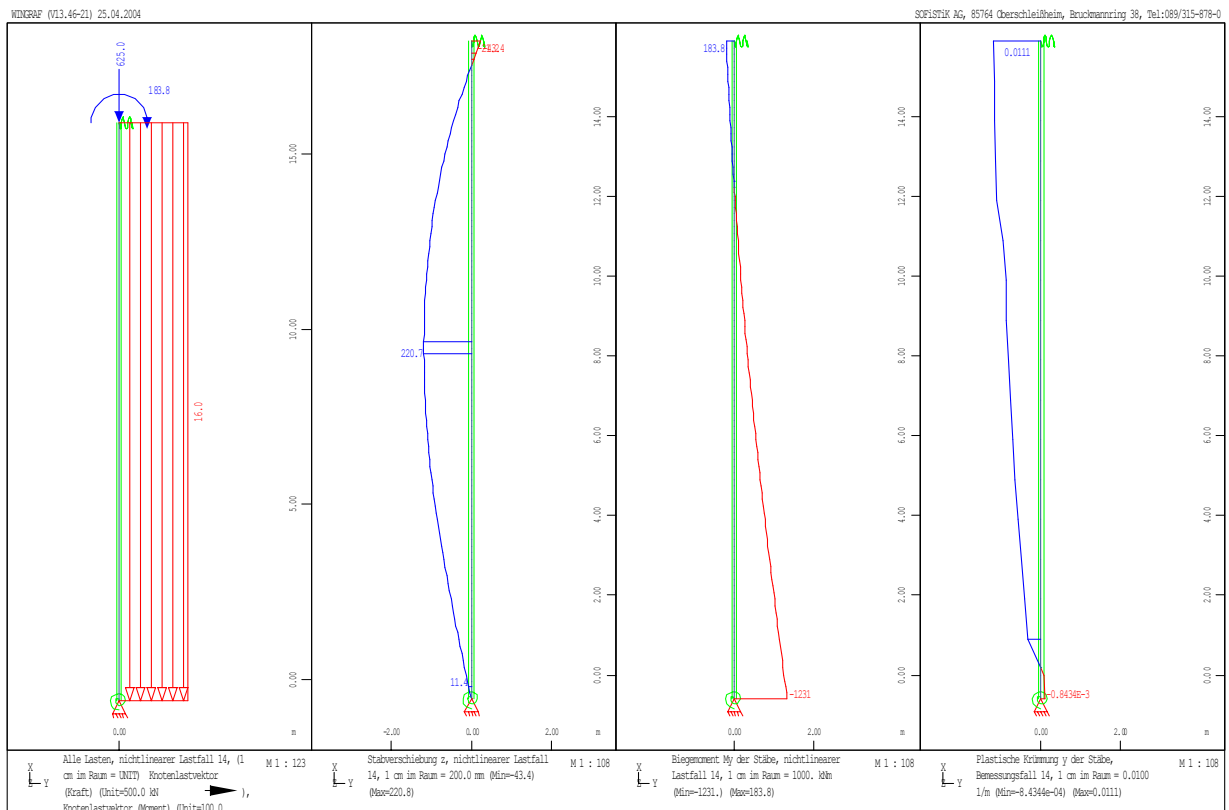
4.4 Endgültige Berechnung

Für eine verfeinerte Berechnung wurden nun auch noch die Federkennlinien modifiziert:

- Die Kopffeder wird aufgeteilt mit der kleinen Steifigkeit sowie einer Fließlast von 100 kN, die das Gumba-Lager darstellt, sowie der hohen Steifigkeit, die aber erst nach einem Weg von 5 cm als Anschlag an die Attika wirksam wird.
- Die Fundament-Drehfeder erhält ebenfalls eine Fließlast, die aus dem Kippmoment mit einer Exzentrizität von $b/3 = 1.067$ m und aus einer Auflast von 889 kN und einem Eigengewicht des Fundaments von 264 kN zu 1230 kNm ergibt.

