Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 21 (1975)

Rubrik: Theme IV: Fire protection

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 10.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

IV

Predicting the Performance of Steel Members during Fire Conditions

Résistance au feu des éléments métalliques

Verhalten von Stahlträgern unter Brandeinwirkung

D.C. KNIGHT
Senior Research Officer
BHP Melbourne Research Laboratories
Clayton, Victoria, Australia

1. INTRODUCTION

In 1968 the Melbourne Research Laboratories of the Australian steel company, The Broken Hill Proprietary Co. Ltd became interested in the performance of steel buildings in fire. It came as a shock to discover that little was known of how plain steel will behave in a fire.

Within this paper, only structural performance under fire conditions will be discussed. The reader is referred to other publications (Refs 1, 2, 3, 5, 6, 11 and 12) for a consistent treatment of other important aspects of fire technology which must be known in order to analyse a structure in a fire. Some of the important aspects are (Ref. 1):

(1) Fire conditions within a building (Refs 1, 10, 11).
(2) Thermal history of the complete building components (Refs 3, 5).
(3) Thermal properties of the elements in the building (Refs 6, 7, 8, 9).

2. NOTATION

D	= depth of beam
E	= Young's modulus
L	= length of beam
ΔL	= change in length of beam
n	= stress ratio (stress divided by room temperature yield stress)
$R_1 - R_5$	= equation constants
T_o	= initial ambient temperature
t	= time
Δt	= increment of time
t_K	= time defining end of thermally stable range
ε	= strain
$\dot{\varepsilon}$	= strain rate

ε_{TE} = strain due to thermal expansion
σ_{YT} or F_{YT} = yield stress values at temperature T
F_{YTO} = room temperature F_{YT}

3. MECHANICAL PROPERTIES

As the temperature of a member is changed, a number of material factors become important. Firstly, additional strains arise due to thermal expansion. Secondly, Young's modulus varies causing changes in the stress-induced strain. Thirdly, the material yield stress drops and so further strains may be introduced due to new yielding. Typical values of these three effects are shown in Figures 1 and 2 (Refs 6, 7 and 8). Above 200°C creep effects may become significant and will over-ride the stress-induced strain due to yielding. Research carried out in this area has been described in References 7, 8, 9, 10 and 11. Creep effects under varying temperature conditions are known as anisothermal creep and are of considerable importance in determining structural behaviour in fires.

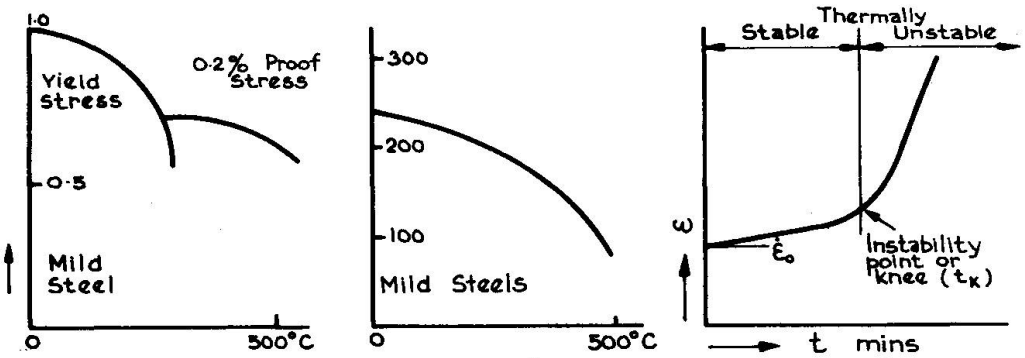


FIG. 1. FIG. 2. FIG. 3.

When a tensile specimen under some steady load is subjected to a fire environment the anisothermal creep effect is as shown in Figure 3. It can be seen that there is a pronounced linear strain-time part of the curve before an acceleration of creep takes place. The linear portion is part of the so-called "thermally stable" range (Ref. 11) whereas the acceleration of the creep range is defined as the "thermally unstable" range. There is a strong analogy here between the definition and the concepts of plastic design.

Many techniques were tried to quantitatively define the change-over point, t_K, (knee) between these thermal stages. The most successful was that of taking t_K as the time when the strain rate was five times the initial strain rate.

The relationship between the stress level and initial strain rate and the stress level against time to knee, t_K, for varying heating rates were empirically derived from the results of a large series of experimental results obtained by Skinner (Ref. 7). The results can be expressed as (Ref. 9):

$$\frac{dT}{dt} = (R_1 + R_2 n)\dot{\varepsilon}_o \qquad (1)$$

$$\frac{dT}{dt} = (R_3 \; n^{R_4} \; t_k^{R_5}) \qquad (2)$$

The empirical equations form the basis of the subsequent beam theory as they embody a stress-strain relation for material under various thermal conditions. They effectively define the length of the linear response portion, t_K, and the strain rate, $\dot{\varepsilon}_O$, in this time period for a tension element subjected to a defined heating rate. Values of the constants R_n are given in Reference 9.

4. BEAM THEORY

Elastic Analysis

Conventional bending theory can be used to analyse the elastic behaviour of a beam within a temperature range of 0°C - 200°C or until the strain effects of creep are significant within this temperature range. The 200°C temperature level is arbitrary but related to the fact that the yield stress dropped away drastically from the 0.2% proof stress (Fig. 2) at this level.

The main parameters influencing the changes in stress, strain and strain rate distribution across a beam section elastically are the elastic modulus and thermal expansion. The limit to validity is provided by the yield stress or by creep. An iterative process for analysing the elastic thermal response was adopted and also formed the nucleus of the creep theory computer program.

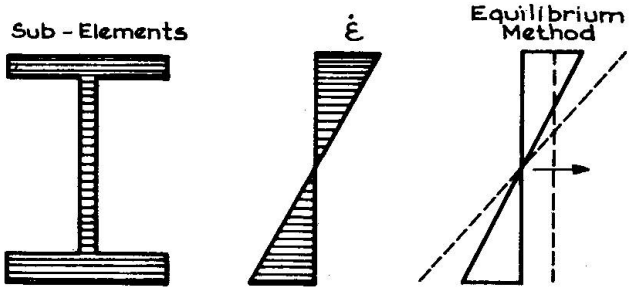


FIG. 4.

The beam is sectioned as shown in Figure 4 and each section is assumed to be a tension or compression element which has constant stress, strain, strain rate and temperature over its sub-area at any given time. These elements have their behaviour governed by equations (1) and (2). For this presentation only selected conditions will be examined, but the theory has been applied (Ref. 10) to other beam conditions.

The thermal history of the beam, and of each individual tension or compression element, must be known. This is obtained from the heat flow analyses assumed. The strain across the section is always assumed to be linear (Fig. 4) and the corresponding stress levels for each element are calculated from the strain and Young's modulus at the element's temperature. Equilibrium conditions are applied to the moment and forces and if equilibrium is not achieved, the initial strain distribution is changed by iteratively rotating and translating the strain distribution until equilibrium is satisfied.

For the next time increment, the temperature of each element changes, thus increasing the strain of each tension element by thermal expansion and the variation in E, thus:

$$\varepsilon_{t+\Delta t} = \varepsilon_t + \Delta\varepsilon_{TE} + \frac{\sigma}{E}\left(\frac{E}{E}\right) \qquad (3)$$

where ε_{TE} is the strain due to thermal expansion.

If the stress level in an element exceeds the yield stress at that temperature, then the stress applied to the element is taken as its yield stress, σ_{YT} (Fig. 1).

For a non-uniform bending moment diagram, a number of positions along the beam are studied and at each point the beam's curvature is calculated (ε_t/D), where D is the depth of the beam and ε_t is as defined in Figure 4. The curvature equation for the total beam is estimated from these discrete points and the second integral of this equation gives the deflection equation for the beam.

The change in length, ΔL, of the beam due to expansion and deflection can be critical under thermal conditions and is included in the analysis. The strain due to change in length along the beam will be $\Delta L/L$ and will be in addition to the strain effects covered by equation (3).

This relatively simple elastic approach is continued by incrementing the time till an average beam temperature of 200°C is reached.

Creep Analysis

The creep solution uses the last strains determined elastically as a starting point and continues to assume a linear strain rate distribution. Errors at the transition from elastic behaviour to the use of equations (1) and (2) have not exceeded 2%.

From the strain rate distribution, the stress acting on each element is determined from equations (1) and (2). Whereas in the elastic region the stress of each element is compared to σ_{YT}, in the creep range equation (2) is used to determine whether or not the element is "thermally stable". If it is thermally unstable, the equation is used in reverse by applying the same heating rate as before but substituting the instantaneous time as the knee time and hence obtaining the maximum permissible stress that the element can carry whilst "thermally stable" at that temperature in the block. That is, the remainder of the section is assumed to "constrain" the critical block. Once again, there is a strong analogy with constrained flow in plastic design.

The force and moment equilibrium conditions are checked. If the forces are unbalanced, then the strain rate distribution is increased or decreased linearly. If the moment equilibrium is not achieved, the strain rate distribution is rotated about the zero strain rate point (Ref. 9). This procedure is repeated, until both equilibrium conditions are satisfied. These two effects interact and require further iteration for dual satisfaction of equilibrium to be attained.

5. DISCUSSION

Figure 5 shows the stresses in a longitudinally restrained beam when heated at a typical fire rate of 4°C/min. and loaded to a maximum design stress of 165 MPa. Note the very large stress increases produced by the longitudinal force developed when longitudinal expansion is prevented. The actual axial force produced

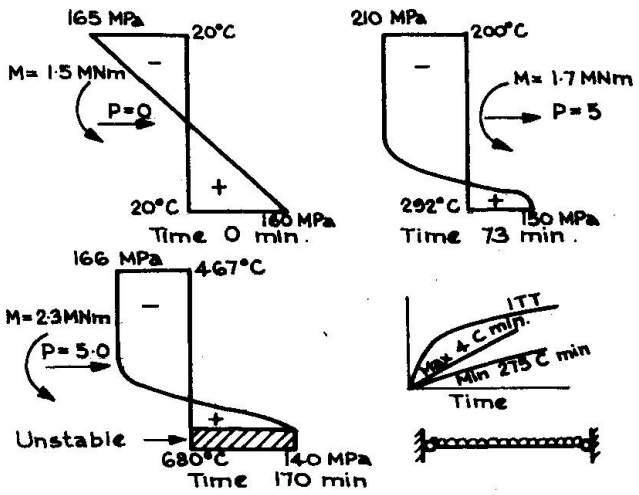


FIG. 5.

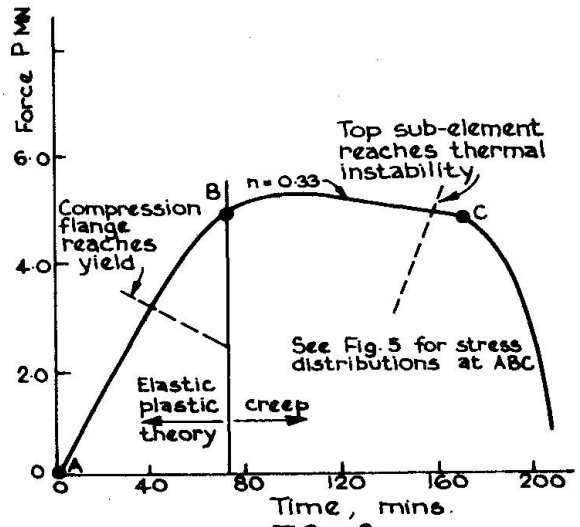


FIG. 6.

is illustrated in Figure 6. The forces reach an early peak and then begin to drop away after yielding begins (see the 70 minute stage in Figure 6).

Deflections at failure have been calculated for some 300 different beams and some 10 different heating conditions covering the range to be expected in building fires. It has been found that the temperature history has little bearing on the deflection value at failure. Deflection is dependent on the length, depth and design stress level of the hottest element.

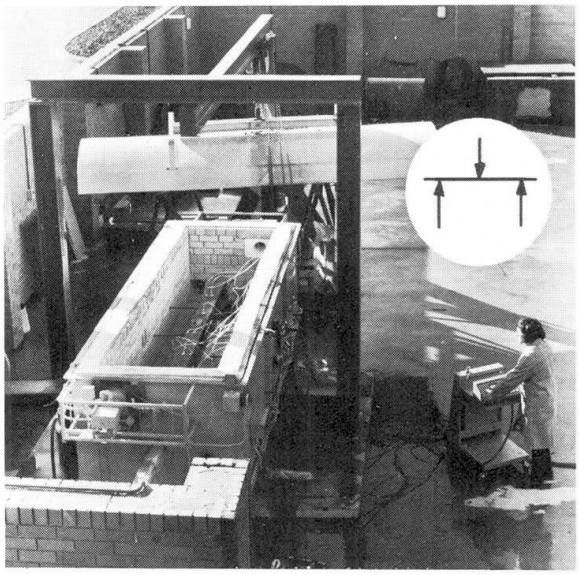
Figure 6 shows the results of the deflection values calculated at failure for both the simply supported and longitudinally fixed case plotted against $L^2 D^{-1} n^{1/3}$. The slopes of the curves were found to be close to 1/500 and 1/800 respectively.

Ryan and Robertson (Ref. 12) have carried out experimental tests to determine a deflection criterion at failure. Their findings agree with those shown for simply supported conditions and stress levels of 0.66 F_{YTO}. The current results show the important fact that to consider other stress levels, the deflection criterion must include stress. Other workers (Refs 13, 14, 15) show various deflection-time curves and all deflection values at failure agree with those calculated from equation (4).

From the calculated results, the design stress level has a great bearing on the failure temperature, and this illustrates that fire ratings can be increased or decreased by changes in stress levels.

6. EXPERIMENTAL VERIFICATION

A number of experiments (Ref. 16) were conducted to verify the iterative approach described above. These experiments were carried out in a beam fire test furnace designed and built at the Broken Hill Proprietary Co. Ltd. Melbourne Research Laboratories (Fig. 7).



The internal dimensions of the furnace are 1.2 m x 4.2 m with reaction supports at 3 m centres. The loading procedure is as shown in the overlay on Figure 15.

Two gas fired burners are placed in opposing corners, as shown in Figure 7. Each burner has been designed to develop 0.1 million watts output with only a 75 mm flame length. Insulation bricks were the Newbold RI 28 type giving a furnace wall thickness of 220 mm.

Furnace controls to international test specifications can be carried out manually or with the use of a Hewlett-Packard data acquisition system (Ref. 17). The thermocouples used in the test pass through a 70°C reference junction prior to being connected to the data logger. This allows ambient temperature variation to be corrected. The speed of the data logging instruments is 15 a second with a monitoring capacity of 600.

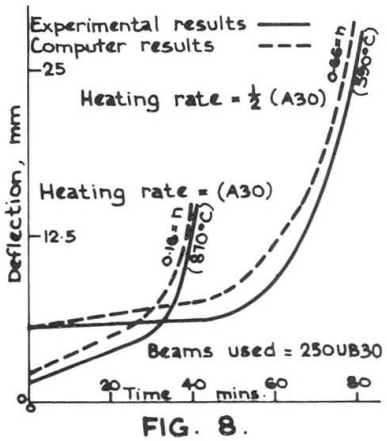


FIG. 8.

Test results and the associated theoretical prediction are plotted in Figure 8. It can be seen that there is good correlation between theory and experiment in this case. It was found that the applied stress level has a great bearing on the failure temperature and time (Fig. 8) and, as said previously, the fire rating of the component can be greatly changed by changing applied stress levels.

In Figure 8 it can be seen that for a stress level of n = 0.16 the failure temperature of the beam was 870°C whereas for a stress level of n = 0.66 the value was 590°C. Although, in the two examples, the heating rates were different, the failure temperature would not be altered if other heating rates were applied (Ref. 10).

7. CONCLUSIONS

Within this paper it has been shown that, from simple laboratory tests for thermal properties and the application of the principles of applied mechanics, it is possible to realistically predict the thermal structural behaviour of a building component subjected to fire situations.

Also, the applied stress level is a governing factor on the failure temperature and the fire endurance rating of a component.

8. REFERENCES

1. Knight, D.C., "Fire and Buildings", BHP Tech. Bull. Vol. 16, No. 2, Nov. 1972.

2. Lay, M.G., "Designing for Fire Performance", AISC Steel Develments Conference, Newcastle, 1973.

3. Groenhout, R., Knight, D.C. and Skinner, D.H., "Temperature Distribution in Steel Section During Heating Under Varying Ambient Conditions", BHP Melb. Res. Lab. Rep. MRL 6/1, May 1969.

4. Rogers, G. and Mathew, Y., "Engineering Thermodynamics Work and Heat Transfer", Longman, London, 1957.

5. Law, M., Paper presented to "Behaviour of Structural Steel in Fires Symposium No. 2", Ministry of Technology and Fire Officers Committee Joint Fire Research Organisation, London 1967.

