

Theme IIIc: Examples of computer-aided optimal design of structures

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

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.

Design of Fire- and Impact-Resistant Ceilings in a Medieval Castle

Conception de plafonds résistant aux chocs et à l'incendie, dans un château médiéval

Entwurf von stoss- und brandsicheren Decken in einem mittelalterlichen Schloss

JIRI HEJNICChief Engineer, Bridge Department
Institute for Traffic and Structural Engineering Design
Prague, Czechoslovakia**1. Introduction**

Karlštejn Castle is a quite exceptional example not only among Czech castles but in the whole of Middle Europe at all. It was built in the 14th century by Charles IVth, Czech king and since the year 1346 the Emperor of the Roman - German Empire, one of the greatest rulers of his time. The Castle /Fig. 1/ was erected to be not only a place of private retreat for the monarch, but also a noble shrine for a large collection of relics of saints which was enlarged in the year 1350 with crown - jewels of the Roman - German Empire. The most costly part of the treasure was, however, the crown of Charles the Great, a symbol of sovereign power over the whole Middle Europe.

**Fig. 1 Karlštejn Castle**

Important parts of the Castle are the Emperor's residence adjoined directly with the neighbouring Chapel of Virgin Mary by means of a wooden passage.

This church in the second floor of the tower - building was covered with an ornamental beam - ceiling. On three walls mural paintings from the Apokalypse are preserved together with three other scenes concerning directly important events leading to the foundation of the Castle. They are of extraordinary importance in the Gothic painting being ones of the first realistic portraits, especially those of Charles IVth. The Church of Virgin Mary had a direct connection with a donjon, which was the most solid and most important building of the whole Castle. The central room of this donjon and at the same time of the whole Castle is the Chapel of the Holy Cross on the second floor, characterised by Gothic windows, glassed partly with finely cut semiprecious stones. In a special niche behind the altar a treasure of greatest importance for the State - the crown jewels of the Roman - German Empire - was hidden. However, the greatest treasure for us now is a large medieval set of 128 Gothic tablets, representing saints and saintesses in half - figures in rare completeness /Fig. 2/.

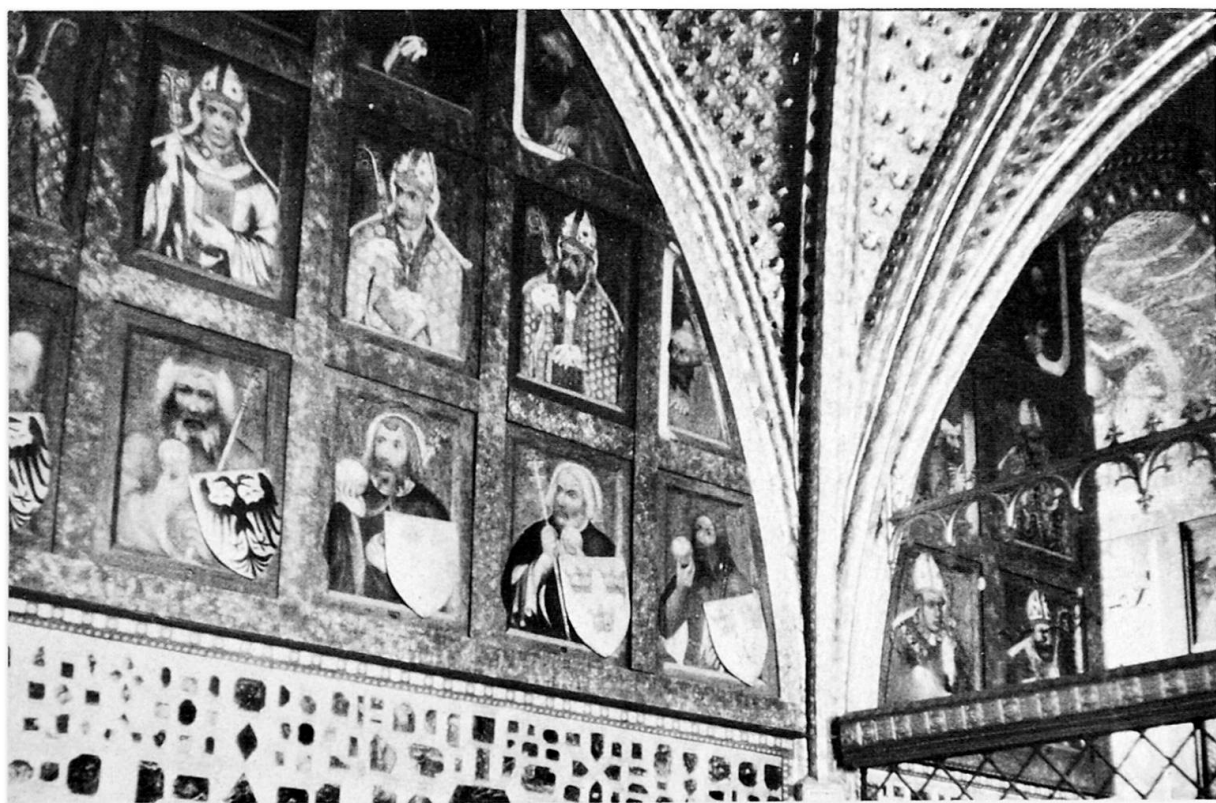


Fig. 2 Interior of the Chapel of the Holy Cross

The restoration of the Castle, carried out in the years 1888 - 1904 removed almost all traces of later renovations, made toward the end of the 16th century. The ancient and venerable Castle, the real memorial of Bohemian national history was deprived during the restoration of the traces of its later rich life. It was artificially clothed into the garment of the 19th century but its interiors with costly paintings have remained mostly intact and represent thus the largest treasure of Gothic religious paintings in the whole world.

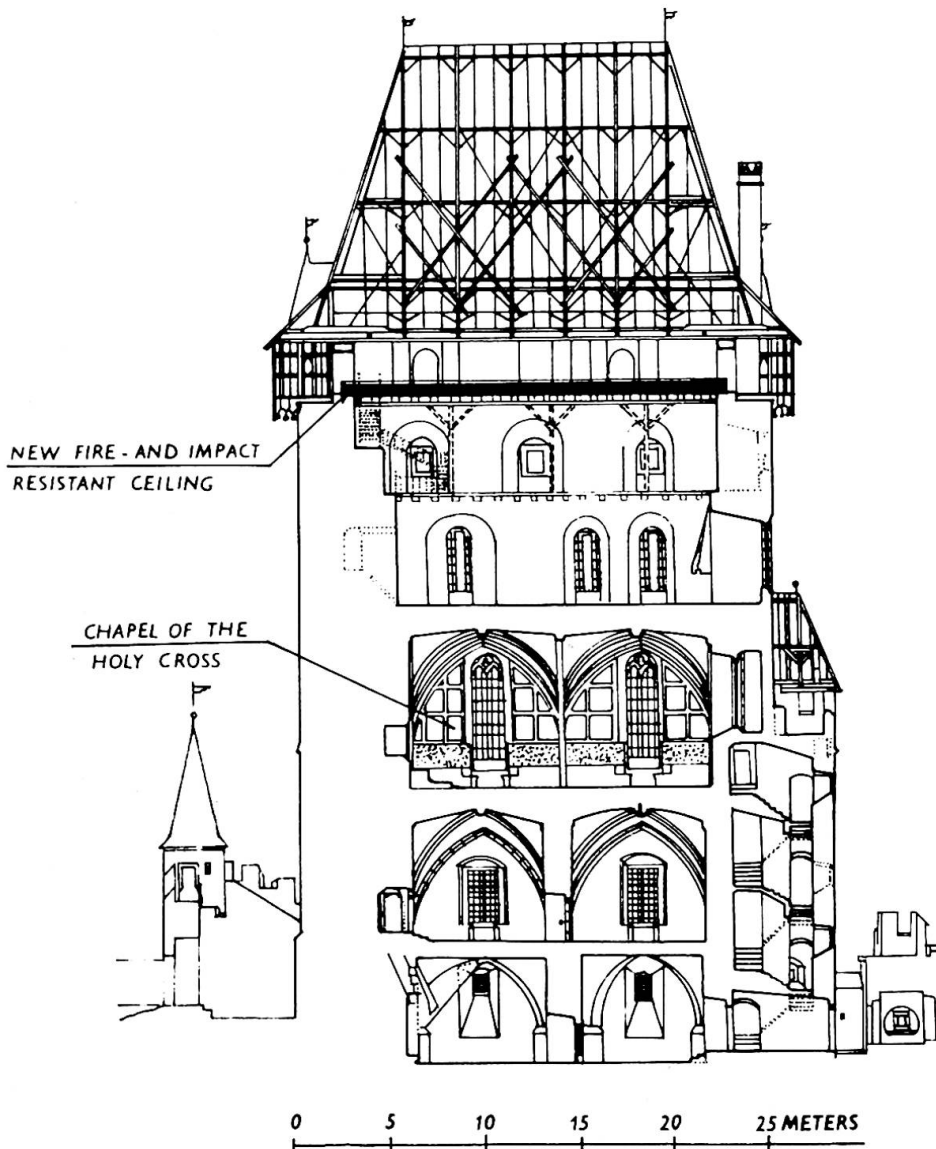
Lately it was decided to protect these paintings against the danger of fire and collapse of the 18 meters high roof trusses erected during the last reconstruction

at the end of 19th century. Design of fire- and impact- resistant ceilings, prepared by the author together with Mr. J. Bělohávek, M.Sc., C.E., will be briefly shown in this paper.

