

Theme IV: Fire protection

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **22 (1975)**

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

IV

Détermination de la température de ruine d'une structure hyperstatique

Bestimmung der Versagenstemperatur eines statisch unbestimmten Tragwerks

Evaluation of Collapse Temperature of Statically Indeterminate Structure

J. KRUPPA

Ingenieur, Département Etudes

Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
Puteaux/France**1 - INTRODUCTION.**

Dans leur contribution, parue dans le rapport introductif, Messieurs Beyer, Klingmüller et Thierauf utilisent une technique de programmation linéaire pour obtenir la charge de ruine d'une structure soumise à l'incendie.

S'appuyant sur la même technique, l'auteur se propose de décrire une formulation différente de celle de MM. Beyer, Klingmüller et Thierauf permettant de déterminer la température critique d'une structure hyperstatique.

Nous rappelons que le calcul de la résistance au feu d'une structure métallique s'effectue en deux étapes :

- D'abord, la recherche de la température de ruine de la structure,
- puis la détermination du temps nécessaire pour que la structure atteigne cette température critique.

L'objet de cette contribution concerne essentiellement l'étude du premier point.

La température critique d'une structure est la température de cette structure lorsqu'elle se ruine, c'est-à-dire lorsque la charge appliquée est égale à sa charge de ruine. Lors d'un incendie, la charge appliquée ne varie pas ; seule la charge de ruine, liée à la limite d'élasticité, décroît en fonction de l'élévation de température.

Après avoir exposé la formulation adoptée pour évaluer la température critique, nous comparerons les calculs à des résultats expérimentaux.

2 - FORMULATION DU PROBLEME.

Pour une poutre isostatique, il suffit qu'une rotule se forme dans la section la plus sollicitée pour avoir un système déformable. Ainsi, si M_{\max} est le moment maximal dû aux charges extérieures et $M_p(\theta)$ le moment plastique en section variant avec la température, la ruine interviendra lorsque :

$$M_p(\theta_r) = M_{\max}$$

si la variation de M_p avec la température est connue ; il sera possible de dé-

terminer la température critique θ_r .

Pour une structure hyperstatique, le problème est plus complexe car avant que la ruine intervienne, il faudra que plusieurs rotules plastiques se forment, entraînant à chaque fois une redistribution des moments fléchissants.

La ruine d'une structure est parfaitement caractérisée par la température critique, indépendamment de l'histoire de la déformée.

L'emploi d'une technique de programmation linéaire peut donc nous permettre de trouver cette température. Le problème se décompose alors comme suit :

- localiser les sections potentiellement critiques,
- noter pour chaque section que le moment dû aux charges extérieures et aux inconnues hyperstatiques doit être, en valeur absolue, inférieur ou égal au moment plastique à T °C.

Soit x_i les inconnues hyperstatiques,
et P_j les charges appliquées.

Pour chaque section nous devons avoir :

$$\sum_i a_i x_i + \sum_j b_j p_j \leq [M_p(T)] \quad (1)$$

Le problème peut rester sous cette forme : on se fixe une température T_1 - on connaît donc $M_p(T_1)$ - et on calcule la charge de ruine p_1 correspondante. Pour une charge d'utilisation p connue, la température de ruine de la structure sera égale à T_1 lorsque :

$$p_1 = p$$

Cette démarche pourra parfois être assez longue et l'on sera, dans tous les cas, obligé d'effectuer plusieurs calculs avant d'aboutir à cette égalité.

Une formulation différente du problème permet d'obtenir directement la température de ruine. En effet, les p_j étant connus, l'équation (1) peut s'écrire :

$$\sum_i a_i x_i - [M_p(T)] \leq - \sum_j b_j p_j \quad (2)$$

avec comme fonction économique $c = T$. Pour n sections potentiellement critiques, il existera $2n$ équations. Quelques approximations seront nécessaires, car M_p doit obligatoirement varier linéairement en fonction de T . Deux cas sont alors à distinguer :

a) La température peut éventuellement varier sur la longueur des barres mais reste homogène à l'intérieur d'une même section.

Pour une section, M_p est donné par :

$$M_p(T) = Z_p \cdot \sigma_e(T)$$

avec Z_p : module d'inertie plastique de la section considérée,

T : température de cette section,

$\sigma_e(T)$: limite d'élasticité à T °C pouvant être représentée par la formule :

$$\sigma_e(T) = \sigma_e \left[1 + \frac{T}{900 \log \left(\frac{T}{1750} \right)} \right]$$

Afin d'avoir $M_p = aT + b$, il est nécessaire d'approximer la fonction $\sigma_e(T)$ par deux segments de droite (Figure 1).

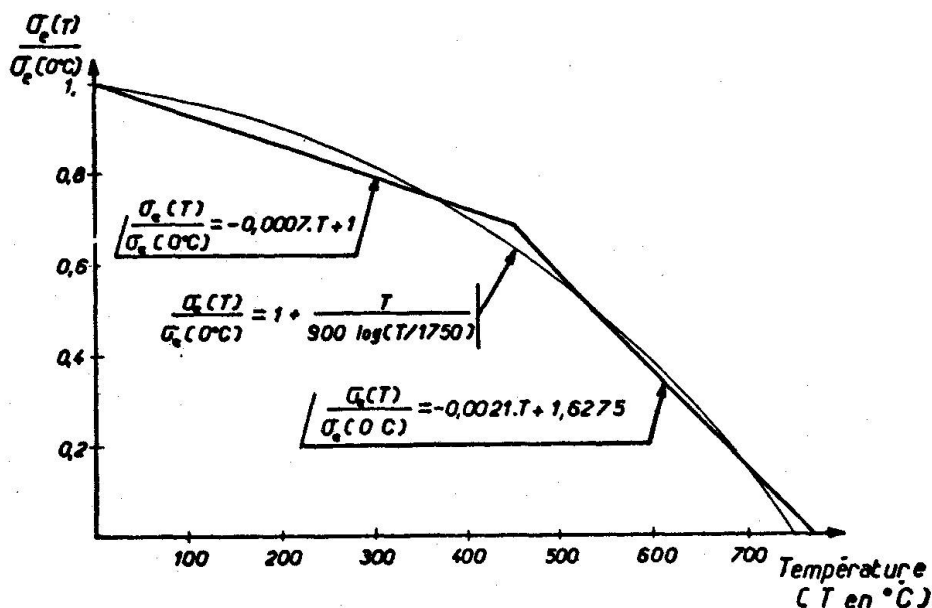


Figure 1

Si l'on désire avoir des résultats plus précis, il faudra utiliser trois ou quatre segments, mais ceci majore d'autant le nombre d'équations à traiter (3 x 2n ou 4 x 2n).

Si les températures varient sur la longueur des barres, elles devront cependant être homothétiques. C'est-à-dire que la température dans une section k sera égale à \bar{d} fois la température dans la section k + 1, \bar{d} pouvant prendre n'importe quelle valeur mais restant constant quelle que soit la température de ruine.

b) La température peut éventuellement varier sur la longueur des barres et est hétérogène dans une même section. Cependant, la variation de la température ne se fait que parallèlement à l'âme (figure 2).

