PRELEGEREA 6 ISIC
STABILITATEA LA FOC A STRUCTURILOR DE CONSTRUCŢII

Consideraţii generale

Proiectarea construcţiilor implică şi verificarea la acţiunea focului a elementelor structurii portante: stâlpi, grinzi, pereţi, planşee etc.; aceasta presupune că structurile portante ale clădirilor trebuie să îşi menţină funcţia capacităţii portante un timp normat pentru a asigura:

- îndeplinirea funcţiilor specifice produselor pentru construcţii cu rol în securitatea la incendiu;
- securitatea utilizatorilor (cât se presupune că sunt prezenţi în clădire) şi a forţelor de intervenţie;
- evitarea prăbuşirii clădirii.

Rezistenţa la foc minimă a principalelor elemente de construcţii care intră în alcătuirea structurii portante a clădirii se precizează în reglementări tehnice specifice; pentru România, *P118-99-Siguranţa la foc a construcţiilor*, tabelul 6.1a.

Tabelul 6.1a Rezistenţa la foc a elementelor de construcţii (*P118-99*)

Nr. crt.	*Tipul elementelor construcţiei*	*Gradul de rezistenţă la foc*				
		I	*II*	*III*	*IV*	*V*
1	*Stâlpi, coloane, pereţi portanţi*	2½ ore	2 ore	1 ora	30 min	-
2	*Pereţi interiori neportanţi*	30 min	30 min	15 min	15 min	-
3	*Pereţi exteriori neportanţi*	15 min	15 min	15 min	-	-
4	*Grinzi, planşee, nervuri, acoperişuri terasă*	1 ora	45min (30 min)*	45 min (30 min)*	15 min	-
5	*Acoperişuri autoportante fără pod (inclusiv contravântuiri), şarpante ale acoperişurilor fără pod*	45 min (30 min)*	30 min (15 min)*	15 min	-	-
6	*Panouri de învelitoare şi suporturi continue ale învelitorilor combustibile*	15 min	-	-	-	-

Notă 1. * În clădirile şi compartimentele de incendiu în care densitatea sarcinii termice nu depăşeşte 840 Mj/m^2 (cu excepţia clădirilor înalte, foarte înalte cu săli aglomerate, cele care adăpostesc persoane ce nu se pot evacua singure şi cele cu echipament de importanţă deosebită) se pot aplica valorile rezistenţelor la foc din paranteze.

În unele ţări, precum Anglia, există în reglementările naţionale precizări privitoare la rezistenţa la foc minimă pentru funcţiuni (uzuale) ale clădirilor, tabelul 6.1b.

Tabelul 6.1b Rezistenţa la foc a clădirilor (*Building Regulations Part. B*)

Funcţiuni	*Rezistenţa la foc (min)*					
	Subsol, inclusiv planşeul de deasupra		*Parter sau etaj superior*			
	Adâncimea maximă a subsolului (m)		*Înălţimea la planşeul superior (m)*			
	> 10	*≤ 10*	*≤ 5*	*≤ 18*	*≤ 30*	
Case	*30*	*30*	*30*	*60*	*improbabil*	
Clădiri rezidenţiale:						
a. bloc apartamente						
- fără sprinklere	90	60	30	60	90	nepermis
- cu sprinklere	90	60	30	60	90	120
b. instituţii	90	60	30	60	90	120
c. alte rezidenţiale	90	60	30	60	90	120
Birouri:						
- fără sprinklere	90	60	30	60	90	nepermis
- cu sprinklere	60	60	30	30	60	120
Spaţii comerciale:						
- fără sprinklere	90	60	60	60	90	nepermis
- cu sprinklere	60	60	30	60	60	120
Spaţii întâlniri, recreere						
- fără sprinklere	90	60	60	60	90	nepermis
- cu sprinclere	60	60	30	60	60	120
Spaţii industriale:						
- fără sprinklere	120	90	60	90	120	nepermis
- cu sprinklere	90	60	30	60	90	120
Spaţii depozitare, altele nerezidenţiale						
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 uşoare						
- deschise pe faţade	neaplicabil	neaplicabil	15	15	15	60
- oricare altele	90	60	30	60	90	120

Problema stabilităţii structurii construcţiilor aflate în situaţia de incendiu este reglementată de acte normative europene, Eurocod-uri elaborate de *CEN* (*Comité Européen de Normalisation*), însuşite de statele membre ale Comunităţii Europene (inclusiv România, unde au fost publicate ca standarde naţionale SR EN ...).

Eurocod-urile sunt standarde europene pentru proiectarea şi/sau verificarea lucrărilor de construcţii, cuprinzând metode pentru stabilirea acţiunilor, calculul solicitărilor şi evaluarea rezistenţei elementelor structurale; acestea sunt recunoscute ca referinţe pentru:

- probarea conformităţii clădirilor şi lucrărilor inginereşti cu *cerinţa esenţială 1* (*stabilitate şi rezistenţă mecanică*) şi *cerinţa esenţială 2* (*securitate la incendiu*);

- asigurarea bazei tehnice la contractarea lucrărilor de construcţii şi serviciilor tehnice asociate;

- asigurarea bazei tehnice pentru elaborarea specificaţiilor tehnice armonizate produselor pentru construcţii.

Eurocod-urile sunt inspirate din standardele internaţionale elaborate de ISO, dar nu sunt pe deplin armonizate cu acestea, diferind prin notaţii, relaţii etc.; principiile, metodele de analiză şi de calcul sunt asemănătoare.