2. Purpose and Construction of the Fire- and Impact- Resistant Ceilings

The organisations of state care of historical monuments of Czechoslovak Socialist Republic decided that two fire- and impact- resistant ceilings have to be build on Karlštejn, protecting the Chapel of the Holy Cross and the Chapel of Virgin Mary from fire and collapse of roof trusses. Both these ceilings are designed in the loft level /Fig. 3/, having three main purposes:

- to protect the lower floors under loft from fire which could possibly be caused by a thunder-bolt or other reason
- to shield the ceilings in lower floors from destroying caused by collapse of the burning wooden roof trusses
- and to prevent the lower floors from drenching through with liquids used to extinguish the fire.



During the construction of these new ceilings no surcharge of old roof structures with low bearing capacity was permitted. As can be seen the task was rather complicated in every respect, in particular taking into account the dynamic forces acting simultaneously with very high temperature, reaching more than 1200°C . Solution of this problem was given by the author in form of a sandwich plate, where the upper layers have a heat insulation function damping at the same time the effects of impact. According to the thermal analysis in the first phase the roof crating with slate covering will be destroyed, falling all over the surface of the ceiling nearly at the same time. A protective net supported by cables anchored in

Fig. 3 Cross-section of donjon with position of the new ceiling

a special steel structure was designed to take this first dynamic load, falling down from the height of more than 15 meters and having a weight of nearly 40 Mp. This collapsed steel structure together with the ruins of the roof crating

will form another damping layer retaining the impact effects of falling heavy parts of the roof truss.

The main part of the new ceiling is formed by a reinforced concrete plate /Fig. 4/ of variable thickness placed on the outer bearing stone walls. As surcharge of old ceilings was not permitted it was designed to demolish the present brick paving with filling on the loft and to use the old battens as a formwork for the new ceiling. Both thermal and waterproofing insulation was proposed to be used on the lower surface, too, and in the lower room a steel centering was designed, taking the weight of the concrete placed in the first phase. The weight of the largest part of the

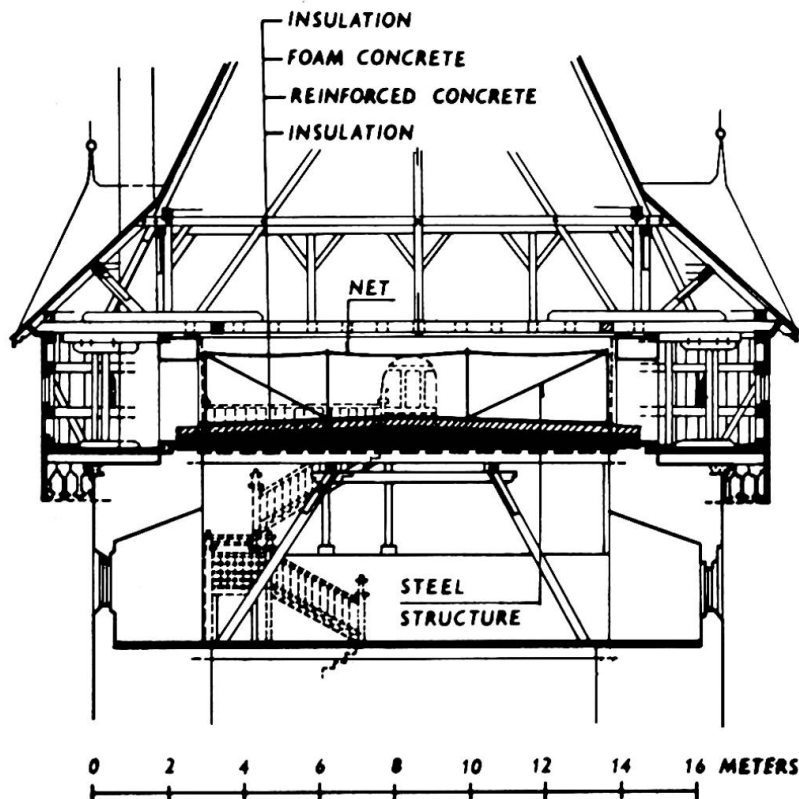


Fig. 4 Location and structural layers of the new designed ceiling

new ceiling is carried by this first - step reinforced concrete structure which is concreted in an elevated position so that no load acts on the wooden old structure.

3. Thermal and Dynamic Analysis

The thermal analysis was made by Mr. V. Reichel, M.Sc., C.E., as a basis for the next dynamic and static design and basic considerations. The full cubic contents of the roof truss and the crating is about 110 m^3 of wood and the floor space among the outer bearing walls is 221 m^2 . The results of the thermal analysis are as follows:

- the collapse of the roof crating will take place at about 20 minutes from the time when the fire starts
- the full breakdown of roof truss will last about 90 minutes
- the weight of the falling parts of the roof truss will be about a fourth part of the original weight, which is due to burning
- the temperature history during the fire on the top of the fire-resistant ceiling as calculated is shown in Fig. 5
- the relationship between fire duration and temperature in the concrete slab when no upper heat insulation layers were assumed shows Fig. 6.

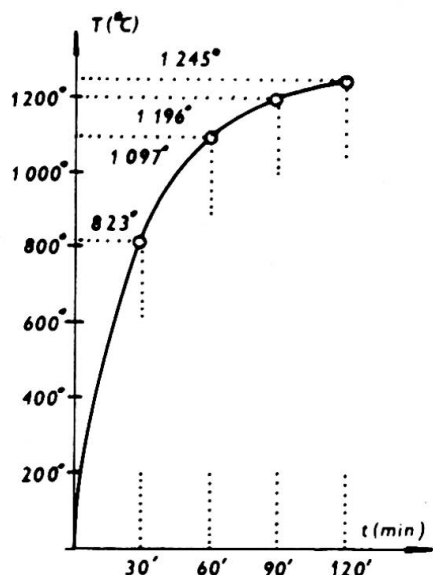


Fig. 5 Calculated temperature history during the fire

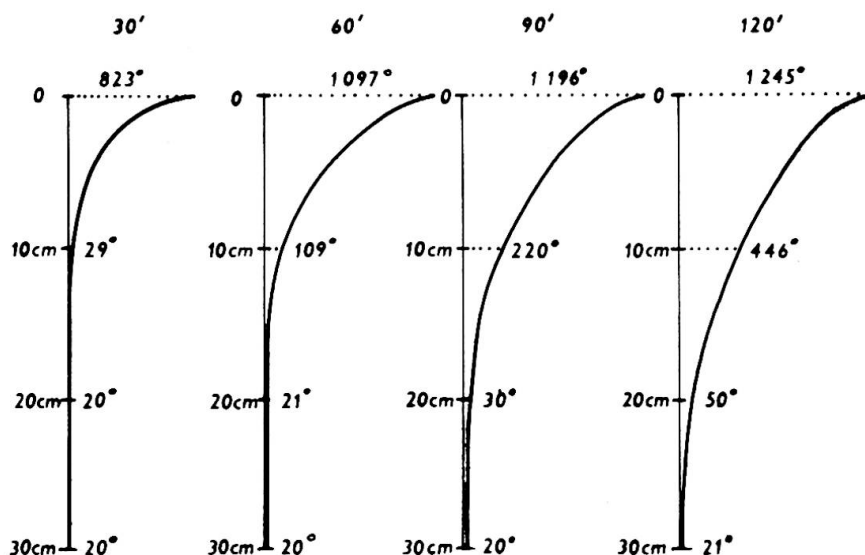


Fig. 6 Relationship between fire duration and temperature in the concrete without heat insulation layers

The dynamic analysis was made by Mr. Z. Podráský, M.Sc., C.E., in the way shown by Koloušek /5/ and on the basis of the results of thermal analysis. In the present study only a simplified dynamic design took place, using an energy method with reduced mass of the slab calculated by means of net method. The impact factor was calculated from the expression

$$\delta \sim 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{v_0} \cdot \frac{1}{1 + \frac{G_{red.}}{G_0}}} \quad /1/$$

where are:

- $\delta \sim$ impact factor
- h height of the free fall
- v_0 statical deflection of the slab due to the load G_0
- $G_{red.}$ reduced mass of the slab
- G_0 the mass of the falling part of the roof truss

The damping was considered in this design approximately by reducing the height and mass of the falling parts of the roof truss which cannot be, however, determined precisely. The value of the impact factor calculated in this way was 6,2.