Dans ce cas, on est obligé d'effectuer des calculs systématiques de M_p en fonction de la température, du rapport T_2/T_1 et de la variation de la température.

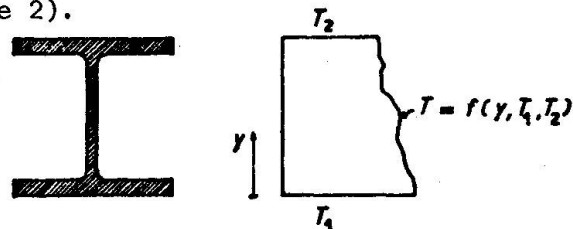


Figure 2

Par exemple, pour un HEB 200, avec une répartition de température linéaire, la variation de $M_p(T)/M_p(0^\circ C)$ est représentée sur la figure 3.

Pour avoir M_p linéaire en fonction de T, il faut aussi décomposer ces courbes en deux ou trois segments de droite et ce pour chaque valeur possible de :

$$\alpha = \frac{T_1 - T_2}{T_1}$$

Des formules générales peuvent, toutefois, être trouvées. Par exemple pour le HEB 200 cité ci-dessus, $M_p(T)/M_p$ est donné, pour une décomposition en deux segments, par :

$$\frac{M_p(T)}{M_p(0^\circ C)} = (3,2 \alpha^2 - 0,3 \alpha + 3,6) \frac{T}{10000} + 1$$

et :

$$\frac{M_p(T)}{M_p(0^\circ C)} = (-3,58 \alpha^2 + 5,48 \alpha + 17,5) \frac{T}{10000} + (-0,35 \alpha^2 + 0,31 \alpha + 1,55)$$

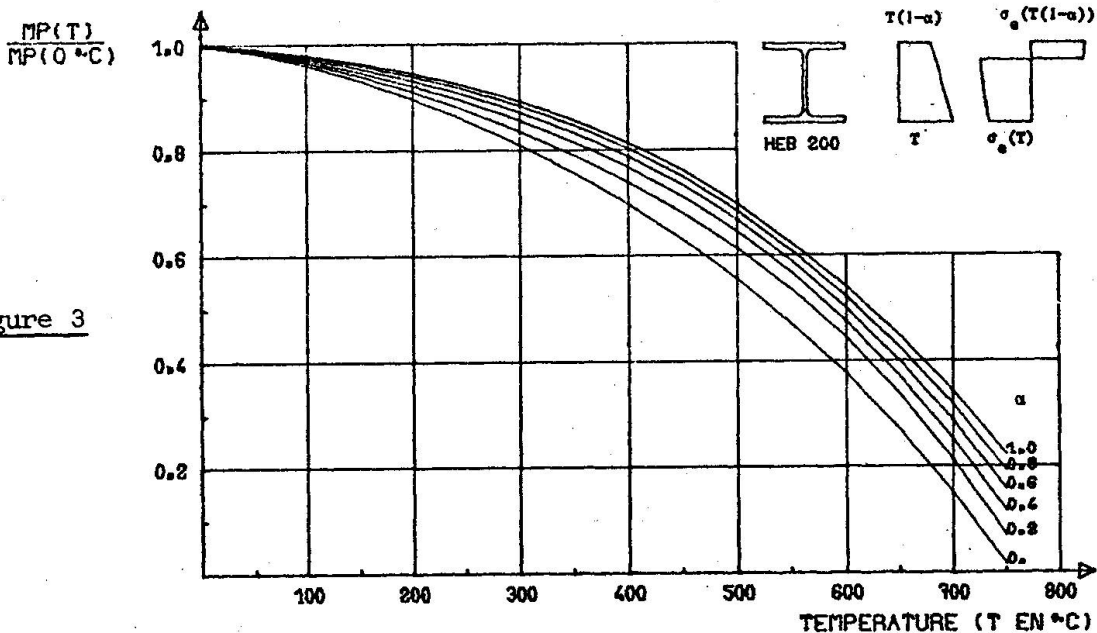


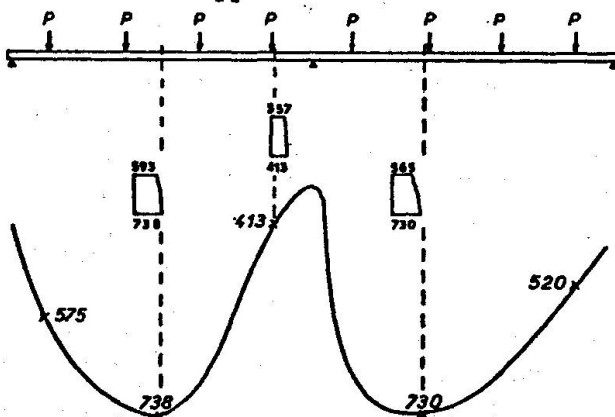
Figure 3

La validité de la méthode de calcul, donnée par l'équation (2) a été testée pour des poutres continues, essayées à la Station Expérimentale au Feu du C.T.I.C.M. à Maizières-lès-Metz (France).

3 - COMPARAISON ENTRE RESULTATS THEORIQUES ET EXPERIMENTAUX.

La figure 4 ci-dessous, donne un exemple de variation de la température à la ruine pour une poutre sur trois appuis.

Figure 4



Les résultats entre températures de ruine mesurées et calculées sont réunis dans le tableau 1.

Tableau 1

Poutre n°	Température à la ruine dans la semelle inférieure, en milieu de travée	
	mesurée	calculée
1	725	683
4	643	684
5	643	625
6	700	660
Température homogène dans la poutre		582

Des comparaisons ont aussi été établies pour des poutres avec cinq appuis, dont les températures étaient également très hétérogènes (figure 5)(tableau 2).