6. Groenhout, R., Knight, D.C. and Skinner, D.H., "Steel Properties for Fire Resistance", BHP Melb. Res. Lab. Rep. MRL 6/1, May 1969.

7. Skinner, D.H., "Determination of High Temperature Properties of Steel", BHP Tech. Bull. Vol. 16 No. 2, Nov. 1972.

8. Skinner, D.H. "Runaway Temperature - A Design Criterion based on the High Temperature Properties of Steel", BHP Tech. Bull. Vol. 16, No. 2, Nov. 1972.

9. Knight, D.C., "Anisothermal Behaviour of a Tension Element", BHP Melb. Res. Lab. Rep. MRL 18/4, June 1970.

10. Knight, D.C., "The Behaviour of Steel Structures in Fires", BHP Tech. Bull. Vol. 16 No. 2, Nov. 1972.

11. Lay, M.G., "Fire and the Structure", BHP Tech. Bull. Vol. 16, No. 2, Nov. 1972.

12. Ryan, J. and Robertson, A., "Proposed Criterion for Defining Load Failure of Beams", J of Res. (Nat. Bureau of Standards) 63C(12), Oct. 1967, pp139-142.

13. Centre Swisse De La Construction Metallique, "Calcul De La Resistance au Feu des Constructions Metallique", Zurich, March 1969.

14. Stanzak, W., "Sheet Steel as a Protective Membrane for Steel Beams and Columns", Division of Building Research NRC 10865, Ottawa, 1969.

15. Harmathy, T.Z., "Deflection and Collapse of Steel Supported Beams and Floors during Fire Tests", Division of Building Research DBR 203, Aug. 1960.

16. Knight, D.C. "Fire Tests on Five A151 Beams", BHP Melb. Res. Lab. Rep. MRL 18/11, May 1972.

17. Knight, D.C., "Data Acquisition", BHP Melb. Res. Lab. Rep. MRL A4/2, 1968.

SUMMARY

This report shows how the performance of a steel member can be determined from the knowledge of thermal properties, mechanical properties and fundamental structural analysis under fire conditions.

RESUME

Cette contribution montre comment la résistance au feu d'un élément de construction métallique peut être déterminée à partir des propriétés thermiques et mécaniques. Le comportement fondamental de la structure en cas d'incendie est étudié également.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag zeigt wie der Brandwiderstand eines Stahlelementes, aufgrund der Kenntnisse von thermischen und mechanischen Eigenschaften festgelegt werden kann. Eine grundsätzliche Tragwerkanalyse unter Brandverhältnissen wird ebenfalls untersucht

Grundlagen zur theoretischen Bestimmung des Feuerwiderstandes von biegesteifen Stahlstabwerken

Basis to the Theoretical Determination of Fire Resistance of Rigid Steel Frames

Bases pour la détermination théorique de la résistance au feu de cadres métalliques rigides

Friedrich MEHL Wolfram ARNDT
Dr.-Ing. Dr.-Ing.
Ministerium für Bauwesen, Staatliche Bauaufsicht
Leipzig, DDR

1. EINLEITUNG

Die theoretische Ermittlung des Feuerwiderstandes von Stahlkonstruktionen gliedert sich prinzipiell in zwei Hauptaufgaben. Zunächst muß die kritische Stahltemperatur, d.h. die Temperatur bei der das Tragvermögen des Stahlbauelementes in Abhängigkeit der maßgebenden Faktoren - des Verhältnisses von vorhandener Stahlspannung zum Zeitpunkt des Versagens zu maximal zulässiger und infolge der Schnittkraftumlagerung bei Erwärmung der Konstruktion auch in Abhängigkeit des statischen Systems, der Stahlgüte und der Profilform - erschöpft ist, bekannt sein. Ist dieser Wert gegeben, so folgt aus der Berechnung der zeitabhängigen Erwärmung der Konstruktion bei vorgegebener Brandraumtemperatur-Zeit-Kurve als Ausdruck der Brandlast und des Lüftungsverhältnisses im Brandraum als Funktion der Profilform und einer gegebenenfalls vorhandenen Bekleidung der Stahlkonstruktion die Zeit bis zum Erreichen der kritischen Temperatur. Damit ist der Feuerwiderstand der Konstruktion bestimmt.

Aus statischer Sicht stellt sich somit die theoretische Feuerwiderstandsermittlung als ein Grenzlastproblem dar. Der Unterschied zum üblichen Grenzlastproblem der Baustatik unter Normaltemperatur sowie der Grundgedanke der theoretischen Feuerwiderstandsermittlung besteht darin, daß zum Zeitpunkt des Erreichens der Feuerwiderstandsgrenze die äußere gegebene Belastung des Systems der Grenzlast entspricht und die kritische Temperatur sowie der zugehörige elastisch-plastische Bruchmechanismus für diesen Zeitpunkt gesucht sind.

Versagt das Tragwerk durch den Abfall der Fließgrenze mit der Temperaturerhöhung , so liegt ein temperaturabhängiges Spannungsproblem vor. Treten andererseits indifferente Gleichgewichtszustände infolge Temperaturerhöhung im Tragwerk auf, so liegt ein temperaturabhängiges Stabilitätsproblem vor. Da die plastischen Eigenschaften des Stahls bzgl. des Tragverhaltens der Querschnitte

eines Stabtragwerkes unter Brandbeanspruchung mit in die Betrachtung einzubeziehen sind , ist sowohl das temperaturabhängige Spannungsproblem als auch das temperaturabhängige Stabilitätsproblem als Traglastuntersuchung zu behandeln.

2. TEMPERATURABHÄNGIGES SPANNUNGSPROBLEM

Unter der Vorraussetzung einer linearen Änderung der Fließgrenze der Massenbaustähle mit der Temperatur, der Annahme plastischer Gelenke an den versagenden Querschnitten eines brandbeanspruchten Stahlstabwerkes, der Voraussetzung mindestens einfach symmetrischer Querschnitte, deren eine Hauptachse identisch der Spur der Lastebene ist (Ausschluß zweiachsiger Biegung und Torsion), sowie einer reinen Biegemomentenbeanspruchung bestimmt sich die kritische Stahltemperatur zu :

$$T_{KR}^{M} = T'_{KR} - \frac{a}{f} \cdot \frac{\sigma_F(\ T_{KR}^{M}\ )'}{\sigma_{ZUL}} \qquad (\ 1\ )$$

T_{KR}^{M} = Kritische Stahltemperatur unter theoretisch reiner Momentenbeanspruchung des versagenden Querschnittes in ^{o}C

T'_{KR} = Kritische Stahltemperatur eines theoretisch unbelasteten Stahlstabwerkes in ^{o}C

σ_{ZUL} = Zulässige Stahlspannung in kp/cm^2

a = σ_{ZUL}/k in kp/cm^2

k = Anstieg der Gleichung der linearen Änderung der Fließgrenze mit der Temperatur

f = Formbeiwert = W_p/W

W_p = Plastisches Widerstandsmoment in cm^3

W = Elastisches Widerstandsmoment in cm^3

$\sigma_F(T_{KR}^{M})'$ = Temperaturabhängige Fließgrenze für den Zeitpunkt des Erreichens der kritischen Stahltemperatur bezogen auf das elastische Widerstandsmoment; entspricht der vorhandenen Stahlspannung am versagenden Querschnitt zum Zeitpunkt des Erreichens der Feuerwiderstandsgrenze bezogen auf das elastische Widerstandsmoment

= M_{KR}/W

M_{KR} = Kritisches Schnittmoment bzw. volles plastisches Moment des versagenden Querschnittes für den Zeitpunkt $T = T_{KR}^{M}$

T = Temperatur

Die Bestimmung des kritischen Schnittmomentes bzw. des vollen plastischen Momentes für den Zeitpunkt des Erreichens der kritischen Stahltemperatur erfolgt mit Hilfe der einfachen plastischen Theorie.

Die Gleichung 1 kann durch eine entsprechende Aufbereitung dahingehend erweitert werden, daß sie nach Einschaltung von Einflußfaktoren auch für statische Systeme bei gleichzeitiger Wirkung von Biegemomenten, Normalkräften und Querkräften sowie ggf. vorhandener Wärmespannungen anwendbar ist /1/ /2/ . Der Quer- und Längskrafteinfluß wird dabei durch fiktive bezogene volle plastische Momente iterativ berücksichtigt.

Der Wert für T'_{KR} folgt aus der Bedingung für

$$T = T'_{KR} \quad \text{ist} \quad \sigma = \sigma_F(T) = 0 \qquad (2)$$

σ = Spannung in kp/cm^2
$\sigma_F(T)$ = Temperaturabhängige Fließgrenze in kp/cm^2

Für die Massenbaustähle ST 38 und ST 52 können für eine erste Näherung die folgenden Beziehungen für die temperaturabhängige Fließgrenze $\sigma_F(T)$, die temperaturabhängige Proportionalitätsgrenze $\sigma_P(T)$ und für den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul $E(T)$ angesetzt werden.

Für ST 38 :
$\sigma_F(T) = 2400 - 4{,}00 \cdot T$
$\sigma_P(T) = 1920 - 3{,}85 \cdot T$

Für ST 52 :
$\sigma_F(T) = 3600 - 5{,}14 \cdot T$
$\sigma_P(T) = 2880 - 5{,}24 \cdot T$

Für ST 38 und ST 52 :
$E(T) = 2100000 - 1615 \cdot T$ (3)

Mit $\sigma_F(T)$, $\sigma_P(T)$ und $E(T)$ in kp/cm^2 und T in ^oC .

Unter Zugrundelegung der Beziehungen (3) wird für die kritische Stahltemperatur T'_{KR} und den Anstieg k :

Für ST 38 $T'_{KR} = 600\ ^oC$; $k = 4{,}00$
Für ST 52 $T'_{KR} = 700\ ^oC$; $k = 5{,}14$

3. TEMPERATURABHÄNGIGES STABILITÄTSPROBLEM

Zur Erfassung des temperaturabhängigen Stabilitätsproblems eignet sich die Anwendung des Spannungsproblems nach Theorie II. Ordnung gemäß der Lösung nach /3/ , vgl. auch /4/ . Für die theoretische Erfassung werden die nachstehenden grundlegenden Voraussetzungen getroffen :

- Maßgebend sei die Biegeknickung, d.h. zum Zeitpunkt des Erreichens der kritischen Stahltemperatur entspricht die vorhandene Stahlspannung der temperaturabhängigen kritischen Spannung $\sigma_{KS}(T)$ nach Theorie II. Ordnung .
- Infolge der guten Wärmeleiteigenschaften des Stahles und kleiner Profildicken liegt eine gleichmäßige Temperaturverteilung über den gesamten kritischen Querschnitt bzw. in den maßgebenden Querschnittsbereichen des Biegeknickstabes vor.
- Die Wärmespannungen infolge behinderter Wärmedehnungen sind vernachlässigbar klein /2/ .

- Zwischen der kritischen Stahltemperatur und der Auslastung des Querschnittes besteht ein linearer Zusammenhang.
- Für die Bestimmung des Feuerwiderstandes einer Baukonstruktion wird der Lastfall H (Eigengewicht und Verkehrslast) maßgebend.

Damit gilt unter Einführung der kritischen Stahltemperatur $T''_{KR}(\lambda)$ eines planmäßig mittig bis zur zulässigen Druckspannung $_{ZUL}\sigma_c$ belasteten Stabes :

$$T_{KR} = T'_{KR} - \left[T'_{KR} - T''_{KR}(\lambda) \right] \frac{\sigma}{_{ZUL}\sigma_c} \qquad (4)$$

λ = Stabschlankheit

Bei Annahme der temperaturabhängigen Festigkeitskennwerte entsprechend den Beziehungen (3) folgt aus der Gegenüberstellung der temperaturabhängigen kritischen Spannung nach Theorie II. Ordnung mit der zulässigen Druckspannung nach TGL 13503 /3/ im Bereich $10 \leqq \lambda \leqq 275$:

Für ST 38 :
$$T''_{KR}(\lambda) = 200 + 0{,}723 \cdot \lambda - 0{,}76 \cdot 10^{-2} \cdot \lambda^2 + 0{,}605 \cdot 10^{-4} \cdot \lambda^3 - 0{,}12 \cdot 10^{-6} \cdot \lambda^4 \qquad (5)$$

Für ST 52 :
$$T''_{KR}(\lambda) = 247 + 1{,}439 \cdot \lambda + 0{,}322 \cdot 10^{-1} \cdot \lambda^2 - 0{,}136 \cdot 10^{-3} \cdot \lambda^3 + 0{,}187 \cdot 10^{-6} \cdot \lambda^4 \qquad (6)$$

4. ERWÄRMUNGSRECHNUNG

Die Berechnung der Erwärmung erfolgt zweckmäßig mit Hilfe der ideellen Rechengröße α' für unbekleidete Stahlkonstruktionen und der ideellen Rechengröße λ' für bekleidete Konstruktionen analog zu den bekannten Rechenverfahren /5/ /6/ . Dabei sind die Rechengrößen in Auswertung entsprechender Kleinbrandversuche zu gewinnen, d.h. λ' ist eine Funktion der angenommenen Brandraumtemperatur-Zeit-Kurve und des jeweiligen Bekleidungsmaterials. Sind die ideellen Rechengrößen bestimmt, so kann eine Extrapolation auf beliebige Profilwerte vorgenommen werden. Dabei gilt :

Für unbekleidete Stahlkonstruktionen (7)

$$\Delta T_B(\Delta t_i) = \alpha'(\Delta t_{i-1}) \cdot \frac{F_b}{M} \cdot \frac{1}{c(\Delta t_i)} \cdot \left[T_R(\Delta t_{i-1}) - T_B(\Delta t_{i-1}) \right] \cdot \Delta t_i$$

Für bekleidete Stahlkonstruktionen (8)

$$\Delta T_B(\Delta t_i) = \lambda'(\Delta t_{i-1}) \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{F_b}{M} \cdot \frac{1}{c(\Delta t_i)} \left[T_R(\Delta t_{i-1}) - T_B(\Delta t_{i-1}) \right] \cdot \Delta t_i$$

$\Delta T_B(\Delta t_i)$ = Temperaturzuwachs der Stahlkonstruktion im Zeitintervall Δt_i in grd

$\alpha'(\Delta t_{i-1})$ = Ideelle Rechengröße für unbekleidete Stahlkonstruktionen im Zeitintervall Δt_{i-1} in $kcal/h \cdot m^2 \cdot grd$

$\lambda'(\Delta t_{i-1})$ = Ideelle Rechengröße für bekleidete Stahlkonstruktionen im Zeitintervall Δt_{i-1} in kcal/h·m·grd

F_b/M = Profilfaktor in m^2/kg

$c(\Delta t_i)$ = Spezifische Wärme von Stahl in Abhängigkeit von der Temperatur im Zeitintervall Δt_i in kcal/kg·grd

D = Dicke der Bekleidung in m

$T_R(\Delta t_{i-1})$ = Brandraumtemperatur im Zeitintervall Δt_{i-1} in ^oC

$T_B(\Delta t_{i-1})$ = Temperatur der Stahlkonstruktion im Zeitintervall Δt_{i-1} in ^oC

Δt_i = Zeitintervall "i" in h

Der Profilfaktor stellt im Fall einer unbekleideten Stahlkonstruktion das Verhältnis von energieaufnehmender Oberfläche zu aufzuwärmender Stahlmasse dar; im Fall einer bekleideten Konstruktion ist er das Verhältnis von energieabgebender innerer Oberfläche der Bekleidung zu Stahlmasse.

Die Aufbereitung der hier kurz dargelegten Methode in Form von Diagrammen analog zu der nachstehenden Abbildung 1 ermöglicht dem Praktiker eine rasche und optimale Handhabung. Ein Vergleich der Ergebnisse aus der Erwärmungsrechnung mit Versuchen zeigt eine im Bereich der Toleranzen liegende Übereinstimmung /1/ /2/ /6/ . Bei Annahme der temperaturabhängigen Festigkeitskennwerte nach den Beziehungen (3) liegen die Werte für die kritische Stahltemperatur des temperaturabhängigen Spannungsproblems im allgemeinen unterhalb der Angaben nach BRYL /7/.