4. Conclusion

The design of the fire- and impact- resistant ceilings on the Karlštejn Castle proposed by the author - when accepted - shall be realized in the years 1977 - 78. As many problems dealt with are quite new - some of them formulated here for the first time - much effort must be exerted to come to a complex and satisfactory solution. It shall be not only a question of more precisely defined assumptions and detailed calculation but also a task of much work on construction

details, material transport and, last but not least, better understanding of the philosophy of construction of this grand medieval building.

5. References

1. Gustaferrero, A.H.: How to Design Prestressed Concrete for a Specific Fire Endurance, Introductory Report, IABSE 10th Congress, Tokio, 1976, Zürich 1975, pp. 141 - 155
2. Kordina, K. Bornemann, P.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten, DAfSt Heft 181, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1966
3. Kordina, K. Klingsch, W.: Tragverhalten brandbeanspruchter Bauteile, Vorbericht, IVBH 10. Kongress, Tokio, 1976, Zürich 1976, s. 287 - 292
4. Dvořáková, V. Menclová, D.: Karlštejn /in Czech/, SNKLU, Prague 1965
5. Koloušek, V. a kol.: Stavebné konštrukcie namáhané dynamickými účinkami /in Slovak/, SVTL, Bratislava 1967

SUMMARY

In the paper a design of fire- and impact-resistant ceilings on Karlstejn Castle is briefly described. In this medieval complex the largest collection of Gothic religious paintings in the whole world is deposited and the new ceilings have to protect this treasure against the danger of fire and collapse of the high wooden roof trusses erected during the reconstruction at the end of the last century. This complex problem was solved by designing a sandwich plate and some results of thermal and dynamic analysis of this structure are presented.

RESUME

L'auteur décrit la conception des plafonds résistant aux chocs et à l'incendie du château de Karlstejn. Cette construction médiévale possède la plus grande collection au monde de peintures religieuses gothiques et il fallait protéger celle-ci contre le danger d'incendie et d'effondrement des poutres du plafond en bois datant du siècle dernier. Ce problème a été résolu à l'aide d'un panneau sandwich; quelques résultats de calculs thermiques et dynamiques sont donnés.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Entwurf von stoss- und brandsicheren Decken für Schloss Karlstejn wird vorgestellt. Dieses mittelalterliche Gebäude besitzt die grösste Sammlung gotischer Devotionsbilder der Welt; es war deshalb nötig diese gegen die Brand- und Zusammenbruchgefahr von Deckenholzträgern des letzten Jahrhunderts zu schützen. Das Problem wurde mit Sandwichplatten gelöst; einige Ergebnisse der thermischen und dynamischen Berechnung werden dargestellt.

Considérations sur l'étude théorique du comportement à l'incendie des structures en béton armé

Theoretische Betrachtungen zum Brandverhalten von Stahlbetonbauten

Considerations on the Theoretical Study of Reinforced Concrete Structures under Fire

J.C. DOTREPPE

Chargé de Recherches au F.N.R.S.

R. BAUS

Professeur Ordinaire

Université de Liège

Liège, Belgique

1. INTRODUCTION.

Le calcul au feu des structures en béton armé est un problème très complexe. D'une part, l'étude de la propagation de la chaleur dans les éléments en béton est difficile, par suite de la grande massivité des sections droites et de la faible conductivité thermique du béton. D'autre part, le comportement des structures en béton armé est complexe, par suite de la fissuration et du comportement non linéaire du béton, celui-ci étant de plus fonction de la température. C'est pourquoi nous estimons que l'étude théorique de ce problème doit se faire à partir de techniques de calcul évoluées, telles que celles décrites dans le Rapport Préliminaire [1], [6].

Dans cet article, on présente un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis, qui est particulièrement bien adaptée à la résolution de ce type de problème. Cependant, nous avons adopté une discrétisation plus poussée, de manière à prendre en compte les différences de comportement du matériau.

2. CALCUL DE L'EVOLUTION DE LA TEMPERATURE DANS LES ELEMENTS.

Le problème de la répartition de la température dans le béton a une importance considérable. En effet, si la distribution de la température est mal évaluée, le calcul de la résistance au feu sera automatiquement erroné.

Dans le Rapport Préliminaire [4], nous avons indiqué les méthodes utilisées pour résoudre ce problème. Dans le cas des structures en béton, il n'est pas possible de procéder aux mêmes simplifications que dans le cas des structures en acier [2], et il est nécessaire de recourir aux techniques numériques décrites dans la référence précitée.

En ce qui concerne les propriétés thermiques du béton, il faut noter que la conductivité thermique λ décroît avec la température. Des valeurs de 1,5 ou 1,6 kcal/m.h.°C sont couramment admises à 0°C, tandis qu'elles tombent à 0,8 vers 1000°C. Il faut cependant signaler que des expériences récentes effectuées à l'Université de Gand ont conduit à des valeurs de λ beaucoup plus élevées aux températures modérées (2,8 pour le béton de gravier). La dilatation thermique du béton α augmente avec la température jusqu'à 400°C environ, puis elle ne varie plus guère. La capacité thermique c ne varie guère avec la température, sauf aux environs de 100°C, par suite des phénomènes endothermiques apparaissant à cette température. Néanmoins, il est assez malaisé de tenir compte de cette particularité dans un modèle mathématique.

3. CALCUL DE LA RESISTANCE AU FEU DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Le code de calcul utilisé est basé sur la méthode des éléments finis (cfr. figure 1). Une discrétisation supplémentaire est obtenue en divisant l'élément de structure en petits éléments parallépipédiques (figure 2). Le comportement peut varier d'un élément à l'autre, ce qui permet de tenir compte des différentes hétérogénéités. On obtient alors une discrétisation très poussée, et la technique de calcul est assez proche de celle utilisée par le Professeur BRESLER et le "Fire Research Group" de Berkeley [1]

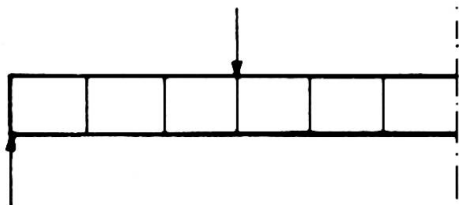


Figure 1

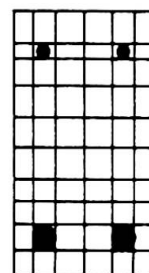


Figure 2

A partir des résultats fournis par l'étude thermique mentionnée au paragraphe précédent, il s'agit de calculer les déformations progressives de la poutre jusqu'au moment où l'on atteint la ruine par effondrement du système.

Deux phénomènes sont à la base de cette augmentation progressive des déformations :

- 1) L'augmentation de la température entraîne des effets thermiques qui dépendent fortement du mode d'appui de la poutre. Il faut noter que, dans le cas des structures en béton et contrairement à ce qui se produit pour les structures en acier, il existe toujours un gradient thermique important sur la section droite, par suite de la mauvaise conductivité thermique du béton.

S'il s'agit d'une poutre sur deux appuis simples, il apparaît des dilatactions thermiques importantes qui consistent en :

- un allongement de la pièce ;
- des déformations de flexion.

Ces déformations thermiques se font sans apparition de contraintes dans le matériau si la distribution de la température sur la section droite est linéaire ; dans le cas contraire, il y a toujours apparition de contraintes thermiques, mais celles-ci restent généralement assez faibles.

Si, au contraire, il s'agit d'une poutre biencastrée, des contraintes thermiques importantes sont induites dans la structure, par suite de l'apparition de moments et d'efforts normaux de bridage aux appuis. Les déformations thermiques, par contre, restent faibles.