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

- valori şi/sau clase unde eurocod-ul prevede alternative;
- date specifice ţării respective (geografice, climatice etc.);
- proceduri naţionale de utilizare, când eurocod-ul prevede posibilitatea elaborării unor proceduri alternative;
- decizii pentru aplicarea anexelor informative;
- referiri la informaţii complementare care nu trebuie să fie contradictorii cu conţinutul eurocod-ului şi 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: Acţiuni asupra structurilor;
    - Eurocod 7/SR EN 1997: Calculul geotehnic;
    - Eurocod 8/SR EN 1998: Calculul structurilor pentru rezistenţa seismică;
- particularizate tipurilor structurale (cuprinzând reguli privind proiectarea tipului respectiv la acţiuni mecanice şi din variaţia obişnuită a temperaturii, precum şi *din variaţia temperaturii produsă în situaţia de incendiu*):
    - Eurocod 2/SR EN 1992: Proiectarea structurilor din beton;
    - Eurocod 3/SR EN 1993: Proiectarea structurilor din oţel;
    - Eurocod 4/SR EN 1994: Proiectarea structurilor mixte (din oţel şi 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 şi fiecare eurocod particularizat tipului de structură conţin o parte privind *expunerea la foc a structurilor* (*Partea 1-2*); aspectul (încadrabil protecţiei pasive la incendiu) este tratat în termenii calculului structural în vederea asigurării stabilităţii elementelor structurale şi limitării efectelor incendiului.

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

Procedurile, metodele şi relaţiile de calcul recomandate de eurocod-uri, utilizate la verificarea elementelor structurale aflate în situaţia de incendiu, sunt recunoscute pe piaţa europeană a serviciilor de proiectare.

6.1 Acţiuni în construcţii în situaţia de incendiul

Consideraţii generale

În situaţia de incendiu, la nivelul elementelor structurale, se manifestă:

- *acţiuni termice*, consecinţa fenomenului radiaţiei şi/sau convecţiei şi/sau conducţiei;
- *acţiuni mecanice*, consecinţa încărcărilor şi/sau deformaţiilor impuse şi/sau variaţiilor din temperatură etc..

Calculul la foc al structurilor de construcţii, pentru situaţia de incendiu, presupune parcurgerea unui proces etapizat:

- selecţia *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 căldurii la elementele structurilor incendiate;
- analiza deformării structurilor incendiate;
- verificarea rezistenţei la foc a structurilor construcţiilor incendiate.

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

- pentru toate tipurile de structure, *în domeniul rezistenţelor*, relaţia 6.1a:

$$R_{fi,d,t}\ (X_{d,fi}) \geq E_{fi,d}(F_{fi,d}) \tag{6.1a}$$

- şi/sau, pentru unele tipuri de structuri, *în domeniul timpului*, relaţia 6.1b:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \tag{6.1b}$$

- şi/sau, pentru unele tipuri de structuri, *în domeniul temperaturilor*, relaţia 6.1c:

$$\theta_{cr,d} \geq \theta_d \tag{6.1c}$$

unde: $t_{fi,d}$ este rezistenţa la foc proiectată a elementului structural, în *min*;
$t_{fi,requ}$ - rezistenţa la foc cerută elementului structural, în *min*;
$R_{fi,d,t}$ - rezistenţa de proiectare a elementului structural, în situaţia de incendiu, la momentul t;
$X_{d,fi}$ - valorea de proiectare a proprietăţii mecanice a materialului în situaţia de incendiu;
$E_{fi,d,t}$ - efectul semnificativ al acţiunilor de proiectare în situaţia de incendiu, la momentul t;
$F_{fi,d}$ - valorile de proiectare ale acţiunilor în situaţia de incendiu;
$\theta_{cr,d}$ - temperatura critică de proiectare;
θ_d - temperatura proiectată.

6.1.1 Selecţia scenariilor de incendiu şi focurilor de calcul

Consideraţii generale

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

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

Pentru structurile la care există riscuri la incendiu specifice ca o consecinţă a altor acţiuni accidentale, acestea trebuie luate în considerare la conceptul *securităţii globale*.

Stabilirea focurilor de calcul. Pentru fiecare scenariu de incendiu de calcul şi 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 performanţei de rezistenţă la foc a structurilor construcţiilor, modelul de incendiu este un mod pentru definirea evoluţiei temperaturii gazelor în vecinătatea elementelor structurale şi este numit:

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

Modelele de incendiu pot fi: *convenţionale* (numite şi *nominale*) sau *naturale* (numite şi *parametrice*).

Modele convenţionale/nominale de incendiu

Modelul acţiunii termice care corespunde unui incendiu generalizat este cel dat de *curba temperatură-timp ISO 834*, relaţia 6.2a şi figura 6.1:

$$\theta_g = 345 \times \log_{10}(8t + 1) + 20 \qquad (6.2a)$$

unde: θ_g este temperatura gazelor, în ^0C;
t - durata expunerii termice, în *min*.

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

Modelul de incendiu este utilizat la evaluarea performanţelor produselor expuse la un foc în plină desfăşurare; acesta poate fi considerat foc de calcul relevant în cazul structurilor la care autorităţile naţionale specifică cerinţe de rezistenţă la foc, exceptând cazul când există alte specificaţii.