5. LITERATURVERZEICHNIS

/1/ Mehl,F. Analytische Bestimmung des Feuerwiderstandes von Stahlkonstruktionen, Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen Leipzig, Heft 2/1972, S. 147 bis 164

/2/ Mehl,F. Arndt,W. Theoretische Bestimmung des Feuerwiderstandes von biegesteifen Stahlstabwerken, erscheint demnächst in der Reihe: Bautechnischer Brandschutz - Aus Forschung und Praxis, Staatsverlag der DDR, Berlin

/3/ TGL 13503 , Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnung nach zulässigen Spannungen

/4/ Mehl,F. Arndt,W. Der Feuerwiderstand von Stahlstützen, Unser Brandschutz, Ausgabe B, Wissenschaftl.-techn. Beilage Nr. 5/1973, S. 65 bis S.76 ; 23(1973)7

/5/ Rudolph,R. Knublauch, E. Ein Verfahren zur Berechnung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbauteilen, in: VDI-Fortschritt Berichte, Reihe 5, Nr. 10 , 1970

/6/ Arndt,W. Mehl,F. Ermittlung der zeitabhängigen Bauteiltemperatur im Brandfall; Unser Brandschutz, Ausgabe B, 22(1972) 7 , Wissenschaftl.-techn. Beilage Nr. 5/1972, S. 71 bis S. 77

/7/ Bryl,S. Decoppet, J.P. Haueter,O. Berechnung des Brandwiderstandes von Stahlkonstruktionen; Herausgegeben von der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlbau, Selbstverlag, Zürich 1970

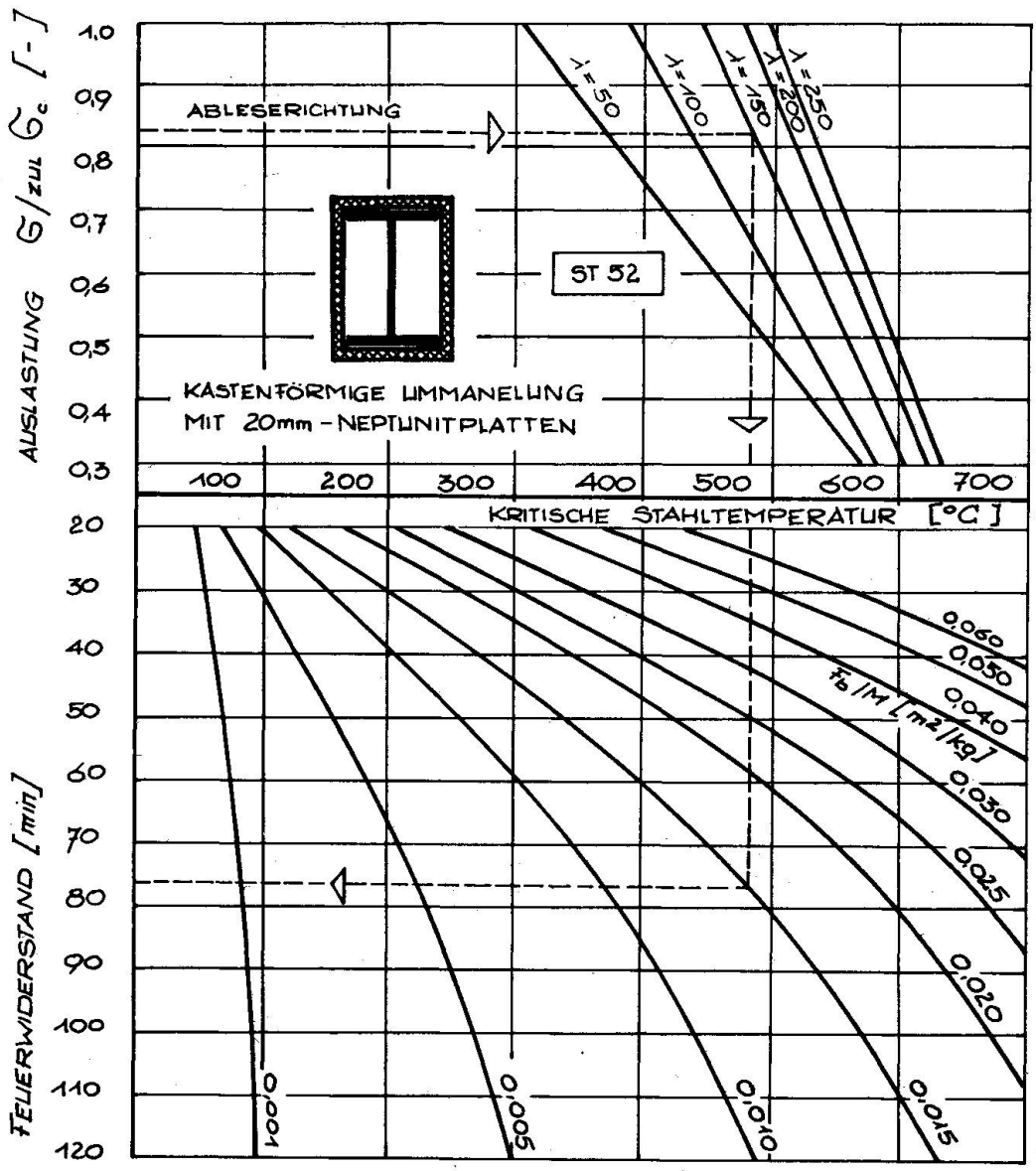


Abb. 1 Der Feuerwiderstand von Druckstäben aus ST 52 mit kastenförmiger Ummantelung aus 20 mm dicken Neptunitplatten

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorstehenden Abhandlung werden im Ueberlick Grundlagen für eine theoretische Erfassung der Feuerwiderstandsermittlung von Stahlkonstruktionen dargelegt. Das temperaturabhängige Spannungsproblem wird mit Hilfe der einfachen plastischen Theorie erfasst; das temperaturabhängige Stabilitätsproblem als Spannungsproblem nach Theorie II. Ordnung. Die Berechnung der zeitabhängigen Erwärmung einer Stahlkonstruktion erfolgt mittels ideeller Rechengrössen.

SUMMARY

In this report the basis for a theoretical determination of the fire resistance of steel structures are shown. The tension problem depending on temperature is considered with the simple plastic theory, the stability problem being considered with the Theory of 2nd order. Calculation of heating of a steel structure subject to time results using idealized mathematical values.

RESUME

Ce rapport présente les bases pour une détermination théorique de la résistance au feu de structures métalliques. Le problème des contraintes en fonction de la température est étudié à l'aide de la théorie de la plasticité, celui de la stabilité par une théorie du 2e ordre. Le calcul de l'échauffement d'une construction métallique dans le temps est effectué à l'aide de valeurs mathématiques idéalisées.

Structural Steel and Fire

Acier de construction et incendie

Baustahl und Brand

E.G. BUTCHER
BSc MInstP FIFireE
Fire Check (U.K.) Limited

G.M.E. COOKE
BSc CEng MIMechE MICE FIFireE
Pell Frischmann and Partners

London, G.B.

In recent years there has been a large volume of research into the behaviour of Structural Steel in Fire situations and it is the purpose of this paper to indicate the extent of this and at the same time mention problems which still have to be resolved.

RECENT RESEARCH. The features which have received, and continue to receive, critical study are associated with:-

1) The behaviour of a fire, that is to say, the factors which determine its severity, and from this to suggest the circumstance or position in which structural members can be safely used:

2) the behaviour of steel in fire conditions, again to identify the safer situations, and

3) to compare the standard fire resistance test with real fire situations to see if there is any scope for amending the statutory fire resistance requirements.

In the United Kingdom a research programme, which was probably the largest yet undertaken, was jointly sponsored by the Joint Fire Research Organisation and the Steel Industry[1,2]. In this work twenty six fire tests were carried out in a specially constructed building which had two fire chambers, each 7.7m x 3.7m x 3m high, and two sizes of window opening were used in each. The fuel used in most of the tests was in the form of wood cribs and the fire load density was varied from 7.5 to 60kg/m^2. Other fuels, such as furniture, combustible linings, and liquid fuel in trays were also used in a few of the tests.

Unloaded structural steel members (29 beams and columns) were arranged inside and outside the fire compartments so that data was obtained for a variety of situations in fires. Their temperatures were observed in the fires and comparisons were made with their behaviour in the appropriate Fire Resistance tests.

Workers in other countries[3-6], have, in the main, concentrated on the behaviour of structural steel members used in typical structural circumstances when exposed to the time-temperature conditions of the standard test. The work carried out in the United

Kingdom is therefore complimentary to those investigations and all the results should be considered together in assessing the present position.

FACTORS WHICH CONTROL FIRE SEVERITY. No single factor is predominant in a given circumstance in determining the severity of a fire, and it can be shown that the size and shape of the fire room, the size and shape of the windows, and the thermal insulation of the building are just as important in determining the fire severity as are the nature, quantity, and disposition of the combustible contents of the room. Much information on this is now available as a result of an international programme of research carried out under the auspices of the Conseil International du Bâtiment [7].

Information on the combustible contents of modern office buildings has been obtained from recent surveys carried out in the U.K. and in Europe but information about the combustible nature of the contents of other types of buildings is still needed.

It must be recognised, however, that certain factors affecting fire severity will never be predictable, and it is here that statistical techniques may possibly be applied. For example, it is difficult to account for the occupant who stores abnormally large amounts of combustibles, and again, the behaviour of glazing, and hence the patterns of ventilation, depends on window design, weather conditions and the relative location of the glazing to the seat of the fire.

FACTORS AFFECTING THE BEHAVIOUR OF STEEL IN FIRES. Predicting the behaviour of steel under known fire conditions is, as a result of the recent work, now possible and the main factors affecting this behaviour are now known. Figure 1 shows the kind of data available from furnace tests and much is known about the performance of different materials for the fire protection of structural steel. Figure 2 gives data obtained in the U.K. and in Braunschweig for unprotected and encased steel and these results show the importance of the steel mass, the surface area and the protection thickness.

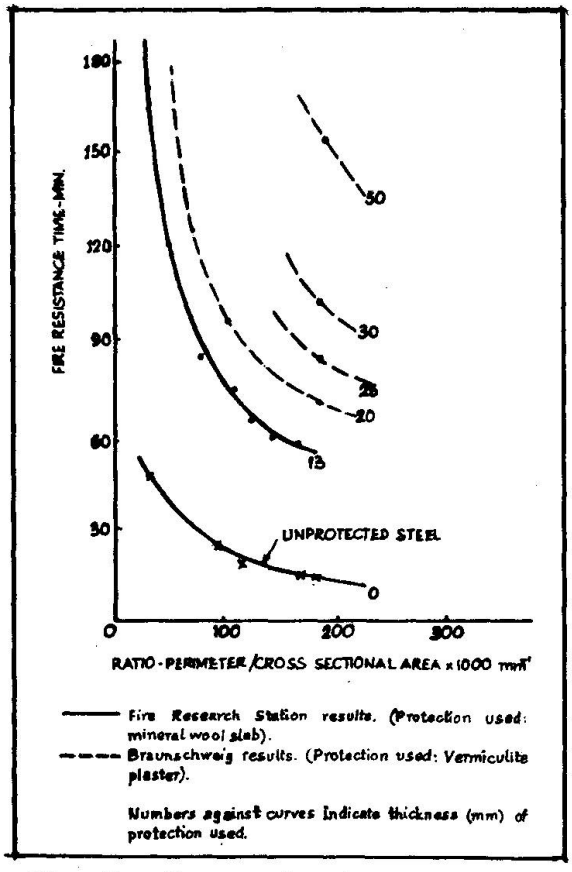


Fig. 2. Curves showing importance of steel geometry and thickness of protection.

These results compare favourably with theoretical predictions made in Holland [5] and recent work in Canada [8] has extended the data to include massive constructions.

COMPARISON BETWEEN THE FIRE RESISTANCE TEST AND THE REAL FIRE. One of the most important aspects of the programme of research done in the U.K. has been the comparison that has been possible between real fire situations and the standard fire resistance test. This has shown that the heat transfer process in a real fire is different from that in a furnace test, the luminous flames of the fire giving greater heat transfer in the early stages. It follows, therefore, that even if the time-temperature curves (fire and furnace)are similar, a condition that in practice is very rare indeed, it is not possible to equate fire duration to fire resistance time; consequently other means of comparison must be sought.

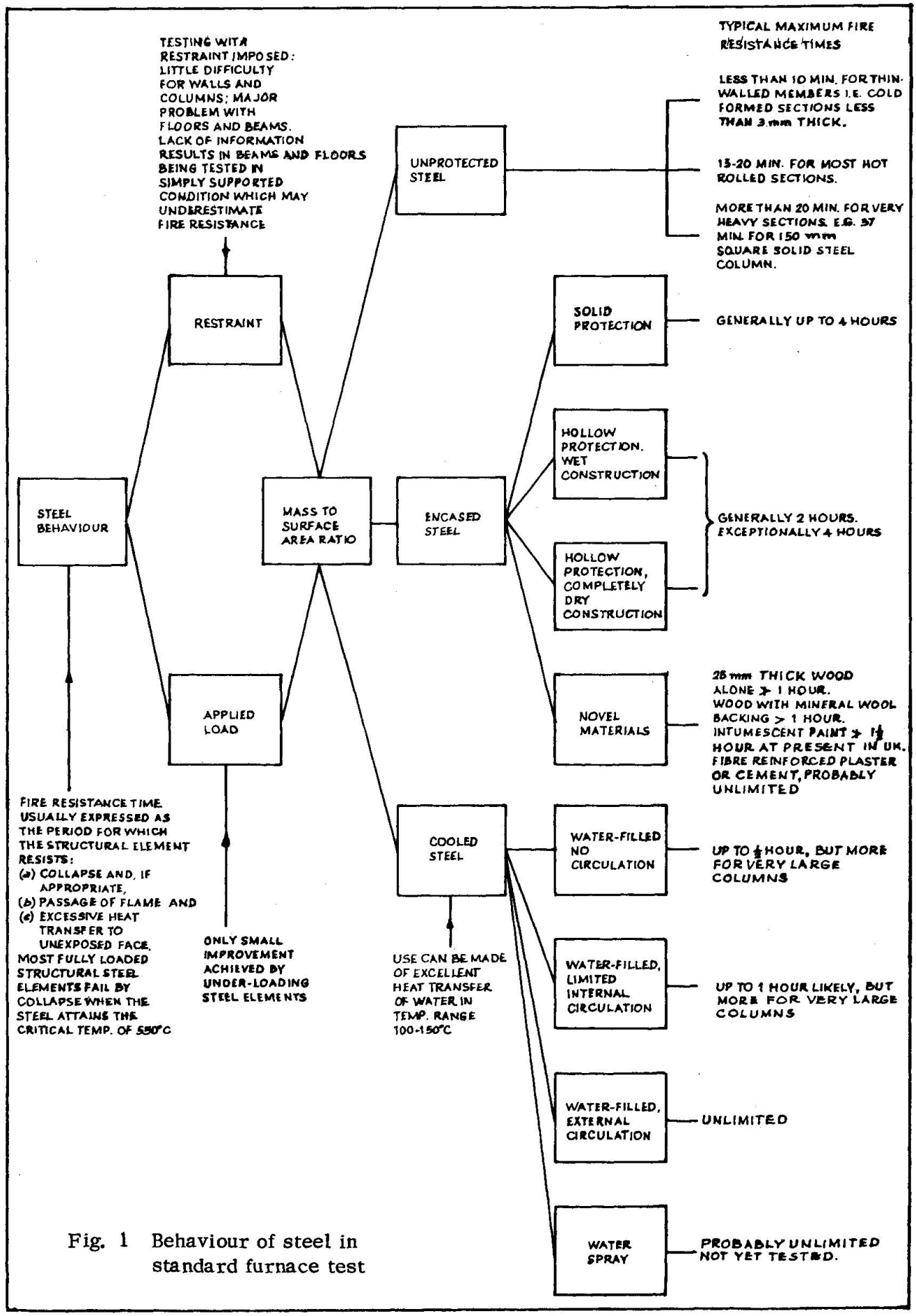


Fig. 1 Behaviour of steel in standard furnace test

However this work has shown that it is possible to establish a relation between fire resistance time and the likely severity of a fire in any given building. Fuller analysis of the C.I.B. work and the inclusion of more recent experimental data has enabled the conclusions to be extended to higher fire load densities and other sizes and shapes of compartments so that a basis has now been established for predicting the fire resistance required in any given building for it to resist a complete burn-out of its contents without structural collapse[9,10].

UNPROTECTED STRUCTURAL STEEL. It would be of enormous economic benefit if situations could be identified where unprotected steel could be safely used in building structures. One such situation is when the steel members are placed outside the building but even so care must be taken with their placing.

The research has shown that external unprotected steel columns continue to support their design loads provided they are protected from direct attack by flames or from severe radiation through windows. Some reservation is necessary here if the fire situation is very different from the experiment, for instance if the fire compartment has flammable linings, if more than one storey is involved, or if high fire loads are present[11].

With the present trend in building design to make the whole of the building facade of glass or of curtain walling, the question immediately arises as to how simple can the protection to the external steel be or how far must the steel be from the facade to be safe. It seems likely that a simple lightweight flame shield can be devised to give this protection. This approach, provided it can be made architecturally acceptable, will probably be more effective than reliance on spacing the structure away from the facade, since present indications are that such spacing would need to be larger than would be generally convenient.