Dans le cas d'un élément isostatique, les calculs sont basés sur les formules de la thermoélasticité. Considérons une poutre de section quelconque, à comportement élastique, soumise à une distribution arbitraire de température sur la section droite. Les contraintes thermiques en un point d'ordonnée z sont données par la formule :

$$\sigma = -\alpha E \theta + \frac{P}{A} + \frac{Mz}{I} \quad (1)$$

avec A = aire transversale
 I = moment d'inertie
 α = coefficient de dilatation thermique
 P et M ont pour expression :

$$P = \int_A \alpha E \theta dA \quad M = \int_A \alpha E \theta z dA \quad (2)$$



Figure 3

En ce qui concerne les déplacements dus aux effets thermiques, ils sont identiques à ceux de la même poutre soumise à une charge axiale P et à des moments d'extrémité M .

Dans le cas de la discrétisation envisagée, les formules précédentes doivent être modifiées, pour tenir compte du fait que les propriétés varient d'un point à l'autre en fonction de la température. Les expressions donnant P et M deviennent :

$$P = \sum_{i=1}^p \alpha_i E_i \theta_i A_i \quad M = \sum_{i=1}^p \alpha_i E_i \theta_i z_i A_i \quad (3)$$

où p désigne le nombre d'éléments parallélépipédiques.

Il faut noter ici que P et M ne sont pas rigoureusement constants le long de la poutre. De plus, comme le comportement du matériau n'est pas élastique, le calcul doit être fait pas à pas, en l'envisageant comme une succession de calculs élastiques.

- 2) L'augmentation de la température sur la section droite amène aussi une diminution des propriétés mécaniques du béton et de l'acier (résistance et module d'élasticité). Il en résulte que, sous charge constante, les déformations du système augmentent et la ruine se produit lorsqu'on dépasse la capacité portante de la poutre.

La prise en compte de ce phénomène ne présente pas trop de difficulté grâce à la discrétisation adoptée. En effet, la rigidité de chaque élément $[K]$ est la somme des rigidités des p parallélépipèdes $[K_i]$. Chacune de ces rigidités dépend du module d'élasticité du matériau qui est fonction de la température $E_i = E(\theta_i)$: il diminue lorsque la température augmente. Il en résulte que les rigidités $[K_i]$ diminuent, donc aussi la rigidité $[K]$ de chaque élément et la rigidité globale de la structure.

Le calcul des rigidités est effectué par un procédé d'intégration numérique.

4. EXEMPLE D'APPLICATION

Les propositions précédentes sont illustrées par un exemple de calcul. Il s'agit d'une poutre sur deux appuis simples qui a été testée au Laboratoire Herpol de l'Université de Gand. Les dimensions de la pièce et le mode de chargement sont indiqués à la figure 4, tandis que les dimensions transversales et la position des armatures sont données à la figure 5.

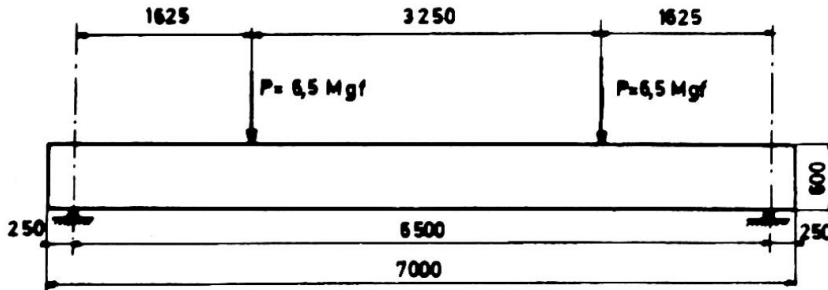


Figure 4

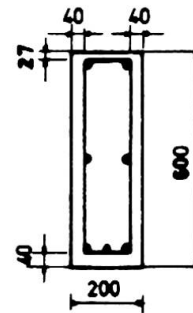


Figure 5

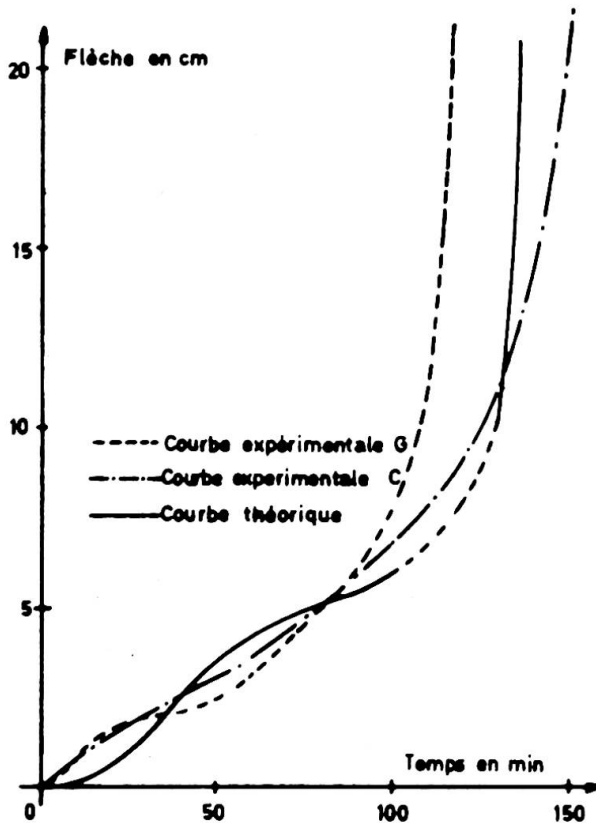


Figure 6

Une analyse par éléments finis a été réalisée pour la détermination de la distribution de la température (cf. [4]). On a noté une bonne concordance avec les résultats expérimentaux. La figure 6 donne l'évolution de la flèche en fonction du temps lorsque la température dans le four s'élève. Il y a deux courbes expérimentales, car deux types de béton ont été utilisés pour confectionner les poutres. On peut noter que les résultats obtenus avec notre modèle sont très satisfaisants.

5. CONCLUSIONS.

Les considérations développées dans cet article montrent l'intérêt des méthodes numériques pour la prévision par le calcul du comportement à l'incendie des structures en béton armé. Les résultats obtenus pour les poutres isostatiques sont très encourageants.

En ce qui concerne les poutres hyperstatiques, des recherches sont actuellement en cours, car l'évolution des moments de bridage aux appuis semble dépendre fortement du fluage à chaud du béton.

BIBLIOGRAPHIE.

- [1] BRESLER, B. : Response of Reinforced Concrete Frames to Fire. Rapport Préliminaire, 10ème Congrès de l'AIPC, Tokyo, Septembre 1976. pp.273-280.
- [2] DOTREPPE, J-C. : Modèles Mathématiques pour le Comportement à l'Incendie des Structures. Séminaire UTI-CISCO "La Sécurité de la Construction face à l'Incendie", Saint-Rémy-lès-Chevreuse, Novembre 1975.
- [3] DOTREPPE, J-C. : Prévision par le Calcul du Comportement à l'Incendie des Structures Simples. Rapport de biennale (1973-1975) effectué dans le cadre des recherches de la Commission nationale belge "Recherche-Incendie", Service des Ponts et Charpentes, Liège, Mars 1976.
- [4] DOTREPPE, J-C, et HOGGE, M. · Détermination par la Méthode des Eléments Finis des Evolutions de Température pour les Structures Soumises à l'Incendie. Rapport Préliminaire, 10ème Congrès de l'AIPC, Tokyo, Septembre 1976, pp.213-218.
- [5] Méthode de Prévision par le Calcul du Comportement au Feu des Structures en Béton (D.T.U. Feu). Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Paris, Octobre 1974.
- [6] KORDINA, K., et KLINGSCH, W. : Tragverhalten Brandbeanspruchter Bauteile. Rapport Préliminaire, 10ème Congrès de l'AIPC, Tokyo, Septembre 1976, pp. 287-292.
- [7] PETTERSSON, O. : Theoretical Design of Fire Exposed Structures. Séminaire UTI-CISCO "La Sécurité de la Construction face à l'Incendie", Saint-Rémy-lès-Chevreuse, Novembre 1975.

RESUME

On présente un modèle mathématique pour l'évaluation de la résistance au feu des éléments en béton armé. Ce modèle est basé sur la méthode des éléments finis, mais une discrétisation plus poussée est utilisée pour prendre en compte les différences de comportement des matériaux. Les résultats obtenus pour les poutres isostatiques sont très encourageants.

ZUSAMMENFASSUNG

Man stellt ein mathematisches Modell zur Untersuchung des Feuerwiderstandes von Stahlbetonelementen vor. Dieses Modell stützt sich auf die Methode der finiten Elemente; man benützt aber eine feinere Einteilung, um die Unterschiede im Materialverhalten berücksichtigen zu können. Für einfache Balken sind die erreichten Ergebnisse vielversprechend.