Modelul acţiunii termice în cazul unui incendiu din interiorul construcţiei acţionând asupra unui element structural prin exteriorul construcţiei (cazul pereţilor faţadelor) este cel dat de *curba focului exterior*, relaţia 6.2b şi figura 6.1:

$$\theta_g = 660 \times (1 - 0{,}687^{-0{,}32t} - 0{,}313^{-3{,}8t}) + 20 \qquad (6.2b)$$

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

Modelul acţiunii termice în cazul unui incendiu mai sever (cu o viteză de creştere a temperaturii mai mare ca cea dată de curba ISO 834) este cel dat de *curba armonizată a hidrocarburilor*, relaţia 6.2c şi figura 6.1:

$$\theta_g = 1080 \times (1 - 0{,}325^{-0{,}167t} - 0{,}675^{-2{,}5t}) + 20 \qquad (6.2c)$$

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

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

Modele naturale/parametrice de incendiu

Modelul natural/parametric de incendiu pentru un spaţiu închis dintr-o construcţie (încăpere, grup de încăperi, parte a unei construcţii) ia în considerare: densitatea sarcinii termice (tipul, cantitatea şi viteza ardereii), alimentarea cu aer a incendiului, forma şi dimensiunile elementelor ce delimitează compartimentul de incendiu, proprietăţile termice şi mecanice ale elementelor de închidere, influenţa instalaţiei de stingere a incendiilor (efectul intervenţiei instalaţiei cu sprinklere), acţiunea echipei de intervenţie (care poate fi facilitată prin activarea unei instalaţii de detectare a incendiului).

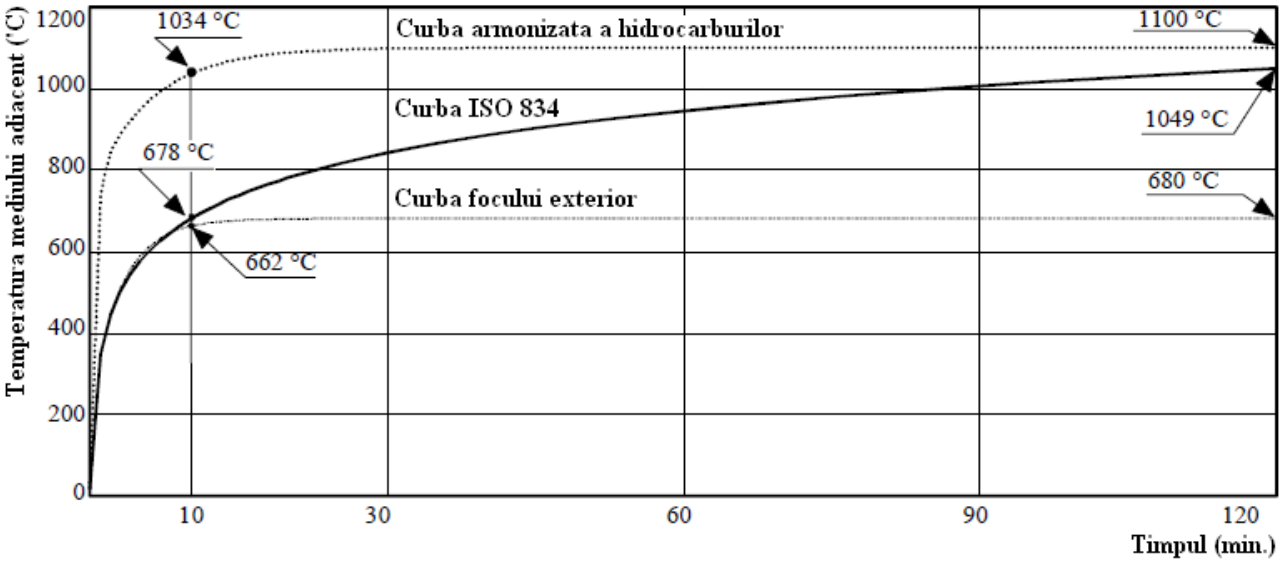


Figura 6.1 Modele convenţionale de incendiu, curbe temperatură-timp
(*după Jean-Baptiste Schleich*)

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 (convenţional). Focul parametric îşi are rădăcinile în studiile lui Wickström (1981, 1982). Bazat pe bilanţul căldurii dintr-un compartiment de incendiu, el a sugerat că focul depinde în totalitate de raportul dintre suprafaţa compartimentului şi inerţia termică a pereţilor ce îl delimitează. Acesta a folosit curbele suedeze (Magnusson şi Thelandersson 1970) pentru a valida teoria. Faza răcirii este foarte complexă, aceasta depinzând de rata combustiei, distribuţia combustibilului şi ventilaţia spaţiului. Pentru simplificare, Wickström a definit o variaţie liniară pentru descreşterea focului.

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

Modelele naturale/parametrice de incendiu sunt: *simple*, *avansate* şi *combinate*.

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 distribuţia temperaturilor pentru tot compartimentul de incendiu analizat este uniformă, dar variabilă cu timpul, relaţiile 6.3 şi figura 6.2 (SR EN 1991-1-2, Anexa A, *Jean-Marc Franssen, Raul Zaharia, 2008*):

- pentru $t_{max} > t_{lim}$, foc controlat prin ventilaţie:
  - temperatura în faza creşterii incendiului este dată de relaţia 7.3.1a ($t^* = \Gamma \times t$):

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

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

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

- pentru $t_{max} \leq t_{lim}$, foc controlat prin combustibil:
  - temperatura în faza creşterii incendiului este dată de relaţia 7.3.2a ($t^* = \Gamma \times t_{lim}$):

$$\theta_g = 1325 \times (1 - 0{,}324e^{-0{,}2t^*} - 0{,}204e^{-1{,}7t^*} - 0{,}472e^{-1{,}9t^*}) + 20 \text{ până la } t = t_{lim} \quad (7.3.2a)$$

- temperatura în faza regresiei incendiului este dată de relaţia 7.3.2b ($t^*_{lim} = \Gamma \times t_{lim}$ şi θ_{max} este dat de 7.3.2a 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} este 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 ($t_{max}=0{,}2\times10^{-3}\times q_{f,d}/O$, dependent de densitatea sarcinii termice, $q_{f,d}$, şi factorul deschiderii, O), în *ore*;
t^*_{max} - un timp corectat ($t^*_{max}=\Gamma\times t$, unde Γ este dependent de factorul deschiderii, O, şi inerţia termică a pereţilor perimetrali, b), în *ore*;
θ_g este temperatura gazelor, în ^0C;
t^* - un timp corectat ($t^*=\Gamma\times t$ sau $t^*=\Gamma_{lim}\times t$ unde Γ_{lim} este dependent de factorul deschiderii, O_{lim}, şi inerţia termică a pereţilor perimetrali, b), în *ore*.