The work on fire severity[7] is being studied in conjunction with Seigel's work[12] on flame profiles out of windows and with Bongard's experiments on external steel columns so that criteria for a safe location of external steelwork may be established for all buildings. However this is an area where more effort could be usefully applied since design standards for flame shields are urgently required by the architectural profession.

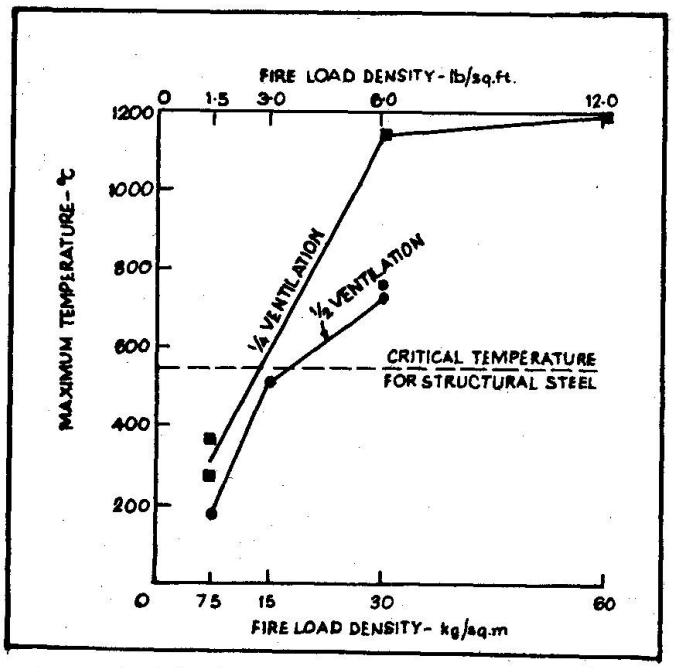


Fig. 3. Maximum temperatures reached by unprotected internal columns for fires of various fire load densities

The use of unprotected steel inside a building is more difficult to justify, but the work has shown (Fig. 3) that in fires with a low fire load density, particularly with large areas of window opening, structural steel will remain below its critical temperature. The size of such fire load densities is lower than those met in offices, housing, hotels, etc. but it is suggested that a car park building might well be in this low range. An analysis of the combustibles in an average car and the carrying out of additional tests[13] confirmed the suggestion and showed that the danger of fire spread from one vehicle to another was not high. This original work in the U.K. has now been confirmed by similar tests carried out in Japan, Germany, U.S.A. and Switzerland and the earlier reluctance of the authorities to allow internal unprotected steelwork for this type of building is

now less apparent. In the U.K. an above ground, open sided car park building less than 16m high may be constructed of unprotected structural steel.

It is probable that when special categories of buildings, such as for instance car parks, can be identified as requiring minimal fire protection for the structure the authorities are more likely to be sympathetic to argument than they will be to requests to allow a general relaxation for unspecified buildings.

Even though some parts of a building may have a fire load density which is in excess of that for which bare steel would be safe, there will be, nevertheless considerable areas of that building where combustibles would not normally be found or indeed, could not be placed if the law is to be satisfied. The possibility of siting the unprotected steel members so that they come within such areas has been suggested and might possibly be allowed if it can be shown that fire from other parts of the building could not spread to these areas under any circumstances. This could be achieved by the intelligent use of compartmentation and function separation and consideration of such possibilities could be most fruitful if initiated early enough in the design process of a building. However for such ideas to be successful the building design must be such that change of use of any part of it will not nullify the original arguments which were advanced for the use of unprotected structural steel.

METHODS OF KEEPING STRUCTURAL STEEL COOL.

1. Conventional cladding. The protection of structural steel by encasement in conventional materials, such as concrete, asbestos, etc. is a familiar and well established process. The U.K. investigations confirmed two important features:-

a) That the size and shape of the steel section inside the casing is an important factor in designing the protection needed, and

b) that the design of that protection can be satisfactorily achieved by calculation[14].

The diagram given earlier in Figure 1 shows the order of the periods of fire resistance obtainable by conventional encasement.

2. New materials. The use of conventional methods of encasement may not always be acceptable for economic or other reasons and consequently new materials and methods are being constantly sought.

It has been suggested[15] that timber may be used as a protective casing in order to achieve fire resistance of up to one hour and furnace tests in Holland and in the U.K. have been reported which support this idea. The information given, however, indicates that the method of fixing the timber encasement around the steel member is likely to be a critical feature of this method.

The use of a paint or mastic to give fire resistance to a steel structure has been developed and at present a fire resistance of 90 minutes has been achieved in the U.K. However there are currently some problems associated with its use, such as the need to ensure correct adhesion to the steelwork by the use of suitable original protection by the fabricators, the need to apply the intumescent system in several coatings with a drying period in between each, and finally to ensure that exposure to weather conditions outside or normal ageing inside the building does not render the foaming agent ineffective with time.

3. Water Cooling. Perhaps one of the most interesting ways of providing protection for structural steel in fires is by the use of water as a coolant. A few furnace tests sponsored by the steel industry[16,17] have been carried out in the U.K. and in Germany a full scale fire test has been staged in a Dusseldorf building[18]. A considerable amount of theoretical analysis[19,20] has been brought to bear on this technique and as a result of it

and with the support of the tests this method has now been incorporated into more than twelve buildings in the U.S.A. in Germany, in France and in the U.K.

This method of providing fire protection for steel members is very valuable since if correctly designed it should be possible to provide fire resistance for an unlimited time. In addition it does not have the disadvantage of giving a large increase in weight to the structure as would be the effect of concrete cladding.

This advantage is exploited to the full in a building erected in London which had extreme limitations on the foundation loading because of the proximity of an underground railway tunnel. In this building the use of a framework built to a geodetic design, using stainless steel tubes filled with water, enabled the foundation loads and the very strictly prescribed piling positions to be used successfully to support an eight storey office building. Without the use of water cooling it is certain that this building could not have been built.

THE FUTURE. If steel is to be competitive as a structural material, then the methods of protecting it against fire must be as economical as possible, and thoughts should perhaps be directed towards the following:-

1. to seek out the buildings, or the places inside and outside buildings, where unprotected steel can be safely used;
2. to explore economical methods of keeping structural steel in buildings cool in case of fire; and
3. to collect as much information as possible about the design trends in buildings and the factors likely to affect the fire hazard in them.

REFERENCES.

1. Butcher, E.G., et al. Fire Research Technical Paper No. 15, HMSO, London 1966. and J.F.R.O. Symposium No. 2.HMSO, London 1968.
2. Butcher, E.G., and Cooke, G.M.E., B.C.S.A. Conference, London November 1969.
3. Bongard, W., Der Stahlbau, May 1963.
4. Meyer-ottens, C., J.F.R.O. Symposium No. 2. HMSO, London 1968.
5. Witteween, J., T.N.O. News, 21, 1966.
6. Pryor, A.J., Report to American Iron and Steel Industry, July 1965.
7. Thomas, P.H., Building Research Estab. CP 32/74. February 1974.
8. Stanzak, W.W., and Lie, T.T., Amer. Soc. Civ. Engrs, Proc. 99. 1973.
9. Law, Margaret, J.F.R.O. Symposium No. 5, HMSO. London 1973.
10. Magnusson et al. Stalbyggnadsinstitutet Publ. No. 38 1974.
11. Heselden, A.J.M. J.F.R.O. Symposium No. 2. HMSO, London 1968.
12. Seigel, L.G., Fire Technology, Feb. 1969.
13. Butcher, E.G., et al. Fire Note No. 10, HMSO, London 1968.
14. Law, Margaret, J.F.R.O. Symposium No. 2, HMSO, London 1968.
15. Witteween, J. Private communication.
16. Atkins, W.S., Report to Stewart and Lloyds Ltd. Jan. 1967.
17. F.R.O.S.I. Report No. 4997, 1970.
18. Mommertz, K.H. and Polthier, K., Acier Stahl Steel, Oct 1971.
19. Ehm, H., and Bongard, W, Der Stahlbau, June 1968.
20. Seigel, L.G., Acier Stahl Steel. June 1969.

SUMMARY

During recent years there has been, in U.K. and elsewhere, research and investigation into the behaviour of structural steel in fires. This paper draws together all the information now available. Lines along which future work should be directed are suggested.

RESUME

Au cours des dernières années, des recherches et des essais ont été entrepris en Grande Bretagne et ailleurs, sur la tenue au feu de l'acier de construction. Cette contribution rassemble les informations disponibles jusqu'à présent. Des directives pour les recherches futures sont suggérées.

ZUSAMMENFASSUNG

Während der letzten Jahre hat man in Grossbritannien und anderswo Forschungen und Untersuchungen über das Verhalten von Baustahl in Bränden durchgeführt. Dieser Beitrag fasst die bis heute auf diesem Gebiet verfügbaren Informationen zusammen. Anhaltspunkte für zukünftige Nachforschungen werden vorgeschlagen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet des bautechnischen Brandschutzes von Metalleichtkonstruktionen

Recent Trends on Fire Protection for Structures in Light Metal

Conceptions nouvelles pour la protection contre l'incendie de constructions métalliques légères

Josef HAFRANG
Prof. Dipl.-Ing., Direktor

Otto SCHNABEL
Bauing.

Bauakademie der DDR
Berlin, DDR

Die Brandgefahr kann zur Zeit nur generell auf Grund der wirkenden potentiellen Hauptfaktoren eingeschätzt werden.
Diese sind
- die Brandbelastung durch die vorhandenen brennbaren Stoffe unter Berücksichtigung ihrer Brennbarkeit (Abbrandgeschwindigkeit) sowie der Verqualmungs- und Korrosionsgefahr durch die Rauchgase
- die Brandausbreitungsgefahr in Abhängigkeit von den stofflichen und geometrischen Parametern der Konstruktion, der Raumteilung sowie den Be- und Entlüftungsmöglichkeiten
- die Zündwahrscheinlichkeit. Sie kann durch besondere Maßnahmen bezüglich Alarmierung und Verhinderung der Brandentwicklung vermindert, jedoch nie völlig beseitigt werden.

Generelle Zielstellung für den Brandschutz ist, für den Brandfall die maximale Sicherheit der Menschen zu gewährleisten und für den Schutz der Sachwerte eine optimale Lösung zwischen den erforderlichen Aufwendungen und dem möglichen Schadensumfang zu finden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß viele Einzelmaßnahmen des bautechnischen Brandschutzes beiden Hauptrichtungen der generellen Zielstellung dienen.

Dieser Zielstellung entsprechend konzentrieren sich die Maßnahmen des bautechnischen Brandschutzes vor allem auf
- die Erhaltung der Standsicherheit der Gebäude sowie die Beschränkung der Brandausbreitung zwischen und in Gebäuden und baulichen Anlagen
- die Sicherung der Evakuierung von Menschen für den Brandfall
- die Schaffung von Voraussetzungen für eine schnelle und wirksame Brandbekämpfung.

Im Zusammenhang mit grundsätzlichen Untersuchungen zum bautechnischen Brandschutz von Stahlkonstruktionen wurde von der Bauakademie der DDR - Institut für Industriebau - in enger Zusammenarbeit mit dem VEB Metalleichtbaukombinat und dem Institut für Bergbausicherheit Bereich Freiberg eine Konzeption für ein neues Verfahren zum Brandschutz von Stahlkonstruktionen entwickelt und experimentell erprobt.

Das Prinzip dieses Verfahrens beruht darauf, daß die zu schützenden Stahlbauteile durch eine Stahlblechabschirmung geschützt werden. Innerhalb der Abschirmung wird Wasser versprüht. Beim Verdampfen dieses Wassers wird die eingedrungene Wärmeenergie gebunden und mit dem ausströmenden Wasserdampf von der Stahlkonstruktion weggeführt.

Die Verdampfung von Sprühnebeln wird in der Technik vielfältig angewandt. Zum Beispiel in der Klimatechnik, Trocknungstechnik, Verfahrenstechnik, bei Dampferzeugern und Verbrennungskraftmaschinen. In der chemischen Industrie wird die Strahlungsabsorption des Wasserdampfes sowie die Verhinderung der konvektiven Wärmeübertragung durch abschirmende Dampfschichten bereits im großtechnischen Maßstab zum Schutz bei Havariefällen genutzt. [1]

Sprühnebel bestehen in der Regel aus einer Vielzahl von Einzeltropfen unterschiedlicher Größe, unterschiedlicher Verdampfungszeit und unterschiedlicher Fallgeschwindigkeit. Der Volumenteil der kleinsten Tropfen ist trotz ihrer großen Anzahl gering.
Der verdampfende Wassersprühnebel entzieht dem durchflogenen Gas durch Konvektion Wärme und absorbiert Strahlungsenergie.
Feine Tropfen haben bei gleicher Wassermenge eine bessere Absorptionswirkung als gröbere.
Die Verdampfungszeit eines fallenden Wassertropfens wird praktisch kaum von seiner Anfangstemperatur beeinflußt. Bei hoher Umgebungstemperatur erwärmt sich der Tropfen sehr schnell auf die seinem Anfangsradius entsprechende Gleichgewichtstemperatur. Mit der Verringerung des Tropfenradius nimmt die Tropfentemperatur wegen des Rückganges der Strahlungswärme wieder ab, um am Ende steil anzusteigen. Mit dem Verlauf der Tropfentemperatur korrespondiert der Verlauf der Verdunstungsgeschwindigkeit. [2] [3]

Wassertröpfchen, die während ihrer Flugbahn nicht vollständig verdampfen und auf eine heiße Oberfläche treffen, entziehen dieser die zur Verdampfung erforderliche Energie.
Die gesamte zur Verdampfung erforderliche Energie Q entspricht der Enthalpiedifferenz $_i$ des versprühten Wassers und des Wasserdampfes beim vorliegenden Dampfdruck. Zur Verdampfung von Wasser mit t = 20 °C ist bei Normaldruck die Wärmemenge

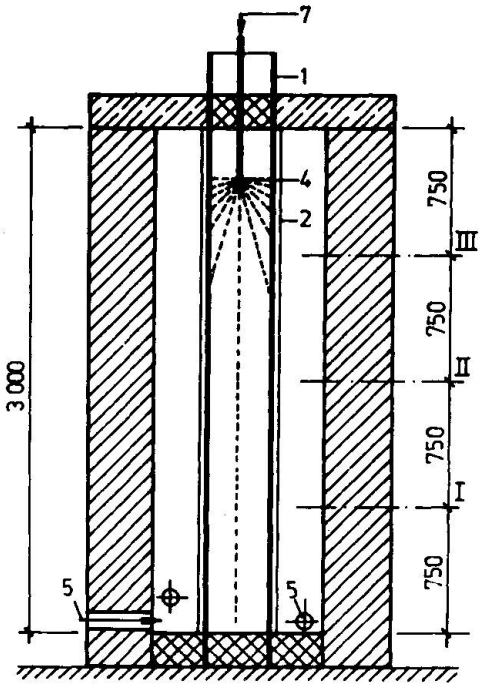
$$Q = 639 - 20 = 619 \text{ kcal/kg}$$

erforderlich.
Bei weiterer Energiezuführung ohne Drucksteigerung wird der Wasserdampf überhitzt. Die dann erforderlichen Wärmemengen steigen bis auf 832 kcal/kg für 500 °C an.
Beim Verdampfen des Wassers und bei der Überhitzung des Wasserdampfes tritt eine erhebliche Volumenvergrößerung ein. Wenn Wasserdampf mit glühendheißen Stahlflächen in Berührung kommt, besteht die Gefahr einer Knallgasexplosion. Durch theoretische und experimentelle Untersuchungen wurde nachgewiesen, daß diese Gefahr bei der Stahlblechabschirmung nicht besteht.
Durch Untersuchungen über dieses neue aktive brandschutztechnische Verfahren sollte bewiesen werden, daß sich bei jeder beliebigen stationären thermischen Belastung unter der Voraussetzung einer gleichbleibenden verdampfenden Wassermenge ein thermisches Gleichgewicht einstellt.

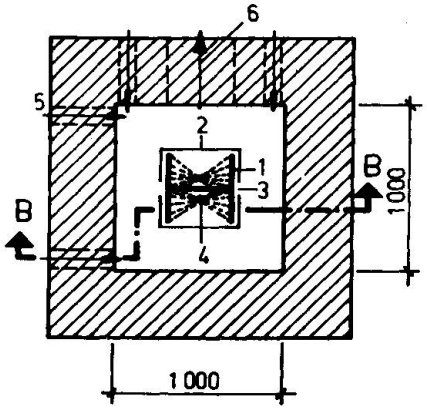
Bei instationärer thermischer Belastung ist auch das Temperaturgefälle zwischen Brandraum und Temperatur der tragenden Stahlkonstruktion instationär.