SUMMARY

A mathematical model is presented for the evaluation of the fire resistance of reinforced concrete elements. This model is based on the finite element method, but a more refined discretization is used to take into account the various material behaviours. The results obtained for isostatic beams are very promising.

IIIc

Rôle de l'eau libre dans le béton soumis au feu

Wirkung des Freiwassers im brandbeanspruchten Beton

Action of Free Water in Concrete under Fire

MICHEL ADAM

Directeur de la Réglementation

U.T.I.-F.N.B.T.P.

Paris, France

L'eau joue un rôle considérable dans le comportement des ouvrages en béton face au feu : on lui attribue aussi bien les éclatements qui peuvent conduire à la ruine que d'importantes absorptions de chaleur dues à la vaporisation qui permettent de prolonger de manière considérable la tenue au feu.

Tout dépend de la manière dont est répartie l'eau libre et de la manière dont elle pourra se vaporiser.

1. ETUDES EN COURS.

Peu d'études systématiques ayant été publiées à ce jour, nous avons entrepris trois séries de recherches :

1.1. L'une sur des dalles homogènes de 7 et 12 cm d'épaisseur soumises dans leur plan à une contrainte axiale de 80 daN, variant par :

- la nature des granulats (calcaire, silico-calcaire, siliceux),
- le rapport eau/ciment (0,40 - 0,65),
- la répartition et la nature des armatures (acier doux \emptyset 20 - acier mi-dur \emptyset 6 et 20).

1.2. L'autre sur des dalles composées d'une prédalle de 5 cm associée à 6 à 9 cm de béton coulé en place.

1.3. La troisième sur des teneurs en eau réelles des ouvrages en service.

2. AVANCEMENT DES TRAVAUX.

Les difficultés de réalisation de cette dernière recherche font que nous en sommes encore dans la phase préparatoire, par contre les deux premières nous ont déjà apporté des résultats intéressants, encore partiels (achèvement prévu dans un an), dont voici les grandes lignes :

2.1. Essais d'éclatement sous contrainte axiale.

Essai selon la courbe ISO effectué à partir de juin 1976 sur des dalles de 1,5 x 0,8 m âgées de 90 jours (figure 1).

Le hasard a voulu que les mois de juin et juillet 1976 aient été en France particulièrement secs aussi, lors des essais, l'eau libre était évaporée dans les proportions ci-dessous :

Epaisseur	PERTES EN POIDS en % du poids total à 90 jours			
	7 cm		12 cm	
Rapport initial eau/ciment	0,40	0,65	0,40	0,65
à 90 jours	1,44	1,65	1,07	1,26
pendant l'essai	3,00	2,88	2,33	2,27

pour les dalles constituées avec des granulats silico-calcaires du Bassin Parisien. Parmi celles-ci, une seule dalle a éclaté et ce, dans sa partie armée (les dalles sont armées sur la moitié de leur surface); ses caractéristiques étaient :

- épaisseur : 12 cm - e/c = 0,65 - acier Tor 6 mm (maille 10 x 15 cm) -

Nous avons noté :

2,11. A propos des déformations longitudinales (figure 2), qu'à durée égale :

- les dalles non armées se raccourcissent rapidement en prenant de la courbure,
- de même, les dalles se raccourcissent dès qu'il y a éclatement si elles sont armées,
- les dalles gâchées les plus sèches paraissent les plus rigides, et ce d'autant plus que l'armature est grosse et que la dalle est mince,
- le palier de dilatation est obtenu pour une température d'environ 275°C pour l'acier doux et 350°C pour l'acier écroui à froid.

2,12. A propos de la température des aciers (figure 3), qu'à durée égale :

- il y a un gain compris entre 40°C et 70°C quand l'épaisseur passe de 7 à 12 cm (il n'y a pratiquement pas de palier à 100°C pour 7 cm d'épaisseur), mais qui peut être plus fort du fait que si les aciers sont de plus gros diamètre, l'enrobage est plus important.
- il existe un gradient d'environ 70°C entre la génératrice inférieure et la génératrice supérieure des aciers de 20 mm (acier lisse ou non), et les températures sont du même ordre sur les aciers lisses et sur les aciers à adhérence améliorée,
- le rapport e/c joue à peine pour les dalles de 7 cm, mais permet de gagner environ 100°C pour les dalles de 12 cm.

2,2. Essais de prédalles (Figure 4).

Les dalles ont 4 x 1,8 m et sont chargées à 250 kg/m². Les prédalles ont toutes 5 cm d'épaisseur, le béton coulé en place 6 cm en général.

Dès à présent, il convient d'insister sur l'importance que revêt la prédalle.

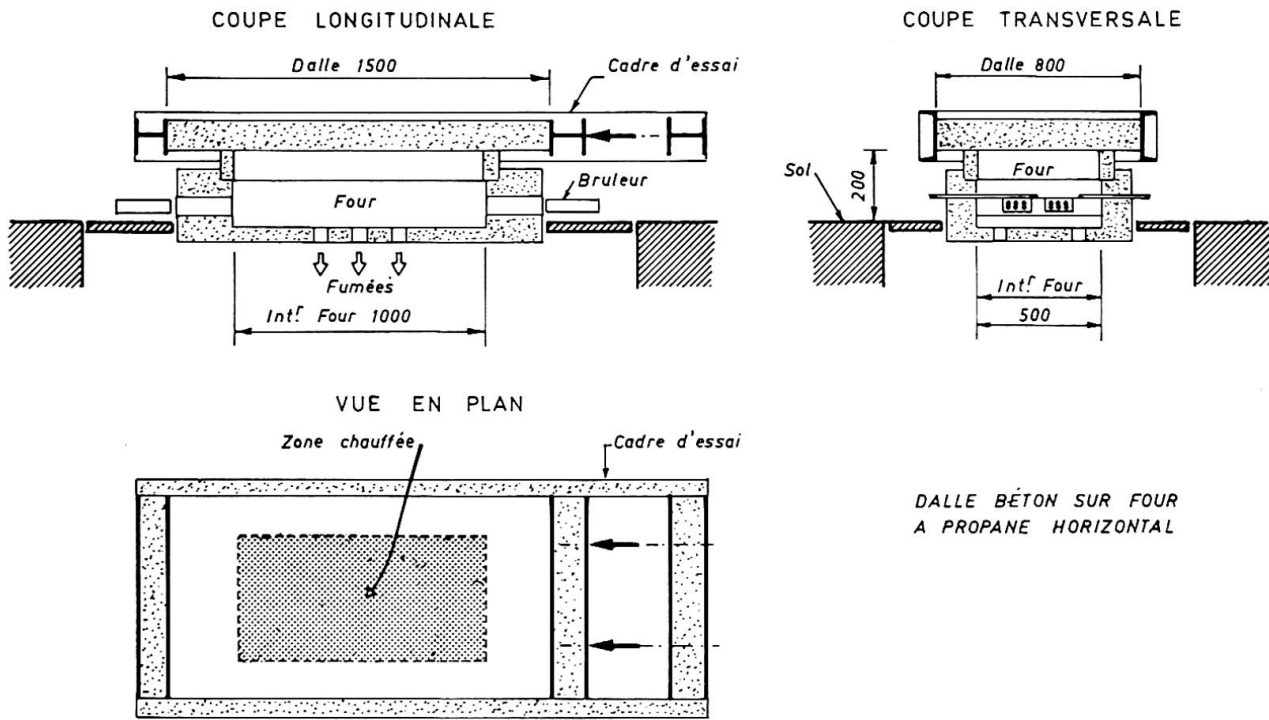
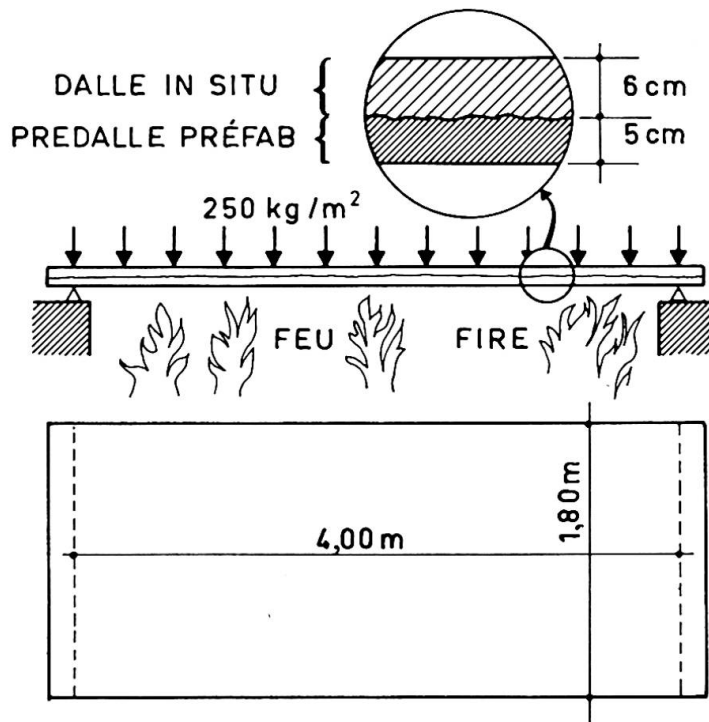
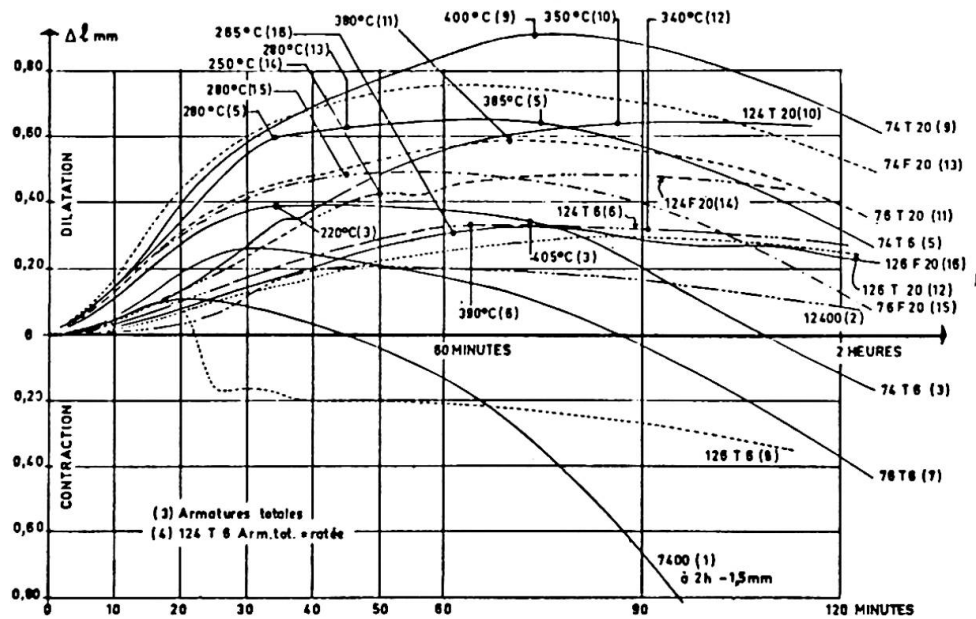