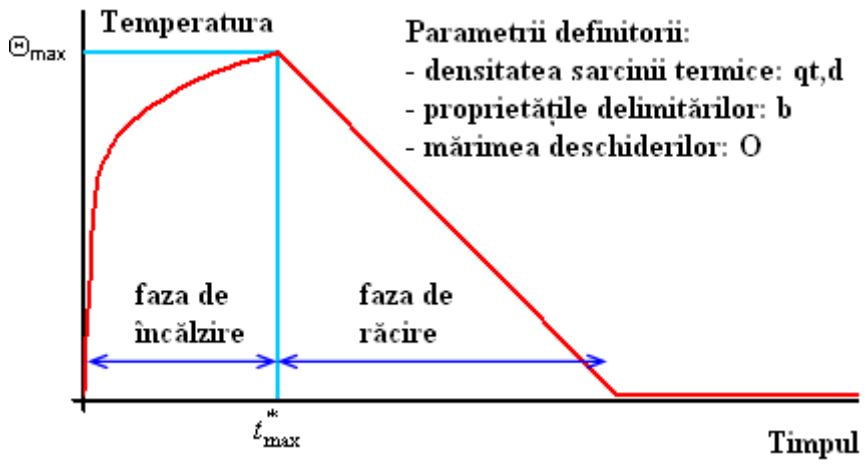


Figura 6.2 Model natural de incendiu la nivelul compartimentului
(*după One Stop Shop in Structural Fire Engineering, Professor Colin Bailey,University of Manchester*)

Modelul de incendiu localizat presupune extinderea incendiului la un spaţiu limitat din interiorul compartimentului de incendiu, pentru care temperatura spaţiului este neuniformă şi variabilă cu timpul (SR EN 1991-1-2, Anexa C). Prin calculul lungimii flăcării incendiului localizat (relaţia 6.4 şi figura 6.3) şi compararea cu distanţa de la focarul incendiului la tavan, H, se deosebesc două situaţii, fiecăreia corespunzându-i un model de incendiu localizat:
- *cu flacără fără contact cu tavanul* (model Heskestad);
- *cu flacără în contact cu tavanul* (model Hasemi).

$$L_f = -1{,}02 \times D + 0{,}0148 \times Q^{0{,}4} \quad (6.4)$$

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 secţiune transversală), în *m*.

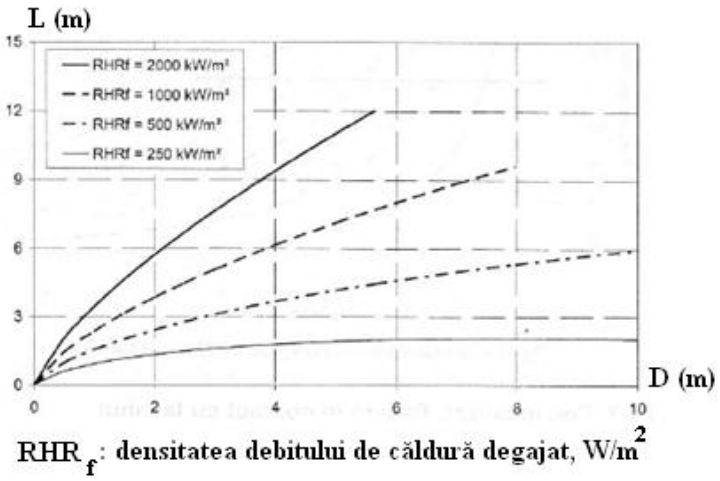


Figura 6.3 Înălţimea flăcării funcţie de diametrul focului şi căldura degajată

Modelul de incendiu localizat cu flacără fără contact cu tavanul; în acest caz, modelul furnizează distribuţia temperaturilor numai pe înălţimea focului localizat, Θ_z, măsurată în ^0C, figura 6.4, relaţia 6.5a şi figura 6.5,

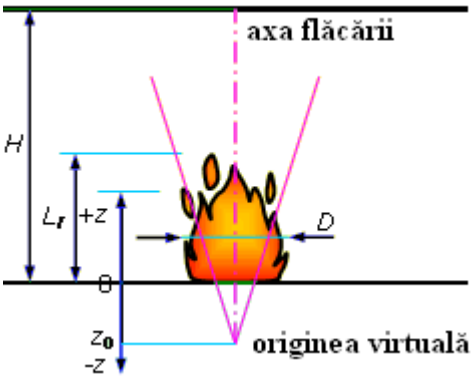


Figura 6.4 Modelul incendiului localizat cu flacără fără contact cu tavanul (modelul Heskestad)
(*după One Stop Shop in Structural Fire Engineering,*
Professor Colin Bailey, University of Manchester)

$$\Theta_z = 20 + 0{,}25 \times Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900^0\text{C} \qquad (6.5a)$$

unde: Q_c este fracţiunea din convecţie a debitului căldurii degajate Q, cu $Q_c = 0.8 \times Q$;
z_0 - poziţia originii virtuale dată de relaţia 6.5b, în *m*.