Figure 5

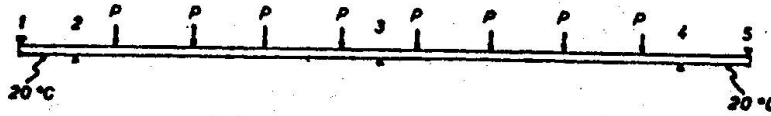


Tableau 2

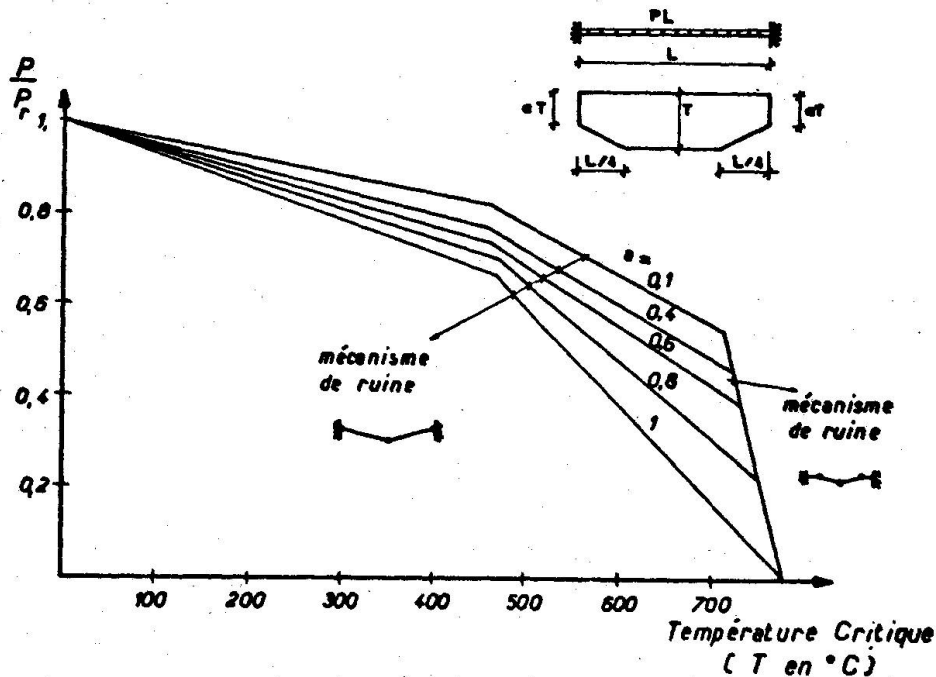
Poutre n°	Température à la ruine		Réaction aux appuis 1 et 5	
	mesurée	calculée	mesurée	calculée
7	785 °C	749 °C	19 t	19 t
9	750 °C	740 °C	20,5 t	21,32 t

A la lumière de ces résultats, il apparaît donc que la méthode de calcul proposée est relativement fiable et pourra permettre d'acquérir de plus grandes connaissances sur les conditions de ruine des structures métalliques soumises à des incendies.

Afin d'illustrer les possibilités offertes par cette méthode, les figures 6 et 7 ci-après, donnent la variation de la température critique d'une poutre encastrée, en fonction de différentes répartitions de la température.

La figure 6 est relative à une variation de la température sur la longueur de la poutre, la figure 7 à une température variable dans les sections.

Figure 6



Il est bien entendu possible de prendre en compte plusieurs autres combinaisons entre les températures des diverses sections.

Cette méthode de calcul a donc un champ d'utilisation très étendu. Elle permet de déterminer la température critique d'une structure en acier quelconque pour des échauffements très variables.

Aussi, sera-t-il possible d'adopter des protections partielles pour les profilés et de choisir des systèmes constructifs présentant un maximum de sécurité.

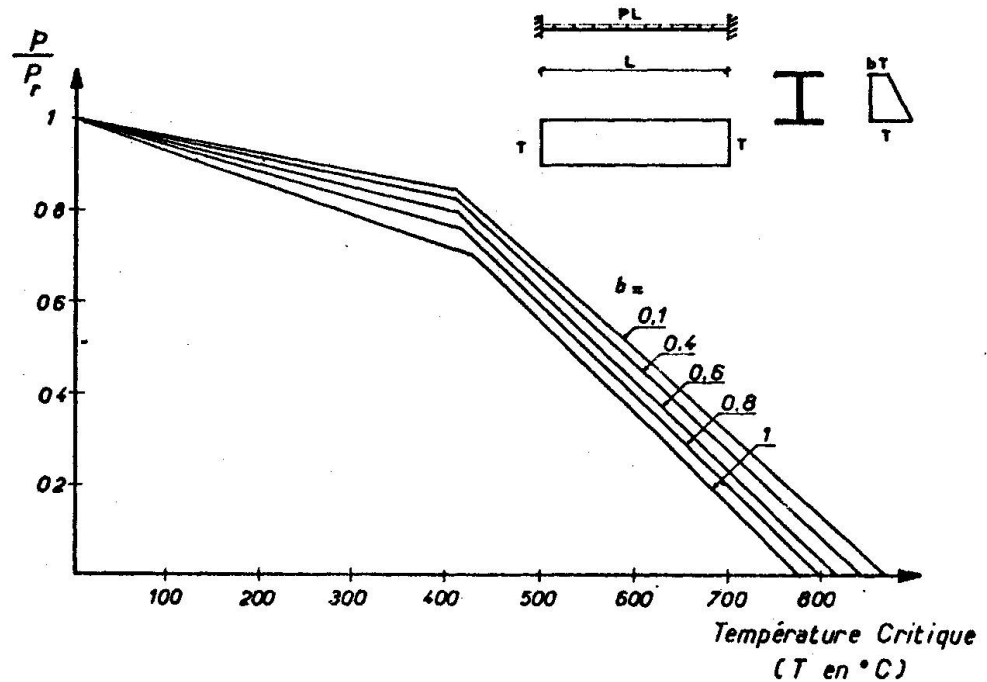


Figure 7

Cette méthode doit encore être développée afin d'apporter aux ingénieurs et constructeurs des renseignements complémentaires sur la résistance au feu des structures, sujet qui n'a été, jusqu'à présent, abordé que de façon parcellaire.

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - C.T.I.C.M. - Méthodes de calcul aux états limites des structures à barres - Séminaire du 14 au 17 Novembre 1972 - Puteaux, France.
- 2 - P. ARNAULT - Résistance au feu des systèmes hyperstatiques en acier -
H. EHM Documentation C.E.C.M. 3 - 74/6 F -
J. KRUPPA Mai 1974.

RESUME

Cet article présente une méthode basée sur une technique de programmation linéaire permettant de calculer la température de ruine d'une structure hyperstatique. Dans le calcul on peut tenir compte des variations de la température dans les sections d'un profil ou sur la longueur. Des comparaisons sont effectuées entre les résultats théoriques et les résultats d'essais sur poutres continues.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag legt eine Methode auf der Grundlage einer linearen Optimierungstechnik vor, die die Berechnung der Versagenstemperatur eines statisch unbestimmten Tragwerks erlaubt. Bei der Berechnung kann man die Temperaturunterschiede im Querschnitt oder längs eines Stabes berücksichtigen. Es werden Vergleiche zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnissen für durchlaufende Träger gezeigt.

SUMMARY

This paper presents a method based on a linear programming technic for computing the collapse temperature of a statically indetermined structure. In the computation work, it is possible to take into account the temperature variations across a section or along length of a profile. Comparisons are made between the results obtained by computation and test results on continuous beams.