Schnittgrößen

Nichtlinearer Lastfall 14		Theorie II. Ordnung Iteration 18					
Stab Nr	X [m]	N [kN]	V-z [kN]	M-y [kNm]	u-x [mm]	u-z [mm]	phi-y [mrad]
1	0.000	-625.0	-85.2	183.75	0.459	-44.078	-74.206
	1.000	-641.0	-85.2	142.02	0.436	24.551	-63.088
	2.000	-657.0	-85.2	94.25	0.412	82.172	-52.194
	3.000	-673.0	-85.2	40.23	0.387	129.023	-41.552
	4.000	-689.0	-85.2	-20.18	0.362	165.373	-31.200
	5.000	-705.0	-85.2	-86.99	0.337	191.720	-21.739
	6.000	-721.0	-85.2	-159.68	0.311	209.217	-13.377
	7.000	-737.0	-85.2	-238.00	0.284	218.625	-5.468
	8.000	-753.0	-85.2	-321.95	0.256	220.252	2.145
	9.000	-769.0	-85.2	-411.51	0.228	214.491	9.292
	10.00	-785.0	-85.2	-506.50	0.200	201.851	15.891
	11.00	-801.0	-85.2	-606.69	0.171	182.908	21.894
	12.00	-817.0	-85.2	-711.78	0.141	158.289	27.220
	13.00	-833.0	-85.2	-821.34	0.111	128.728	31.769
	14.00	-849.0	-85.2	-934.85	0.080	95.027	35.493
	15.00	-865.0	-85.2	-1051.74	0.048	58.021	38.380
	15.90	-879.4	-85.2	-1158.92	0.019	23.014	38.816
	16.50	-889.0	-85.2	-1230.37	0.000	0.000	37.886



Der Dehnungszustand der konvergierten Lösung ist gegeben wie folgt:

DEHNUNGSZUSTAND										
Stab	x[m]	NQ	LF	e-o [o/oo]	ky/kz [1/km]	x [m]	Ni/Vi [kN]	Myi/Mzi [kNm]	Ey/Ez/G-EFF [MPa]	
1	0.000	10	14	4.109	11.218	0.034	-624.5	180.79	380	eps !*!
	1.000	10	14	4.066	11.008	0.031	-640.6	139.32	299	eps !*!
	2.000	10	14	4.018	10.770	0.027	-656.6	91.92	201	eps !*!
	3.000	10	14	3.965	10.502	0.022	-673.2	38.50	87	eps !*!
	4.000	10	14	3.902	10.190	0.017	-688.8	-21.45	50	eps !*!
	5.000	11	14	3.404	8.712	0.009	-704.9	-90.59	245	eps !*!
	6.000	12	14	3.137	7.978	0.007	-721.9	-164.78	488	eps !*!
	7.000	13	14	3.068	7.812	0.007	-734.8	-240.57	727	eps !*!
	8.000	14	14	2.911	7.404	0.007	-752.6	-321.18	1024	eps !*!
	9.000	15	14	2.739	6.890	0.002	-768.6	-411.02	1408	eps !*!
	10.000	16	14	2.562	6.311	0.000	-785.0	-505.84	1892	eps !*!
	11.000	17	14	2.386	5.700	0.000	-801.1	-605.92	2510	eps !*!
	12.000	18	14	2.192	4.956	0.000	-817.0	-712.38	3394	eps !*!
	13.000	19	14	1.994	4.139	0.000	-833.0	-823.30	4696	eps !*!
	14.000	20	14	1.807	3.302	0.000	-849.2	-937.60	6703	eps !*!
	15.000	21	14	1.632	2.467	0.000	-865.0	-1052.82	10073	eps !*!
	15.900	1	14	0.116	-1.495	0.323	-878.5	-1154.35	17727	
	16.500	1	14	0.127	-1.598	0.320	-888.0	-1225.79	17611	

4.5 Bewertung

Die vorliegende Berechnung zeigt, dass das System zwar viele Varianten der Brandbelastung aufnehmen kann, aber doch in einigen Punkten sehr empfindlich auf die Wahl der Steifigkeiten und des Ansatzes der Brandlast über die Höhe reagiert. Die Tragfähigkeit der Stütze unter Brand kann aber innerhalb der Streubreite der Systemsteifigkeiten als nachgewiesen gelten.