Zum experimentellen Nachweis der Konzeption wurden zunächst grundsätzliche Berechnungen über die erforderlichen Dampf- und damit Wassermengen durchgeführt. Daraus ableitend wurde eine Konzeption für die orientierenden Versuche und für die Ausrüstung der Versuchskörper ausgearbeitet.

Es wurde eine Serie von Versuchen mit verschiedenen Variationen durchgeführt. Als Versuchskörper wurde eine I-Stahlstütze 400/400 mit F = 126 cm^2 gewählt. Die Versuchseinrichtung zeigt Bild 1.



Schnitt B-B



Grundriß A-A

1 Stahlstütze
2 Stahlblech
3 Perforierung
4 Düse
5 Ölbrenner
6 Abgas
7 Wasserzufuhr
I, II, III Meßebenen

Bild 1

Die Anlage für die Wasserbesprühung besteht aus einem im Stützenhohlraum verlegten Rohrsystem mit entsprechend angeordneten Düsen. Es wurden handelsübliche Dralldüsen verwendet.

Für die Auslösevorrichtung wurden die von Sprinkleranlagen bekannten Glasfäßchen eingesetzt.
Die Temperaturen wurden bei den Brandversuchen in mindestens 2 Ebenen gemessen. Temperaturmeßpunkte gehen aus Bild 2 hervor.

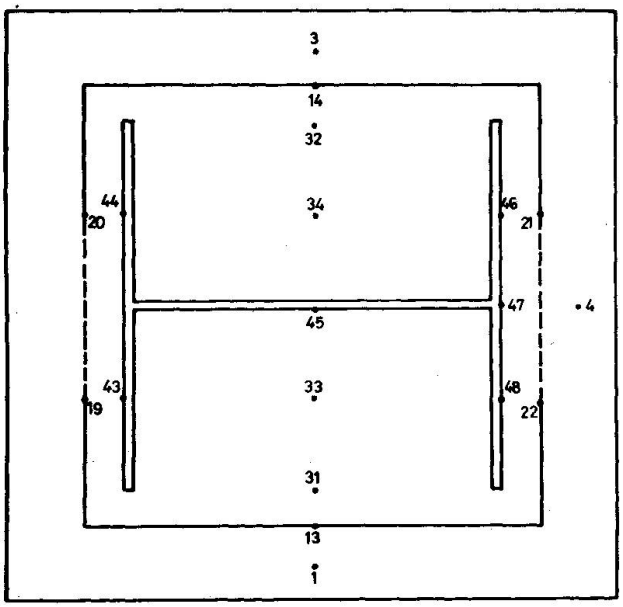
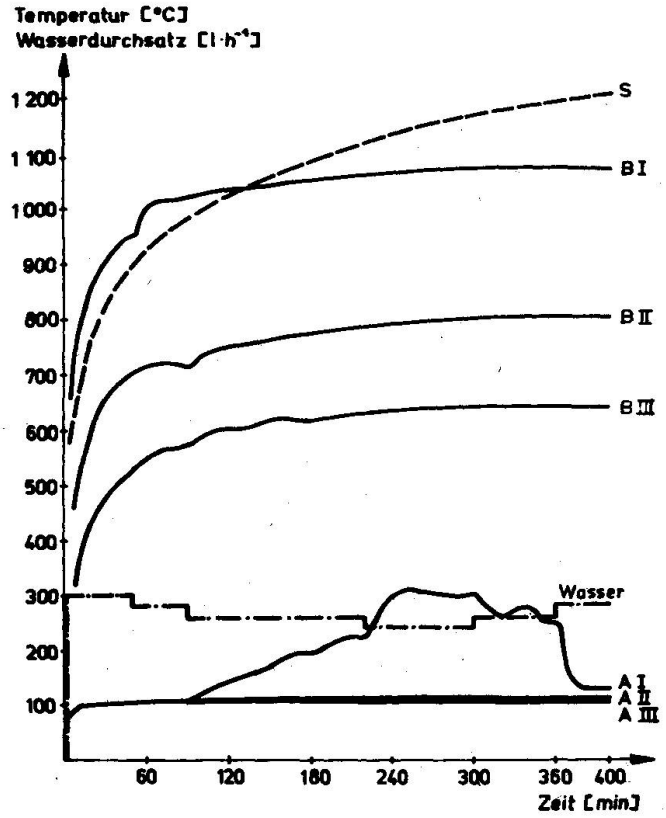


Bild 2
Temperaturmeßpunkte

Die Ergebnisse eines Versuches zeigt Bild 3



S = Standardkurve
B = Mittlere Brandraumtemperatur-Meßebenen I-III
A = Mittlere Stahltemperatur-Meßebenen I-III

Bild 3
Temperatur-Zeit-Kurven

Alle Versuchsreihen haben die Wirksamkeit der Wasserversprühung bei unterschiedlichen Intensitäten nachgewiesen. Grundsätzlich ist es möglich, durch eine Wasserversprühung bei Stahlstützen die Stahltemperaturen unterhalb ihres kritischen Wertes zu halten. Durch geeignete Wahl des Wasserdurchsatzes, der Düsenanordnung und anderer Komponenten läßt sich die maximale Stahltemperatur auch bei extremen Brandraumtemperaturen auf die zulässige, bzw. gewünschte Höhe über 100 °C einregulieren.
Den entscheidensten Einfluß übt jedoch die Zuführungsintensität des Wassers aus. Die Versuchsergebnisse nach Bild 4 zeigen, daß bei einer Intensität von 280...300 l je Stunde bei einer Stützenhöhe von 3,00 m gute Ergebnisse erzielt wurden.
Beachtet man, daß etwa 20 % des Wassers unverdampft abgelaufen ist, so kann man schlußfolgern, daß der Wirkungsgrad noch verbessert werden kann.

Zusammengefaßt kann zu dem neuen schutzrechtlich angemeldeten Verfahren (Brandschutzverfahren) festgestellt werden:

Bedingt durch die spezifischen Eigenschaften des Schutzsystems lagen beim Versuch nach Bild 4 die mittleren Brandraumtemperaturen unterhalb der Standard-Temperaturkurve, obwohl die im Versuchsstand angeordneten Dieselöl-Brenner mit extrem hoher Leistung gefahren wurden. Der Grund ist darin zu suchen, daß der aus der Stützenbekleidung ausströmende Wasserdampf relativ kalt war und eine turbulente Durchmischung mit den Verbrennungsgasen nicht vermieden werden konnte.
Es ist daher notwendig, zum Nachweis des Feuerwiderstandes von Stahlkonstruktionen mit Wasserversprühung die fw-Prüfung unter Berücksichtigung der dabei vorliegenden Bedingungen durchzuführen.

Bei allen Versuchen konnte festgestellt werden, daß bei stufenweiser Verminderung der versprühten Wassermenge je Zeiteinheit (Wasserdurchsatz) eine entsprechende Erhöhung der Stahltemperaturen eintrat, die sich dann bei gleichbleibendem Durchsatz jeweils asymtotisch einem gleichbleibenden Temperaturwert näherten.
Damit konnte nachgewiesen werden, daß bei Einhaltung eines bestimmten Wasserdurchsatzes ein beliebig lange anhaltender Feuerwiderstand von Stahlstützen gewährleistet werden kann.

Die Erprobung der automatisch wirkenden Auslösevorrichtung ergab, daß ihre Funktion in jeder Einbaulage und bei jedem praktisch vorkommenden Wasserdruck einwandfrei gesichert ist. Die thermische Auslösung wird durch die seit langer Zeit bewährten Glasfäßchen bei vorgegebener Bersttemperatur bewirkt.
Die Anwendung des Schutzsystems läßt weitere brandschutztechnische und ökonomische Vorteile erwarten, wenn es nicht nur bei Stützen, sondern im Rahmen einer komplexen Brandschutzkonzeption für Konstruktionen, Gebäudeteile oder Gebäude eingesetzt wird.
Das Schutzsystem ist relativ unabhängig von der Geometrie der zu schützenden Konstruktion. Es ist grundsätzlich sowohl bei vertikalen Stabelementen (Stützen) als auch bei horizontalen oder schräg angeordneten Konstruktionselementen und ggf. auch für Brandschutzverschlüsse (Tore, flexible Wände usw.) einsetzbar.

Gegenüber dem bereits mehrfach angewendeten System der wassergekühlten Stahlstützen (Gebäude der US-Steel Corporation in Pittsbourgh) [4] bietet das System der Wasserversprühung eine Reihe von Vorteilen (Wasserbedarf und Aufbereitung, Gewicht - Korrosions- und Frostschutz) bei zumindest gleicher Brandschutzeffektivität.

Das Schutzsystem ist in der Lage, die Standfestigkeit der Gebäudekonstruktion bei extremer Brandbeanspruchung anhaltend zu gewährleisten. Das ist besonders für große Objekte von Bedeutung, bei denen zum Schutz von Menschen (Evakuierung) oder aus volkswirtschaftlichen Gründen gefordert wird, daß sie bei Bränden in ihrer baulichen Substanz weitestgehend erhalten bleiben.

Moderne Metalleichtbauten bestehen zum Teil aus hochbeanspruchten Traggliedern mit weitestgehender Ausnutzung der Traglast. Es werden gegliederte und dünne Profilquerschnitte angewandt. Das Verhältnis Oberfläche:Querschnitt ist hierbei brandschutztechnisch ungünstig. Der Schutz durch bekannte Bekleidungskonstruktionen ist oft konstruktiv schwierig bzw. unökonomisch. Bei herkömmlichen Bekleidungskonstruktionen sind die Konstruktionen unzugänglich und die Dauerwirkung des Korrosionsschutzes ist unsicher bzw. unkontrollierbar.

Zum Nachweis der Ökonomie wurden erste Vergleichsrechnungen durchgeführt. Zu Grunde gelegt wurde ein 5geschossiges Gebäude mit 66,00 m x 14,40 m Grundfläche und einer Geschoßhöhe von 3,30 m. Verglichen wurde der bei der Erstinvestition anfallende Preis für 3 Brandschutzkonstruktionen.

1. Bekleidung der Stahlkonstruktionen aus zwei 20 mm dicken Sokalitplatten (Gesamtdicke = 40 mm) mit einem geprüften Feuerwiderstand der Stützen fw = 3,0.

2. Bekleidung mit 100 mm dicken Gasbeton-Steinen mit einem geprüften Feuerwiderstand der Stützen fw = 4,0.

3. Schutz der Stützen durch Wasserversprühung:
   Die Stützen sind durch eine 1 mm dicke Stahlblechbekleidung geschützt. An jeder Stütze sind innerhalb der Stützenbekleidung je Geschoß zwei Auslöseventile mit Hohlglaskörpern montiert.
   Als Wasserversorgungsquelle dient eine im Kellergeschoß vorhandene Anschlußleitung, die aus einer Ringleitung außerhalb des Gebäudes gespeist wird. Die Verteilungsleitungen sind Ringleitungen und jeweils für die einzelnen Stützengruppen absperrbar. Sie sind zur Vermeidung von Düsenverstopfungen mit einem Filter versehen.

Gegenüberstellung der Kennwerte zeigt Tabelle 1

Tabelle 1

Variante	Vergleichspreis %	Masse des Schutzsystems bzw. d.Bekleidung je Stütze und Geschoß kg	Querschnitt einer bekleideten Stütze m^2	Verlust an Nettofläche bei 180 Stützen m^2	fw
1.Sokalitbekleidung	162 %	208 495 %	(430mmx550mm) 0,237	42,6 (15,6)	3,0
2.Gasbetonbekleidung	41,2 %	450 1070 %	(500mmx640mm) 0,32	57,5 (30,5)	4,0
3.Wasserversprühung	100 %	42 100 %	(340mmx440mm) 0,15	27,0 (0,0)	unbegrenzt

Der Gesamtpreis des Schutzsystems mit Wasserversprühung liegt etwa in der Mitte zwischen den entsprechenden Werten für Sokalit- bzw. Gasbetonbekleidung. In Bezug auf die Masse-Kennwerte und die Gesamtnettofläche hat das Schutzsystem Wasserversprühung die günstigsten Kennwerte. Der Hauptvorteil ist jedoch der faktisch unbegrenzte Feuerwiderstand der Stahlstützen, ein Vorteil, der für spezifische große Objekte eine ausschlaggebende Bedeutung haben kann.

Literatur:

I1I ...
Steam Curtain-Shrouds Flammable Vapors
Chemical Engineering (1971)8, S. 36

I2I Schlünder, E.-U.
Über die Trocknung ruhender Einzeltropfen und fallender Sprühnebel
Dissertation, TH Darmstadt, 1962

I3I Rettig, H.
Die Verdampfung von Tropfen an einer heißen Wand unter erhöhtem Druck
Dissertation, TH Stuttgart, 1965

I4I Hotschkiss, J.G.
Hauptverwaltungsgebäude der "US-Steel Corporation" in Pittsbourgh (USA)
Acier, Stahl, Steel (1967)9, S. 357-364

ZUSAMMENFASSUNG

Der Brandschutz ist ein integrierter Bestandteil der umfassenden sicherheitstechnischen Massnahmen in Bauwerken. Die generelle Zielstellung ist die Gewährleistung der Sicherheit der Menschen und der Schutz der Sachwerte im Brandfalle.

Im Beitrag wird als Ergebnis von theoretischen und experimentellen Untersuchungen eine neue Lösung für Brandschutzkonstruktionen behandelt, die auch unter extremen Brandeinwirkungen für die Konstruktion des Gebäudes bzw. die geschützten Anlagen eine langfristige Erhaltung der Standsicherheit gewährleistet.

SUMMARY

The structural fire safety is a full component of complete structural safety requirements. The principle is to guarantee the human life and to protect materials in case of a fire.

Results of theoretical investigations and experiments on a new design for structural fire protection are discussed, for guaranteeing a longtime resistance to the effects of fire on the load bearing structure and on equipments and materials.

RESUME

La protection contre l'incendie fait partie intégrante des mesures totales visant à assurer la sécurité des structures. L'objectif en est de garantir la vie humaine et de protéger les biens matériels en cas d'incendie.

On présente les résultats de recherches théoriques et d'essais relatifs à une nouvelle conception de la protection des structures contre l'incendie: il s'agit d'assurer une résistance de longue durée aux effets de l'incendie, tant pour la structure porteuse que pour les équipements et matériels.

Der Feuerwiderstand stählerner Rahmentragwerke. Ansätze zur Berechnung des Brandlastfalles

Fire Resistance of Steel Frameworks.
Proposals for Calculation of the Fire Load Factor

Résistance au feu de cadres métalliques.
Propositions pour le calcul de la charge portante en cas d'incendie

R. BEYER O. KLINGMÜLLER G. THIERAUF
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bochum, BRD

1. Einleitung

Brandschutzmaßnahmen werden im Stahlbau derzeit durch Versuche so bestimmt, daß eine ausreichende Feuerwiderstandsdauer (F30,F60 - DIN 4102) der Einzelbauteile gewährleistet ist. Das Verhalten der gesamten Konstruktion bei erhöhten Temperaturen findet bislang keine Berücksichtigung. Ist der Einfluß von Temperaturerhöhungen in einigen Bauteilen auf das Tragverhalten der Konstruktion bekannt, wird es möglich, den Brandschutz nach statischen Erfordernissen auszulegen und so zu einer wirklichkeitsnahen Einschätzung der Sicherheit im Brandfall zu kommen.

Da der Zusammenhang zwischen dem mechanischen Verhalten und dem thermischen Energiezustand wegen der verhältnismäßig geringen Temperaturen und der kleinen Verformung vernachlässigbar ist, läßt sich die Untersuchung des Tragverhaltens in zwei voneinander getrennte Probleme aufteilen:

a) Bestimmung einer Temperaturverteilung für einen gegebenen Brandfall,
b) Statische Berechnung des Tragwerks für die gegebene Temperaturverteilung.

Unter statischer Berechnung wird hierbei eine Traglastberechnung verstanden. Der vollständige Verlust der Tragfähigkeit als gefährlichster Versagenszustand wird damit am besten erfaßt. Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird von einem bekannten Brandraum und einem bekannten Brandverlauf (z. B. Normbrandverlauf) ausgegangen.

Betrachtet man die Temperaturverteilung zu einem festen Zeitpunkt, so ergeben sich bei verschiedenen Ausgangsbrandräumen verschiedene Lastfaktoren: der kleinste dieser Lastfaktoren definiert einen "kritischen Brandraum" (Bild 1). Bei instationärer (zeitabhängiger) Temperaturverteilung ergibt sich der Lastfaktor als Funktion der Zeit. Die Zeit bis zum Absinken des Lastfaktors auf 1.0 kann dann als "kritische Branddauer" bezeichnet werden (Bild 2).