IV

Das Einwirken der Brandtemperatur auf eine Stahlträgerverbundkonstruktion

The Influence of the Fire Temperature on a Composite Steel Structure

L'influence de la température d'incendie sur une structure mixte en acier

Kazimierz CZARNOWSKI
Doz. Dr. habil. Ing.Edward DUC
Mgr. Ing.
Polytechnische Hochschule
Wroclaw/PolenJacek DYCZKOWSKI
Mgr. Ing.**1. Einleitung**

Die Bestimmung einer wirksamen Sicherung gegen Wärmeeinfluss auf eine Baukonstruktion, insbesondere eine Feuerwiderstandsermittlung, beruht auf wärmetechnischen und statischen Berechnungen. Die wärmetechnischen Berechnungen ergeben den richtigen Temperaturzustand in einem Bauteil, und sie bestimmen die Zeit, in welcher die kritische Temperatur t_k erreicht wird. Zu diesem Zeitpunkt wird die Feuerwiderstandsgrenze erreicht. Aus den Beobachtungen der Temperaturfelder geht hervor, dass die kritische Temperatur nur an einer Stelle erreicht wird. Aus den näheren Betrachtungen der Temperaturfelder und des kritischen Zeitpunktes, in welchem eine Baukonstruktion unter einer zulässigen Last dem Angriff von Feuer bzw. technologischer Wärme standhält, kann man einige Schlussfolgerungen über einen wirksamen bautechnischen Brandschutz ziehen. Man kann sogar eine Feuerwiderstandsklasse der Baukonstruktion auf grund der Brandlast bestimmen (Brandraumtemperatur-Zeit-Kurve).

In den Baukonstruktionen geht der Wärmedurchfluss meistens in drei Richtungen vor sich. Mit der Temperatur ändern sich u.a. die Wärmeleitfähigkeit λ , die spezifische Wärme C und der Festigkeitswert der Baustoffe. Die Temperaturkurven verlaufen auf der Oberfläche der Baukonstruktion nicht linear. Sie sind von einer Reihe von thermodynamischen Einflussfaktoren abhängig.

2. Numerische Methode zur Lösung der nichtstationären Wärmeleistung

Auf Grund der elementaren Wärmebilanzmethode kann man die Lösung der nichtstationären Wärmeleitung am besten durchführen. Die Wärmezunahme ΔQ einer elementaren Zelle der Grösse $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ ist gleich der Summe des Wärmezufusses $\sum i Q_i$ in der Zeit τ im Gitterpunkt der Zelle. Legt man dann fest, dass acht Zellen einen gemeinsamen Gitterpunkt haben (das ergibt sich aus der Raumgittereinteilung, Bild 1), und dass die Baufaktoren mit der Zeit geändert werden, so ist die Wärmebilanzgleichung wie folgt:

$$\Delta Q = (t_{0,\tau+\Delta\tau} - t_{0,\tau}) \cdot 0,125(c_1\Delta x_1 \Delta y_1 \Delta z_1 + c_2\Delta x_2 \Delta y_1 \Delta z_1 + c_3\Delta x_2 \Delta y_2 \Delta z_1 + c_4\Delta x_1 \Delta y_2 \Delta z_1 + c_5\Delta x_1 \Delta y_1 \Delta z_2 + c_6\Delta x_2 \Delta y_1 \Delta z_2 + c_7\Delta x_2 \Delta y_2 \Delta z_2 + c_8\Delta x_1 \Delta y_2 \Delta z_2) \quad (1)$$

wobei ΔQ - die Wärmezunahme im betrachteten Gitterpunkt bei der Zeitänderung $\Delta\tau$ ist und die Temperatur von $t_{0,\tau}$ bis $t_{0,\tau+\Delta\tau}$ betrachtet wird.

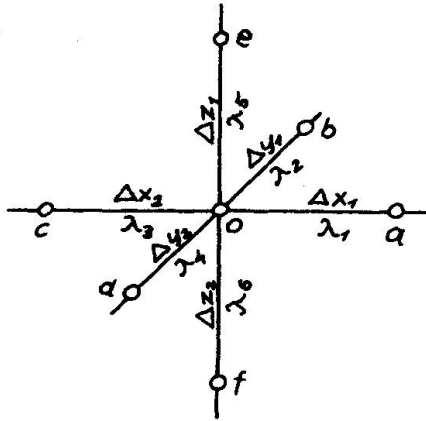


Bild 1. Raumgittereinteilung

$$Q_1 = \lambda_1(t_{a,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x; \quad Q_2 = \lambda_2(t_{b,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x; \quad Q_3 = \lambda_3(t_{c,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x; \quad Q_4 = \lambda_4(t_{d,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x; \quad Q_5 = \lambda_5(t_{e,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x; \quad Q_6 = \lambda_6(t_{f,\tau} - t_{0,\tau}) \cdot \Delta x.$$

Die Wärmeleitzahl λ_i und die spezifische Wärme c_i sind Funktionen der Zeit τ .

Die Gleichungen (2) werden für jeden Mittelpunkt des Raumgitters aufgebaut, somit stellen die einzelnen Matrizen Daten $(\lambda(\tau), C(\tau))$ in dem Programm dar. Als Ergebnis der wärmetechnischen Berechnungen bekommt man die Temperaturverteilung bei jedem Zeitabstand Δt auf den Aussen- und Innenflächen der Baukonstruktion. Aufgrund der errechneten Temperaturgrößen kann man die betreffenden Spannungen mit Hilfe der Festigkeitsanalyse bestimmen.

3. Theoretische Bestimmung der Festigkeit einer einseitig angewärmten Verbundkonstruktion

Bei grossen Nutzlasten werden in manchen Betrieben in den Decken Verbundstahlträger mit bewehrten Betonplatten benutzt. Die Stahlträger liegen frei auf den Raum umgebenden Ziegelmauern. Die betrachtete Platte ist eine durchlaufende Platte.

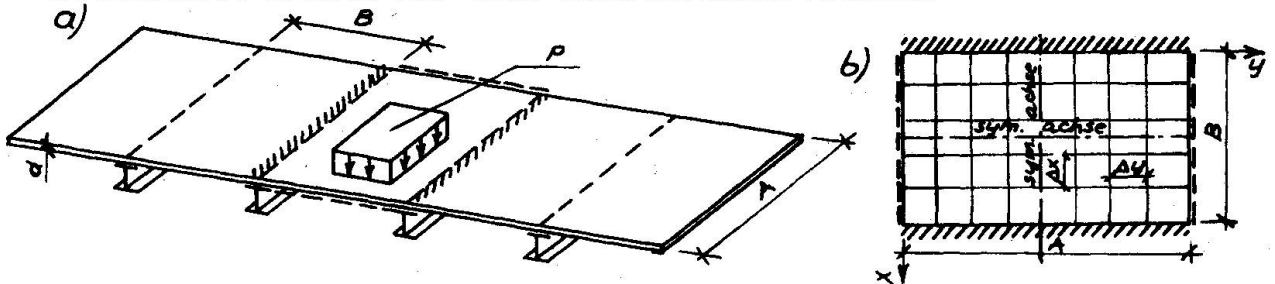


Bild.2. Stahlträgerverbunddecke. a) Ansicht, b) Schema der Auflagerung der Betonplatte und eine Gitterverteilung zur numerischen Berechnung

Infolge der Verschiedenen Wärmeleitfähigkeiten von Beton und Stahl werden bei Stahlträgerverbundkonstruktionen bei Änderung der Aussentemperatur auch Temperaturunterschiede zwischen den Beton- und Stahlteilen auftreten. Der folgenden statischen Untersuchung liegt eine starre Befestigung der Betonplatte am Träger und eine freie Auflagerung auf der Mauer zugrunde. Die feste Verbindung der Betonplatte mit dem Stahlträger wird durch starre Verdübelung hergestellt. Daraus resultiert das statische Schema der Stahlträgerverbundkonstruktion, wie es Bild 3 zeigt.