$$z_0 = 0{,}00524 \times Q^{0,4} - 1{,}02 \times D \qquad (6.5b)$$

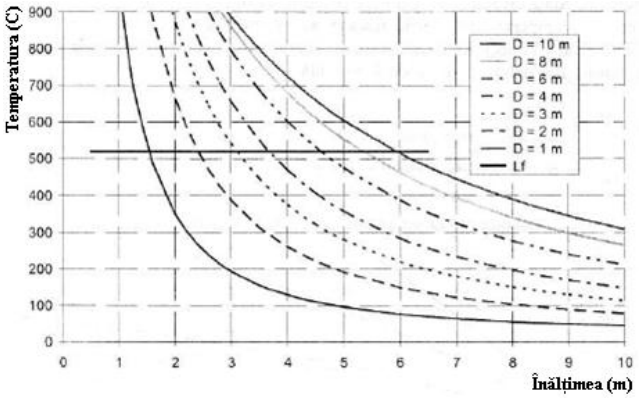


Figura 6.5 Evoluţia temperaturii pentru RHR_f = 500 kW/m^2

Modelul de incendiu localizat cu flacără în contact cu tavanul; în acest caz, modelul furnizează fluxul termic primit pe unitatea de arie a suprafeţei expusă focului la nivelul tavanului, *h*, măsurată în *W/m*^{2}, figura 6.6, şi relaţiile 6.6a,

$$\begin{aligned} &h = 100000 && \text{dacă } y \le 0{,}30 \\ &h = 136300 \text{ până la } 121000\times y && \text{dacă } 0{,}30 < 0{,}1 \le y \\ &h = 15000 \times y^{-3{,}7} && \text{dacă } y \ge 1{,}0 \end{aligned} \qquad (6.6a)$$

pentru care se calculează parametrul dat de relaţia 6.6b,

$$y = (r + H + z') / (L_h + H + z') \qquad (6.6b)$$

unde: *z'* este poziţia verticală a sursei virtuale, în *m*, care se calculează cu relaţia 6.6c,

$$\begin{aligned} &z' = 2{,}4 \times D \times (Q^{*0,4}_D - Q^{*2/3}_D) && \text{dacă } Q^*_D < 1 \\ &z' = 2{,}4 \times D \times (1{,}0 - Q^{*0,4}_D) && \text{dacă } Q^*_D \ge 1 \end{aligned} \qquad (6.6c)$$

unde: Q^*_D este valoarea debitului căldurii degajate;

r - distanţa orizontală dintre axa verticală a focului şi verticala punctului din tavan în care este calculat fluxul termic, în *m*;

H - distanţa dintre focarul incendiului şi tavan, în *m*.

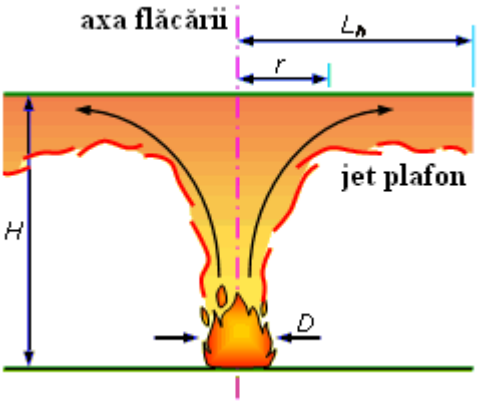


Figura 6.6 Modelul de incendiu localizat cu flacără în contact cu tavanul (modelul Hasemi)
(*după One Stop Shop in Structural Fire Engineering,*
Professor Colin Bailey, University of Manchester)

Lungimea flăcării măsurate pe orizontală, L_h, în *m*, se calculează cu relaţia 6.6d,

$$L_h = 2{,}9 \times H \times (Q^*_H)^{0{,}33} - H \qquad (6.6d)$$

pentru care se calculează parametrul dat de relaţia 6.6e.

$$Q^*_H = Q / (1{,}11 \times 10 \times H^{2{,}5}) \qquad (6.6e)$$

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

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

Modelul de incendiu cu două zone presupune existenţa unui strat superior al aerului, cu grosimea constantă, a cărui temperatură este considerată uniformă, dar variabilă cu timpul, şi a unui strat inferior al aerului, tot cu grosimea constantă, a cărui 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 evoluţia temperaturilor la nivelul întregului compartiment de incendiu în concordanţă cu spaţiul şi timpul analizat.

Modelul natural combinat de incendiu este precum cel obţinut din combinarea modelului de incendiu cu două zone şi modelului de incendiu localizat.

6.1.2 Analiza transferului de căldură la elementele structurale incendiate

Analiza distribuţiei temperaturilor la interiorul unui element structural trebuie să ţină cont de poziţia focului de calcul faţă de elementul care face obiectul analizei:

- pentru elemente exterioare se ia în considerare posibila expunere la foc prin deschiderile din faţade şi/sau acoperişuri (SR EN 1991-1-2, Anexa B);
- pentru pereţii exteriori ai compartimentului de incendiu se ia în considerare expunerea la focul din interior (de la compartimentul de incendiu respectiv) şi alternativ din exterior (de la alte compartimente de incendiu), după caz.

Analiza temperaturii la nivelul elementelor structurale se poate face presupunând ca acţiuni:

- modele convenţionale 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 naţionale sau obţinută din SR EN 1991-1-2, Anexa F, urmând specificaţiile anexei naţionale) sau
- modele naturale de incendiu, analiza făcându-se pentru toată durata incendiului, inclusiv faza regresiei (pe baza anexei naţionale la SR EN 1991-1-2 pot fi stabilite perioade limitate pentru rezistenţa la foc).

În cazul determinării analitice a răspunsului structurii la acţiunea termică, programul termic care stă la baza stabilirii fluxului de căldură transmis elementului structural este dat de curba nominală ISO 834, relaţia 6.2a.

