

## PRELEGerea 7

# STABILITATEA LA FOC

# A STRUCTURILOR CONSTRUCȚIILOR

### Generalități

Proiectarea construcțiilor implică și verificarea la acțiunea focului a elementelor structurii portante: stâlpi, grinzi, pereți, planșee etc.; aceasta presupune că structurile portante ale clădirilor trebuie să își mențină funcția capacității portante un timp normat pentru a asigura:

- îndeplinirea funcțiilor specifice produselor pentru construcții cu rol în securitatea la incendiu;

- securitatea utilizatorilor (cât se presupune că sunt prezenți în clădire) și a forțelor de intervenție;

- evitarea prăbușirii clădirii.

Rezistența la foc minimă a principalelor elemente de construcții care intră în alcătuirea structurii portante a clădirii se precizează în reglementări tehnice specifice; pentru România, P118-99-Siguranța la foc a construcțiilor, tabelul 7.1a.

**Tabelul 7.1a** Rezistența la foc a elementelor de construcții (P118-99)

Nr. crt.	Tipul elementelor construcției	Gradul de rezistență la foc				
		I	II	III	IV	V
1	Stâlpi, coloane, pereți portanți	2½ ore	2 ore	1 ora	30 min	-
2	Pereți interiori neporanți	30 min	30 min	15 min	15 min	-
3	Pereți exteriori neporanți	15 min	15 min	15 min	-	-
4	Grinzi, planșee, nervuri, acoperișuri terasă	1 ora	45min (30 min)*	45 min (30 min)*	15 min	-
5	Acoperișuri autoportante fără pod (inclusiv contravântuiri), șarpante ale acoperișurilor fără pod	45 min (30 min)*	30 min (15 min)*	15 min	-	-
6	Panouri de învelitoare și suporturi continue ale învelitorilor combustibile	15 min	-	-	-	-

Notă 1. \* În clădirile și compartimentele de incendiu în care densitatea sarcinii termice nu depășește 840 MJ/m<sup>2</sup> (cu excepția clădirilor înalte, foarte înalte cu săli aglomerate, cele care adăpostesc persoane ce nu se pot evacua singure și cele cu echipament de importanță deosebită) se pot aplica valorile rezistențelor la foc din paranteze.

În unele țări, precum Anglia, există în reglementările naționale precizări privitoare la rezistența la foc minimă pentru funcțiuni ( uzuale) ale clădirilor, tabelul 7.1b.

**Tabelul 7.1b** Rezistența la foc a clădirilor (*Building Regulations Part. B*)

Funcțiuni	Rezistența la foc (min)					
	Subsol, inclusiv planșeul de deasupra		Parter sau etaj superior			
	Adâncimea maximă a subsolului (m)		Înălțimea la planșeul superior (m)			
	> 10	≤ 10	≤ 5	≤ 18	≤ 30	
Case	30	30	30	60	improbabil	
Clădiri rezidențiale:						
a. bloc apartamente						
- fără sprinklere	90	60	30	60	90	nepermis
- cu sprinklere	90	60	30	60	90	120
b. instituții	90	60	30	60	90	120
c. alte rezidențiale	90	60	30	60	90	120
Birouri:						
- fără sprinklere	90	60	30	60	90	nepermis
- cu sprinklere	60	60	30	30	60	120
Spații comerciale:						
- fără sprinklere	90	60	60	60	90	nepermis
- cu sprinklere	60	60	30	60	60	120
Spații întâlniri, recreere						
- fără sprinklere	90	60	60	60	90	nepermis
- cu sprinklere	60	60	30	60	60	120
Spații industriale:						
- fără sprinklere	120	90	60	90	120	nepermis
- cu sprinklere	90	60	30	60	90	120
Spații depozitare, altele nerezidențiale						
a. orice clădire sau parte nedescrisă în altă parte						
- fără sprinklere	120	90	60	90	120	nepermis
- cu sprinklere	90	60	30	60	90	120
b. parcaje vehicule ușoare						
- deschise pe fațade	neaplicabil	neaplicabil	15	15	15	60
- oricare altele	90	60	30	60	90	120

Problema stabilității structurii construcțiilor aflate în situația de incendiu este reglementată de actele normative europene/Eurocod-uri, elaborate de CEN (*Comité Européen de Normalisation*) și însușite de statele membre ale Comunității Europene (inclusiv România, unde au fost publicate ca standarde naționale SR EN ...).

*Eurocod-urile* sunt standarde europene pentru proiectarea și/sau verificarea lucrărilor de construcții, cuprinzând metode pentru stabilirea acțiunilor, calculul solicitărilor și evaluarea rezistenței elementelor structurale; acestea sunt recunoscute ca referințe pentru:

- probarea conformității clădirilor și lucrărilor inginerești cu *cerința esențială 1* (*stabilitate și rezistență mecanică*) și *cerința esențială 2* (*securitate la incendiu*);
- asigurarea bazei tehnice la contractarea lucrărilor de construcții și serviciilor tehnice asociate;

- asigurarea bazei tehnice pentru elaborarea specificațiilor tehnice armonizate produselor pentru construcții.

Eurocod-urile sunt inspirate din standardele internaționale elaborate de ISO, dar nu sunt pe deplin armonizate cu acestea, diferind prin notații, relații etc.; principiile, metodele de analiză și de calcul sunt asemănătoare.

Eurocod-urile au fost concepute, inițial, ca reglementări obligatorii ce urmau să înlocuiască reglementările naționale similare, dar, ulterior, pentru că nu a fost pe deplin posibilă înlocuirea, s-a admis să se țină seama de specificul național, versiunile actuale prevăzând, în anumite subcapitole sau relații de calcul, posibilitatea introducerii valorilor determinate la nivel național pentru unii parametri (*Nationally Determined Parameters - NPD*); așa au apărut *anexele naționale* care se referă la:

- valori și/sau clase unde eurocod-ul prevede alternative;
- date specifice țării respective (geografice, climatice etc.);
- proceduri naționale de utilizare, când eurocod-ul prevede posibilitatea elaborării unor proceduri alternative;
- decizii pentru aplicarea anexelor informative;
- referiri la informații complementare care nu trebuie să fie contradictorii cu conținutul eurocod-ului și să ajute utilizatorul în aplicarea acestuia.

Eurocod-urile pot fi grupate în:

- generale:
  - Eurocod 0/SR EN 1990: Bazele calculului structurilor;
  - Eurocod 1/SR EN 1991: Acțiuni asupra structurilor;
  - Eurocod 7/SR EN 1997: Calculul geotehnic;
  - Eurocod 8/SR EN 1998: Calculul structurilor pentru rezistența seismică;
- particularizate tipurilor structurale (cuprinzând reguli privind proiectarea tipului respectiv la acțiuni mecanice și din variația obișnuită a temperaturii, precum și *din variația temperaturii produsă în situația de incendiu*):
  - Eurocod 2/SR EN 1992: Proiectarea structurilor din beton;
  - Eurocod 3/SR EN 1993: Proiectarea structurilor din oțel;
  - Eurocod 4/SR EN 1994: Proiectarea structurilor mixte (din oțel și beton);
  - Eurocod 5/SR EN 1995: Proiectarea structurilor din lemn;
  - Eurocod 6/SR EN 1996: Proiectarea structurilor din zidărie;
  - Eurocod 9/SR EN 1999: Proiectarea structurilor din aluminiu.

Eurocod 1 și fiecare eurocod particularizat tipului de structură conțin o parte privind *expunerea la foc a structurilor (Partea 1-2)*; aspectul (încadrabil protecției pasive la incendiu) este tratat în termenii calculului structural în vederea asigurării stabilității elementelor structurale și limitării efectelor incendiului.

Eurocod 1 (partea 1-2) precizează modul evaluării acțiunii incendiilor.

Procedurile, metodele și relațiile de calcul recomandate de eurocod-uri, utilizate la verificarea elementelor structurale aflate în situația de incendiu, sunt recunoscute pe piața europeană a serviciilor de proiectare.

## **7.1 Acțiuni în situația incendiului**

### **Generalități**

Calculul la foc al structurilor construcțiilor în situația de incendiu presupune parcurgerea unui proces etapizat:

- selecția *scenariilor de incendiu de calcul*, relevante pentru compartimentul de incendiu ales;

- atribuirea *focurilor de calcul* corespunzând scenariilor de incendiu de calcul, în vederea stabilirii temperaturii la exteriorul elementelor structurale incendiate;
- analiza transferului de căldură la structurile incendiate;
- stabilirea acțiunilor la structurile incendiate;
- verificarea rezistenței la foc a structurilor incendiate.

Situația de incendiu generează la nivelul elementelor structurale:

- *acțiuni termice*, consecința fenomenului radiației și/sau convecției și/sau conducției;
- *acțiuni mecanice*, consecința încărcărilor și/sau deformațiilor impuse și/sau variațiilor din temperatură etc..

Verificarea rezistenței la foc a structurii, după caz, se poate face:

- în domeniul rezistențelor, relația 7.1a:

$$R_{fi,d,t} (X_{d,fi}) \geq E_{fi,d}(F_{fi,d}) \quad (7.1a)$$

- și/sau, pentru unele tipuri de structuri, în domeniul timpului, relația 7.1b:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (7.1b)$$

- și/sau, pentru unele tipuri de structuri, în domeniul temperaturilor, relația 7.1c:

$$\theta_{cr,d} \geq \theta_d \quad (7.1c)$$

unde:  $t_{fi,d}$  este rezistența la foc proiectată a elementului structural, în *min*;

$t_{fi,requ}$  - rezistența la foc cerută elementului structural, în *min*;

$R_{fi,d,t}$  - rezistența de proiectare a elementului structural, în situația de incendiu, la momentul  $t$ ;

$X_{d,fi}$  - valoarea de proiectare a proprietății mecanice a materialului în situația de incendiu;

$E_{fi,d,t}$  - efectul semnificativ al acțiunilor de proiectare în situația de incendiu, la momentul  $t$ ;

$F_{fi,d}$  - valorile de proiectare ale acțiunilor în situația de incendiu;

$\theta_{cr,d}$  - temperatura critică de proiectare;

$\theta_d$  - temperatura proiectată.

### 7.1.1 Selecția scenariilor de incendiu și focurilor de calcul

#### Generalități

*Stabilirea scenariilor de incendiu de calcul.* *Scenariul de incendiu* descrie, calitativ, evoluția unui incendiu în timp, identificând evenimentele cheie care îl caracterizează și îl diferențiază de alte incendii posibile într-o incintă.

Situațiile de incendiu avute în vedere la aprecierea riscului la incendiu determină mai multe *scenarii de incendiu*, dintre acestea reținându-se cele maxim probabile și care constituie *scenariile de incendiu de calcul*.

Pentru structurile la care există riscuri la incendiu specifice ca o consecință a altor acțiuni accidentale, acestea trebuie luate în considerare la conceptul *securității globale*.

*Stabilirea focurilor de calcul.* Pentru fiecare scenariu de incendiu de calcul și compartiment de incendiu se estimează un model de incendiu numit *foc de calcul*; focul de calcul se aplică numai unui singur compartiment de incendiu la un moment dat, în afara cazurilor în care se specifică altfel în scenariul de incendiu de calcul.

## Modele de incendiu

În cazul evaluării performanței de rezistență la foc a structurilor construcțiilor, modelul de incendiu este un mod pentru definirea evoluției temperaturii gazelor în vecinătatea elementelor structurale și este numit:

- *scenariu de referință*, în cazul încercărilor experimentale la foc;
- *foc de calcul*, în cazul calculelor analitice/numerice la foc.

Modelele de incendiu pot fi: *convenționale* (numite și *nominale*) sau *naturale* (numite și *parametrice*).

### Modele convenționale/nominale de incendiu

Modelul acțiunii termice care corespunde unui incendiu generalizat este cel dat de *curba temperatură-timp ISO 834*, relația 7.2a și figura 7.1:

$$\theta_g = 345 \times \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (7.2a)$$

unde:  $\theta_g$  este temperatura gazelor, în  $^{\circ}\text{C}$ ;

$t$  - durata expunerii termice, în *min*.

Coeficientul transferului de căldură prin convecție corespunzător este  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

Modelul de incendiu este utilizat la evaluarea performanțelor produselor expuse la un foc în plină desfășurare; acesta poate fi considerat foc de calcul relevant în cazul structurilor la care autoritățile naționale specifică cerințe de rezistență la foc, exceptând cazul când există alte specificații.