Fig. 1.- Schéma des dalles comprimées axialement et du dispositif d'essais.





28.7.76 ESSAIS ÉCLATEMENTS CHAMPS SUR MERNE.

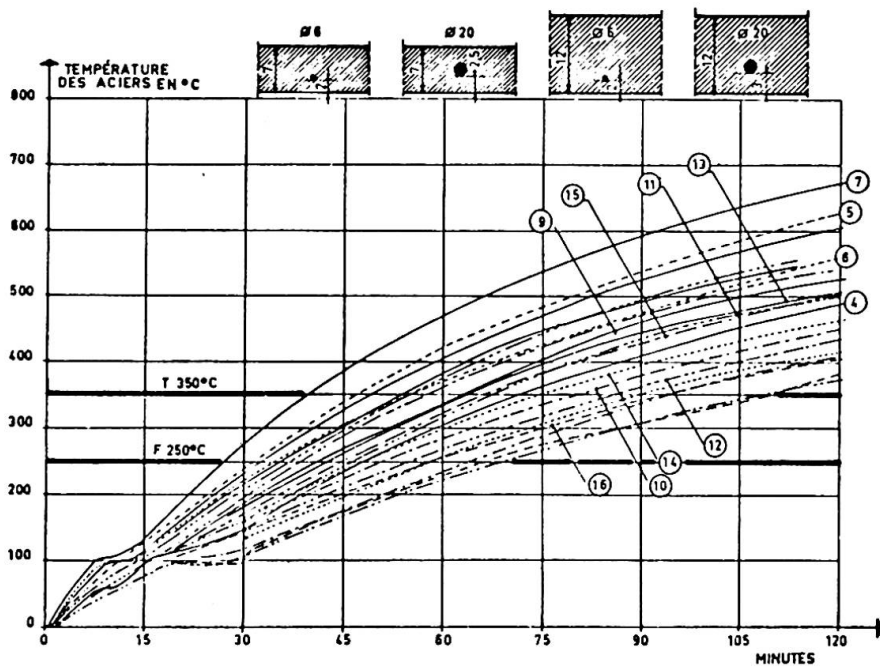


Fig. 2 et 3.- Essais d'éclatements de dalles comprimées axialement.
Dilatation axiale et température des aciers :

- premier nombre (7 - 12) : épaisseur en cm
- deuxième nombre (4 : $e/c = 0,40$
 (6 : $e/c = 0,65$
- troisième nombre (T 6 : acier écroui \varnothing 6 mm
 (T 20 : acier écroui \varnothing 20 mm
 (F 20 : acier doux \varnothing 20 mm

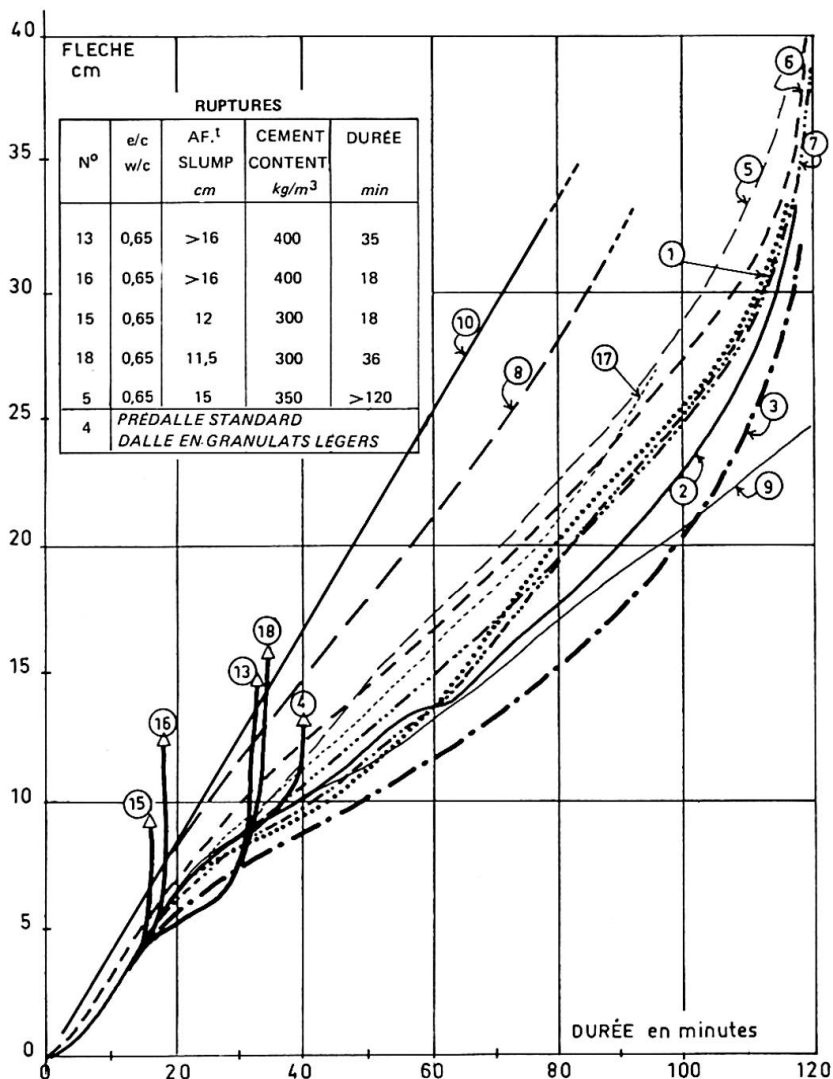


Fig. 5. Essais de prédalles (bi-couches) : Mesure des flèches.

Repérage des échantillons :

1. Élément standard.