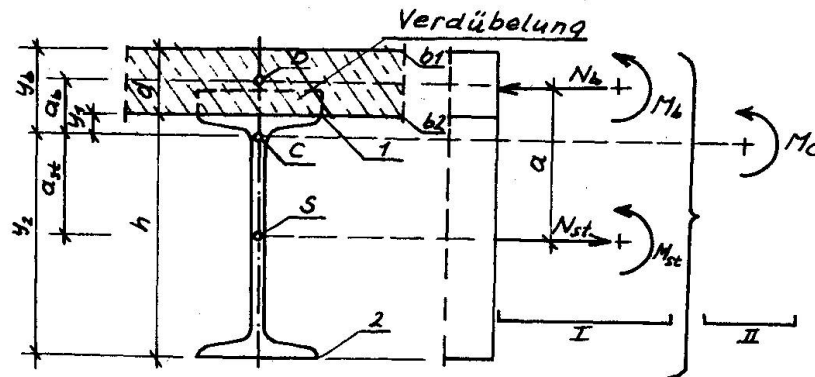


Bild 3. Stahlträgerverbundquerschnitt und Anteil der Schnittlasten

Die geometrischen Zeichen des Querschnittes stellen die Grössen dar: H ; h ; a_b ; a_{st} ; a ; I_{st} ; F_{st} ; I_b ; F_b ; $I_c = I_{st} + 1/n I_b + F_{st} a_{st}^2 + 1/n F_b a_b^2$; ($n = E_{st}/E_b$); $F_c = 1/n F_b + F_{st}$; $W_b = I_c/y_b n$; $W_1 = I_c/y_1$; $W_2 = I_c/y_2$; $W_{b1} = I_c/y_1 n$.

Folgende Zeichen wurden für die Festigkeits- und physikalischen Grössen verwendet: K - (Stahlgrenzspannung), R_b - (Betonabrechnungsfestigkeit); $E_b = E_{st}$; $\alpha_b = \alpha_{st}$.

Unabhängig von der Art der Belastung und der Anwärmungsgrösse der Stahlträgerverbundkonstruktion ist der Anteil der Schnittlasten auf Bild 3 dargestellt.

Die Verteilungsgrössen I und II sind gleichwertig. Die Richtungen der Längskräfte N_b , N_{st} und der Momente M_b , M_{st} , M_c ändern sich nach der Belastung und der Temperaturdifferenz.

Bei der Verteilungsgrösse II ergeben sich Spannungen im Verbundquerschnitt.

$$\sigma_{b1} = \frac{M_c}{W_{b1}}; \quad \sigma_{b2} = \frac{M_c}{W_{b2}}; \quad \sigma_1 = \frac{M_c}{W_1}; \quad \sigma_2 = \frac{M_c}{W_2}; \quad (3)$$

Bei der Verteilungsgrösse I sind:

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{F_b} + \frac{M_b}{W_{b1}}; \quad \sigma_{b2} = \frac{N}{F_b} + \frac{M_b}{W_{b2}}; \quad \sigma_1 = \frac{N}{F_{st}} + \frac{M_{st}}{W_1}; \quad (4)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F_{st}} + \frac{M_{st}}{W_2};$$

Aufgrund einer Wärmeanalyse wird die Anwärmung der Betonplatte (bei festgelegten Auflagerungsbedingungen) näher bestimmt.

Wenn das Temperaturfeld auf der Oberfläche konstant bleibt und nur eine lineare Änderung der Temperatur in der Betondicke in Frage kommt, kann man den Momenteanteil in der Platte mit Hilfe

des Differenzverfahrens bestimmen. Die Grössen werden auf Bild 4 gezeigt.

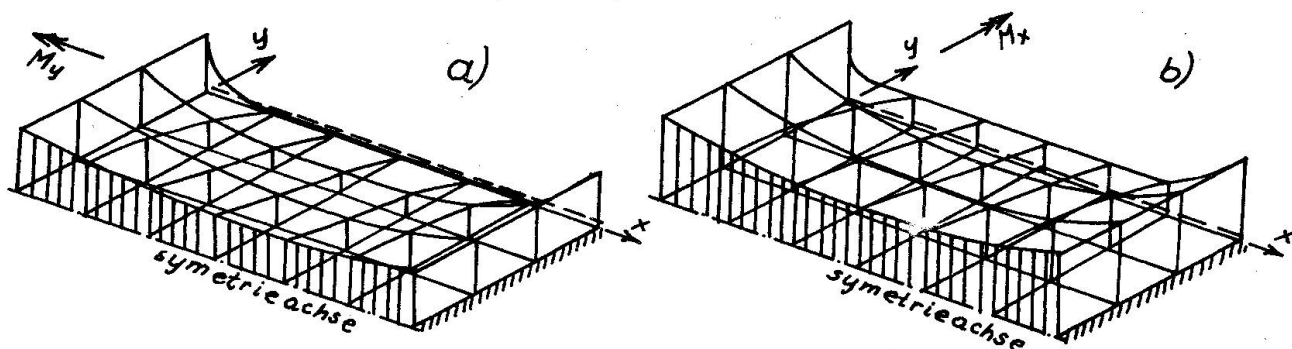


Bild 4. Biegemomente als Folge des Temperaturunterschiedes längs der Spannweite. a) M_x - Momente, b) M_y - Momente

Bei einer festen Verbindung M_y ist der Anteil der Schnittlasten im Stahlträgerverbundquerschnitt:

$$N = N_{st} = N_b = \frac{a_b F_b}{n I_c} M_c; \quad M_b = \frac{I_b}{n I_c} M_c; \quad M_{st} = \frac{I_{st}}{I_c} M_c \quad (5)$$

wobei $M_c = M_y$ ist.

Die Spannungen werden nach (4) berechnet. Die Wärmeanalyse der Verbundkonstruktion zeigt, dass grosse Unterschiede zwischen der Temperatur des Stahlträgers und der Mitteltemperatur der Bauplatte auftreten. Die Temperaturverteilung im Stahlträgerverbundquerschnitt mit bewehrter Betonplatte zeigt Bild 5.

Der Temperaturunterschied ruft in der Verbundkonstruktion die Verteilungsgrössen hervor.

$$N = N_b = N_{st} = \varepsilon E_{st} \frac{a_{st} F_{st} \left(\frac{1}{n} I_b + I_{st} \right)}{a I_c}; \quad M_{st} = N a; \quad (6)$$

$$M_b = \varepsilon E_{st} \frac{a_{st} F_{st} \cdot \frac{1}{n} I_b}{I_c};$$

wobei $\varepsilon = \alpha_b \Delta t_1$ ist.

Ausser den thermischen Einflüssen werden auch die Belastungen durch die Verkehrslasten - p und das Eigengewicht - g berücksichtigt.