Acţiunea termică a focului (pentru toate situaţiile 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*, h_{net}, în W/m^2, aplicat suprafeţei elementului structural independent sau component al unei substructuri sau structuri, dat de relaţia 6.7,

$$\dot{\boldsymbol{h}}_{\text{net}} = \gamma_{\text{n,c}} \times \dot{\boldsymbol{h}}_{\text{net,c}} + \gamma_{\text{n,r}} \times \dot{\boldsymbol{h}}_{\text{net,r}} \qquad (6.7)$$

unde: $\dot{h}_{net,c}$ este componenta din convecţie a fluxului net al căldurii, care se calculează cu relaţia 6.7a, în W/m^2 (în Eurocod *h* poartă şi un punct deasupra);

$\dot{h}_{net,r}$ - componenta din radiaţie a fluxului net al căldurii, care se calculează cu relaţia 6.7b, în W/m^2 (în Eurocod *h* poartă şi un punct deasupra);

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

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m) \tag{6.7a}$$

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \times \varepsilon_m \times \varepsilon_f \times \sigma \times ((\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4) \tag{6.7b}$$

unde: α_c este coeficientul transferului de căldură prin convecţie, în $W/m^2\,K$;
Θ_g - temperatura gazelor în vecinătatea elementului expus focului, în ^0C;
Θ_m - temperatura suprafeţei elementului expus focului, în ^0C;
Φ - factorul de formă;
ε_m - emisivitatea suprafeţei elementului;
ε_f - emisivitatea focului;
σ - constanta lui Stefan Boltzmann ($5{,}67\times10^{-8}$ $W/m^2\,K^4$);
Θ_r - temperatura efectivă a radiaţiei atmosferei incendiului, în ^0C.

Acţiunea focului produce:

- *efecte directe*, privind modificarea proprietăţilor materialului constitutiv: fizico-chimice, precum modulul elasticităţii, deformaţiile specifice, rezistenţele;
- *efecte indirecte*, privind deformarea din variaţia temperaturii: în ax (alungire) şi/sau pe secţiune (încovoiere).

6.1.3 Stabilirea acţiunilor la structurile construcţiilor incendiate

Consideraţii generale

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

Acţiuni şi combinaţii ale acţiunilor

În urma procesului armonizării legislaţiei tehnice româneşti privind proiectarea construcţiilor la acţiuni generale şi obişnuite din variaţia temperaturii, cu cea a Comunităţii europene, a fost elaborat standardul *SR EN 1990-Bazele proiectării structurilor*; acesta defineşte o serie de noţiuni pe care le precizăm în continuare.

Acţiunile, F, după modul de manifestare, pot fi:

- *directe*:
  - forţe aplicate elementelor structurale;
- *indirecte*:
  - deformaţii impuse cauzate de: variaţia temperaturii, tasările diferenţiate sau provocate de cutremure, umiditatea mediului etc.;
  - acceleraţii provocate de cutremure sau de alte surse (dilatări termice);

sau, după acelaşi criteriu, mai pot fi:

- *fixe*, la care distribuţia şi poziţia pe structură nu se modifică; *acţiunea liberă* poate avea diverse distribuţii şi poziţii pe structură;
- *statice*, care nu provoacă forţe inerţiale la nivelul elementului structural;

- *dinamice*, care provoacă forţe inerţiale semnificative la nivel structural;
- *cvasistatice*, care sunt static-echivalente unor acţiuni dinamice.

Acţiunile, după variaţia lor în timp, pot fi:

- *permanente, G*, pentru care variaţia în timp este nulă sau neglijabilă: acţiuni directe din greutatea proprie a construcţiei, a echipamentelor fixate pe construcţii etc. şi acţiuni indirecte datorate contracţiei betonului, tasărilor diferenţiate, precomprimării etc.;
- *variabile, Q*, pentru care variaţia în timp nu este nici monotonă şi nici neglijabilă: acţiunile la nivelul planşeelor şi acoperişurilor, acţiunea zăpezii, vântului, împingerii pământului, fluidelor şi materialelor pulverulente etc.;
- *accidentale, A*, de durată scurtă şi intensitate semnificativă, care se exercită cu probabilitate redusă asupra structurii pe durata vieţii proiectate: incendiile, cutremurele, exploziile, impactul vehiculelor.

Valoarea caracteristică a unei acţiuni, F_k, corespunde unei probabilităţi mici de depăşire a valorii acesteia în sens defavorabil pentru siguranţa structurii, pe parcursul unui interval de timp de referinţă. Valoarea caracteristică se determină ca fracţie a repartiţiei statistice a acţiunii.

Valoarea frecventă a unei acţiuni variabile, $\psi_1 \times Q_k$, corespunde unei valori apropiate de o valoare centrală a repartiţiei statistice a valorii acţiunii.

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

Valoarea de proiectare a unei acţiuni, F_d (*d*, de la *design* sau *proiectare*), este obţinută din valoarea caracteristică prin aplicarea unor *coeficienţi parţiali de siguranţă*, γ_f (ce iau în considerare incertitudinile nealeatorii, cu caracter defavorabil asupra siguranţei structurale care caracterizează acţiunea) sau altor coeficienţi definiţi în codul românesc *CR 0*. Valorile de proiectare pot fi alese şi direct, când se stabilesc valori conservative/acoperitoare.

Proiectarea structurilor construcţiilor se face prin *metoda coeficienţilor parţiali de siguranţă*, constând în *verificarea tuturor situaţiilor de proiectare* utilizând *valorile de proiectare în cazul acţiunilor* (regăsite în *efectele lor* pe structură) şi *valorile de proiectare în cazul rezistenţelor* (la proiectarea structurilor în domeniul comportării neliniare şi al comportării la oboseală trebuie aplicate reguli specifice).