Modelul acțiunii termice în cazul unui incendiu din interiorul construcției acționând asupra unui element structural prin exteriorul construcției (cazul pereților fațadelor) este cel dat de *curba focului exterior*, relația 7.2b și figura 7.1:

$$\theta_g = 660 \times (1 - 0,687^{-0,32t} - 0,313^{-3,8t}) + 20 \quad (7.2b)$$

Coeficientul transferului de căldură prin convecție corespunzător este  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

Modelul acțiunii termice în cazul unui incendiu mai sever (cu o viteză de creștere a temperaturii mai mare ca cea dată de curba ISO 834) este cel dat de *curba armonizată a hidrocarburilor*, relația 7.2c și figura 7.1:

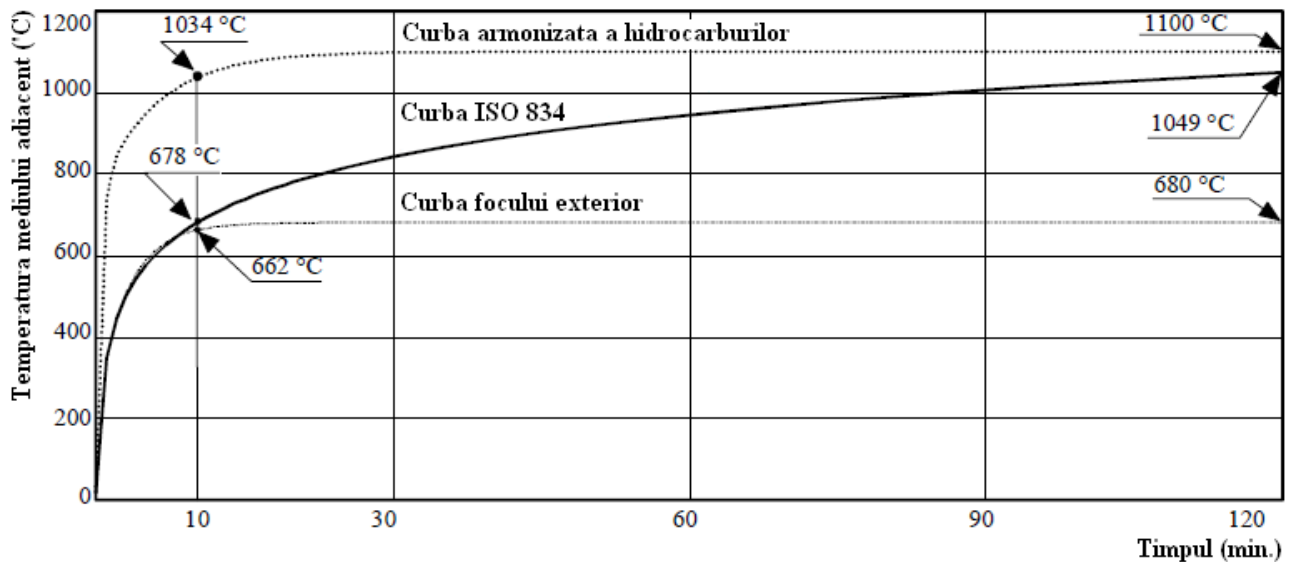
$$\theta_g = 1080 \times (1 - 0,325^{-0,167t} - 0,675^{-2,5t}) + 20 \quad (7.2c)$$

Coeficientul transferului de căldură prin convecție corespunzător este  $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

În cazul unor obiective speciale (tuneluri de trafic, centrale nucleare etc.), specificațiile tehnice pot impune scenarii de incendiu extreme, pentru care modelele convenționale de incendiu sunt date de curbe nominale caracteristice acestor situații severe.

### Modele naturale/parametrice de incendiu

Modelul natural/parametric de incendiu pentru un spațiu închis dintr-o construcție (încăpere, grup de încăperi, parte a unei construcții) ia în considerare: densitatea sarcinii termice (tipul, cantitatea și viteza arderei), alimentarea cu aer a incendiului, forma și dimensiunile elementelor ce delimitează compartimentul de incendiu, proprietățile termice și mecanice ale elementelor de închidere, influența instalației de stingere a incendiilor (efectul intervenției instalației cu sprinklere), acțiunea echipei de intervenție (care poate fi facilitată prin activarea unei instalații de detectare a incendiului).



**Figura 7.1** Modele convenționale de incendiu, curbe temperatură-timp  
(după Jean-Baptiste Schleich)

Conceptul focului parametric furnizează o metodă relativ simplă de aproximare a unui foc într-un compartiment peste limita flashover-ului; focul parametric este mai realist decât focul standard. Focul parametric își are rădăcinile în studiile lui Wickström (1981, 1982). Bazat pe bilanțul căldurii dintr-un compartiment de incendiu, el a sugerat că focul depinde în totalitate de raportul dintre suprafața compartimentului și inerția termică a pereților ce îl delimitează. Acesta a folosit curbele suedeze (Magnusson și Thelandersson 1970) pentru a valida teoria. Faza răcirii este foarte complexă, aceasta depinzând de rata combustiei, distribuția combustibilului și ventilația spațiului. Pentru simplificare, Wickström a definit o variație liniară pentru descreșterea focului.

Coeficientul transferului de căldură prin convecție în cazul utilizării modelelor naturale de incendiu este  $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$ , în afara cazului în care există alte informații sigure.

Modelele naturale/parametrice de incendiu sunt: *simple*, *avansate* și *combinat*.

*Modelul natural simplu de incendiu* (cu domeniu de aplicare limitat) se bazează pe parametri fizici precum densitatea sarcinii termice de calcul,  $q_{f,d}$ , mărimea golurilor etc., SR EN 1991-1-2, Anexa E; modelul simplu de incendiu poate fi: *la nivelul compartimentului* sau *localizat*.

*Modelul de incendiu la nivelul compartimentului* presupune că distribuția temperaturilor pentru tot compartimentul de incendiu analizat este uniformă, dar variabilă cu timpul, relațiile 7.3 și figura 7.2 (SR EN 1991-1-2, Anexa A, Jean-Marc Franssen, Raul Zaharia, 2008):

- pentru  $t_{lim} > t_{max}$ , foc controlat prin ventilație:

- temperatura în faza creșterii incendiului este dată de relația 7.3.1a:

$$\theta_g = 1325 \times (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{+1,7t^*} - 0,472e^{-1,9t^*}) + 20 \text{ pentru } t = t_{max} \quad (7.3.1a)$$

- temperatura în faza regresiei incendiului este dată de relația 7.3.1b ( $t_{max}^* = \Gamma \times t_{max}$  și  $\theta_{max}$  este dat de 7.3.1a pentru  $t^* = t_{max}^*$ ):

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625 \times (t^* - t_{max}^*) && \text{pentru } t_{max}^* \leq 0,5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 \times (3 - t_{max}^*) \times (t^* - t_{max}^*) && \text{pentru } 0,5 < t_{max}^* < 2,0 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 \times (t^* - t_{max}^*) && \text{pentru } 2,0 < t_{max}^* \end{aligned} \quad (7.3.1b)$$

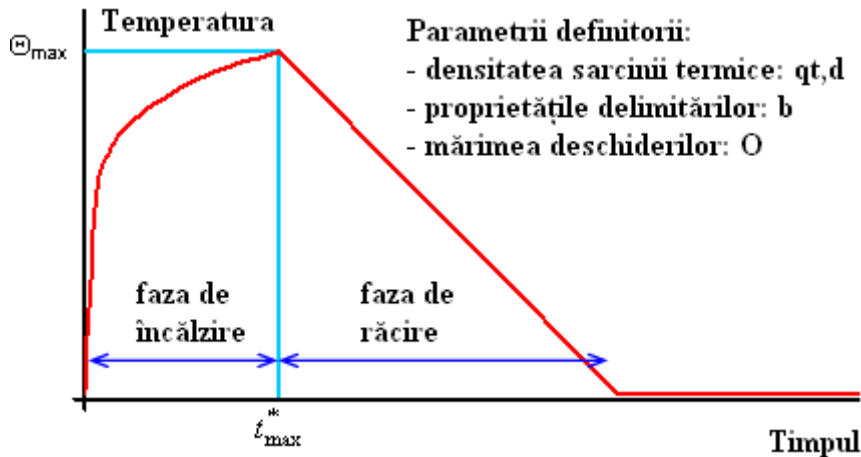
- pentru  $t_{lim} \leq t_{max}$ , foc controlat prin combustibil:

- temperatura în faza creșterii incendiului este dată de relația 7.3.2a

$\theta_g = 1325 \times (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{+1,7t^*} - 0,472e^{-1,9t^*}) + 20$  pentru  $t = t_{max}$  (7.3.2a)  
 - temperatura în faza regresiei incendiului este dată de relația 7.3.2b ( $t_{lim}^* = \Gamma \times t_{lim}$  și  $\theta_{max}$  este dat de 7.3.1a pentru  $t^* = t_{max}^*$ ):

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625 \times (t^* - t_{lim}^*) && \text{pentru } t_{max}^* \leq 0,5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 \times (3 - t_{max}^*) \times (t^* - t_{lim}^*) && \text{pentru } 0,5 < t_{max}^* < 2,0 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 \times (t^* - t_{lim}^*) && \text{pentru } 2,0 < t_{max}^* \end{aligned} \quad (7.3.2b)$$

unde:  $t_{lim}$  - perioada încălzirii cea mai scurtă, dependentă de viteza dezvoltării incendiului (25 min pentru viteză mică, 20 min pentru viteză medie, 15 min pentru viteză mare);  
 $t_{lim}^*$  - un timp corectat ( $t_{lim}^* = \Gamma_{lim} \times t_{lim}$ ), în ore.  
 $t_{max}$  - timp ( $t_{max} = 0,2 \times 10^{-3} \times q_{t,d} / O$ , dependent de densitatea sarcinii termice,  $q_{t,d}$ , și factorul deschiderii,  $O$ ), în ore;  
 $t_{max}^*$  - un timp corectat ( $t_{max}^* = \Gamma \times t_{max}$ , unde  $\Gamma$  este dependent de factorul deschiderii,  $O$ , și inerția termică a pereților perimetrali,  $b$ ), în ore;  
 $\theta_g$  este temperatura gazelor, în  $^{\circ}C$ ;  
 $t^*$  - un timp corectat ( $t^* = \Gamma \times t$  sau  $t^* = \Gamma_{lim} \times t$  unde  $\Gamma_{lim}$  este dependent de factorul deschiderii,  $O_{lim}$ , și inerția termică a pereților perimetrali,  $b$ ), în ore.



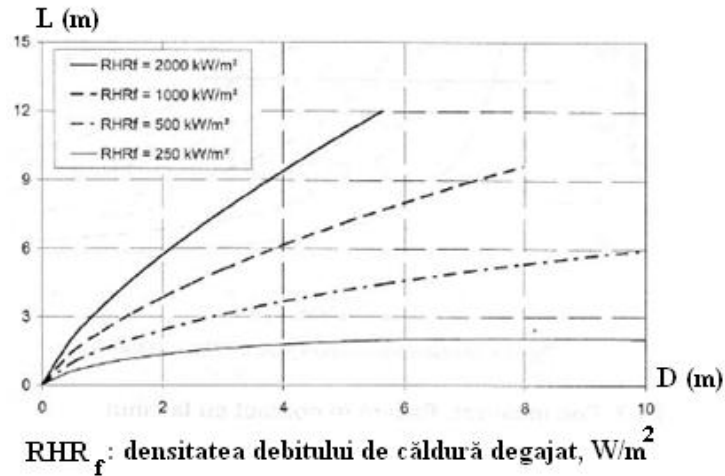
**Figura 7.2** Model natural de incendiu la nivelul compartimentului (după *One Stop Shop in Structural Fire Engineering*, Professor Colin Bailey, University of Manchester)

Modelul de incendiu localizat presupune extinderea incendiului la un spațiu limitat din interiorul compartimentului de incendiu, pentru care temperatura spațiului este neuniformă și variabilă cu timpul (SR EN 1991-1-2, Anexa C). Prin calculul lungimii flăcării incendiului localizat (relația 7.4 și figura 7.3) și compararea cu distanța de la focarul incendiului la tavan,  $H$ , se deosebesc două situații, fiecareia corespunzându-i un model de incendiu localizat:

- cu flacără fără contact cu tavanul (model Heskestad);
- cu flacără în contact cu tavanul (model Hasemi).