- (prédalle : 5 cm - silico-calcaire - e/c = 0,45 - moule vibrant -
350 kg/m³ de CPA 400 étuvé à 60°C - armature Ø 12 tous les 19 cm.
- (dalle : 6 cm - silico-calcaire - e/c = 0,50 - aiguille vibrante -
350 kg/m³ de CPAL 325 non chauffé.

Repère	Autres échantillons	Paramètre
2. 3.	prédalle = 0 cm, dalle = 11 cm prédalle = 5 cm, dalle = 9 cm) épaisseur
5. 6. 7.	prédalle non vibrée (e/c = 0,65) prédalle aiguille vibrante (e/c = 0,45) prédalle moule vibrant (e/c = 0,45)) Mode de serrage
4. 8. 9. 10.	prédalle = 5 cm, dalle = 11 cm de granulats légers prédalle granulats silico-calcaires prédalle granulats calcaires prédalle granulats siliceux) Type de granulats
11. 12.	prédalle - armature Ø 16 tous les 33 cm prédalle - armature Ø 8 tous les 9 cm) Armature
13. 14. 15. 16. 17. 18.	Dalle e/c = 0,50 Prédalle 400 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,65) " e/c = 0,50 " 300 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,45) " e/c = 0,50 " 300 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,65) Dalle e/c = 0,65 Prédalle 400 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,65) " e/c = 0,65 " 300 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,45) " e/c = 0,65 " 300 kg/m ³ de CPA 400 e/c = 0,65)) Ciment et e/c

Ainsi nous avons constaté (figure 5) :

- à un dosage en ciment portland de 350 kg/m³, une prédalle non vibrée à la fabrication entraîne des flèches importantes à partir de la première heure et la ruine après 2 heures lors du refroidissement ;
- le type de granulat utilisé pour la prédalle joue un rôle important : ainsi pour atteindre une flèche de 1/30e, le temps est passé de 30 minutes à une heure lorsque l'on remplace la silice par du calcaire ;
- quel que soit le dosage (300 ou 400 kg/m³ de ciment portland), un rapport eau/ciment de 0,65 entraîne une rupture brutale très rapide au cours de la première demi-heure de l'essai, alors que la sous-face est entre 260 et 300°C, les aciers entre 115 et 125°C, l'interface entre 60 et 90°C et la surface entre 18 et 20°C. La rupture s'explique par la désolidarisation complète à l'interface ;
- une surface d'accrochage insuffisamment rugueuse constitue un chemin préférentiel pour l'eau, et si certaines zones lisses sont entourées de parties rugueuses, cela peut provoquer un décollement brutal des deux couches.

D'ici un an, nous pourrons grâce en partie à ces résultats compléter le règlement actuellement en vigueur en France concernant le calcul des ouvrages au feu (D.T.U. "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton").

RESUME

L'intervention traite du rôle de l'eau libre se trouvant dans le béton au moment de l'incendie dans les deux cas suivants:

- Dalles homogènes de 7 et 12 cm soumises à une contrainte de compression unidirectionnelle dans leur plan de 80 daN,
- Dalles isostatiques constituées de 2 couches de béton d'âges différents chargées uniformément.

Les recherches en cours montrent l'incidence sur la température des armatures et leur comportement selon qu'il s'agit d'aciers doux ou écrouis, l'importance d'un dosage suffisant en béton (350 kg/m³), de la qualité de la mise en oeuvre et de la qualité de la liaison entre les deux couches de béton.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Artikel behandelt die Wirkung des Freiwassers im Beton unter Brandbeanspruchung in den zwei folgenden Fällen:

- Homogene Platten, 7 und 12 cm stark, die einer eindimensionalen Druckspannung von 80 daN in ihrer Ebene unterworfen sind,
- Statisch bestimmte Platten unter Gleichlast, die aus einem 5 cm starken vorgefertigten Element und einem Aufbeton bestehen.

Die laufenden Untersuchungen zeigen den Einfluss der Bewehrungen auf die Temperatur und ihr Verhalten je nachdem, ob es sich um naturharten oder um kaltverformten Stahl handelt, die Bedeutung einer genügenden Zementdosierung (350 kg/m³), die Verarbeitungsgüte und die Güte der Haftung zwischen den beiden Betonlagen.

SUMMARY

The paper concerns the action of free water in concrete during a fire into the following cases:

- Uniform slabs of 7 and 12 cm thickness submitted to an axial load in their own plan of 800 N,
- Isostatic slabs formed by a layer of concrete poured in situ on a precast 5 cm thin slab with uniform loading.

The investigation in progress shows the action of the reinforcing bars on the temperature and on their behaviour in relation with the type of steel bars, the importance of the cement contents (more than 350 kg/m³), of the water/cement ratio, and of the good quality of the bonding between the two concrete layers.

Spalling of Concrete in Actual Fire

Eclatement du béton dans un incendie réel

Ausplatzen von Beton bei einem echten Brand

K. SHIRAYAMA

Director

F. TOMOSAWA

Section Chief

K. KAWASE

Section Chief

Building Research Institute, Ministry of Construction

Tokyo, Japan

Spalling experiment conducted with fifty-two 1m x 1m test panels of reinforced concrete has shown a prominent effect of free water in concrete on spalling phenomenon of both lightweight and ordinary aggregate concrete, as we have reported in the preliminary report. The result shows that spalling is liable to occur when the amount of free water in concrete is increased above the range of 120 to 130kg per cubic meter of concrete. 1)

Fig. 1 and fig. 2 show the examples of test panels exposed to fire. The test panel in fig. 1 made of ordinary aggregate concrete and having 140kg/m³ of free water shows a remarkable spalling, while the panel in fig. 2 made of lightweight aggregate concrete shows a slight spalling on the exposed surface, the amount of free water being 120kg/m³.

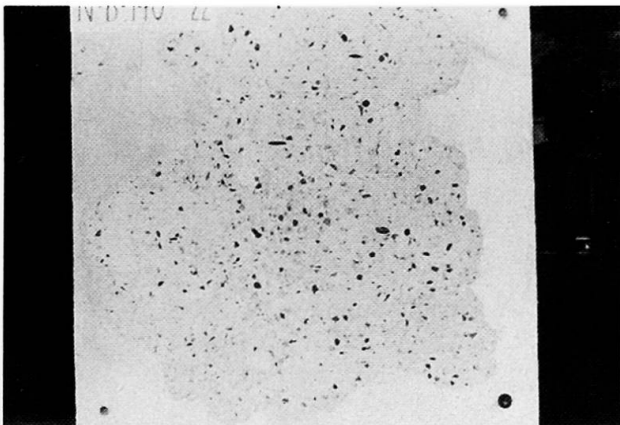


Fig.1

Ordinary aggregate concrete test panel
having 140 kg/m³ of free water

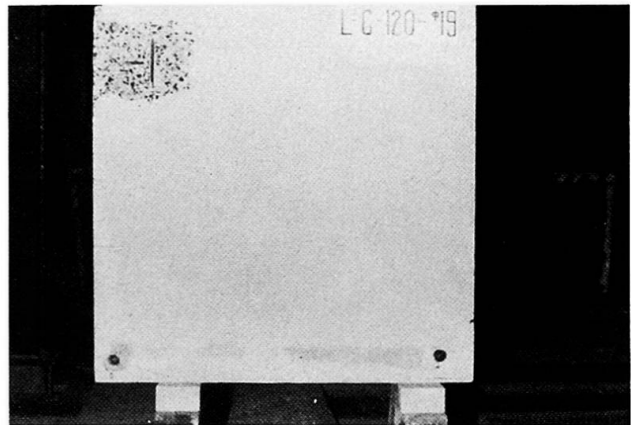


Fig.2

Lightweight aggregate concrete test panel
having 120 kg/m³ of free water

An investigation is now under consideration to make clear what amount of free water exists in realized concrete structures. A preliminary study for this investigation on the loss of free water from $\phi 15 \times 30$ cm cylinder made of lightweight aggregate concrete in the course of atmospheric drying in the room shows that lightweight aggregate concrete has about 100 to 120kg/m³ of free water at the age of 3 months, and the amount of free water of air dried concrete seems to be in equilibrium within this level (fig. 3).

We can consider that the amount of free water in the lightweight aggregate concrete in realized structures also decreases to this level after the age of 3 months or more, according to the size and exposure conditions of the concrete elements. For ordinary concrete, the initial and the equilibrium amount of free water is less than those for lightweight aggregate concrete.