Valorile de proiectare se stabilesc după cum urmează:

- *în cazul acţiunilor*, relaţia 6.8a;

$$F_d = \gamma_f \times F_k \tag{6.8a}$$

- *în cazul efectelor* (produse de acţiunile de proiectare), relaţia 6.8b;

$$E_d = \gamma_{Ed} \times E(F_d) \tag{6.8b}$$

- *în cazul rezistenţei materialelor*, relaţia 6.8c;

$$X_d = 1/\gamma_m \times X_k \tag{6.8c}$$

- *în cazul rezistenţei elementelor structurale* (sau *capacităţii portante a lor*), relaţia 6.8d:

$$R_d = 1/\gamma_{Rd} \times R(X_d) \tag{6.8d}$$

Verificarea structurilor portante supuse încărcărilor statice şi dinamice se face la *starea limită ultimă, SLU*, şi *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 şi/sau deformarea excesivă a elementelor acesteia sau infrastructurii sau terenului;
- pierderea echilibrului static al structurii portante sau al unei părţi a acesteia, considerată corp rigid.

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

- *la verificarea rezistenţei*, îndeplinirea relaţiei 6.9a,

$$E_d \leq R_d \tag{6.9a}$$

- *la verificarea stabilităţii*, îndeplinirea relaţiei 6.9b,

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \tag{6.9b}$$

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

stb - la acţiunile care asigură stabilitatea structurii.

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

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

Acţiuni şi combinaţii de acţiuni în situaţia incendiului

Acţiunea focului asupra structurilor aflate în situaţia de incendiu este clasificată ca *acţiune accidentală* şi, alături de alte acţiuni simultane cu ea, poate constitui *combinaţii excepţionale*.

Pentru verificarea elementului structural, substructurii sau structurii portante la starea limită ultimă (în situaţia de incendiu), încărcările de proiectare se grupează, în cazul *combinaţiei excepţionale*, conform relaţiei 6.10, determinând *efecte de proiectare în condiţiile incendiului*, $E_{fi,d}$,

$$\Sigma\gamma_{GA} \times G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \Sigma\, \psi_{2,i} \times Q_{k,i} + \Sigma\, A_d(t) \tag{6.10}$$

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

γ_{GA} - coeficientul parţial de siguranţă al încărcărilor permanente la starea limită ultimă (în situaţia de incendiu γ_{GA} =1,0);

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

$\psi_{1,1}$ - coeficientul de combinare a încărcării variabile dominante, tabelul 6.2;

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

$\psi_{2,i}$ - coeficientul de combinare a încărcării variabile nedominante, tabelul 6.2;

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

Acţiunile simultane cu incendiul avute în vedere în cazul verificării rezistenţei la foc prin utilizarea unei combinaţii pentru temperatura normală implică:

- considerarea lor ca pentru un calcul la temperatura normală;
- utilizarea valorilor reprezentative în cazul acţiunilor variabile care corespund situaţiei excepţionale 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 acţiunilor rezultând din operaţiunile industriale etc..

Acţiunile directe ce se manifestă în situaţia de incendiu la stabilirea valorilor de proiectare trebuie să utilizeze valorile de proiectare ale proprietăţilor termice şi mecanice ale materialelor, specificate în părţile privitoare la calculul la foc al structurilor, SR EN 1992 … SR EN 1996 şi SR EN 1999.

Tabelul 6.2 Coeficienţii de combinare pentru starea limită ultimă în situaţia de incendiu

Categorii ale încărcării la clădiri	*Coeficienţi de combinare*	
	$\psi_{1,1}$	$\Psi_{2,i}$
Încărcări din exploatare (EN 1991-1-1):		
- categoria A: în clădiri civile, rezidenţiale	0,5	0,3
- categoria B: în spaţii pentru birouri	0,5	0,3
- categoria C: în spaţii cu aglomerări de persoane	0,7	0,6
- categoria D: în spaţii pentru comerţ	0,7	0,6
- categoria E: în spaţii pentru depozitare	0,9	0,8
Încărcări din trafic în spaţii:		
- categoria F: pentru vehicule cu greutate ≤ 30 kN	0,7	0,6
- categoria G: 30 kN < pentru vehicule cu greutate ≤ 160 kN	0,5	0,3
- categoria H: la acoperişuri	0,0	0,0
Încărcări din zăpadă, altitudinea (EN 1991-1-3):		
- H ≤ 1000 m	0,2	0,0
- H > 1000 m	0,5	0,2
Încărcări din vânt	0,2	0,0

Acţiunile indirecte din variaţia temperaturii (din expunerea la foc) generează efecte precum deplasări, forţe în reazeme şi solicitări în elementele structurale (forţe axiale, forţe tăietoare şi momente) care trebuie considerate, în afara situaţiilor în care:

- se poate admite, a priori, că sunt neglijabile sau favorabile;
- sunt luate în considerare prin condiţiile rezemării şi alte condiţii pe contur conservative/acoperitoare şi/sau sunt considerate implicit prin cerinţele securităţii la incendiu specificate în mod conservativ/acoperitor.

Acţiunile indirecte care trebuie avute în vedere sunt:

- dilatarea împiedicată a elementelor prin natura lor: stâlpii într-o structură în cadre multietajată cu pereţi rigizi;
- dilatarea termică diferenţiată în elementele static nedeterminate: cazul dalelor planşeelor continue;
- gradienţii termici în secţiunile perpendiculare care conduc la solicitări interioare;
- dilatarea termică a elementelor învecinate: cazul cablurilor suspendate sau deplasării capătului unui stâlp din dilatarea dalei planşeului;
- dilatarea termică a elementelor care afectează alte elemente aflate în afara spaţiului incendiat.

Acţiunile indirecte datorate elementelor învecinate pot să nu fie luate în considerare când cerinţele securităţii la incendiu impun utilizarea incendiului standardizat ISO 834 ca model.