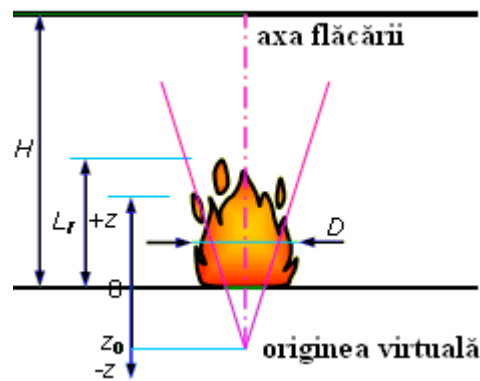
$$L_f = -1,02 \times D + 0,0148 \times Q^{0,4} \quad (7.4)$$

unde:  $L_f$  este lungimea flăcării unui incendiu localizat, în  $m$ ;  
 $Q$  - debitul căldurii degajate ( $RHR_f$ ), în  $W/m^2$ ;  
 $D$  - dimensiunea caracteristică a focului (diametrul, flacăra presupunându-se de formă circulară în secțiune transversală), în  $m$ .



**Figura 7.3** Înălțimea flăcării funcție de diametrul focului și căldura degajată

Modelul de incendiu localizat cu flacără fără contact cu tavanul; în acest caz, modelul furnizează distribuția temperaturilor numai pe înălțimea focului localizat,  $\Theta_z$ , măsurată în  $^{\circ}C$ , figura 7.4, relația 7.5a și figura 7.5,



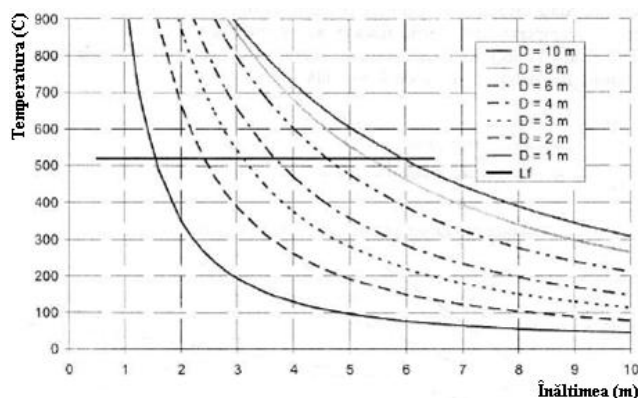
**Figura 7.4** Modelul incendiului localizat cu flacără fără contact cu tavanul (modelul Heskestad)  
(după *One Stop Shop in Structural Fire Engineering*,  
Professor Colin Bailey, University of Manchester)

$$\Theta_z = 20 + 0,25 \times Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900^{\circ}C \quad (7.5a)$$

unde:  $Q_c$  este fracțiunea din convecție a debitului căldurii degajate  $Q$ , cu  $Q_c = 0,8 \times Q$ ;  
 $z_0$  - poziția originii virtuale dată de relația 7.5b, în  $m$ .

$$z_0 = 0,00524 \times Q^{0,4} - 1,02 \times D \quad (7.5b)$$





**Figura 7.5** Evoluția temperaturii pentru  $RHR_f = 500 \text{ kW/m}^2$

Modelul de incendiu localizat cu flacără în contact cu tavanul; în acest caz, modelul furnizează fluxul termic primit pe unitatea de arie a suprafeței expuse focului la nivelul tavanului,  $h$ , măsurată în  $\text{W/m}^2$ , figura 7.6, și relațiile 7.6a,

$$\begin{aligned} h &= 100000 && \text{dacă } y \leq 0,30 \\ h &= 136300 \text{ până la } 121000 \times y && \text{dacă } 0,30 < 0,1 \leq y \\ h &= 15000 \times y^{-3,7} && \text{dacă } y \geq 1,0 \end{aligned} \quad (7.6a)$$

pentru care se calculează parametrul dat de relația 7.6b,

$$y = (r + H + z') / (L_h + H + z') \quad (7.6b)$$

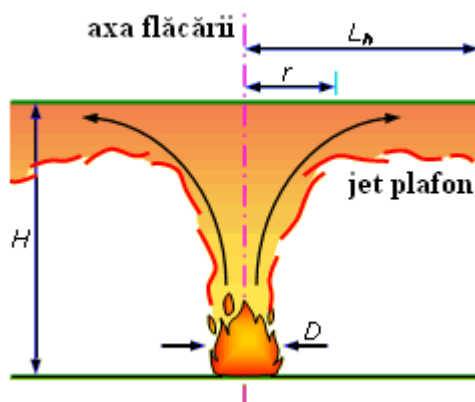
unde:  $z'$  este poziția verticală a sursei virtuale, în  $m$ , care se calculează cu relația 7.6c,

$$\begin{aligned} z' &= 2,4 \times D \times (Q_D^{*0,4} - Q_D^{*2/3}) && \text{dacă } Q_D^* < 1 \\ z' &= 2,4 \times D \times (1,0 - Q_D^{*0,4}) && \text{dacă } Q_D^* \geq 1 \end{aligned} \quad (7.6c)$$

unde:  $Q_D^*$  este valoarea debitului căldurii degajate;

$r$  - distanța orizontală dintre axa verticală a focului și verticala punctului din tavan în care este calculat fluxul termic, în  $m$ ;

$H$  - distanța dintre focarul incendiului și tavan, în  $m$ .



**Figura 7.6** Modelul de incendiu localizat cu flacără în contact cu tavanul (modelul Hasemi) (după *One Stop Shop in Structural Fire Engineering*, Professor Colin Bailey, University of Manchester)

Lungimea flăcării măsurate pe orizontală,  $L_h$ , în  $m$ , se calculează cu relația 7.6d,

$$L_h = 2,9 \times H \times (Q_H^*)^{0,33} - H \quad (7.6d)$$

pentru care se calculează parametrul dat de relația 7.6e.

$$Q_H^* = Q / (1,11 \times 10 \times H^{2,5}) \quad (7.6e)$$

*Modelul natural avansat de incendiu* se bazează pe proprietățile gazelor, transferul masei și transferul energiei; acesta poate fi: *cu o zonă, cu două zone și bazat pe dinamica fluidelor/Computational Fluid Dynamic-CFD* (SR EN 1991-1-2, Anexa D).

*Modelul de incendiu cu o zonă* presupune uniforma distribuție a temperaturilor, dar variabilă cu timpul, la nivelul întregului compartiment de incendiu.

*Modelul de incendiu cu două zone* presupune existența unui strat superior al aerului, cu grosimea constantă, a cărei temperatură este considerată uniformă, dar variabilă cu timpul, și a unui strat inferior al aerului, tot cu grosimea constantă, a cărei temperatură, mai mică decât a stratului superior, este tot uniformă dar variabilă cu timpul.

*Modelul de incendiu bazat pe dinamica fluidelor de incendiu (CFD)* presupune evoluția temperaturilor la nivelul întregului compartiment de incendiu în concordanță cu spațiul și timpul analizat.

*Modelul natural combinat de incendiu* este precum cel obținut din combinarea modelului de incendiu cu două zone și modelului de incendiu localizat.

## 7.1.2 Analiza transferului de căldură la structurile incendiate

Analiza distribuției temperaturilor la interiorul unui element structural trebuie să țină cont de poziția focului de calcul față de elementul care face obiectul analizei:

- pentru elemente exterioare se ia în considerare posibila expunere la foc prin deschiderile din fațade și/sau acoperișuri (SR EN 1991-1-2, Anexa B);

- pentru pereții exteriori ai compartimentului de incendiu se ia în considerare expunerea la focul din interior (de la compartimentul de incendiu respectiv) și alternativ din exterior (de la alte compartimente de incendiu), după caz.

Analiza temperaturii la nivelul elementelor structurale se poate face utilizând, ca acțiune, fie:

- modele convenționale de incendiu bazate pe curbe temperatură-timp (standardizate), analiza efectuându-se pentru o durată specificată, fără a se lua în considerare faza de regresie (durata specificată poate fi stabilită cu reglementările naționale sau obținută din SR EN 1991-1-2, Anexa F, urmând specificațiile anexei naționale);

- modele naturale de incendiu, analiza făcându-se pentru toată durata incendiului, inclusiv faza regresiei (pe baza anexei naționale la SR EN 1991-1-2 pot fi stabilite perioade limitate pentru rezistența la foc).

În cazul determinării analitice a răspunsului structurii la acțiunea termică, programul termic care stă la baza stabilirii fluxului de căldură transmis elementului structural este dat de curba nominală ISO 834, relația 7.2a.

Acțiunea termică a focului (pentru toate situațiile în care aceasta se manifestă în vecinătatea elementului structural, este dată de o temperatură unică, *Jean-Marc Franssen, Raul Zaharia, 2008*) poate fi definită de *fluxul net total al căldurii*,  $\dot{h}_{net}$ , în  $W/m^2$ , aplicat suprafeței elementului structural independent sau component al unei substructuri sau structurii, dat de relația 7.7,

$$\dot{h}_{net} = \gamma_{n,c} \times \dot{h}_{net,c} + \gamma_{n,r} \times \dot{h}_{net,r} \quad (7.7)$$

unde:  $\dot{h}_{net,c}$  este componenta din convecție a fluxului net al căldurii, care se calculează cu relația 7.7a, în  $W/m^2$  (în Eurocod  $h$  poartă și un punct deasupra);

$\dot{h}_{net,r}$  - componenta din radiație a fluxului net al căldurii, care se calculează cu relația 7.7b, în  $W/m^2$  (în Eurocod  $h$  poartă și un punct deasupra);

$\gamma_{n,c}, \gamma_{n,r}$ , - factori de siguranță ce multiplică cele două fluxuri și care au caracter național (se iau cu valoarea 1,0 după SR EN 1991-1-2);

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m) \quad (7.7a)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \times \varepsilon_m \times \varepsilon_f \times \sigma \times ((\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4) \quad (7.7b)$$

unde:  $\alpha_c$  este coeficientul transferului de căldură prin convecție, în  $W/m^2 K$ ;

$\Theta_g$  - temperatura gazelor în vecinătatea elementului expus focului, în  $^{\circ}C$ ;

$\Theta_m$  - temperatura suprafeței elementului expus focului, în  $^{\circ}C$ ;

$\Phi$  - factorul de formă;

$\varepsilon_m$  - emisivitatea suprafeței elementului;

$\varepsilon_f$  - emisivitatea focului;

$\sigma$  - constanta lui Stefan Boltzmann ( $5,67 \times 10^{-8} W/m^2 K^4$ );

$\Theta_r$  - temperatura efectivă a radiației atmosferei incendiului, în  $^{\circ}C$ .

Acțiunea focului produce:

- *efecte directe*, privind modificarea proprietăților materialului constitutiv: fizico-chimice, precum modulul elasticității, deformațiile specifice, rezistențele;

- *efecte indirecte*, privind deformarea din variația temperaturii: în ax (alungire) și/sau pe secțiune (încovoiere).

### 7.1.3 Stabilirea acțiunilor la structurile incendiate

#### Generalități

Durata de analiză a deformării structurii incendiate trebuie să fie aceeași cu cea de analiză a transferului de căldură.

#### Acțiuni și combinații ale acțiunilor

În urma procesului armonizării legislației tehnice românești privind proiectarea construcțiilor la acțiuni generale și obișnuite din variația temperaturii, cu cea a Comunității europene, a fost elaborat standardul *SR EN 1990-Bazele proiectării structurilor*; acesta definește o serie de noțiuni pe care le precizăm în continuare.

*Acțiunile, F*, după modul de manifestare, pot fi:

- *directe*:

- forțe aplicate elementelor structurale;

- *indirecte*:

- deformații impuse cauzate de: variația temperaturii, tasările diferențiate sau provocate de cutremure, umiditatea mediului etc.;

- accelerații provocate de cutremure sau de alte surse (dilatări termice);

sau, după același criteriu, mai pot fi:

- *fixe*, la care distribuția și poziția pe structură nu se modifică; *acțiunea liberă* poate avea diverse distribuții și poziții pe structură;

- *statice*, care nu provoacă forțe inertiiale la nivelul elementului structural;

- *dinamice*, care provoacă forțe inerțiale semnificative la nivel structural;

- *cvasistatice*, care sunt static-echivalente unor acțiuni dinamice.

Acțiunile, după variația lor în timp, pot fi:

- *permanente*,  $G$ , pentru care variația în timp este nulă sau neglijabilă: acțiuni directe din greutatea proprie a construcției, a echipamentelor fixate pe construcții etc. și acțiuni indirecte datorate contracției betonului, tasărilor diferențiate, precomprimării etc.;

- *variabile*,  $Q$ , pentru care variația în timp nu este nici monotonă și nici neglijabilă: acțiunile la nivelul planșeelor și acoperișurilor, acțiunea zăpezii, vântului, împingerii pământului, fluidelor și materialelor pulverulente etc.;

- *accidentale*,  $A$ , de durată scurtă și intensitate semnificativă, care se exercită cu probabilitate redusă asupra structurii pe durata vieții proiectate: incendiile, cutremurele, exploziile, impactul vehiculelor.