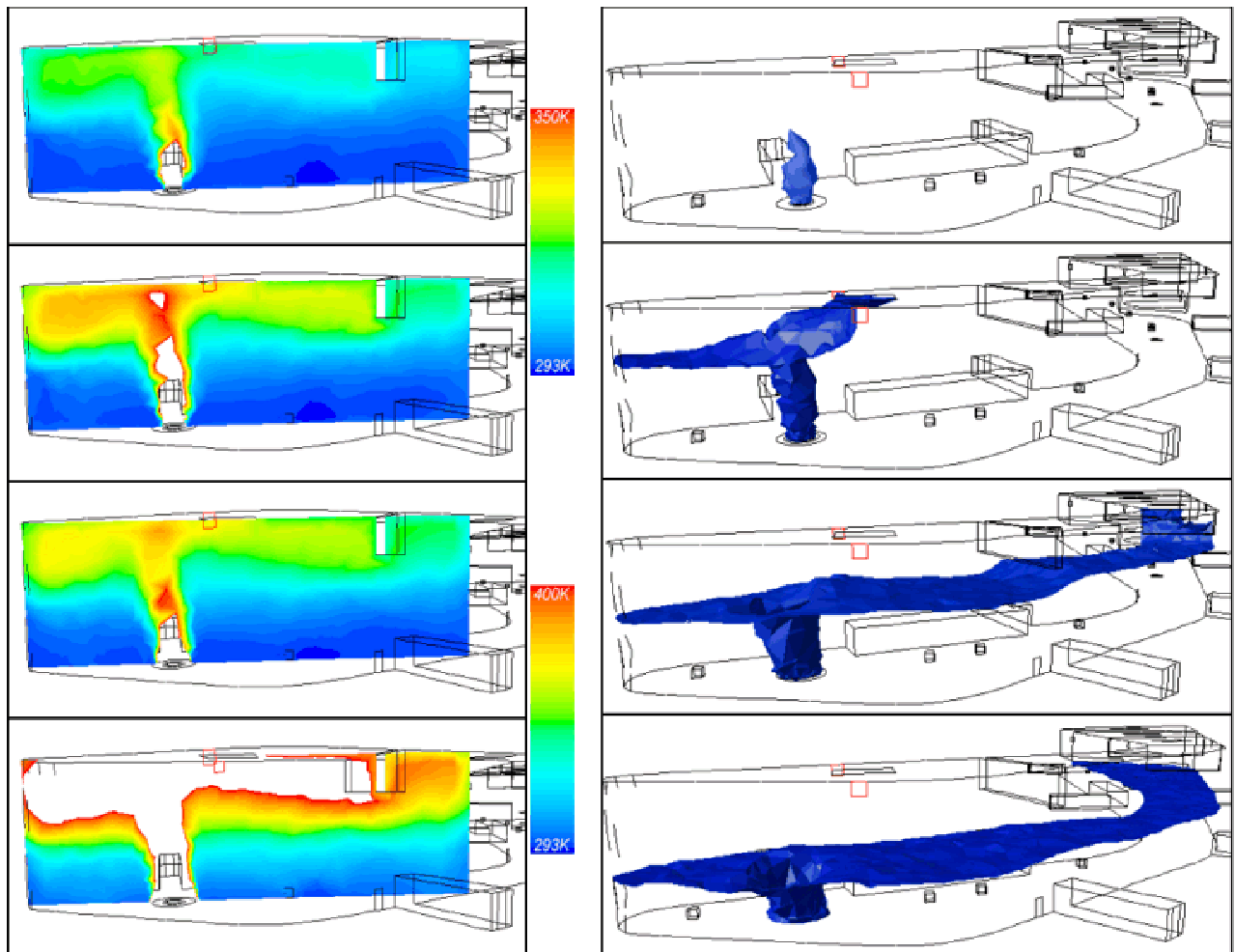
Eine geringe horizontale Stützkraft ergibt sich nur bei steifer Lagerung des Kopfes und der vollen Brandbelastung. Sowohl die realistischere abgeminderte Brandlast wie auch die Berücksichtigung des weicheren Lagers am Kopf führen zu einer größeren Stützkraft. Dies muss man sich so erklären, dass nur eine hohe Federsteifigkeit die Umlagerung durch eine Abminderung in der Stütze erzwingt. Bei einer weicheren Feder ist der Beton sozusagen der stärkere.

Durch eine Begrenzung des aufnehmbaren Moments im Fundament, kann dieser Effekt deutlich abgemildert werden, man sollte sich dabei jedoch im klaren sein, dass eine höhere Steifigkeit des Fundaments hier ungünstig wirkt.

Problematisch ist die Größe der horizontalen Kraft am Kopf, sofern diese nicht aufgenommen werden kann, nicht untersucht wurden die Weiterleitung der horizontalen Kräfte über die Dachbinder (Lagerkonstruktion, Knickgefahr), die Effekte die sich bei solchen Verformungen aus der angehängten Brandwand ergeben, sowie Lasten auf die Wände infolge Windzug oder ähnlichem zu dem keine Lastvorgaben vorhanden waren.