Weil längs des freiliegenden Trägers das Befestigungsmoment ($M_y \Delta t$) und die Temperaturdifferenz (Δt_1) den gleichen Wert haben, treten die extremen Verteilungsgrössen in der Mitte der Spannweite auf.

Legt man einem Rechenprogramm die thermische und die statische Analyse zugrunde, dann erhält man den ausgedruckten Zeitabstand vom Anfang der Konstruktionserwärmung bis zur Festigkeitsgrenze des verwendeten Baustoffes ($Q_{r_{min}}$ bei Stahl oder R_{bk} bei Beton). Auf diese Weise werden ausserdem die kritischen Temperaturen der Baustoffe bestimmt. Eine so durchgeführte Analyse bietet die Möglichkeit, die festgesetzten technologischen Temperaturen zu überschreiten. (Das kommt nicht selten im Falle einer

Haverie oder bei theoretischer Bestimmung des Feuerwiderstandes von Baukonstruktionen vor.)

4. Zahlenbeispiel

Das Rechenprogramm wurde erarbeitet und erprobt. Für folgende Daten haben wir die Berechnungen durchgeführt:

A = 4,50 m; B = 3,00 m; Stahlträger, Normalprofil I 360; d = 15 cm. Rechenschnitt des Gitters in der Betonplatte $\Delta x = \Delta y = \Delta = 50$ cm; p = 3,00 T/m²; g = 0,36 T/m².

Verwendete Baustoffe: Stahl St3SX
 $Q_r \text{ min} = 2200 \text{ kg/cm}^2$; $K = 2100 \text{ kg/cm}^2$; $E_{st} = 2100 \text{ 000 kg/cm}^2$.

Beton B 200 (laut polnischen Normenentwurf PN/B-03264 "Beton-Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Statische Berechnungen und Projektionen").

R_{bk} (charakteristische Festigkeit) = 120 kg/cm²; R_b (Berechnungsfestigkeit) = 95 kg/cm²; $E_b = 240 \text{ 000 kg/cm}^2$, $\alpha_b = 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$,

Bewehrungsstahl der Platte Klasse A-III. Bewehrungsprozente:

$\mu_x^{\text{max}} = 0,92\%$, $\mu_y^{\text{max}} = 0,70\%$.

Unter normalen Exploitationsbedingungen sieht man in der Mitte der Spannweite die Temperatur- und Spannungsverteilung im Stahlträgerverbundquerschnitt auf Bild 5.

In unserem Zahlenbeispiel untersuchen wir den Fall, bei dem die Umgebungstemperatur unter der Decke 500 °C und über der Decke nur 20 °C betrug. M_y Moment ($\Delta t \text{ 18 }^\circ\text{C}$) = 540 kg cm/cm.

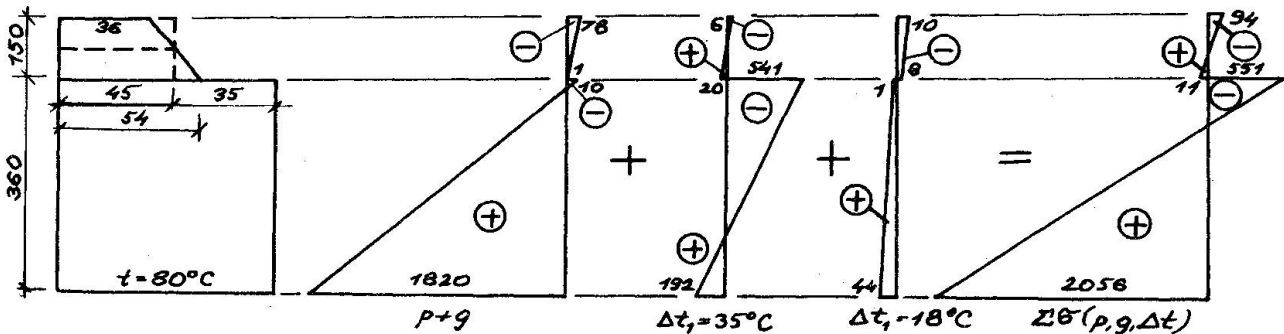


Bild 5. Temperatur und Spannungsverteilung im Benutzungszustand in der Mitte der Spannweite. (+) - Zugspannungen in kg/cm², Temperaturgrösse in °C

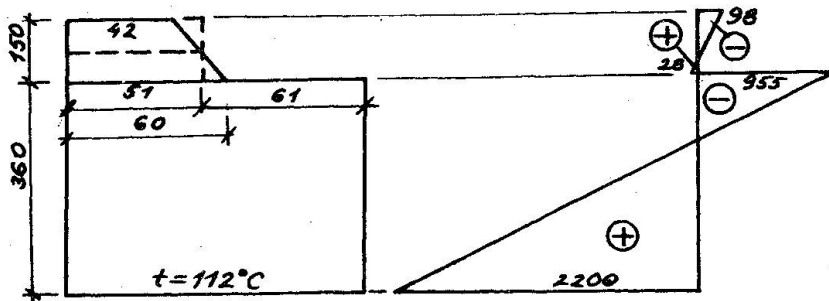


Bild 6. Temperatur und Gesamtspannungsverteilung in der Mitte der Spannweite bei Erreichung der Festigkeitsgrenze des Baustoffes

Die Tragfähigkeitsgrenze wird laut elektronischer Datenauswertung in der Zeit von $\Delta\tau = 25$ Minuten erreicht. Die Temperatur und Gesamtspannungsverteilung wird auf Bild 6 dargestellt.

5. Schlussbemerkungen

5.1. Die Verwendung des Gitterverfahrens kann einer Untersuchung der Wärmedurchgänge durch ein Bauteil im räumlichen und quasistationären Zustand mit dem Zeitparameter zu einer genaueren Berechnungsmethode des Temperaturwiderstandes von Baukonstruktionen führen.

5.2. In der vorgeführten Berechnungsmethode sieht man eine Analogie zwischen Temperatur- und Feuerwiderstand. So erscheint es möglich den Zeitpunkt $\Delta\tau$ für das Erreichen des Feuerwiderstandesgrenze zu erforschen.

5.3. Bei statischen Berechnungen der Verbundträger ist es erforderlich, die Biegemomente, die Beanspruchung der Betonplatte infolge eines Temperaturunterschiedes im Bereich der Dicke zu berücksichtigen. Diese Einflüsse vergrößern die Zugspannungen im Stahl um ca. 25% der gesamten thermischen Spannungen in der Stahlträgerverbundkonstruktion.

5.4. Mit Rücksicht auf einem wirksamen thermischen Widerstand der Decke muss man eine gute Wärmeisolierung der Betonplatte und der Stahlträger vornehmen, wenn eine Stahlträgerverbunddecke hergestellt wird.