*Valoarea caracteristică a unei acțiuni*,  $F_k$ , corespunde unei probabilități mici de depășire a valorii acesteia în sens defavorabil pentru siguranța structurii, pe parcursul unui interval de timp de referință. Valoarea caracteristică se determină ca fracție a repartiției statistice a acțiunii.

*Valoarea frecventă a unei acțiuni variabile*,  $\psi_1 \times Q_k$ , corespunde unei valori apropiate de o valoare centrală a repartiției statistice a valorii acțiunii.

*Valoarea cvasipermanentă a unei acțiuni variabile*,  $\psi_2 \times Q_k$ , corespunde unei valori exprimate ca o fracțiune din valoarea caracteristică a acțiunii ( $\psi_2 \leq 1$ ); această valoare este folosită pentru verificarea la stări limită ultime ce implică acțiuni accidentale și verificarea la stări limită de serviciu reversibile. Valorile cvasipermanente sunt utilizate și pentru calculul efectelor pe termen lung.

*Valoarea de proiectare a unei acțiuni*,  $F_d$  ( $d$ , de la *design* sau *proiectare*), este obținută din valoarea caracteristică prin aplicarea unor *coeficienți parțiali de siguranță*,  $\gamma_f$  (ce iau în considerare incertitudinile nealeatorii, cu caracter defavorabil asupra siguranței structurale care caracterizează acțiunea) sau altor coeficienți definiți în codul românesc *CR 0*. Valorile de proiectare pot fi alese și direct, când se stabilesc valori conservative/acoperitoare.

*Proiectarea structurilor construcțiilor* se face prin *metoda coeficienților parțiali de siguranță*, constând în *verificarea tuturor situațiilor de proiectare* utilizând *valorile de proiectare în cazul acțiunilor* (regăsite în *efectele lor* pe structură) și *valorile de proiectare în cazul rezistențelor* (la proiectarea structurilor în domeniul comportării neliniare și al comportării la oboseală trebuie aplicate reguli specifice).

Valorile de proiectare se stabilesc după cum urmează:

- în cazul acțiunilor, relația 7.8a;

$$F_d = \gamma_f \times F_k \quad (7.8a)$$

- în cazul efectelor ( produse de acțiunile de proiectare), relația 7.8b;

$$E_d = \gamma_{Ed} \times E(F_d) \quad (7.8b)$$

- în cazul rezistenței materialelor, relația 7.8c;

$$X_d = 1/\gamma_m \times X_k \quad (7.8c)$$

- în cazul rezistenței elementelor structurale (sau capacității portante a lor), relația 7.8d:

$$R_d = 1/\gamma_{Rd} \times R(X_d) \quad (7.8d)$$

Verificarea structurilor portante supuse încărcărilor statice și dinamice se face la *starea limită ultimă, SLU*, și *starea limită de serviciu, SLS* (cazul în care efectele dinamice pe structură sunt determinate folosind încărcări statice echivalente: efecte dinamice din vânt, trafic etc.).

Starea limită ultimă, *SLU*, caracterizează:

- cedarea structurii portante și/sau deformarea excesivă a elementelor acesteia sau infrastructurii sau terenului;
- pierderea echilibrului static al structurii portante sau al unei părți a acesteia, considerată corp rigid.

În cazul stării limită ultime, structura portantă, infrastructura și terenul de fundare trebuie să asigure:

- la verificarea rezistenței, îndeplinirea relației 7.9a,

$$E_d \leq R_d \quad (7.9a)$$

- la verificarea stabilității, îndeplinirea relației 7.9b,

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (7.9b)$$

unde: *dst* se referă la acțiunile care produc destabilizarea structurii;

*stab* - la acțiunile care asigură stabilitatea structurii.

Starea limită de serviciu, *SLS*, caracterizează aducerea structurii portante în imposibilitatea exploatării normale a construcției.

În cazul stării limită de serviciu, structura portantă, infrastructura și terenul de fundare trebuie să asigure, la verificare, că valorile efectelor pe secțiune/element/structură sunt mai mici decât valorile limită ale criteriilor de serviciu considerate.

### **Acțiuni și combinații de acțiuni în situația incendiului**

Acțiunea focului asupra structurilor aflate în situația de incendiu este clasificată ca *acțiune accidentală* și, alături de alte acțiuni simultane cu ea, poate constitui *combinații excepționale*.

Pentru verificarea elementului structural, substructurii sau structurii portante la starea limită ultimă (în situația de incendiu), încărcările de proiectare se grupează, în cazul *combinației excepționale*, conform relației 7.10, determinând *efecte de proiectare în condițiile incendiului*,  $E_{fi,d}$ ,

$$\Sigma \gamma_{GA} \times G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i} + \Sigma A_d(t) \quad (7.10)$$

unde:  $G_{k,j}$  este acțiunea permanentă curentă, *j*;

$\gamma_{GA}$  - coeficientul parțial de siguranță al încărcărilor permanente la starea limită ultimă (în situația de incendiu  $\gamma_{GA} = 1,0$ );

$Q_{k,1}$  - acțiunea variabilă dominantă;

$\psi_{1,1}$  - coeficientul de combinare a încărcării variabile dominante, tabelul 7.2;

$Q_{k,i}$  - acțiunea variabilă curentă, *i*;

$\psi_{2,i}$  - coeficientul de combinare a încărcării variabile nedominante, tabelul 7.2;

$A_d(t)$  - acțiunea accidentală (din foc, seism etc.).

Acțiunile simultane cu incendiul avute în vedere în cazul verificării rezistenței la foc prin utilizarea unei combinații pentru temperatura normală implică:

- considerarea lor ca pentru un calcul la temperatura normală;
- utilizarea valorilor reprezentative în cazul acțiunilor variabile care corespund situației excepționale de incendiu (conform standardului în vigoare);
- neluarea în considerare a diminuării încărcării permanente ca urmare a consumării materialului prin ardere;
- neluarea în considerare a încărcării din zăpadă din cauza eventualei topiri sau luarea încărcării din zăpadă dacă este cazul;

- neluarea în considerare a acțiunilor rezultând din operațiunile industriale etc..

Acțiunile directe ce se manifestă în situația de incendiu la stabilirea valorilor de proiectare trebuie să utilizeze valorile de proiectare ale proprietăților termice și mecanice ale materialelor, specificate în părțile privitoare la calculul la foc al structurilor, SR EN 1992 ... SR EN 1996 și SR EN 1999.

**Tabelul 7.2** Coeficienții de combinare pentru starea limită ultimă în situația de incendiu

<i>Categoriile ale încărcării la clădiri</i>	<i>Coeficienți de combinare</i>	
	$\psi_{1,1}$	$\Psi_{2,i}$
<i>Încărcări din exploatare (EN 1991-1-1):</i>		
- categoria A: în clădiri civile, rezidențiale	0,5	0,3
- categoria B: în spații pentru birouri	0,5	0,3
- categoria C: în spații cu aglomerări de persoane	0,7	0,6
- categoria D: în spații pentru comerț	0,7	0,6
- categoria E: în spații pentru depozitare	0,9	0,8
<i>Încărcări din trafic în spații:</i>		
- categoria F: pentru vehicule cu greutate $\leq 30$ kN	0,7	0,6
- categoria G: $30$ kN < pentru vehicule cu greutate $\leq 160$ kN	0,5	0,3
- categoria H: la acoperișuri	0,0	0,0
<i>Încărcări din zăpadă, altitudinea (EN 1991-1-3):</i>		
- $H \leq 1000$ m	0,2	0,0
- $H > 1000$ m	0,5	0,2
<i>Încărcări din vânt</i>	0,2	0,0

Acțiunile indirecte din variația temperaturii (din expunerea la foc) generează efecte precum deplasări, forțe în rezeme și solicitări în elementele structurale (forțe axiale, forțe tăietoare și momente) care trebuie considerate, în afara situațiilor în care:

- se poate admite, a priori, că sunt neglijabile sau favorabile;
- sunt luate în considerare prin condițiile rezemării și alte condiții pe contur conservative/acoperitoare și/sau sunt considerate implicit prin cerințele securității la incendiu specificate în mod conservativ/acoperitor.

Acțiunile indirecte care trebuie avute în vedere sunt:

- dilatarea împiedicată a elementelor prin natura lor: stâlpii într-o structură în cadre multietajată cu pereți rigizi;
- dilatarea termică diferențiată în elementele static nedeterminate: cazul dalelor planșelor continue;
- gradientii termici în secțiunile perpendiculare care conduc la solicitări interioare;
- dilatarea termică a elementelor învecinate: cazul cablurilor suspendate sau deplasării capătului unui stâlp din dilatarea dalei planșeului;
- dilatarea termică a elementelor care afectează alte elemente aflate în afara spațiului incendiat.

Acțiunile indirecte datorate elementelor învecinate pot să nu fie luate în considerare când cerințele securității la incendiu impun utilizarea incendiului standardizat ISO 834 ca model.

Acțiunile suplimentare simultane cu incendiul implică:

- neluarea în considerare a simultaneității acțiunii din incendiu cu alte acțiuni accidentale independente;
- luarea lor în considerare, cazul impactului datorat căderii unor elemente structurale sau utilaje grele (sau cazul celor impuse prin anexa națională);
- asigurarea rezistenței mecanice a pereților rezistenți la foc în cazul impactului orizontal.

## 7.2 Verificarea rezistenței la foc a structurilor incendiate

### Generalități

*Metodele analitice pentru verificarea rezistenței la foc a structurilor portante incendiate sunt: generale (aplicabile oricărei structuri portante) și/sau particulare (aplicabile structurilor portante realizate dintr-un anumit material).*

*Metodele alternative pentru verificarea rezistenței la foc a structurilor portante incendiate, la orice metodă analitică, sunt bazate pe rezultatele încercărilor experimentale (verificare în domeniul timpului) sau rezultatele încercărilor experimentale în combinație cu calcule.*

### 7.2.1 Metode analitice generale de verificare a rezistenței la foc

*Metodele analitice generale de verificare a rezistenței la foc a structurilor portante, în domeniul rezistențelor, implică, pentru fiecare element structural și pe toată durata expunerii la foc, respectarea inegalității din relația 7.13,*

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (7.13)$$

unde:  $E_{fi,d}$  este efectul (în particular solicitarea) produs de acțiunile de proiectare din combinația excepțională în situația de incendiu (inclusiv solicitările produse de variația în ax a temperaturii și existența gradientului temperaturii pe secțiunea transversală a elementului);

$R_{fi,d,t}$  - rezistența elementului/capacitatea portantă a secțiunii pentru SLU în condițiile incendiului la momentul  $t$ .

Determinarea efectului de proiectare,  $E_{fi,d}$ , se face cu: *metode de analiză avansate* (bazate pe teoria mediilor continue aplicată transferului căldurii și deformării, în cazul verificării la nivelul elementului structural, substructurii sau structurii) și/sau *simplificate* (utilizând metoda simplificată a factorului de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului, în cazul verificării la nivelul elementului structural și substructurii).

Determinarea rezistenței la focul de proiectare a elementului structural,  $R_{fi,d,t}$ , se face cu *metode specifice tipului structurii portante* (din beton armat, oțel, lemn, zidărie, aluminiu etc.).

La verificarea rezistenței la foc trebuie avute în vedere:

- când analiza deformării se efectuează la nivelul elementului structural:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variația proprietăților materialelor cu temperatura;
  - neluarea în considerare a efectelor termice indirecte;
  - stabilirea, în prealabil, a condițiilor rezemării, care se presupun neschimbate pe timpul expunerii la acțiunea focului;
- când analiza deformării se efectuează la nivelul substructurii:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variația proprietăților materialelor cu temperatura;
  - considerarea efectelor termice indirecte provenite din existența gradientului temperaturii pe secțiunea transversală a elementului;
  - stabilirea, în prealabil, a condițiilor rezemării, care se presupun neschimbate pe timpul expunerii la acțiunea focului;
- când analiza deformării se efectuează la nivelul structurii:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variația proprietăților materialelor cu temperatura;

- considerarea efectelor termice indirecte provenite din existența variației temperaturii în ax și existența gradientului temperaturii pe secțiunea transversală a elementului;

- stabilirea, în prealabil, a condițiilor rezemării, care se presupun neschimbate pe timpul expunerii la acțiunea focului.

Verificarea unei structuri la acțiunea focului, dacă modelul acceptat de incendiu este curba temperatură-timp ISO 834, se poate face pe baza unei analize a deformării la nivelul elementului structural.