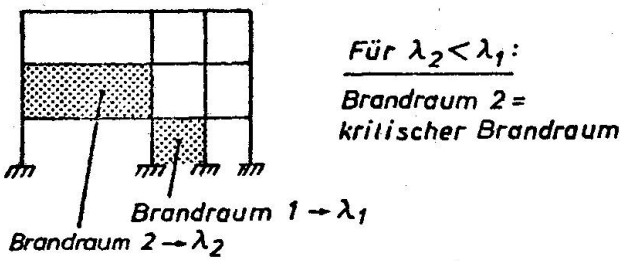


Bild 1: Kritischer Brandraum

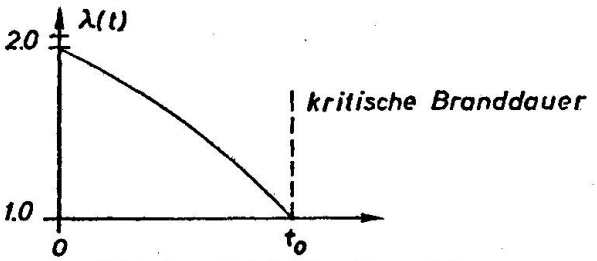


Bild 2: Kritische Branddauer

2. Die Traglastberechnung als Lineare Optimierungsaufgabe

An dieser Stelle werden die Grundgleichungen des Verfahrens zusammengestellt, so daß der Einfluß der Temperatur auf die Traglastberechnung ersichtlich ist. Ausführliche Darstellungen der Traglastberechnung mit Linearer Optimierung findet man in der Literatur /1/, /2/. Eine systematische Berechnung der Traglast auf der Grundlage des ersten Traglastsatzes führt auf die konvexe Optimierungsaufgabe:

$$\text{Maximiere } \lambda \tag{1a}$$

unter den Nebenbedingungen

$$\underline{N}\ \underline{S} - \lambda\,\underline{P} = \underline{0}, \quad \text{(Gleichgewicht)} \tag{1b}$$

$$f_i(\underline{S}, \underline{S}_F) = 0, \quad \text{(Fließbedingung)} \tag{1c}$$

$i = 1, \ldots, r$ Bemessungspunkte,
$\underline{N}$: Gleichgewichtsmatrix,
$\underline{S}$: Spaltenvektor der Schnittgrößen in den Bemessungspunkten,
$\underline{P}$: Spaltenvektor der äußeren Lasten,
$\underline{S}_F$: Spaltenvektor der vollplastischen Schnittgrößen,
λ : Lastfaktor.

Gesucht ist das Maximum von λ unter der Bedingung, daß Gleichgewicht herrscht (1b) und die Schnittgrößen die durch die Fließbedingungen f_i festgelegten Grenzen der zulässigen Beanspruchung nicht überschreiten. Eine Lösung der Gleichgewichtsgleichungen (1b) mit dem Kraftgrößenverfahren wird durch

$$\underline{S} = \lambda\,\underline{b}_o\underline{P} + \underline{b}_x\underline{X} \tag{2}$$

dargestellt. Das Produkt $\lambda\,\underline{b}_o\underline{P}$ ergibt die Schnittgrößen in einem statisch bestimmten Hauptsystem, $\underline{b}_x\underline{X}$ die Eigenspannungszustände. Für die Fließbedingungen (1c), die im allgemeinen nichtlineare Funktionen in $\underline{S}$ sind, wird hier eine lineare Approximation einfachster Art angenommen (Bild 3):

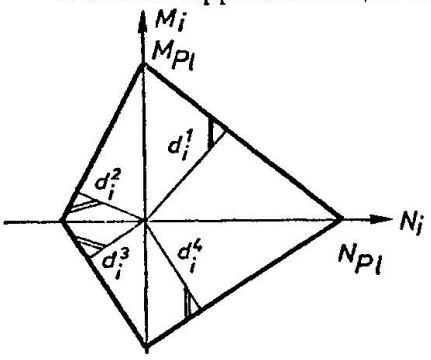


Bild 3: Linearisierter Fließbereich

$$\underline{A}\ \underline{S} = \underline{d}(\sigma_F), \tag{3}$$

$$\underline{A}_i = \begin{bmatrix} \cos\alpha_i^1 & \sin\alpha_i^1 \\ \cos\alpha_i^2 & \sin\alpha_i^2 \\ \cos\alpha_i^3 & \sin\alpha_i^3 \\ \cos\alpha_i^4 & \sin\alpha_i^4 \end{bmatrix}, \quad d_i^1 = \frac{N_{Pl}\ M_{Pl}}{\sqrt{N_{Pl}^2 + M_{Pl}^2}}, \quad \underline{d}_i = \begin{bmatrix} d_i^1 \\ \vdots \\ d_i^4 \end{bmatrix}, \quad \underline{d} = \begin{bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ d_r \end{bmatrix},$$

$$\underline{A} = \mathrm{diag}\,(\underline{A}_1, \ldots, \underline{A}_r), \quad M_{Pl} = W_{Pl} \cdot \sigma_F, \quad N_{Pl} = F \cdot \sigma_F. \tag{4}$$

A : Matrix der Richtungswinkel,
d_i^k : Abstand einer Begrenzungslinie des zulässigen Bereichs,
M_{Pl} : vollplastisches Moment,
N_{Pl} : vollplastische Normalkraft,
W_{Pl} : vollplastisches Widerstandsmoment,
F : Querschnittsfläche,
σ_F : Fließspannung,
W_{Pl} und F sind im Stabelement konstant.

Durch Einsetzen von (2) in (3) und (3) in (1) erhält man folgende Lineare Optimierungsaufgabe:

$$\text{Maximiere } \lambda \tag{5a}$$

unter den Nebenbedingungen

$$\underline{A}(\lambda\,\underline{b}_o\underline{P} + \underline{b}_x\underline{X}) \leq \underline{d}, \quad \lambda > 0. \tag{5b}$$

Die statisch Unbestimmten X sind freie Variable. Da die Gleichgewichtsbedingungen am unverformten Tragwerk aufgestellt werden, sind nur die vollplastischen Schnittgrößen M_{Pl} und N_{Pl} und damit auch d temperaturabhängig. Ist die Temperatur T in den Bemessungspunkten bekannt, so lassen sich mit

$$\sigma_F(T) = 2400 - 4\,T \quad \text{(St 37)} \tag{6a}$$

oder

$$\sigma_F(T) = 3600 - 5.15\,T \quad \text{(St 52)} \tag{6b}$$

die Abstände d der Begrenzungslinien des zulässigen Bereichs als Funktionen der Temperatur darstellen. Für einen gegebenen Brandverlauf wird die Lineare Optimierungsaufgabe (5) für verschiedene Punkte der Temperatur-Zeit-Kurve als parametrische Optimierungsaufgabe gelöst. Die Lösung ergibt den zeitabhängigen Lastfaktor λ (t), [4].

Zur Veranschaulichung des Einflusses der Temperatur wird in Bild 4 die Abhängigkeit der Fließbedingungen von der Temperatur in einem Interaktionsdiagramm dargestellt.

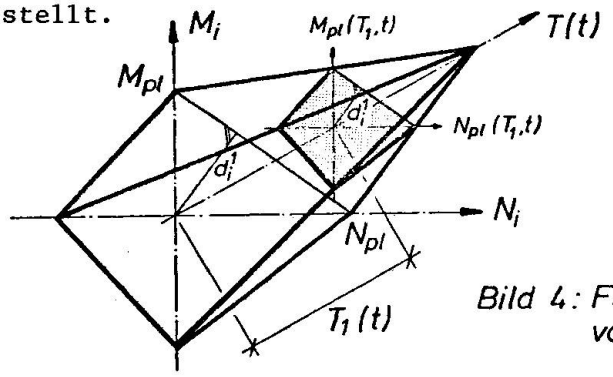


Bild 4: Fließbereich in Abhängigkeit von der Temperatur T(t)

3. Berechnung der Temperaturverteilung

Die theoretische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer ebener Rahmentragwerke aus Baustahl geht von einer Temperaturverteilung infolge gegebener Belastung durch punktförmige Wärmeströme aus. Die Berechnung der Temperaturverteilung in dem Stabwerk erfolgt unter den bekannten Annahmen und Vernachlässigungen der technischen Wärmelehre [3]. Die eindimensionale instationäre Grundgleichung der Wärmeleitung in einem Stab mit dem Linienelement dx lautet bei konstanten Stoffwerten λ, c, ϱ

$$c\varrho \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + Q(x,t). \tag{7}$$

Hierin ist

- λ die Wärmeleitzahl,
- $c\varrho$ die Wärmekapazität,
- T(x,t) die gesuchte Temperatur,
- t die Zeit und
- Q eine punktförmige Wärmequelle.

Für $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$ erhält man den stationären (zeitunabhängigen) Fall der Wärmeleitung.

Im allgemeinen Fall [5] sind die Anfangs- und Randbedingungen des Problems gegeben durch:

a) die Anfangstemperatur $T_0(x,t = 0)$ und
b) die vorgegebenen Temperaturen T = T(x,t) auf der Berandung des Stabes mit dem Querschnitt A (Randbedingung 1. Art) oder
c) durch Randwerte auf der Oberfläche S (Randbedingungen 2. Art)

$$\lambda \frac{\partial T}{\partial n} + \alpha (T - T_u) + q = 0, \tag{8}$$

mit $\frac{\partial T}{\partial n}$ als Temperaturgradient in Richtung der äußeren Normalen von S,

α dem Wärmeübertragungskoeffizienten und

T_u der Umgebungstemperatur.

Das Potential für den instationären Fall, erweitert um das Randintegral zur Anpassung der Randbedingung c, lautet nach /5/:

$$\chi = A \int_{\text{Tragwerk}} \left[\frac{1}{2}\lambda \left(\frac{\partial T}{\partial x}\right)^2 - Q^* T \right] dx + \int_S \left[q \; T + \frac{1}{2}\alpha (T - T_u)^2 \right] dS. \qquad (9)$$

Eine Lösung für T(x,t) folgt nach dem Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie aus der ersten Variation $\delta\chi = 0$, wobei

$$Q^* = c\varrho \frac{\partial T}{\partial t} - Q(x,t) \text{ nicht variiert wird.}$$

Durch eine Diskretisierung des Tragwerks in einzelne Elemente e erhält man das Gesamtpotential

$$\chi = \sum \chi^e. \qquad (10)$$

Bei der *stationären* Wärmeleitung wird für die gesuchte Temperatur elementweise ein linearer Ansatz gewählt:

$$T(x) = \underline{L}(x) \; \underline{T}^e. \qquad (11)$$

$\underline{L}(x)$ ist eine Ansatzfunktion für die Temperatur im Element und $\underline{T}^e$ der Spaltenvektor der gesuchten Knotentemperaturen. Einsetzen in das Potential χ^e eines Elementes liefert die folgende Matrizengleichung:

$$\frac{\partial \chi^e}{\partial \underline{T}^e} = \underline{h}^e \; \underline{T}^e + \underline{F}^e. \qquad (12)$$

$\underline{h}^e$ ist die Elementwärmeleitungsmatrix analog der Elementsteifigkeitsmatrix bei der Berechnung elastischer Tragwerke:

$$\underline{h}^e = \begin{bmatrix} h^e_{ii} & h^e_{ij} \\ h^e_{ji} & h^e_{jj} \end{bmatrix} \quad \text{mit } h^e_{ij} = A \int_l \frac{dL_i}{dx} \frac{dL_j}{dx} \, dx \qquad (13)$$

$$\text{und } F^e_i = - \int_{l^e} Q \; L_i \, dx - \int_{S^e} q \; L_i \, dS + \left(\int_{S^e} \underline{L} \, \alpha \, L_i \, dS \right) \underline{T}^e. \qquad (14)$$

F^e_i entspricht der Elementbelastung bei der Berechnung elastischer Tragwerke. Summiert man in bekannter Weise (Finite Elementmethode), so erhält man aus der Minimalbedingung $\delta\chi = 0$ die Matrizengleichung für den *stationären* Fall:

$$\frac{\partial \chi}{\partial \underline{T}} = \underline{0} = \underline{H} \; \underline{T} + \underline{F}. \qquad (15)$$

Bei der *instationären* Wärmeleitung gilt entsprechend:

$$\underline{H} \; \underline{T} + \underline{C} \frac{\partial \underline{T}}{\partial t} + \underline{F} = 0, \qquad (16)$$

wobei $\underline{T}$ die gesuchten Temperaturen und
$\underline{F}$ die Wärmeströme in den Knotenpunkten (Spaltenvektoren) sind.

Der zusätzliche Term $\underline{C} \frac{\partial \underline{T}}{\partial t}$ gegenüber (15) berücksichtigt die zeitabhängige Temperaturverteilung. $\underline{C}$ ist die globale Wärmekapazitätsmatrix. Mit dem linearen Ansatz (11) berechnet man $\underline{c}^e$ elementweise zu

$$\underline{c}^e = \begin{bmatrix} c^e_{ii} & c^e_{ij} \\ c^e_{ji} & c^e_{jj} \end{bmatrix}, \quad c^e_{ij} = c\varrho \; A \int_l L_i \, L_j \, dx, \quad i,j = 1,2. \qquad (17)$$

Zur Lösung von (16) wird im Zeitinterval Δt ebenfalls ein linearer Ansatz L(t) gewählt:

$$T(t)_i = \underline{L}(t) \begin{bmatrix} T_\nu \\ T_{\nu+1} \end{bmatrix}_i, \text{ mit } \nu = 0,1,2,\ldots \tag{18}$$

T_ν ist der Anfangstemperaturvektor zur Zeit $t_o = 0$,
$T_{\nu+1}$, der Temperaturvektor zur Zeit $t + \Delta t = t_{\nu+1}$

Die Lösung der instationären Wärmeleitungsgleichung (16) liefert zum Zeitpunkt $t_{\nu+1}$ nach [4]

$$\underline{T}_{\nu+1} = \left(\frac{2}{3}\underline{H} + \frac{1}{\Delta t}\underline{C}\right)^{-1}\left[\left(-\frac{1}{3}\underline{H} + \frac{1}{\Delta t}\underline{C}\right)\underline{T}_\nu - \underline{F}\right] \tag{19}$$

Die Temperaturverteilung kann damit in den einzelnen Zeitschritten bestimmt werden.

4. Ergebnisse

An einem ebenen Rahmentragwerk soll die Berechnung des zeitabhängigen Lastfaktors gezeigt werden (Bild 5). Der Lastfaktor bleibt zunächst eine Zeitlang konstant und fällt dann sehr schnell ab; die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer vom Brandraum ist deutlich zu erkennen. Bei unterschiedlicher Wärmebelastung (5000 - 3000 kcal/h) ergibt sich für den Brandraum 1 die größte Feuerwiderstandsdauer von einer Stunde; für den Brandraum 5 sinkt sie auf 40 Minuten und erreicht im Brandraum 4 nur noch 20 Minuten. Ein wesentlicher Grund für die geringe Feuerwiderstandsdauer im Brandraum 4 sind die kleinen Stabquerschnitte, die sich relativ schnell erwärmen.