Literaturverzeichnis

- [1] Clebčuk W. R., Artykraev E. T., Ognezaščita metalličeskich konstrukciji zdanij. Strojizdat, Moskva 1973.
- [2] Koreleski J., Zespolone konstrukcje mostowe. PAN, Warszawa Kraków 1967.
- [3] Sattler K., Theorie der Verbundkonstruktionen Spannbeton Stahlträger in Verbund mit Beton. Berlin 1959.
- [4] Streletsky N. N., Stalezelezobetonnyje mosty. Moskva 1965.

ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Arbeit betrachten wir speziell eine Stahlträgerverbundkonstruktion in einem Chemiebetrieb, in dem technologische heisse Prozesse ablaufen. Die Schlussbemerkungen, die den Einfluss technologischer Anwärme betreffen, kann man auch auf die Brandlast beziehen. Zur numerischen Methode der Festigkeits- und Wärmeanalysis wird das Differenzverfahren angewendet.

SUMMARY

In this paper, a case of a composite structure at chemical plants applying hot processes was analyzed. The conclusions concerning the determination of the conditions of the technological preheating can be extended to the fire conditions. The method of contraction differences was adapted to the digital analysis of the thermal and resistance problems.

RESUME

Dans cette étude nous avons analysé la structure mixte d'un établissement chimique utilisant des procédés thermiques. Les conclusions concernant la détermination des conditions du chauffage technologique peuvent être appliquées par analogie aux conditions de l'incendie. Pour l'analyse numérique des problèmes thermiques et de résistance, on a appliqué la méthode des différences finies.

IV

Einige Aspekte bei der Beurteilung des Feuerwiderstandes von Bauwerken

Determination of Fire Resistance of Constructions

Détermination de la résistance au feu des constructions

Christian MAI

Dipl.-Ing.

Ministerium für Bauwesen, Abteilung Metallbau
Plauen/DDR

Die Vorschriften des bautechnischen Brandschutzes der verschiedensten Länder enthalten in der Regel in Abhängigkeit von verschiedenen Gefährdungskriterien wie z.B. Grad der Brandgefahr, Brandlast und Objektgröße zur Gewährleistung der erforderlichen Sicherheit im Brandfall Forderungen an den Feuerwiderstand der einzelnen Bauteile und Bauwerksteile des betreffenden Bauwerks.

Diese Art des Herangehens an die Beurteilung des Feuerwiderstandes von Bauwerken hat ihren Ursprung in den Erfahrungen der Zeit, in der Bauwerke ausschließlich in traditionellen Bauweisen, hauptsächlich als Bauwerke mit selbständig stehenden, meist massiven Wänden und darauf aufgelegten Decken ausgeführt wurden. Die modernen Bauweisen nutzen in hohem Maße die Vorteile der mehrfachen Tragwirkung und gegenseitigen Abstützung der einzelnen Konstruktionsteile. Es wird deshalb notwendig, die Bauteile und Bauwerksteile in ihrer Wechselwirkung bei der Gewährleistung der Standsicherheit und der Stabilität des gesamten Bauwerkes zu betrachten.

Im Falle eines Brandes sind offensichtlich von der Tragkonstruktion eines Bauwerkes im wesentlichen folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Unmittelbar nach Brandausbruch muß für eine gewisse Zeit eine gefahrlose Räumung des Gebäudes von Menschen möglich sein.
2. In Abhängigkeit vom Wert und der volkswirtschaftlichen Bedeutung des Bauwerks und der Ausstattung muß für eine festzulegende Zeitdauer nach Brandausbruch eine gefahrlose oder gefahrenarme Bergung von Wert- und Ausstattungsgegenständen möglich sein.

3. In Abhängigkeit vom Wert und von der Größe des Bauwerkes muß für eine festzulegende Zeitdauer eine gefahrenarme Brandbekämpfung vom Gebäudeinneren aus möglich sein. Während der Zeitdauer, in der diese Aufgaben gelöst werden, dürfen sich also im Gebäudeinneren keine Bauteile von der Konstruktion lösen, keine Teile der Tragkonstruktion ihre Tragfähigkeit verlieren, sich in gefahrdrohender Weise verformen oder das Gesamtsystem seine Standsicherheit verlieren.
4. In der nachfolgenden Phase des entwickelten Brandes muß, wenn das Gebäudeinnere nicht mehr zugänglich ist, die Brandbekämpfung von außen her noch über einen festzulegenden Zeitraum gefahrenarm möglich sein. In diesem Zeitraum müssen z.B. die Umfassungen einschließlich der zu deren Standsicherheit erforderlichen Konstruktionen wie Stützen, Riegel u. dergl. noch standsicher sein.
5. Nach einer gewissen Dauer des entwickelten Brandes muß mit in Betracht gezogen werden, daß der Brand außer Kontrolle geraten kann. Für den danach folgenden Zeitraum muß durch ausreichenden Feuerwiderstand und ausreichende Standsicherheit der Brandschutzkonstruktionen wie Brandwände u. dergl. und durch ausreichende Abstände zu benachbarten Gebäuden ein Übergreifen des Brandes auf andere Brandabschnitte verhindert werden.

Diese Bedingungen werden bei formaler Erfüllung der an die einzelnen Bauteile und Bauwerksteile eines Gebäudes gestellten Forderungen an den Feuerwiderstand mit sehr unterschiedlicher Qualität, zum Teil aber auch nicht erreicht, wie anhand einiger Beispiele gezeigt wird. Sie sollen aber auch zeigen, daß es unbedingt notwendig ist, bei der Wahl eines statischen Systems seine Wirkungsweise im Brandfall hinsichtlich der Erfüllung der genannten Bedingungen zu beurteilen. Bereits so kann durch ingenieurmäßige Überlegungen ein günstiges Brandverhalten des Gesamtbauwerkes erreicht werden. In Zukunft werden diese Überlegungen noch durch einen rechnerischen Nachweis des Feuerwiderstandes der Gebäudekonstruktion ergänzt werden können, der auch noch bisher ungenutzte Reserven der Standsicherheit von Tragkonstruktionen im Brandfall sichtbar machen wird.

Das erste Beispiel (vgl. Bild 1) zeigt ein eingeschossiges Bauwerk, dessen Wandkonstruktionen aus Ziegelmauerwerk bestehen. Durch die vorhandenen Zwischenwände, die mit den Außenwänden im Verband gemauert wurden und durch angeordnete Pfeiler sind die Wände so gegeneinander ausgesteift, daß eine zusätzliche Stabilisierung nicht mehr notwendig wird. Der obere Raumabschluß, die Dachkonstruktion kann deshalb aus einfach aufgelegten Sparren oder Dachbindern bestehen.

Eine solche Gebäudekonstruktion erfüllt also von selbst die genannten Bedingungen 1. bis 4. Auch wenn die Dachkonstruktion einen offensichtlich geringeren Feuerwiderstand als die Wände besitzt, ist die Räumung des Gebäudes von Menschen und die Brandbekämpfung eine gewisse Zeit von innen und danach auch von außen möglich, ohne daß befürchtet werden muß, daß die evtl. einstürzende Dachdecke die Wände mitreißt und damit größere Gefahren für die Löschmannschaften verursacht.