### **Metoda simplificată a factorului de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului**

Metoda factorului de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului permite simplificarea determinării efectului produs de acțiunile combinate în condițiile incendiului,  $E_{fi,d}$ , făcând o analiză la momentul  $t=0$ , ca și în situația temperaturii normale (secțiunea 4 din SR EN 1991-1-2), aplicând relația 7.14,

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \times E_d \quad (7.14)$$

unde:  $E_d$  este efectul (ex. solicitarea) de proiectare determinat prin efectuarea unei analize la temperatura normală și pentru o combinație fundamentală de acțiuni, SR EN 1991-1-1;  
 $\eta_{fi}$  - factorul de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului, dat ca valoarea rezultată din aplicarea relației 7.15,

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1}) \quad (7.15)$$

sau ca valoarea cea mai mică rezultată din aplicarea relațiilor 7.16a și 7.16b, ușor superioară celei furnizate de relația 7.15,

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times \psi_{Q1} \times Q_{k,1}) \quad (7.16a)$$

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\zeta \times \gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1}) \quad (7.16b)$$

unde:  $G_k$  este valoarea caracteristică a încărcărilor permanente;  
 $Q_{k,1}$  - valoarea caracteristică a încărcării variabile dominante;  
 $\psi_{fi}$  - coeficientul unei acțiuni variabile în combinația incendiului, dat de  $\psi_{1,1}$  sau  $\psi_{2,i}$  (SR EN 1991-1-2), funcție de alegerea făcută în anexa națională;  
 $\gamma_G$  - coeficientul parțial de siguranță în cazul acțiunilor permanente, în condiții normale ( $\gamma_G=1,35$ );  
 $\gamma_{Q1}$  - coeficientul parțial de siguranță în cazul acțiunii variabile dominante (indice 1), în condiții normale ( $\gamma_{Q,1}=1,50$ );  
 $\zeta$  - factorul de reducere în cazul acțiunii permanente  $G$ , defavorabilă.

Pentru structurile portante de construcții, uzuale, factorul de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului se poate considera acoperitor:

- cazul celor din beton armat:

-  $\eta_{fi}=0,70$ ;

- cazul celor din oțel:

-  $\eta_{fi}=0,65$ , pentru categoria încărcărilor A÷D;

-  $\eta_{fi}=0,70$ , pentru categoria încărcărilor E;

- cazul celor din lemn:

-  $\eta_{fi}=0,60$ , pentru categoria încărcărilor A÷D;

-  $\eta_{fi}=0,70$ , pentru categoria încărcărilor E.



## 7.2.2 Metode analitice particulare de verificare a rezistenței la foc

Metodele analitice particulare realizează verificarea rezistenței la foc a structurilor în domeniul timpului sau temperaturilor.

Metoda particulară de verificare a rezistenței la foc în domeniul timpului implică respectarea inegalității din relația 7.17,

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (7.17)$$

unde:  $t_{fi,d}$  este timpul proiectat pentru menținerea rezistenței la foc a elementului structural în situația de incendiu, în *min*;

$t_{requ,t}$  - timpul cerut pentru menținerea funcției elementului structural în situația de incendiu, în *min*.

Din această categorie face parte metoda de verificare a rezistenței la foc a elementelor din beton, utilizând o procedură cu căutare în tabele.

Metoda particulară de verificare a rezistenței la foc în domeniul temperaturilor, pe toată durata expunerii la foc,  $t$ , implică respectarea inegalității din relația 7.18

$$\theta_{cr,d} \geq \theta_d \quad (7.18)$$

unde:  $\theta_d$  este temperatura proiectată a fi atinsă în cazul expunerii la foc, în  $^{\circ}C$ ;

$\theta_{cr,d}$  - temperatura critică de proiectare a elementului structural, în  $^{\circ}C$ .

Din această categorie face parte metoda de verificare a rezistenței la foc a elementelor din oțel, utilizând o procedură de calcul care se bazează pe temperatura critică de cedare mecanică a oțelului ( $\theta_{a,cr}$ ).

## 7.3 Particularitățile verificării la foc a structurilor din beton armat și precomprimat

### 7.3.1 Precizări specifice

Reglementările care asigură baza proiectării construcțiilor din beton armat aflate în situația de incendiu (figura 7.7) sunt:

- Eurocode 2: *Design of concrete structures - Part. 1-2: General rules - structural fire design*;

- SR EN 1992-1-2: *Calculul structurilor din beton-Partea 1-2: Reguli generale-Calculul comportării la foc*.



**Figura 7.7** Structură portantă din beton armat supusă acțiunii focului

### 7.3.2 Procedură particulară de verificarea rezistenței la foc

Ca alternativă la metoda generală de verificare a rezistenței la foc a elementelor structurale din beton armat și/sau precomprimat, în domeniul rezistențelor, se poate utiliza metoda particulară de verificare a rezistenței la foc, în domeniul timpului, cu ajutorul tabelelor care:

- prevăd dimensiuni minime specifice pentru elementele structurale tipice din beton armat și/sau precomprimat, în condițiile expunerii la foc după curba temperatură-timp ISO 834 și până la 240 de minute;

- conțin valori stabilite empiric, dar confirmate prin încercările experimentale efectuate și evaluarea teoretică a rezultatelor; valorile sunt acoperitoare, pentru ipotezele acceptate, oricare ar fi conductivitatea termică a betonului;

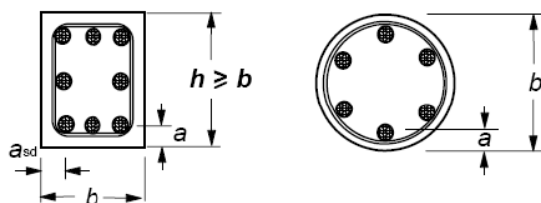
- conțin valori aplicabile betoanelor normale având densitatea 2000÷2600 kg/m<sup>3</sup> și realizate cu agregate silicioase;

- elimină verificările suplimentare privind *capacitatea portantă la torsiune, forța tăietoare, ancorajul armăturilor, ruperea explozivă* (cu excepția armăturii de la suprafață).

În cazul stâlpilor din structuri contravântuite expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 7.3a pentru metoda A sau tabelul 7.3b pentru metoda B și figura 7.8) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

- *b*, lățimea stâlpului, în *mm*;

- *a*, distanța de la axa armăturii longitudinale la suprafața betonului, în *mm* (figura 7.8).



**Figura 7.8** Elemente dimensionale pentru stâlpi (după COST C26 Prague)

**Tabelul 7.3a** Stâlpi din beton armat cu secțiune rectangulară sau cilindrică (metoda A)

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime: $b_{min} / a$ (mm)			
	Stâlp expus pe mai mult de o latură			Stâlp expus pe o latură
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30	200 / 25	200 / 25	200 / 32 300 / 27	155 / 25
R 60	200 / 25	200 / 36 300 / 31	250 / 46 350 / 40	155 / 25
R 90	200 / 31 300 / 25	300 / 45 400 / 38	350 / 53 450 / 40**	155 / 25
R 120	250 / 40 350 / 35	350 / 45** 450 / 40**	350 / 57** 450 / 51**	175 / 25
R 180	350 / 45**	350 / 63**	450 / 70**	230 / 55
R 240	350 / 61**	450 / 75**	-	295 / 70

Note:

1. \*\* Minim 8 bare.

2. Gradul de utilizare în situația incendiului,  $\mu_{fi} = E_{d,fi}/R_{d,fi,0}$ , ia în considerare combinarea încărcărilor, capacitatea portantă a secțiunii și efectele de ordinul doi (în loc de  $\mu_{fi}$  poate fi utilizat factorul de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situația incendiului  $\eta_{fi}$ , SR EN 1992-1-2:2006, 2.4.2).

**Tabelul 7.3b** Stâlpi din beton armat cu secțiune rectangulară sau cilindrică (metoda B)

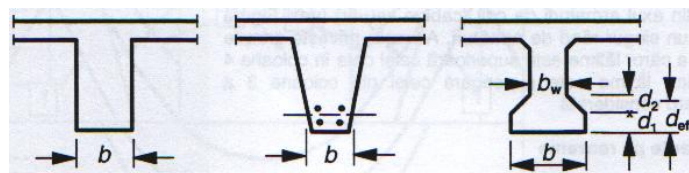
Rezistența la foc	Procentul de armare	Dimensiuni minime: $b_{min} / a$ (mm)			
		Stâlp expus pe mai mult de o latură			Stâlp expus pe o latură
		$n = 0,1$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	0,100	150 / 25*	150 / 25*	200 / 30 : 250 / 25*	300 / 30 : 350 / 25*
	0,500	150 / 25*	150 / 25*	150 / 25*	200 / 30 : 250 / 25*
	1,000	150 / 25*	150 / 25*	150 / 25*	200 / 30 : 300 / 25*
R 60	0,100	150 / 30 : 200 / 25*	200 / 40 : 300 / 25*	300 / 40 : 500 / 25*	500 / 25*
	0,500	150 / 25*	150 / 35 : 200 / 25*	250 / 35 : 350 / 25*	350 / 54 : 550 / 25*
	1,000	150 / 25*	150 / 30 : 200 / 25*	200 / 40 : 400 / 25*	300 / 50 : 600 / 30
R 90	0,100	200 / 40 : 250 / 25*	300 / 40 : 400 / 25*	500 / 50 : 550 / 25*	550 / 40 : 600 / 25*
	0,500	150 / 35 : 200 / 25*	200 / 45 : 300 / 25*	300 / 45 : 550 / 25*	500 / 50 : 600 / 40
	1,000	200 / 25*	200 / 40 : 300 / 25*	250 / 40 : 550 / 25*	500 / 50 : 600 / 45
R 120	0,100	250 / 50 : 350 / 25*	400 / 50 : 550 / 25*	550 / 25*	550 / 60 : 600 / 45
	0,500	200 / 45 : 300 / 25*	300 / 45 : 550 / 25*	450 / 50 : 600 / 25	500 / 60 : 600 / 50
	1,000	200 / 40 : 250 / 25*	250 / 50 : 400 / 25*	450 / 45 : 600 / 30	600 / 60
R 180	0,100	400 / 50 : 500 / 25*	500 / 60 : 550 / 25*	550 / 60 : 600 / 30	(1)
	0,500	300 / 45 : 450 / 25*	450 / 50 : 600 / 25*	500 / 60 : 600 / 50	600 / 75
	1,000	300 / 35 : 400 / 25*	450 / 50 : 550 / 25*	500 / 60 : 600 / 45	(1)
R 240	0,100	500 / 60 : 550 / 25*	550 / 40 : 600 / 25*	600 / 75*	(1)
	0,500	450 / 45 : 500 / 25*	550 / 55 : 600 / 25*	600 / 70*	(1)
	1,000	400 / 45 : 500 / 25*	500 / 40 : 600 / 30	600 / 60*	(1)

Note:

- \* Acoperirea cerută prin SR EN 1992-1-1 trebuie verificată.
- (1) Se cere o lățime mai mare de 60 mm; este necesară o evaluare specială la flambaj.
- Tabelul este valabil numai pentru stâlpi în structuri contravântuite pentru care nivelul încărcării unui stâlp la temperatura normală este  $n = N_{0Ed,fi} / 0,7 \times (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})$ , și respectă limita privind excentricitatea de ordinul întâi în situația incendiului,  $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi}$ , și limita privind zveltețea stâlpului în situația dincendiului,  $\lambda_{fi} = l_{0fi} / I$ , SR EN 1992-1-2:2006, 5.3.3.

În cazul grinzilor expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 7.4a în cazul celor simplu rezemate sau tabelul 7.4b în cazul celor continue și figura 7.9) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

- $b$ , lățimea grinzii, în mm;
- $b_w$ , lățimea inimii, în mm;
- $a$ , distanța medie de la axele armăturilor până la fața betonului, în mm.



**Figura 7.9** Elemente dimensionale pentru grinzi (SR EN 1992-1-2)

**Tabelul 7.4a** Grinzi simplu rezemate din beton armat/precomprimat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime: $a, b_{min}, b_w$ (mm)						
	Combinatii posibile $b_{min}$ și $a$				Grosime inimă $b_w$		
					Clasa WA	Clasa WB	Clasa WC
<i>R 30</i>	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
<i>R 60</i>	$b_{min}=120$ $a=40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
<i>R 90</i>	$b_{min}=150$ $a=55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
<i>R 120</i>	$b_{min}=200$ $a=65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
<i>R 180</i>	$b_{min}=240$ $a=80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
<i>R 240</i>	$b_{min}=280$ $a=90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

Notă:

- \* Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinată.

**Tabelul 7.4b** Grinzi continue din beton armat/precomprimat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime: $a, b_{min}, b_w$ (mm)						
	Combinatii posibile $a$ și $b_{min}$				Grosime inimă $b_w$		
					Clasa WA	Clasa WB	Clasa WC
<i>R 30</i>	$b_{min}=80$ $a=15^*$	160 12*	-	-	80	80	80
<i>R 60</i>	$b_{min}=120$ $a=25$	200 12*	-	-	100	80	100
<i>R 90</i>	$b_{min}=150$ $a=35$	250 25	-	-	110	100	100
<i>R 120</i>	$b_{min}=200$ $a=45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
<i>R 180</i>	$b_{min}=240$ $a=60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
<i>R 240</i>	$b_{min}=280$ $a=75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160

Notă:

- \* Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinată.