5 Ausblick

Die Verteilung der Temperaturen und Rauchgase innerhalb des Gebäudes sind eine weitere Aufgabenstellung, die man mit Mehrzonenmodellen oder mit CFD Programmen berechnen kann. Für letzteres gibt es einige Anbieter (FLUENT, CFX, CORBA) wie z.B:



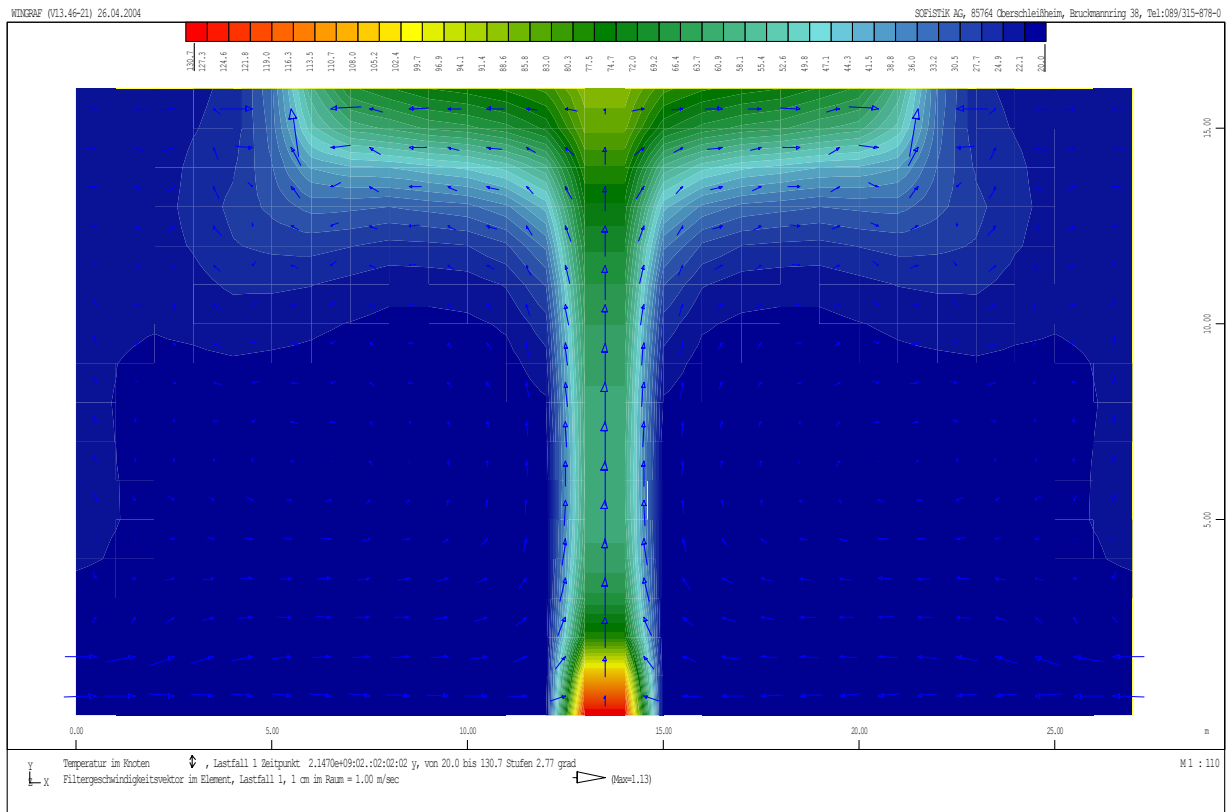
Rauchgas und Temperaturverteilung in einem Gebäude (www.tuev-nord.de)

Die folgenden Bilder zeigen, dass auch im Bereich der SOFiSTiK solche Probleme angegangen werden.

6 Literatur:

- [1] Kordina / Meyer-Ottens (1999)
Beton Brandschutz Handbuch, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf
- [2] Ulrich Schneider / Karl Kordina (2003)
Brandschutz von Hochbauten, Betonkalender 2003, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [3] C.Katz (1995)
Bemessungsverfahren nach EC4/Teil 10,
8. SOFiSTik-Seminar, erschienen bei Balkema 1996, Katz/Protopsaltis ed.
- [4] Eurocode 1, DIN ENV 1991-2-2 (1995)

Temperaturverteilung mit ausreichender Belüftung



Temperaturverteilung bei größerer Brandleistung