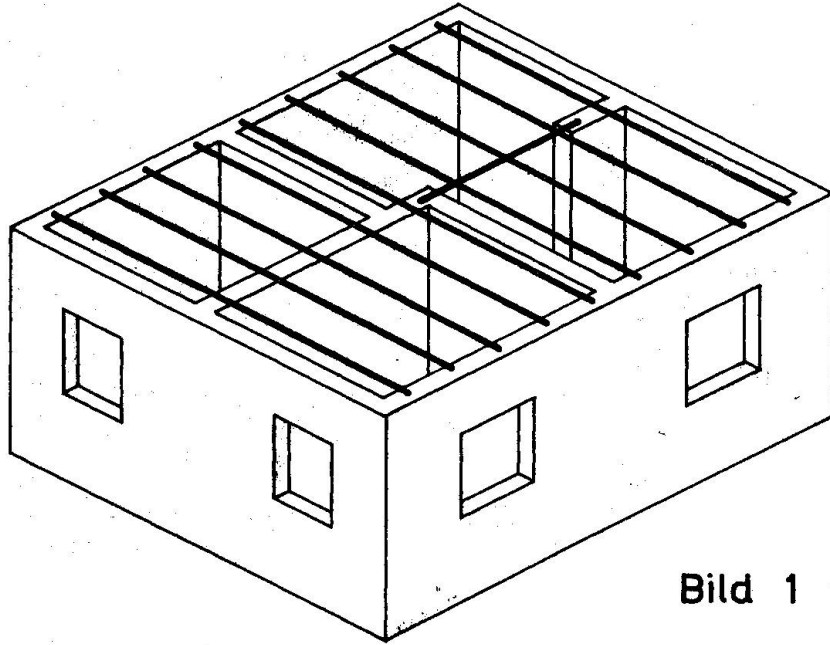


Bild 1

Wesentlich anders verhält sich die Konstruktion des Bauwerkes des Beispiels 2 (vgl. Bild 2). Es handelt sich hierbei um ein eingeschossiges Bauwerk in Montagebauweise. Die räumlichen Stahl-dachtragwerke wirken in der horizontalen Ebene als starre Schei-

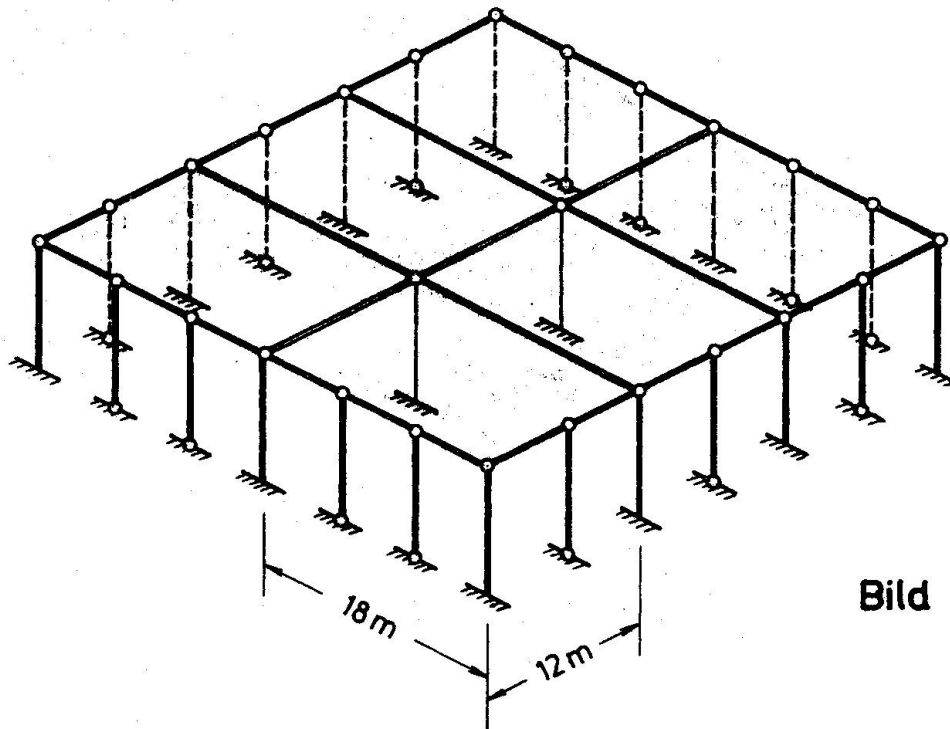


Bild 2

ben. Diese Dachtragwerke sind an den Ecken auf Stahlbetonstützen aufgelegt, welche an ihrem Fuß in Fundamente eingespannt sind. Zur Montage der Außenwand seien noch stählerne Zwischenstiele angeordnet. Diese Zwischenstiele sind unten gelenkig aufgesetzt und oben gelenkig am Dachtragwerk abgestützt.

Diese Konstruktion erfüllt beispielsweise nicht die genannte Bedingung 4. Wenn nach einer gewissen Einwirkungsdauer des Brandes die Dachkonstruktion abstürzt, muß damit gerechnet werden, daß die Umfassungswände zum größten Teil mitgerissen werden.

Eine wirksame Abhilfe gegen dieses ungünstige Verhalten der Tragkonstruktion besteht offensichtlich darin, die Zwischenstiele ebenfalls als eingespannte Stiele auszuführen und durch die konstruktive Durchbildung zu sichern, daß sich das Dachtragwerk im Falle des Herabstürzens von den Stützen ablösen kann, ohne in den Stützen Kräfte zu verursachen, die deren Standsicherheit gefährden.

Dieser Diskussionsbeitrag sollte zeigen, daß es notwendig ist, beim Entwurf von Gebäudekonstruktionen auch deren Gesamtverhalten im Brandfalle mit zu beachten und nicht angenommen werden kann, daß die Erfordernisse des bautechnischen Brandschutzes von selbst erfüllt sind. Auch die Vorschriften des bautechnischen Brandschutzes der DDR spiegeln diesen Umdenkungsprozeß wider, der jedoch noch nicht als abgeschlossen betrachtet werden kann. Die Vorschriften müssen deshalb laufend dem neuesten Stand der Erkenntnisse angepaßt und weiterentwickelt werden.

- Literatur:
- [1] Vorschrift der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 9/74 vom 10.06.74, herausgegeben vom Ministerrat der DDR, Ministerium für Bauwesen, Staatliche Bauaufsicht.
 - [2] Mai, Chr.: Erläuterungen zur Vorschrift der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 9/74 - Bautechnischer Brandschutz - Wiss.-techn. Beilage 1/75 zu "Unser Brandschutz" Staatsverlag der DDR 1975.
 - [3] Kreher, K. und Pfützner, G.: Das Verhalten der Tragkonstruktionen eingeschossiger Hallen unter Brandeinwirkung. Z. VFDB 4/74.
 - [4] SNiP II - A.5-70 (UdSSR) Baunormen und Vorschriften Teil II, Abschnitt A, Kapitel 5 Brandschutznormen für die Projektierung von Gebäuden und Bauwerken Literaturverlag für Bauwesen, Moskau 1971