În cazul pereților expuși unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 7.5a în cazul celor neporanți sau tabelul 7.5b în cazul celor poranți) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

- grosimea peretelui, în *mm*;
- *a*, distanța de la axa armăturii longitudinale la suprafața betonului, în *mm*.

**Tabelul 7.5a** Pereți neporanți din beton armat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime: grosimea peretelui (mm)
<i>EI 30</i>	60
<i>EI 60</i>	80
<i>EI 90</i>	100
<i>EI 120</i>	120
<i>EI 180</i>	150
<i>EI 240</i>	175

**Tabelul 7.5b** Pereți portanți din beton armat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime: grosimea peretelui / distanța armătură-suprafață (mm)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	expunere pe o față	expunere pe două fețe	expunere pe o față	expunere pe două fețe
REI 30	100 / 10*	120 / 10*	120 / 10*	120 / 10*
REI 60	100 / 10*	120 / 10*	130 / 10*	140 / 10*
REI 90	120 / 20*	140 / 10*	140 / 25	170 / 25
REI120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
REI 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
REI 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	350 / 60

Notă:

1. \* Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 trebuie verificată.

În cazul planșelor expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 7.6a în cazul celor simplu rezemate sau tabelul 7.6b în cazul celor continue) dimensiunile minime se referă la:

- $h_s$ , grosimea planșeului, în mm;
- $a$ , distanța din axul armăturilor la fața inferioară a planșeului, în mm.

**Tabelul 7.6a** Planșee din beton armat simplu rezemate

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime (mm)			
	$h_s$	rezemare pe două laturi	$a$	
			rezemare pe patru laturi	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2,0$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Notă:

1. \* Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinată.

**Tabelul 7.6b** Planșee din beton armat continue

Rezistență la foc standard	Dimensiuni minime (mm)	
	$h_s$	rezemare pe patru laturi
		$l_y/l_x \leq 1,5$
REI 30	60	10*
REI 60	80	10*
REI 90	100	15*
REI120	120	20
REI 180	150	30
REI 240	175	40
REI 360	60	10*

Notă:

1. \* Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinată.

### 7.3.3 Determinarea rezistenței mecanice a elementelor structurale în situația incendiului

#### Metoda izotermei de 500°C

Metoda izotermei de 500°C, aplicabilă oricăror expuneri la foc exprimabile printr-o curbă temperatură-timp, se bazează pe ipoteza după care betonul aflat la o temperatură mai mare de 500°C se neglijează în calculul rezistenței secțiunii elementului structural, în timp ce betonul aflat la o temperatură sub 500°C participă cu rezistența sa inițială (nealterat de incendiu). Această metodă este aplicabilă unei secțiuni din beton armat sau precomprimat solicitată de o forță axială și/sau un moment încovoietor.

Temperaturile într-o structură din beton expusă la foc pot fi determinate prin încercări experimentale sau prin calcul (distribuțiile temperaturii indicate în SR EN 1992-1-2:2006, Anexa A, pot fi utilizate pentru determinarea temperaturilor în secțiunile drepte din betoanele cu agregate silicioase, expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834, până la timpul corespunzător momentului în care este atinsă temperatura maximă a gazelor; distribuțiile sunt conservative/acoperitoare pentru majoritatea altor agregate).

Metoda efectuează o reducere generală a dimensiunilor secțiunii pe zona degradată de căldură, care, la temperaturi peste 500°C, se consideră că nu mai contribuie la rezistența elementului. Grosimea betonului deteriorat,  $a_{500}$ , este considerată egală cu adâncimea medie a izotermei de 500°C. Secțiunea din beton reziduală păstrează valorile inițiale privind rezistența și modulul elasticității materialului, figura 7.10a.

Procedura pentru verificarea rezistenței la foc a unei secțiuni drepte din beton armat în situația de incendiu implică parcurgerea următoarelor etape:

- se determină poziția izotermei având temperatura 500°C pentru expunerea la focul specificat (convențional sau natural);
- se determină o nouă lățime  $b_{fi}$  și o nouă înălțime  $d_{fi}$  a secțiunii, excluzând betonul situat în afara izotermei având temperatura 500°C (a se vedea figura 7.10a-a); colțurile rotunjite ale izotermei pot fi asimilate cu ale unui dreptunghi sau pătrat apropiat de forma reală a izotermei, ca în figurile 7.10a, -b, -c;
- se determină temperatura armăturilor din betonul armat amplasate în zona întinsă și comprimată; temperatura unei armături oarecare din betonul armat poate fi evaluată plecând de la distribuția temperaturilor pe secțiune și este considerată ca temperatură în centrul armăturii (unele dintre armăturile betonului armat pot să fie situate în afara secțiunii reduse, cum se arată în figura 7.10a; cu toate acestea, ele pot fi luate în considerare în calculul rezistenței secțiunii expuse la foc);
- se determină rezistența redusă a armăturii datorată temperaturii;

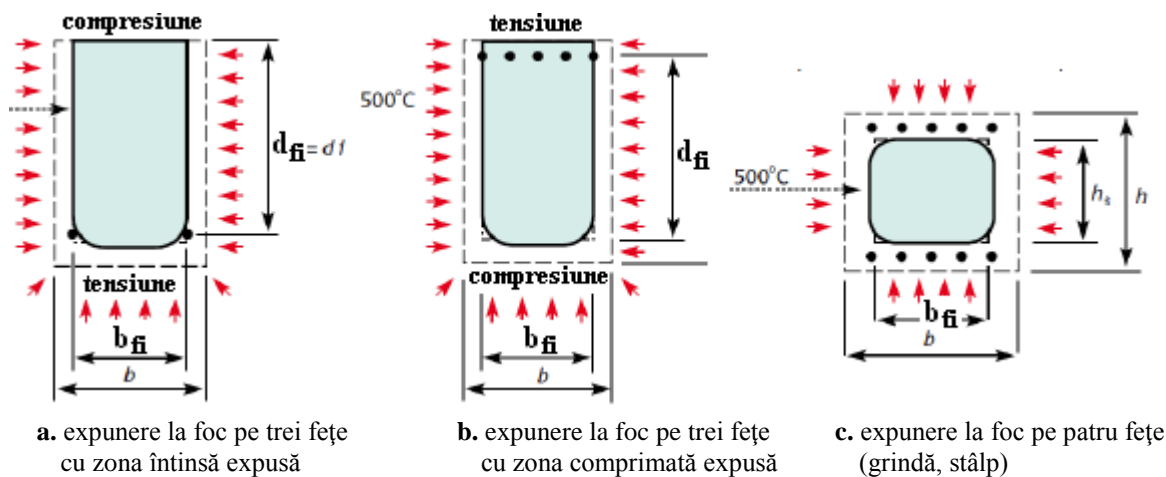
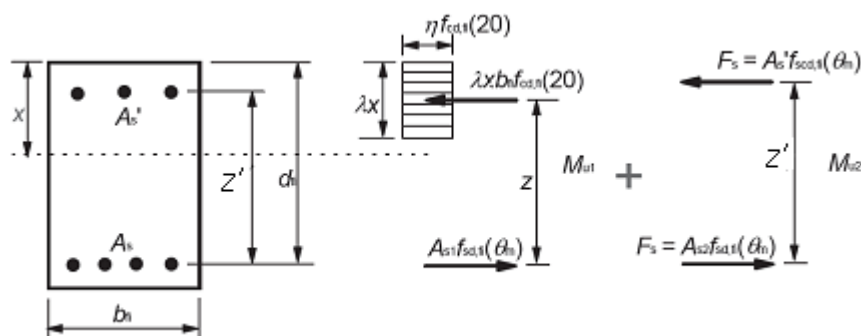


Figura 7.10a Secțiuni transversale reduse prin expunerea la foc

(după *Practical Design to Eurocode 2, The Concrete Center, 2012*)

- se utilizează metodele de calcul convenționale pentru secțiunea redusă în vederea determinării rezistenței secțiunii folosind rezistența armăturilor din betonul armat obținută anterior (figura 7.10b);



$\lambda, \eta$  sunt definite în SR EN 1992-1-1

**Figura 7.10b** Distribuția eforturilor la starea limită ultimă pentru o secțiune dreptunghiulară din beton, cu armături întinse și comprimate

- se compară rezistența secțiunii cu efortul de proiectare sau se compară rezistența la foc estimată cu rezistența la foc cerută.

Calculul momentelor încovoietoare pentru secțiuni drepte se prezintă în continuare:

$$\begin{aligned} M_{u1} &= A_{s1} \times f_{sd,fi}(\theta_m) \times z \\ \omega_k &= (A_{s1} \times f_{sd,fi}(\theta_m)) / (b_{fi} \times d_{fi} \times f_{cd,fi}(20)) \\ M_{u2} &= A_{s2} \times f_{scd,fi}(\theta_m) \times z' \\ A_s &= A_{s1} + A_{s2} \end{aligned}$$

unde:  $A_s$  este suprafața totală a armăturii din zona întinsă;

$A_{s1}$  - partea din secțiunea armăturii din zona întinsă în echilibru cu betonul comprimat;

$A_{s2}$  - partea din secțiunea armăturii din zona întinsă în echilibru cu armătura comprimată;

$A_s'$  - suprafața totală a armăturii din zona comprimată;

$f_{sd,fi}$  - rezistența de proiectare a armăturii din zona întinsă;

$f_{scd,fi}$  - rezistența de proiectare a armăturii din zona comprimată;

$\omega_k$  - procentul armării de proiectare la secțiunea expusă focului;

$b_{fi}$  - lățimea secțiunii expusă focului;

$d_{fi}$  - înălțimea efectivă a secțiunii expusă focului;

$f_{cd,fi}(20)$  - rezistența de proiectare a betonului la compresiune (la temperatura normală);

$z$  - brațul pârghiei dat de armătura întinsă și betonul comprimat;

$z'$  - brațul pârghiei dat de armătura întinsă și armătura comprimată;

$\theta_m$  - temperatura medie a armăturilor;

$F_s$  - forța totală din armătura comprimată în situația de incendiu, egală cu o parte din forța totală a armăturii întinse.

După ce contribuțiile momentelor au fost evaluate ca mai sus, momentul capabil total sau rezistența elementului în secțiune se obține prin sumare:  $M_u = M_{u1} + M_{u2}$ .

### Metoda pe zone

*Metoda pe zone*, aplicabilă expunerii la foc dată de curba temperatură-timp ISO 834, apropiată de metoda izotermei de 500°C dar mai laborioasă și mai precisă decât aceasta, admite că secțiunea afectată de focul convențional este redusă cu zona deteriorată către suprafețele



expuse la foc. Această metodă este aplicabilă, cu bune rezultate, unei secțiuni din beton armat sau precomprimat solicitată de o forță axială și/sau moment încovoietor.

Metoda presupune împărțirea secțiunii transversale în domenii dreptunghiulare dezvoltate pe înălțimea secțiunii, numite *zone*, pentru care se evaluează temperatura medie și rezistența la compresiune corespunzătoare,  $k_c(\theta)$ , figura 7.11; dacă este cazul, se evaluează și modulul elasticității la temperatura medie.