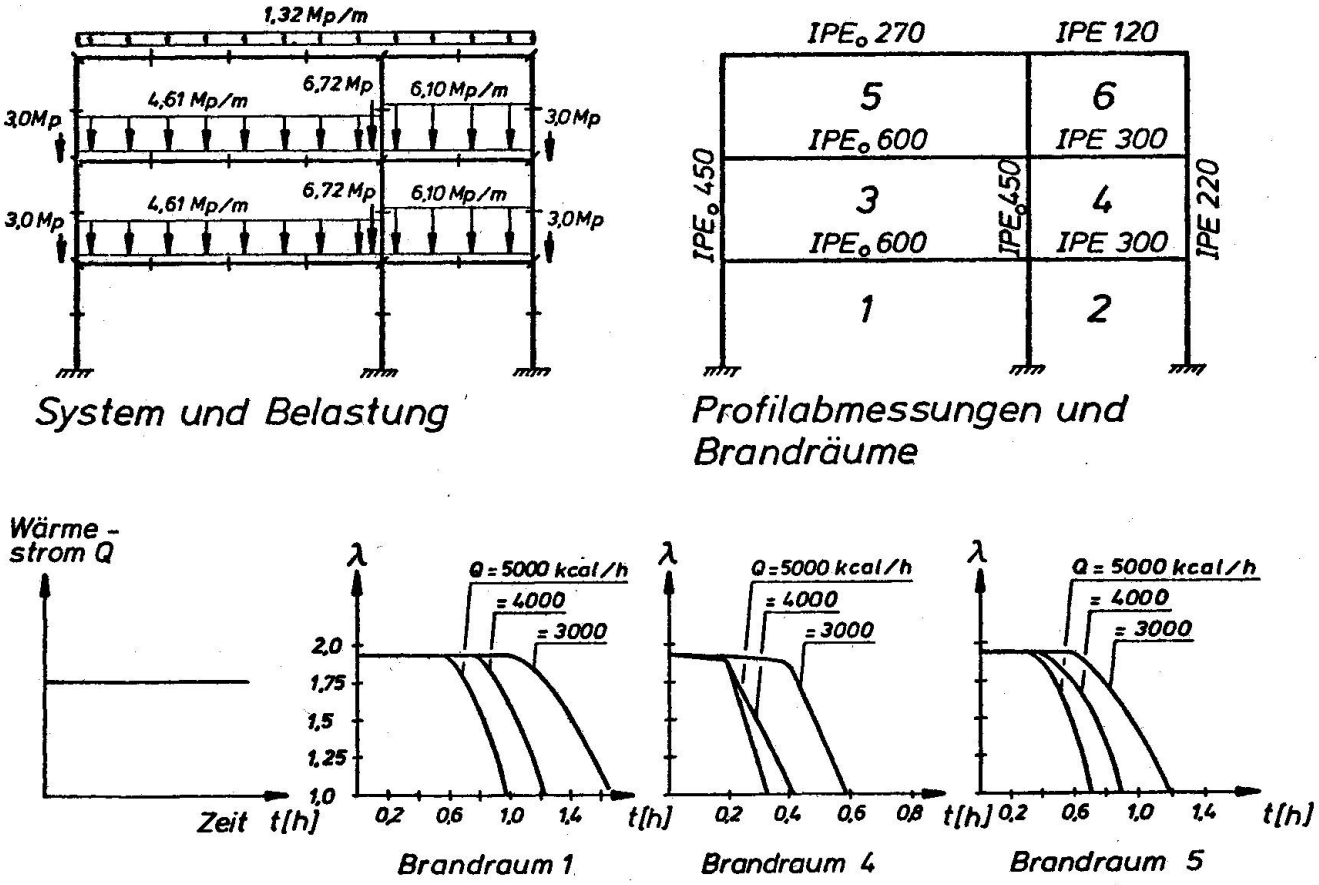


Bild 5: Beispiel Stockwerkrahmen

5. Berücksichtigung der Verformungen

Die starrplastische Traglastberechnung verliert ihre Gültigkeit, wenn vor dem Kollaps so große Verformungen auftreten, daß Zusatzschnittgrößen aus Theorie 2. Ordnung nicht vernachlässigt werden dürfen. Bei der Traglastberechnung Theorie 2. Ordnung unter erhöhten Temperaturen muß bei der Ermittlung der Verformungen berücksichtigt werden, daß sich durch das Auftreten von Fließgelenken die Steifigkeit des Tragwerks verringert. Die Lage der Fließgelenke wird wiederum von der Schnittgrößenverteilung bestimmt. Wird der Lastfaktor schrittweise erhöht, so kann jede Abminderung der Steifigkeit durch Fließgelenke in die Verformungsberechnung einbezogen werden. Sind gleichzeitig mit dem Brand keine größeren seitlichen Verschiebungen der Knotenpunkte zu erwarten, so kann das aufwendige iterative Verfahren umgangen werden durch die Berechnung der Tragfähigkeitsminderung eines Ersatzstabes (vgl. [6]). Zur Berechnung des in Bild 6 dargestellten Beispieles wurde das in [7] beschriebene Verfahren verwendet.

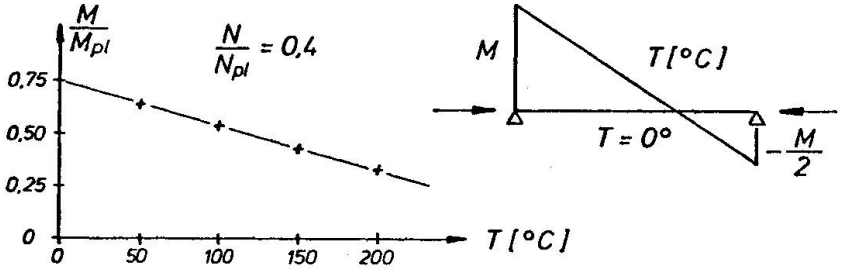


Bild 6: Traglast nach Theorie 2. Ordnung

Literatur:

[1] Anderheggen, E.; Knöpfel, H.: Finite Element Limit Analysis using Linear Programming, Int. J. Solids Structures, 1972, Vol. 8, pp 1413 to 1431.

[2] Thierauf, G.: Traglastberechnung und -bemessung von Stockwerkrahmen mit Hilfe der Linearen Programmierung. Der Stahlbau 44, 1975, Heft 1, S. 19 - 26.

[3] Grigull, U.: Die Grundgesetze der Wärmeübertragung, Springer-Verlag Berlin, Göttingen 1963.

[4] Beyer, R.: Traglastberechnung bei erhöhten Temperaturen und Feuerwiderstandsdauer. Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Feb. 1975.

[5] Zienkiewicz, O. C.: The Finite Element Method in Engineering Sciences, Mc. Graw Hill, New York 1971.

[6] Richtlinien zur Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau. DASt-Richtlinie 008, Mai 1972.

[7] Shen, M. K.; Thierauf, G.: Berechnung der Verformungen eines elastisch-plastischen Stabelements unter gleichzeitiger Wirkung von Biegemoment und Normalkraft. Der Bauingenieur, 46, (1971) Heft 9, S. 342 - 344.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wird ein Ansatz zur Traglastberechnung von Rahmentragwerken bei erhöhter Temperaturen beschrieben. Für spezielle Brandfälle wird die Temperaturverteilung mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente berechnet, und in Abhängigkeit von der Temperatur die Festigkeit (σ_F) verringert. Die Traglastberechnung mit Linearer Optimierung ergibt den temperaturabhängigen Lastfaktor $\lambda(T)$. Bei zeitlich veränderlicher Temperaturverteilung erhält man den zeitabhängigen Lastfaktor $\lambda(t)$.

SUMMARY

This paper proposes a viable method for collapse load analysis of frameworks subjected to high temperatures. For special cases of fire the distribution of the temperature is computed using a Finite Element method and the strength (yield stress σ_F) is reduced due to the existing temperatures. Using Linear Programming techniques a plastic analysis of the system results in the temperature-dependent load factor $\lambda(T)$. If the distribution of the temperature is given as a function of time, a time-dependent load factor $\lambda(t)$ is obtained.

RESUME

L'article propose une méthode pour le calcul à la ruine de cadres soumis à des températures élevées. Dans des cas d'incendie particuliers, la distribution des températures est calculée à l'aide de la méthode des éléments finis, et la limite élastique est réduite en fonction de la température. Le calcul à la ruine utilisant des techniques de programmation linéaire permet d'obtenir la charge portante en fonction de la température. Si la distribution de la température est donnée en fonction du temps, la charge portante est obtenue en fonction du temps.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Grossbrandversuch an einem 3geschossigen Stahlskelettgebäude

Full-Size Fire Experiment on a 3-Floor Steel Structure

Essai au feu en vraie grandeur d'une ossature métallique à 3 étages

Heinz MARX
Ing.
VEB Metalleichtbaukombinat, Forschungsinstitut
Leipzig, DDR

1. Einleitung

Der bautechnische Brandschutz gewinnt im Zusammenhang mit der Entwicklung, Projektierung und Errichtung moderner Wohn- und Gesellschaftsbauten, Produktions- und Lagergebäude, die im Hinblick auf Bauweise, Konstruktion, Materialökonomie, Funktion und der Sicherheit des Menschen voll gerecht werden, immer größere Bedeutung. Das leichte ökonomische Bauen unter zunehmendem Einsatz von Stahl, Aluminium und Plastwerkstoffen, die Errichtung immer größerer Kompaktbauten für die Industrie, die Landwirtschaft und den Handel setzen zwangsläufig auch neue Maßstäbe auf dem Gebiet des bautechnischen Brandschutzes. Die Anwendung z. T. völlig neuer Baustoffe und Bauteile aus den verschiedensten Baustoffkombinationen stellt die Bauschaffenden und auch die Brandschutzorgane täglich aufs neue vor komplizierte, oftmals ungelöste Probleme in bezug auf die optimale Gewährleistung der Brandsicherheit. Das bezieht sich sowohl auf die effektive technisch-konstruktive Realisierung der geltenden Bestimmungen des bautechnischen Brandschutzes bei der Vorbereitung und Durchführung von Investitionen als auch auf die weitere Präzisierung, Vervollkommnung und vor allem wissenschaftliche Durchdringung des Vorschriftenwerkes des bautechnischen Brandschutzes selbst. Diese Erkenntnis war entscheidender Anlaß, insbesondere im Zuge der Entwicklung des Metalleichtbaues, die Erfordernisse des bautechnischen Brandschutzes zielstrebig unter praxisnahen Bedingungen zu untersuchen sowie vorhandene Reserven und kritische Punkte im Hinblick auf den Feuerwiderstand von Konstruktionen durch Großbrandversuche an Gebäudeteilen in Originalausführung aufzudecken.

Im Gegensatz zu bisherigen nationalen und internationalen experimentellen Untersuchungen von einzelnen Bauteilen einer Stahlskelettkonstruktion sollte das Verhalten einer kompletten Stahlskelettkonstruktion (3geschossiges Gebäude) im Brandfalle untersucht werden. Im einzelnen war festzustellen, wie sich die Konstruktionselemente in Abhängigkeit von der Brandbelastung, vom Brandverlauf und von der Art des Schutzes der Stahlkonstruktion erwärmen, verformen und welchen Einfluß eventuelle Beschädigungen an Verkleidungen und Bauteilen auf die Standfestigkeit des gesamten Bauwerkes haben.

Bei den Brandversuchen war gleichzeitig das Verhalten verschiedener leichter, im Metalleichtbau angewendeter Außen- und Innenwandelemente im Brandfalle zu prüfen.

Es sollte ferner versucht werden, aus dem Verlauf der Temperaturen im Brandraum Beziehungen zur Standardtemperatur-Zeitkurve zu finden, die es ermöglichten, die Konstruktion mit den Ergebnissen aus den Versuchen in einen klassifizierten Feuerwiderstand einzustufen.

2. Lösungsweg des Großbrandversuches

Bei der Auswahl der Brandbelastungen und der Brandraumgrößen wurde davon ausgegangen, daß die zu erwartenden Erkenntnisse in erster Linie im Stahl- und Metalleichtbau für mehrgeschossige Gebäude mit Deckenlasten bis 500 kg/m^2 zur Anwendung kommen sollten.

Voraussetzung für die Beurteilung des Verhaltens der gesamten Konstruktion sowie einzelner Bauteile im Feuer waren umfangreiche Temperaturmessungen, Verformungsmessungen und visuelle Beobachtungen. Es wurde daher ein universell anwendbares Programm für Temperaturmessungen im Brandraum erarbeitet.

Die gesamte Meßtechnik mußte weitestgehend so ausgewählt und aufgebaut werden, daß die Meßwerte mit Hilfe der EDV aufbereitet und ausgewertet werden konnten.

3. Errichtung des Versuchsgebäudes

3.1. Beschreibung des Versuchsgebäudes

3.1.1. Stahlkonstruktion

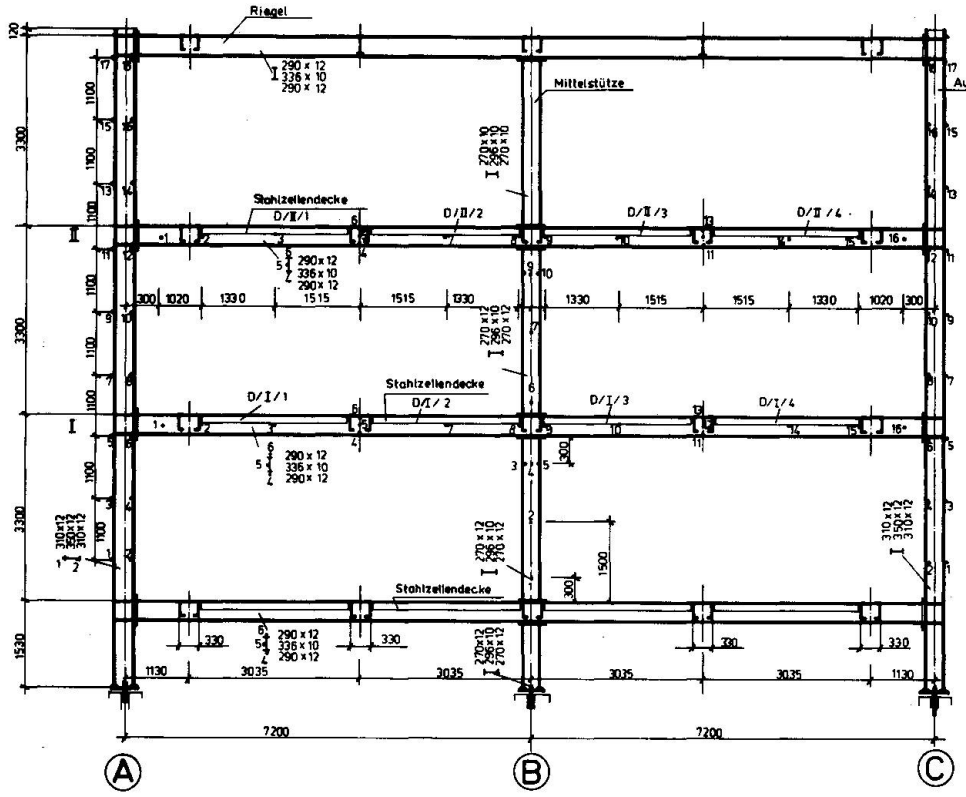
3.1.1.1. Übersicht

Die tragende Stahlkonstruktion bestand aus drei Rahmen, die im Bereich der Riegel durch Längsträger miteinander verbunden waren. Die Stabilität senkrecht zur Rahmenebene wurde durch einen Windverband in der Mittelstützenachse gewährleistet, ein Horizontalverband war in der Dachebene angeordnet.

3.1.1.2. Statik

Während der Brandversuche war das Gebäude statisch belastet. Zur Erzielung einer optimalen Auslastung der zulässigen Stahlspannungen wurde für das Versuchsgebäude eine gesonderte statische Berechnung angefertigt. Es wurde eine notwendige Zusatzbelastung ermittelt, um möglichst an allen Baugliedern eine Spannungsauslastung zu erhalten. Diese Zusatzbelastung ist als gleichmäßige Kiesschüttung auf die Decken aufgebracht worden. Die Gesamtbelastung betrug im dritten Geschoß 432 kp/m^2 und im ersten und zweiten Geschoß, in denen die Brandversuche durchgeführt wurden, 656 kp/m^2 einschließlich der maximalen Brandbelastung von 80 kg/m^2. Obwohl diese Belastungen größer als die zulässigen Verkehrslasten waren, wurde bei dem hochgradig statisch unbestimmten System nur im mittleren Rahmen an einigen Stellen die zulässige Spannung erreicht. Eine solche teilweise Überdimensionierung bestimmter Rahmenteile entspricht annähernd der üblichen Baupraxis, da aus Gründen industrieller Fertigung möglichst Profile gleichen Querschnittes, besonders bei durchgehenden Stützen, gewählt werden.

Aufgrund des statischen Zusammenwirkens der Konstruktion wurden bei der Auswertung fünf Bauteile unterschieden:

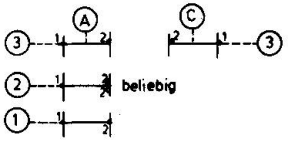


STÜTZE: Stützen liegen an Kreuzungspunkten der Grundrißreihen 1-3 und A-C

Es bedeutet S/2/B/4

- lfd. Nr. der Meßst. lt. dieser Zeichnung
- Reihe B
- Reihe 2
- Stütze

In den Reihen 1 und 3 (Außenrahmen) sind die Meßstellen mit der geradzahligen Nummerierung (2,4,6,...16) auf der Außenseite des Gebäudes angeordnet, z.B.



Das gilt auch für die Meßstellen 1 und 16 aller Riegel

In den Reihen 1 und 3 (Außenrahmen) sind die Meßstellen der Riegel auf der Innenseite des Gebäudes angeordnet.

Das gilt auch für die Mittelstützen S/1/B und S/3/B

RIEGEL: Riegel liegen in jedem Rahmen der Reihen 1-3 und in den Decken der Geschosse I - III

Es bedeutet: R/1/II/7

- lfd. Nr. der Meßstelle lt. dieser Zeichnung
- II. Geschoß
- Rahmen in Reihe 1
- Riegel

Kennzeichnung der Temperaturmeßstellen:

Jedes Konstr.-glied erhält eine Kurzbezeichnung

R = Riegel

S = Stütze

- Außenstützen
- Innenstützen
- Riegel

} = Rahmen

- Längsträger
- Stahlzellendecke

} = Deckenkonstruktion

3.1.1.3. Rahmen

Der Rahmen war 3stöckig und führte über zwei Felder hinweg. Riegel und Stützen bestanden aus geschweißten I-Profilen. Die Abmessungen des Rahmens und der Profile sind aus Bild 1 zu ersehen.