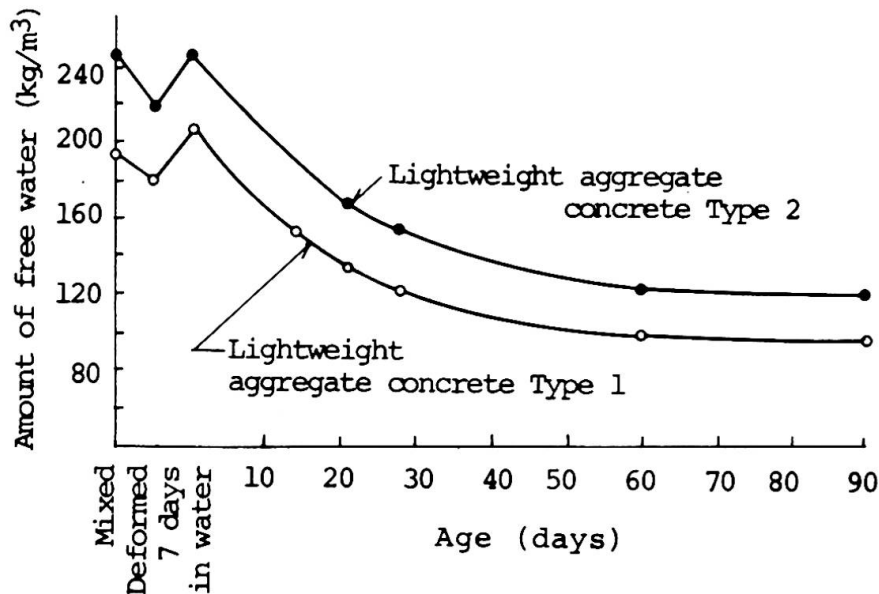


Fig. 3 Loss of free water from lightweight aggregate concrete ($\phi 15 \times 30$ cylinder)

The following are some examples of spalling phenomenon in actual fire which seem to represent different levels of the amount of free water and different types of aggregate used. The examples are limited but we could recognize an effect of the amount of free water in concrete on spalling in actual fire, as in the experiment.

Example 1: Explosive Spalling Occurred in Fire of a Reinforced Concrete Structure Building under Construction

This example, reported by K. Kizawa and S. Ohgishi in 1967, shows a remarkable spalling in concrete during hardening. A five-story reinforced concrete shop building having 2,200m² total floor area was under construction when fire spread from the 3rd to the 5th floor, 5 days after concreting in the 4th story and floor slab of the 5th story. It was 17th day after concreting in the 3rd story.

Spalling was so much intensive as to be explosive at the 5th story floor slab and at the bearing wall around the elevator shaft in the 3rd and 4th story. The concrete was of ordinary aggregate

and the amount of free water should have been very high because of early ages of concrete (fig. 4).



Fig.4
Spalling at the wall of the
elevater shaft

Example 2: Spalling in Fire of a Reinforced Concrete and Steel Structure Building Nearing Opening

The building was a six-story steel structure with a basement of reinforced concrete, having 60,000m² total floor area. The floor slab of each story was of reinforced lightweight aggregate concrete except that ordinary aggregate concrete was used in the basement.

Fire occurred at the basement, just before the opening of the building, spread from the 2nd to the 4th floor, the 1st floor remaining undestroyed, and continued for 15 hours smoldering. It was about 6 months after concreting.

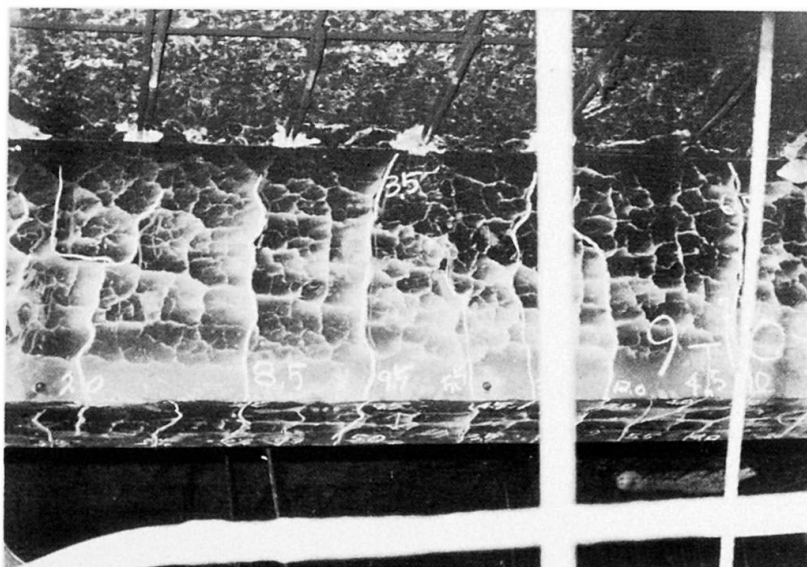


Fig.5
Spalling at the under side of floor slab

Spalling of concrete was observed at the under side of each floor slab and at the reinforced concrete beam and girder of the basement. It was so much remarkable in severely attacked slabs that the lower reinforcing bars of the slabs were entirely bared out (fig. 5).

It was considered that the cause of this remarkable spalling could be a fairly high content of free water in the concrete, especially in that of the basement, and the long duration of fire due to the abundance of combustibles.

Example 3: Spalling in Fire after Gas Explosion of a Precast Concrete Structure Apartment House

The building was of a composite structure of H section steel frame and precast concrete large panels. The large panels were made of lightweight aggregate concrete and manufactured by steam curing. Fire occurred after gas explosion in an apartment on the 6th floor and spread to adjoining 5 apartments.

Though the damage by the gas explosion was so heavy as to destroy the walls and slabs (fig. 6), spalling was observed only at the lower corner of the beams and around the ventiration opening penetrating them (fig. 7). The cause of the slight spalling might be a fairly low content of free water in the concrete due to steam curing.

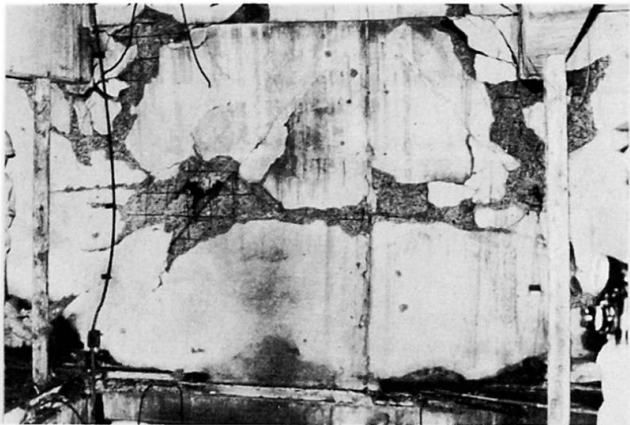


Fig.6
A wall destroyed by gas explosion



Fig.7
Spalling at the beam

Example 4: Spalling in Fire of a Reinforced Lightweight Aggregate Concrete Apartment House

The apartment house is of a composite structure of lightweight aggregate concrete cast-in-situ, having 11 stories. Fire occurred in March 1976, i.e. 6 years after completion, in an apartment on the 8th floor and this apartment was fully burnt out.

Spalling could scarcely be observed except at the under side of balcony slab of the upper story. The spalled part was about 80cm x 50cm, depth about 2cm, and its appearance was as same as that of test panels spalled in our experiment. This part has been attacked directly by the flame going out from the broken window, and the amount of free water in the slab should have been higher than in interior elements (fig. 8).



Fig.8

Spalling at the under side of balcony slab

SUMMARY

Four examples of spalling of concrete in actual fire representing different levels of the amount of free water and different types of aggregates used are shown. An effect of the amount of free water in concrete on spalling could be significant in actual fire as in the experiment, the amount of free water in realized concrete structures being to be investigated.

RESUME

On présente 4 exemples d'éclatement du béton dans un incendie réel, avec des bétons correspondant à différentes quantités d'eau libre et à des agrégats différents. L'effet d'une certaine quantité d'eau libre pourrait être déterminant pour l'éclatement du béton, dans des incendies réels comme en laboratoire, mais il reste à déterminer la quantité d'eau libre se trouvant en réalité dans le béton des structures existantes.

ZUSAMMENFASSUNG

Vier Beispiele des Ausplatzens von Beton bei einem echten Brand werden gezeigt; die Betons werden mit verschiedenen Mengen Freiwasser und mit verschiedenen Aggregaten vorbereitet. Die Wirkung einer gewissen Menge Freiwasser auf das Ausplatzen des Betons könnte sowohl bei wirklichen Bränden wie auch im Labor entscheidend sein, es wäre aber noch notwendig, die Menge Freiwasser im Beton von bestehenden Bauwerken festzustellen.

Leere Seite
Blank page
Page vide