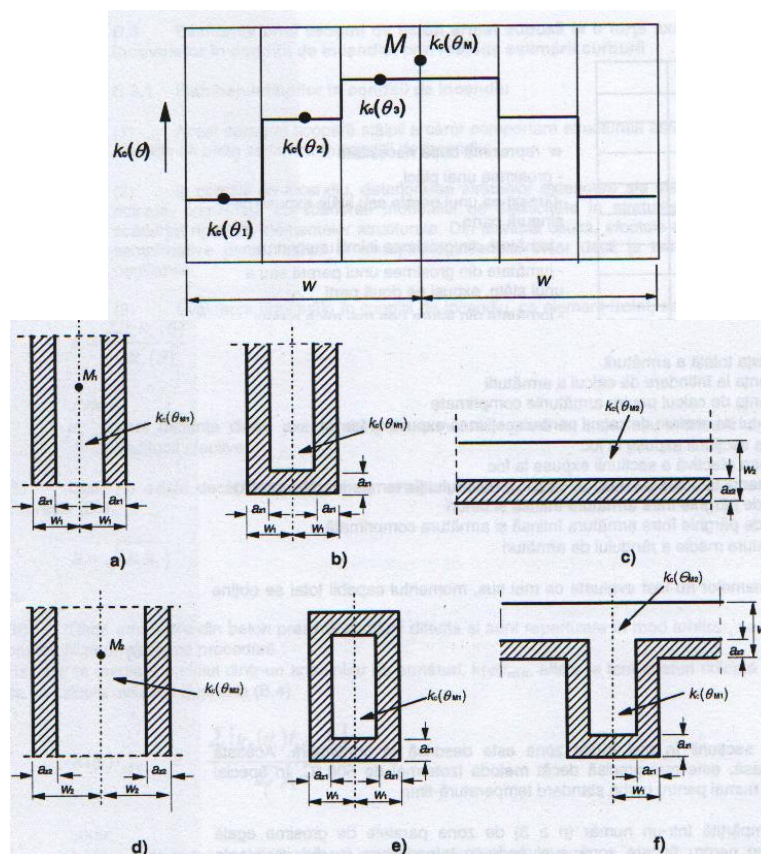
Zona deteriorată de foc, aproximată prin grosimile  $a_{z1}$  și  $a_{z2}$  (măsurate de la fețele expuse), contribuie, prin eliminarea lor, la obținerea unei secțiuni reduse cu proprietăți diferite de la o zonă nedeteriorată menținută în cadrul secțiunii, la alta similară, dar caracterizată de o altă temperatură medie.

## 7.4 Particularitățile verificării la foc a structurilor din oțel

### 7.4.1 Precizări specifice

Reglementările care asigură baza proiectării construcțiilor din oțel în situația de incendiu (figura 7.12) sunt:

- Eurocode 3: *Design of steel structures – Part. 1-2: General rules - Structural fire design*;
- SR EN 1993-1-2: *Proiectarea structurilor din oțel-Partea 1-2: Reguli generale-Calculul structurilor la foc*.



Situații uzuale pentru elementele structurilor portante:  
a-perete subțire, b-capăt al peretelui, c-placă, d-perete gros, e-stâlp, f-grindă

**Figura 7.11** Zonarea și reducerea secțiunilor transversale expuse la foc (SR EN 1992)





**Figura 7.12** Structură portantă din oțel supusă acțiunii focului

#### 7.4.2 Procedură particulară de verificare a rezistenței la foc

Ca alternativă la metoda generală pentru verificarea rezistenței la foc a elementelor structurale din oțel, în domeniul rezistențelor, se poate utiliza metoda particulară pentru verificarea rezistenței la foc, în domeniul temperaturilor, analitică (SR EN 1993-1-2, 4.2.4), care necesită respectarea inegalității din relația 7.18, respectiv 7.19a (având indicii actualizați), în care, pe toată durata expunerii la foc,  $t$ , temperatura proiectată  $\theta_d$ , notată și  $\theta_a$ , trebuie să fie mai mică decât temperatura critică de proiectare,  $\theta_{cr,d}$ , notată și  $\theta_{a,cr}$ , caracteristică elementului structural.

Cu excepția cazurilor în care trebuie luate în considerare criteriile cu privire la deformarea sau pierderea stabilității elementului structural, temperatura critică a oțelului-carbon obișnuit,  $\theta_{a,cr}$ , la timpul  $t$  (în situația unei distribuții uniforme a temperaturilor pe secțiunea transversală a unui element structural și fără luarea în considerare a dilatării termice) poate fi determinată cu relația 7.19b:

$$\theta_{a,cr} \geq \theta_a \quad (7.19a)$$

$$\theta_{a,cr} = 39,18 \times \ln[(1/(0,9674 \times \mu_0^{3,833}) - 1)] \quad (7.19b)$$

unde:  $\mu_0$  este *gradul de utilizare la timpul  $t=0$*  (nu poate fi mai mic de 0,013).

Gradul de utilizare,  $\mu_0$ , se poate determina:

- pentru elementele cu secțiunea din clasa 1, 2 sau 3 și pentru toate elementele structurale întinse, cu relația 7.20

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} \quad (7.20)$$

- pentru grinzile la care flambajul prin încovoiere-răsucire nu este un mod potențial de cedare, acoperitor, cu relația 7.21,

$$\mu_0 = \gamma_{M,fi} / \gamma_{M,0} \quad (7.21)$$

unde:  $R_{fi,d,0}$  este valoarea rezistenței de proiectare a elementului structural în situația de incendiu pentru momentul  $t=0$ , respectiv pentru temperatura de 20°C;

$\gamma_{M,fi}$  - coeficientul parțial de siguranță corespunzând efortului capabil al secțiunii transversale pentru calculul în situația de incendiu;

$\gamma_{M,0}$  - coeficientul parțial de siguranță corespunzând efortului capabil al secțiunii transversale pentru calculul la temperatura normală.

Considerarea neuniformității temperaturii pe secțiunea transversală și în lungul elementului se face prin intermediul unui factor de adaptare  $\kappa$ , la evaluarea termenului  $R_{fi,d,0}$ .

### 7.4.3 Determinarea rezistenței mecanice a elementelor structurale în situația incendiului

Pentru determinarea rezistenței/capacității portante/efortului capabil la un element structural aflat în situația de incendiu,  $R_{fi,d,t}$ , sunt metode specifice diverselor elemente structurale (liniare):

- *cazul elementelor întinse* pentru care se determină  $N_{fi,\theta,Rd}$ , forța axială capabilă la timpul  $t$ , în situația unei distribuții uniforme a temperaturii,  $\theta_a$ , pe secțiunea transversală a elementului și în situația unei distribuții neuniforme a temperaturii;

- *cazul elementelor comprimate cu secțiune transversală din clasa 1, 2 sau 3* pentru care se determină  $N_{b,fi,t,Rd}$ , forța axială capabilă la flambaj la timpul  $t$ , în situația unei distribuții uniforme a temperaturii,  $\theta_a$ , pe secțiunea transversală a elementului și în situația unei distribuții neuniforme a temperaturii;

- *cazul grinzilor cu secțiune transversală din clasa 1 sau 2* pentru care se determină  $M_{fi,\theta,Rd}$ , momentul capabil la timpul  $t$ , în situația unei distribuții uniforme a temperaturii,  $\theta_a$ , pe secțiunea transversală a elementului și în situația unei distribuții neuniforme a temperaturii;

- *cazul grinzilor cu secțiune transversală din clasa 3* pentru care se determină  $M_{fi,t,Rd}$ , momentul capabil la timpul  $t$ , în situația unei distribuții uniforme a temperaturii,  $\theta_a$ , pe secțiunea transversală a elementului și în situația unei distribuții neuniforme a temperaturii;

- *cazul elementelor supuse la încovoiere cu compresiune din clasa 1, 2 sau 3* pentru care se determină  $R_{fi,t,d}$ , efortul capabil (combinat) la timpul  $t$ ;

- *cazul elementelor cu secțiunea transversală din clasa 4* pentru care, la timpul  $t$ , temperatura oțelului,  $\theta_a$ , în orice secțiune transversală, nu trebuie să depășească valoarea critică,  $\theta_{a,cr}$ .

## 7.5 Particularitățile verificării la foc a structurilor din lemn

### 7.5.1 Precizări specifice

Normativele care asigură baza proiectării construcțiilor din lemn în situația de incendiu (figura 7.13) sunt:

- Eurocode 5: *Design of timber structures - Part. 1-2: General - structural fire design*;
- SR EN 1995-1-2: *Proiectarea structurilor din lemn-Partea 1-2: Generalități-Calculul structurilor la foc*.



a. The FPC Newsletter 2, 2006



b. Structură portantă din lemn supusă acțiunii focului

**Figura 7.13** Structuri portante din lemn pentru clădiri

## Particularitățile calculului elementelor structurale din lemn

Principalele caracteristici ale lemnului sau materialelor pe bază de lemn, relevante în situația de incendiu, sunt *carbonizarea*, precum și reducerea rigidității și reducerea *rezistenței mecanice* cu creșterea temperaturii; astfel:

- la aproximativ 100<sup>0</sup>C, crește plasticitatea lemnului;
- la aproximativ 200<sup>0</sup>C apare piroliza, când celuloza începe să se descompună;
- până la 300<sup>0</sup>C densitatea lemnului scade cu până la 20%;
- peste 300<sup>0</sup>C lemnul se transformă în cărbune;
- peste 500<sup>0</sup>C în stratul de cărbune apar crăpături;
- peste 1000<sup>0</sup>C stratul de cărbune începe să se consume.

În consecință, comportarea lemnului interesează până la 300<sup>0</sup>C.

Verificarea rezistenței la foc a elementelor structurale din lemn se face prin compararea solicitărilor de proiectare în situația de incendiu cu rezistența elementelor structurale având secțiunea transversală afectată de foc (parțial carbonizată și degradată, figura 7.14).



**Figura 7.14** Element structural din lemn parțial carbonizat  
(*Fire safety in timber buildings, Technical guideline, 2010*)

Pentru verificarea la foc a elementelor structurale din lemn (cu luarea în considerare a reducerii rigidității și rezistenței elementelor structurale expuse pe trei sau patru fețe) SR EN 1995-1-2 oferă:

- metoda reducerii secțiunii (recomandată);
- metoda reducerii proprietăților.

### Stabilirea adâncimii de carbonizare

Elementele structurale din lemn expuse la foc carbonizează la suprafața contactului cu temperaturile generate (figura 7.14), fiind protejate un timp semnificativ la acțiunea acestuia. Pentru calculul rezistenței la foc a elementelor structurale din lemn, secțiunea inițială a elementului este redusă cu *adâncimea de carbonizare*; astfel, putem deosebi:

- *carbonizarea uni-dimensională*, proprietate depinzând de specia sau densitatea lemnului sau clasa de rezistență;
- *carbonizarea bi-dimensională*, proprietate depinzând de dimensiunile secțiunii transversale asupra căreia focul produce și efecte, precum rotunjirea muchiilor.

*Viteza de carbonizare* nu depinde de orientarea suprafeței expuse focului (este aceeași și în cazul suprafețelor verticale ale stâlpilor și a în cazul suprafețelor orizontale ale grinzilor).

*Viteza de carbonizare uni-dimensională*,  $\beta_0$ , este considerată valoare de bază, observată la transferul uni-direcțional al căldurii obținut prin expunerea la focul standard a unei plăci din lemn (considerată semi-infinită) neprotejată și fără fisuri.

*Adâncimea de carbonizare uni-dimensională* este dată de relația 7.22, figura 7.15,

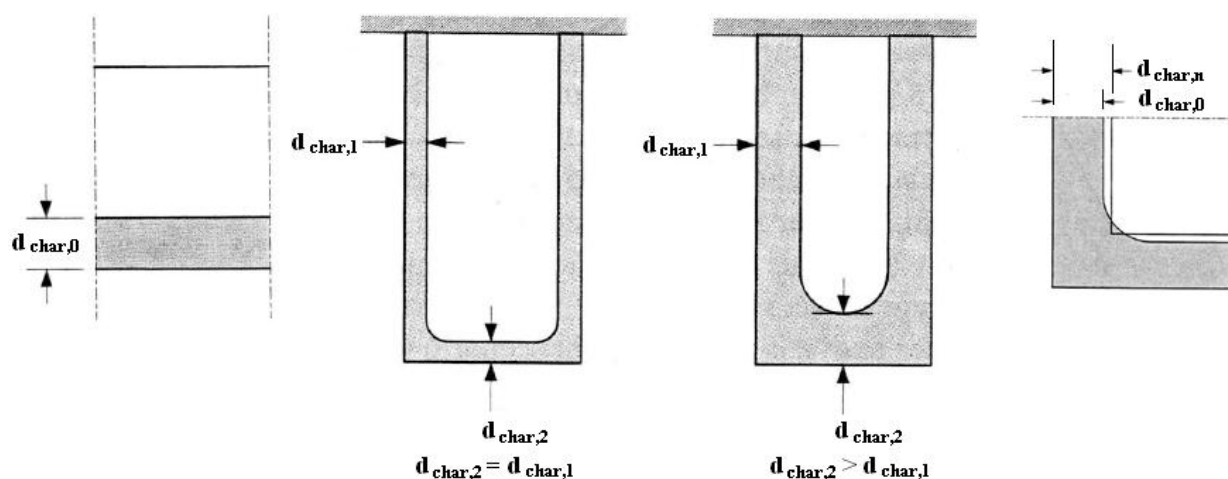
$$d_{char,0} = \beta_0 \times t \quad (7.22)$$

unde:  $\beta_0$  este viteza de carbonizare uni-dimensională, SR EN 1995-1-2, tabelul 7.7, pentru acțiunea termică perpendiculară pe fibre (valorile din tabel pot fi dublate în cazul acțiunii termice în lungul fibrei); pentru cazul speciilor europene din lemn moale se poate utiliza  $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$ , neglijându-se alte influențe precum densitatea;  
 $t$  - timpul expunerii la foc.