Die durchgehenden Außenstützen und die geschoßhohen Mittelstützen wurden mit den Riegeln durch HV-Schrauben biegesteif verbunden. Die Stützenfüße waren gelenkig ausgebildet.

Durch diese konstruktive Ausbildung war der Rahmen 21fach statisch unbestimmt.

Die größten Biegemomente traten in den Knoten auf, dadurch wurden die Feldmomente in den Riegeln stark abgemindert. Das gesamte Versuchsgebäude hatte die Grundrißabmessungen 14400 x 14400 mm.

3.1.1.4. Längsträger

Die Rahmen wurden an jedem Riegel durch fünf [ ]förmige Längsträger verbunden. Der Abstand von Rahmen zu Rahmen betrug 7200 mm.

3.1.1.5. Stahlzellendecke und Fußboden.

Die Stahlzellendecke bestand aus trapezförmig abgekanteten Stahlblechen von 1,5 mm Dicke. Die Deckenelemente hatten eine Spannweite von 2670 mm. Als Fußbodenbelag diente ein beidseitig gipsbeplankter imprägnierter Wabenkernbelag, über dem die Kiesschüttung lag.

In den Brandräumen wurde diese Zusatzbelastung zur Vermeidung einer starken Wärmeaufnahme mit Hartfaser- und Sokalitplatten abgedeckt.

3.1.2. Raumaufteilung

Raumaufteilung, Größe der Brandräume und vorgesehene Brandbelastung (in kg/m² Holzgleichwert) gehen aus Bild 2 hervor.

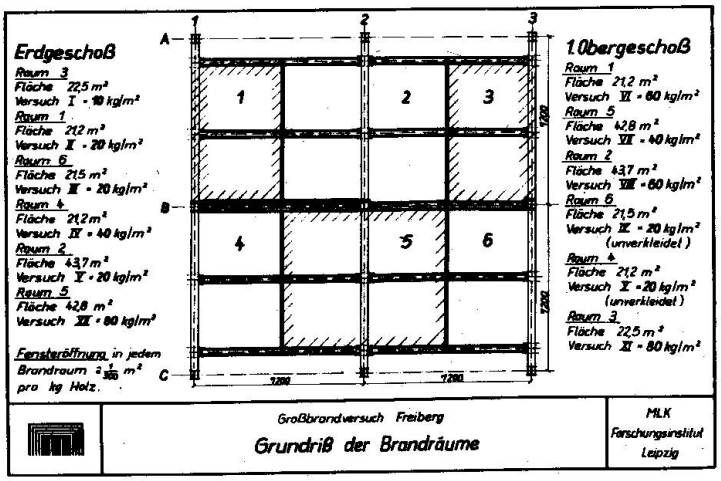


Bild 2

3.1.3. Außenwände

Im Rahmen der Brandversuche wurden gleichzeitig Außenwandelemente mit unterschiedlichem Aufbau untersucht.

3.1.4. Innenwände

Zur gegenseitigen Abtrennung der Versuchsräume kamen verschiedene Trennwände zum Einsatz. Vorwiegend wurden jedoch raumhohe Porengips-Trennwände (120 mm stark) vorgesehen, da die Brandraumbegrenzung für mehrere Versuche garantiert und die Stabilität der Zwischenwände über die Raumhöhe als selbsttragende Zwischenwände gewährleistet sein mußte.

3.1.5. Verkleidung der Stahlkonstruktion

- Stützenverkleidung

Mit Ausnahme der Innenstützen im Versuchsraum 4 des 1. Obergeschosses (Versuch X) erfolgte für alle Innenstützen eine Verkleidung mit 70 mm Porengipsplatten.

- Deckenverkleidung

Mit Ausnahme der Versuchsräume 4 und 6 des 1. Obergeschosses (Versuch IX u. X) wurden die Stahlzellendecken sowie die in den Deckenebenen gelegenen Riegel und Längsträger durch Unterdecken aus 24 mm starken Sokalitplatten verkleidet.

4. Festlegungen zur Versuchsdurchführung

4.1. Allgemeines

Im Gegensatz zum Brandkammerversuch, bei dem ein Bauteil nach einer vorgeschriebenen Temperaturzeitkurve thermisch belastet wird, werden bei Originalbrandversuchen alle raumbegrenzenden Bauteile der thermischen Belastung eines natürlichen Brandes ausgesetzt. Branddauer und Brandverlauf werden hierbei durch die Brandbelastung und das Belüftungsverhältnis entscheidend beeinflußt. Weiterhin können meteorologische Einflüsse nicht ausgeschlossen werden. Der Einfluß auf den Brandverlauf ist daher bei der Auswertung zu berücksichtigen.

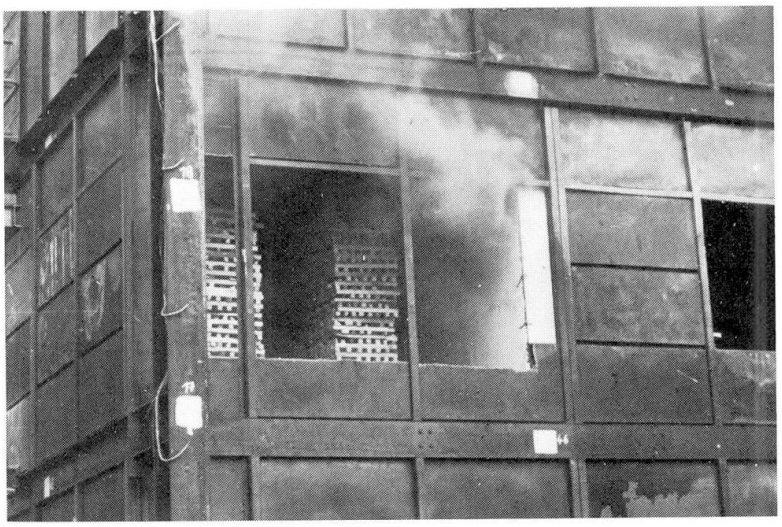
4.2. Brandbelastung

Die vorgesehene Brandbelastung (bisher kg/m^2 Holzgleichwert; jetzt Mcal/m^2) wird bei Großbrandversuchen in Form von Holzstapeln in die Brandräume eingebracht. Hierfür werden lufttrockene Nadelholzscheite (40 mm x 40 mm x 600 mm) verwendet, die kreuzweise mit einem Abstand von 40 mm gestapelt werden. (s. Bild 3) Die Verteilung der Brandmasse im Versuchsraum erfolgt in Anlehnung an Praxisverhältnisse so, daß etwa 25 % der Grundfläche bedeckt werden.

Es wurden folgende Brandbelastungen vorgesehen:

- 10 kg/m^2 HGW = 40 Mcal/m^2
- 20 kg/m^2 HGW = 80 Mcal/m^2
- 40 kg/m^2 HGW = 160 Mcal/m^2
- 60 kg/m^2 HGW = 240 Mcal/m^2
- 80 kg/m^2 HGW = 320 Mcal/m^2

Mit zunehmender Brandbelastung stieg entsprechend die Höhe der Holzstapel.



.Bild 3

Vorbereitung für Brandraum 3 (1. OG)
Brandbelastung q = 80 kg/m^2 bzw.
320 Mcal/m^2

4.3. Belüftungsverhältnis

Englische Untersuchungen (Butcher) haben ergeben, daß das kritische Belüftungsverhältnis dann erreicht wird, wenn auf 300 kg Holz-Brandlast eine Fensterfläche von 1 m^2 entfällt.

Zur Überprüfung dieser optimalen Brandbedingungen im Versuchsraum wurden bereits vor dem Großbrandversuch an einem ähnlichen Stahlskelettgebäude Originalbrände durchgeführt. Sie bestätigten die englischen Ergebnisse, so daß für den Großbrandversuch das Belüftungsverhältnis von 1/300 m^2/kg zugrunde gelegt wurde.

4.4. Messungen und Beobachtungen

4.4.1. Temperaturmessungen

Sämtliche Temperaturmessungen erfolgten mit Ni Cr - Ni - Thermoelementen. Elektronische-Kompensations-Bandschreiber dienten zur Registrierung. Insgesamt wurden 522 Thermoelemente für die Messung der Stahltemperaturen und 444 Thermoelemente für die Lufttemperaturmessung im Versuchsgebäude installiert.

Die Meßstellenverteilung für die Stahltemperaturmessung an Stützen, Riegeln und Längsträgern erfolgte so, daß eine Aussage über die Temperaturverteilung im Querschnitt und über die Länge möglich war.

Die Meßstellen für die Lufttemperatur in den Versuchsräumen lagen 100 mm unter der Unterkante der Unterdecken entsprechend einem vorgegebenen Universalmeßprogramm.

4.4.2. Verformungsmessungen

Diese Messungen wurden mit Hilfe von zwei Präzisionstheodoliten durchgeführt. Aus sicherheitstechnischen Gründen können derartige Messungen fast nur an außenliegenden Konstruktionsteilen, wie Außenstützen, Riegel und Längsträger, vorgenommen werden. Soweit es jedoch meßtechnisch möglich war, konnten auch Mittelstützen mit in das Meßprogramm aufgenommen werden.

5. Versuchsergebnisse

5.1. Brandraum- und Stahltemperaturen

Die Brandraumtemperaturen wurden über einen Zeitraum von 3 Stunden registriert.

Aus dem Verlauf der Einzeltemperaturen erfolgte die Berechnung und graphische Darstellung der mittleren Raumtemperaturen.

Die Messungen der Stahltemperaturen erfolgten über einen Zeitraum von 4 Stunden.

5.2. Diskussion der Versuchsergebnisse

5.2.1. Brandverlauf und mittlere Raumtemperaturen

Bei den Versuchen mit q = 20, 40 und 60 kg/m^2 HGW konnte aufgrund des gewählten konstanten Belüftungsverhältnisses i_q = 1/300 m^2/kg eine gleiche Branddauer festgestellt werden. Weiterhin ist aus dem Verlauf der mittleren Brandraumtemperaturen ersichtlich, daß der Zeitpunkt für das Auftreten der Maximaltemperaturwerte bei diesen Versuchen ebenfalls annähernd gleich war.

Es hat sich gezeigt, daß das kritische Belüftungsverhältnis nur für einen bestimmten Bereich von Brandbelastungen gilt. Bei extrem kleinen Brandbelastungen wirken sich auf den Brandablauf Faktoren, wie Brandstoffverteilung im Raum, Lage der Fensteröffnung zum Brandstoff usw. stärker aus als das Öffnungsverhältnis i_q. Um einen ähnlichen Brandverlauf wie bei größerer Brandbelastung zu erhalten, ist eine Mindestgröße der Fensteröffnung notwendig. Die unsymmetrische Anordnung der Fensteröffnung führt so. z. B. auch zu einem unsymmetrischen Brandverlauf im Raum. Ein grundsätzlich anderer Verlauf zeigte sich bei einem zu großen Belüftungsverhältnis. Der maximale Wert der mittleren Raumtemperatur wird sehr rasch erreicht mit anschließendem steilen Temperaturabfall.

5.2.2. Freistehende, unverkleidete Außenstützen

Die Erwärmung der freistehenden Außenstützen sowie der freien Riegelenden erfolgte infolge
- Strahlungswärme durch die Flammen,
- Konvektion der Flammen und Rauchgase.

Im Stützenbereich des über dem Brandraum liegenden Geschosses wechselten Erwärmung und Abkühlung zeitlich je nach Flammenüberschlag und Windstoß stark ab. Flammenspitzen führten oft zu sehr hohen, aber nur kurzzeitig wirkenden Temperaturspitzen bis über 700 ° C. (s. Bild 4)

Trotz teilweise hoher Stützentemperatur ist die Standsicherheit und Festigkeit des Gebäudes nie gefährdet gewesen.

5.3. Verkleidete Stahlkonstruktionen im Gebäudeinneren

5.3.1. Innenstützen

Die thermische Beanspruchung erfolgte je nach Lage der Mittelwand ein- oder zweiseitig. Bei allen Versuchen war die Erwärmung der Mittelstützen relativ gering. Die höchsten Temperaturen lagen bei 120 ° C und stellten somit keinerlei Gefährdung dar.

Bild 4

Brandversuch im Raum 2 (1. OG)
Brandbelastung q = 60 kg/m^2 HGW bzw. 240 Mcal/m^2

5.3.2. Riegel, Deckenträger und Stahlzellendecke

Die freiliegenden Riegelenden unterlagen bei Erwärmung den gleichen Einflüssen wie die freistehenden Außenstützen.

Die höchsten Temperaturen der Dekkenträger traten im Fensterträger auf infolge eingetretener Spaltbildungen der Unterdecke.

Die Temperaturen der Stahlzellendecke unterschieden sich nur unwesentlich von den jeweils zugehörigen Trägertemperaturen.

5.4. Unverkleidete Stahlkonstruktionen im Gebäudeinneren.

Der Temperaturverlauf an den einzelnen Meßstellen der Innenstützen zeigte, daß die kurzzeitigen Spitzentemperaturen von über 900 ° C am Flansch sowie eine über 10 min anhaltende Temperatur von 600 ° C in Stegmitte des Profils den Stützen keinen Schaden zugefügt hatten. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß die Spannungsauslastung sehr gering war.

Die Durchschnittswerte an den Meßstellen über der Riegellänge lagen bei 480 ° C bis 640 ° C. Die Riegel blieben unbeschädigt. Auch hier war nur eine geringe Spannungsauslastung vorhanden.

Bei der unverkleideten Stahlzellendecke betrug die Auslastung infolge statischer Belastung 70 % der zulässigen Spannung. Die maximalen Temperaturwerte lagen bei 1200 ° C. Wie die Auswertungen ergaben, haben die Stahlzellendecken und ein mittlerer Träger diesen thermischen Belastungen nicht widerstanden. Wenn auch kein Deckendurchbruch erfolgte, waren die Verformungen jedoch so stark, daß diese einem Versagen der tragenden Konstruktion gleichgestellt werden müssen.

ZUSAMMENFASSUNG

Für mehrgeschossige Gebäude mit Deckenlasten bis 500 kp/m^2 in Stahlbauweise wurde nachgewiesen, dass ungeschützte Stahlkonstruktionen (ausser Stahlzellendecken) bei Brandbelastungen bis 20 kg/m^2 HGW = 80 Mcal/m^2 nicht gefährdet sind. Es wurde weiterhin bewiesen, dass gesellschaftliche Bauten in Stahlbauweise bei Brandbelastungen bis 80 kg/m^2 = 320 Mcal/m^2 bei geeigneten Brandschutzmassnahmen ungefährdet sind.

Die Ergebnisse der Brandversuche, die durch Vergleich der Integral-Zeitkurven mit der Temperatur-Normkurve gewonnen wurden, waren Grundlage für ein progressives Vorschriftenwerk für den bautechnischen Brandschutz.

Aufbauend auf diesen Versuchen erfolgten unterdessen weitere Grundlagenuntersuchungen, die dazu beitragen werden, den Lastfall "Brand" umfassend zu lösen.

SUMMARY

It has been proved on multifloor steel constructions with slab loads up to 500 kp/m^2 that unprotected steel structures, with the exception of steel cell slabs, are not exposed to danger under fire loads up to 20 kg/m^2, or 80 Mcal/m^2. Furthermore it has been proved that public constructions in steel with appropriate protection measures against fire, are not exposed to danger under fire loads up to 80 kg/m^2, or 320 Mcal/m^2.

The results of fire tests compared with the ISO curve, were the basis for a progressive code of practice for fire protection in constructions.

Based on these tests, fundamental researches have been effected, which will help to solve the "fire load" problem in an extensive way.

RESUME

Pour les immeubles à étages présentant des surcharges inférieures à 500 kg/m^2, on peut montrer que des ossatures non protégées, à l'exception des planchers cellulaires, ne sont pas en danger tant que la charge calorifique ne dépasse pas 20 kg/m^2, soit 80 Mcal/m^2. De plus, il est prouvé que les bâtiments publics en acier, ne présentent pas de danger pour des charges calorifiques allant jusqu'à 80 kg/m^2 = 320 Mcal/m^2, lorsque l'on a pris les mesures de protection adéquates.

Les résultats des essais au feu, obtenus en comparant le déroulement réel à la courbe ISO, ont servi à l'etablissement de directives plus évoluées en matière de protection contre l'incendie.

Ces essais ont en outre permis d'effectuer d'autres recherches fondamentales qui permettront de résoudre très largement le problème du cas de charge "incendie".

Leere Seite
Blank page
Page vide