În vecinătatea muchiilor elementelor structurale, în cazul secțiunilor rectangulare, fluxul căldurii este bi-direcțional și se produce o rotunjire în lungul muchiilor (raza rotunjirii fiind aproximativ egală cu adâncimea de carbonizare uni-dimensională). Pentru simplificarea calculului, secțiunea reziduală a elementului structural carbonizat este înlocuită cu o secțiune rectangulară la care adâncimea de carbonizare uni-dimensională, pe fețele adiacente, este înlocuită cu una echivalentă, numită *adâncimea de carbonizare teoretică*, dată de relația 7.23, figura 7.15:

$$d_{char,n} = \beta_n \times t \quad (7.23)$$

unde:  $\beta_n$  este viteza de carbonizare teoretică, SR EN 1995-1-2, tabelul 7.7, pentru elemente structurale din lemn cu secțiunea transversală rectangulară expusă la foc pe trei sau patru fețe; pentru elemente lamelare încleiate (lemn moale)  $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$  iar pentru elemente din lemn masiv (lemn moale)  $\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$ .



**Figura 7.15.** Adâncimi de carbonizare  
(Eurocode 5)

**Tabelul 7.7** Viteze de carbonizare

Caracteristicile elementului structural din lemn	$\beta_0$ mm/min	$\beta_n$ mm/min
<i>a. Esențe moi și fag:</i> - plăci lamelate din lemn cu densitatea caracteristică $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ ; - lemn masiv cu densitatea caracteristică $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ .	0,65 0,65	0,7 0,8
<i>b. Esențe tari:</i> - lemn masiv sau panouri lamelate de esență tare cu densitatea caracteristică de $290 \text{ kg/m}^3$ ; - lemn masiv sau panouri lamelate de esență tare cu densitatea caracteristică $\geq 450 \text{ kg/m}^3$ ;	0,65 0,50	0,70 0,55
<i>c. LVL (Laminated Veneer Lumber)-lemn stratificat:</i> - cu densitatea caracteristică $\geq 480 \text{ kg/m}^3$ ;	0,65	0,70
<i>d. Panouri:</i> - din lemn; - placaje; - panouri pe bază de lemn, altele decât placaje.	0,90* 1,00* 0,90*	- - -
* Valorile se aplică la valoarea caracteristică a densității de $450 \text{ kg/m}^3$ și o grosime a panoului de 20 mm; a se vedea Eurocode 5 paragraful 3.4.2(9) pentru alte grosimi și densități.		

## Determinarea rigidităților și rezistenței mecanice pentru elementele structurale din lemn

### Cazul temperaturii normale

Durata încărcării și umiditatea afectează proprietățile lemnului și materialelor lemnoase, respectiv rigiditatea și rezistența, și trebuie avute în vedere la proiectare când se evaluează rigiditatea și rezistența mecanică (cazul exploatării normale).

Acțiunile trebuie încadrate în una din *clasele duratei încărcării* (tabelul 7.8).

Structurile trebuie încadrate în una din *clasele exploatării*:

- *clasa de exploatare 1*: caracterizată prin umiditatea materialelor corespunzătoare temperaturii de 20°C și umiditatea relativă a aerului peste 65% numai pentru câteva săptămâni pe an;

- *clasa de exploatare 2*: caracterizată prin umiditatea materialelor corespunzătoare temperaturii de 20°C și umiditatea relativă a aerului peste 85% numai pentru câteva săptămâni pe an;

- *clasa de exploatare 3*: caracterizată prin condiții climatice care conduc la valori mai mari ale umidității decât cele descrise în cazul clasei exploatării 2.,

**Tabelul 7.8** Clasele de durată a încărcării

<i>Clasa de durată a încărcării</i>	<i>Durata cumulată a încărcării de calcul</i>
<i>Permanentă pentru durată lungă</i>	mai mult de 10 ani
<i>durată medie</i>	6 luni ... 10 ani
<i>durată scurtă</i>	1 săptămână ... 6 luni
<i>Instantanee</i>	Mai puțin de o săptămână

Pentru a se ține seama de efectul duratei încărcării și umidității, se definește *coeficientul de modificare*,  $k_{mod}$  (tabelul 7.9).

Valoarea de calcul a unei proprietăți a rezistenței lemnului este dată de relația 7.24:

$$X_d = k_{mod} \times X_k / \gamma_M \quad (7.24)$$

unde:  $X_k$  este valoarea caracteristică a proprietății rezistenței lemnului.

Valorile coeficientului parțial de siguranță al lemnului,  $\gamma_M$ , în situația temperaturii normale, sunt date în tabelul 7.10.

### Cazul situației de incendiu

Valoarea de proiectare a rezistenței materialului lemnos aflat în situația de incendiu se calculează cu relația 7.25,

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times (f_{20} / \gamma_{M,fi}); \quad f_{20} = k_{fi} \times f_k \quad (7.25)$$

unde:  $f_{d,fi}$  este valoarea de proiectare a rezistenței materialului în situația de incendiu (ex. rezistența la încovoiere);

$f_{20}$  - fractila 20% a rezistenței;

$f_k$  - rezistența caracteristică a materialului lemnos (ex. dată pentru clasa de rezistență în acord cu EN 338);

$k_{mod,fi}$  - factorul de modificare la foc care reduce rezistența materialului în situația de incendiu (se precizează în EN 1995-1-2 la articolele care îl utilizează);

$\gamma_{M,fi}$  - factorul de siguranță la lemn în situația de incendiu (recomandat  $\gamma_{M,fi}=1$ );

$k_{fi}$  - factor indicat în tabelul 7.11.

Valoarea de proiectare a rigidității materialului ( $E$ ,  $G$ ), în situația de incendiu, se calculează cu relația 7.26,

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \times (S_{20}/\gamma_{M,fi}); \quad S_{20} = k_{fi} \times S_{05} \quad (7.26)$$

unde:  $S_{d,fi}$  este valoarea de proiectare a rigidității materialului în situația de incendiu ( $E_{d,fi}$  sau  $G_{d,fi}$ );

$S_{20}$  - fracția 20% a rigidității (nu se operează cu  $E_d = E_{mean}/\gamma_M$  și  $G_d = G_{mean}/\gamma_M$  [5]);

$S_{05}$  - fracția 5% a rigidității;

$k_{mod,fi}$  - factorul de modificare la foc care reduce rigiditatea elementului în situația de incendiu (se precizează în EN 1995-1-2 la articolele care îl utilizează);

$\gamma_{M,fi}$  - factorul de siguranță la lemn în situația de incendiu (recomandat  $\gamma_{M,fi}=1$ );

$k_{fi}$  - factor indicat în tabelul 7.11 (SR EN 1995-1-2, Tabelul 2.1).

**Tabelul 7.9** Valorile coeficientului  $k_{mod}$

Materialul	Clasa de exploatare	Clasa de durată a încărcării				
		Permanente	Durăță lungă	Durăță medie	Durăță scurtă	Instantanee
Lemn masiv	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Lamele încleiate	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Placaj	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Plăci cu aşchii din lemn	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Plăci cu fibre dure	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Plăci cu fibre semidure	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	-	-	-	0,45	0,80
Plăci cu fibre MDF	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	-	-	-	0,45	0,80

**Tabelul 7.10** Valorile coeficientului  $\gamma_M$

Stări limită ultime	$\gamma_M$
Combinatii fundamentale	
- lemn masiv;	1,30
- lamelate încleiate;	1,25
- LVL, placaj, OSB;	1,20
- plăci aglomerate;	1,30
- plăci cu fibre dure;	1,30
- plăci cu fibre medii;	1,30
- plăci cu fibre MDF;	1,30
- plăci cu fibre moi;	1,30
- îmbinări;	1,30
- plăcuțe metalice perforate pentru îmbinări	1,25
Combinatii aleatorii	1,00

**Tabelul 7.11** Valorile factorului  $k_{fi}$  (SR EN 1995-1-2, Tabelul 2.1).

Caracteristicile elementului structural din lemn	$k_{fi}$
Lemn masiv	1,25
Produse lamelate din lemn	1,15
Panouri la bază din lemn	1,15
LVL	1,10
Îmbinări cu elemente pentru îmbinare supuse la forfecare cu elemente laterale din lemn sau panouri la bază din lemn	1,15
Îmbinări cu elemente pentru îmbinare supuse la forfecare cu elemente laterale din oțel	1,05
Îmbinări cu elemente pentru îmbinare solicitate axial	1,05

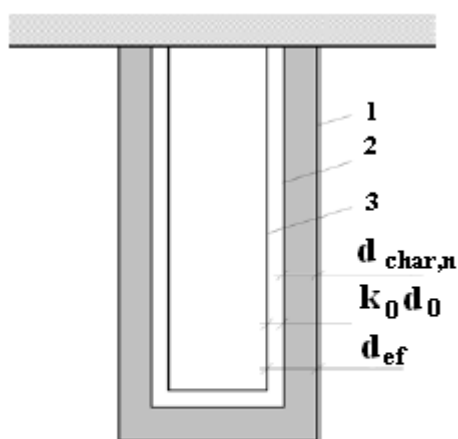
### 7.5.2 Procedură particulară de verificare a rezistenței la foc

Ca alternativă la metoda generală pentru verificarea a rezistenței la foc a elementelor structurale din lemn, în domeniul rezistențelor, se poate utiliza metoda particulară pentru verificarea rezistenței la foc a *reducerii secțiunii*, tot în domeniul rezistențelor, analitică (SR EN 1995-1-2), care consideră o secțiune efectivă obținută prin reducerea secțiunii transversale inițiale cu adâncimea de carbonizare efectivă dată de relația 7.27 (figura 7.16); rezistența și rigiditatea materialului pentru secțiunea rămasă se consideră cele inițiale.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0; \quad d_{char,n} = \beta_n \times t \quad (7.27)$$

unde:  $d_0$  este valoarea grosimii stratului a cărui rezistență a materialului și rigiditate este zero (poate fi considerată ca fiind egală cu 7 mm);

$k_0$  - factorul care ia în calcul faptul că grosimea stratului  $d_0$  nu este aceeași de la începutul perioadei expunerii la foc (pentru elementele neprotejate  $k_0 = t/20$  pentru  $t < 20$  minute și  $k_0 = 1$  pentru  $t \geq 20$  minute).



1. suprafața inițială a elementului
2. limita secțiunii transversale reziduale
3. limita secțiunii transversale efective

**Figura 7.16** Secțiuni transversale reziduale ale elementelor din lemn în situația de incendiu (Eurocode 5)

### 7.5.3 Determinarea rezistenței mecanice a elementelor structurale în situația incendiului

În cazul structurilor din lemn, o abordare a metodelor analitice generale pentru verificarea rezistenței la foc, în domeniul rezistențelor, s-ar apropia de *metoda reducerii proprietăților*, analitică (SR EN 1995-1-2).

#### Bibliografie

1. Jean-Marc Franssen, Raul Zaharia, Calculul construcțiilor metalice la acțiunea focului, Editura Orizonturi universitare, 2008, Timișoara.
2. T. Lennon, D. B. Moore, Y. C. Wang, C. G. Bailey, Series editor H. Gulvanessian, Designer's guide to EN1991-1-2, EN1992-1-2, EN1993-1-2 and EN1994-1-2, Thomas Telford, Londra, 2006.
3. FireInTimber and Research partners, Fire Safety in Timber Buildings-Technical guideline for Europe, Birgit Osman, SP Tratek, Stockholm, 2010.
4. \*\*\*, Legea 307 Privind apărarea împotriva incendiilor, 2006, București.
5. \*\*\*, CR 0-2005-Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții.
6. \*\*\*, Eurocode1: Basis of design and actions on structures; Part2.2: Action on structures exposed to fire, 1991.
7. \*\*\*, SR EN 1991-1-2 Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-2: Acțiuni generale-Acțiuni asupra structurilor expuse la foc.
8. \*\*\*, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - structural fire design.
9. \*\*\*, SR EN 1992-1-2: Calculul structurilor din beton-Partea 1-2: Reguli generale-Calculul comportării la foc.
10. \*\*\*, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
11. \*\*\*, SR EN 1993-1-2: Proiectarea structurilor din oțel-Partea 1-2: Reguli generale-Calculul structurilor la foc.
12. \*\*\*, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - structural fire design.
13. \*\*\*, SR EN 1995-1-2: Proiectarea structurilor din lemn-Partea 1-2: Generalități-Calculul structurilor la foc.
14. \*\*\*, Norme generale de apărare împotriva incendiilor, aprobate cu ordinul nr. 163 din 28.02.2007.