Acţiunile suplimentare simultane cu incendiul implică:

- neluarea în considerare a simultaneităţii acţiunii din incendiu cu alte acţiuni accidentale independente;
- luarea lor în considerare, cazul impactului datorat căderii unor elemente structurale sau utilaje grele (sau cazul celor impuse prin anexa naţională);
- asigurarea rezistenţei mecanice a pereţilor rezistenţi la foc în cazul impactului orizontal.

6.2 Verificarea rezistenţei la foc a structurilor incendiate

Consideraţii generale

Metodele analitice pentru verificarea rezistenţei la foc a structurilor portante incendiate sunt: *generale*, în domeniul rezistenţelor (aplicabile oricărei structuri portante) şi/sau *particulare* (aplicabile pe tipuri de structuri, particularizate prin materialul de constituţie).

Metodele alternative pentru verificarea rezistenţei 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 combinaţie cu calcule*.

6.2.1 Metode analitice generale de verificare a rezistenţei la foc

Metodele analitice generale de verificare a rezistenţei la foc a structurilor portante, în domeniul rezistenţelor, implică, *pentru fiecare element structural* şi *pe toată durata expunerii la foc*, respectarea inegalităţii din relaţia 6.13,

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \tag{6.13}$$

unde: $E_{fi,d}$ este efectul (în particular solicitarea) produs de acţiunile de proiectare din combinaţia excepţională în situaţia de incendiu (inclusiv solicitările produse de variaţia în ax a temperaturii şi existenţa gradientului temperaturii pe secţiunea transversală a elementului);

$R_{fi,d,t}$ - rezistenţa elementului/capacitatea portantă a secţiunii pentru SLU în condiţiile 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* şi *deformării,* în cazul verificării la nivelul elementului structural, substructurii sau structurii) şi/sau *simplificate* (utilizând *metoda simplificată a factorului de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situaţia incendiului*, în cazul verificării la nivelul elementului structural şi substructurii).

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

La verificarea rezistenţei la foc trebuie avute în vedere:

- când analiza deformării se efectuează la nivelul elementului structural:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variaţia proprietăţilor materialelor cu temperatura;
  - neluarea în considerare a efectelor termice indirecte;
  - stabilirea, în prealabil, a condiţiilor rezemării, care se presupun neschimbate pe timpul expunerii la acţiunea focului;
- când analiza deformării se efectuează la nivelul substructurii:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variaţia proprietăţilor materialelor cu temperatura;
  - considerarea efectelor termice indirecte provenite din existenţa gradientului temperaturii pe secţiunea transversală a elementului;
  - stabilirea, în prealabil, a condiţiilor rezemării, care se presupun neschimbate pe timpul expunerii la acţiunea focului;
- când analiza deformării se efectuează la nivelul structurii:
  - modul de cedare corespunzător;
  - variaţia proprietăţilor materialelor cu temperatura;

- considerarea efectelor termice indirecte provenite din existenţa variaţiei temperaturii în ax şi existenţa gradientului temperaturii pe secţiunea transversală a elementului;

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

Verificarea unei structuri la acţiunea 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 situaţia incendiului

Metoda factorului de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situaţia incendiului permite simplificarea determinării efectului produs de acţiunile combinate în condiţiile incendiului, $E_{fi,d}$, făcând o analiză la momentul $t=0$, ca şi în situaţia temperaturii normale (secţiunea 4 din SR EN 1991-1-2), aplicând relaţia 6.14,

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \times E_d \qquad (6.14)$$

unde: E_d este efectul (ex. solicitarea) de proiectare determinat prin efectuarea unei analize la temperatura normală şi pentru o combinaţie fundamentală de acţiuni, SR EN 1991-1-1;

η_{fi} - factorul de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situaţia incendiului, dat ca valoarea rezultată din aplicarea relaţiei 6.15,

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1}) \qquad (6.15)$$

sau ca valoarea cea mai mică rezultată din aplicarea relaţiilor 6.16a şi 6.16b, uşor superioară celei furnizate de relaţia 6.15,

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times \psi_{Q1} \times Q_{k,1}) \qquad (6.16a)$$

$$\eta_{fi} = (G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}) / (\zeta \times \gamma_G \times G_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1}) \qquad (6.16b)$$

unde: G_k este valoarea caracteristică a încărcărilor permanente;

$Q_{k,1}$ - valoarea caracteristică a încărcării variabile dominante;

ψ_{fi} - coeficientul unei acţiuni variabile în combinaţia incendiului, dat de $\psi_{1,1}$ sau $\psi_{2,i}$ (SR EN 1991-1-2), funcţie de alegerea făcută în anexa naţională;

γ_G - coeficientul parţial de siguranţă în cazul acţiunilor permanente, în condiţii normale (γ_G=1,35);

γ_{Q1} - coeficientul parţial de siguranţă în cazul acţiunii variabile dominante (indice 1), în condiţii normale ($\gamma_{Q,1}$=1,50);

ζ - factorul de reducere în cazul acţiunii permanente G, defavorabilă.

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

- cazul celor din beton armat:
  - η_{fi}=0,70;
- cazul celor din oţel:
  - η_{fi}=0,65, pentru categoria încărcărilor A÷D;
  - η_{fi}=0,70, pentru categoria încărcărilor E;
- cazul celor din lemn:
  - η_{fi}=0,60, pentru categoria încărcărilor A÷D;
  - η_{fi}=0,70, pentru categoria încărcărilor E.

6.2.2 Metode analitice particulare de verificare a rezistenţei la foc

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

Metoda particulară de verificare a rezistenţei la foc în domeniul timpului implică respectarea inegalităţii din relaţia 6.17,

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \tag{6.17}$$

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

$t_{requ,t}$ - timpul cerut pentru menţinerea funcţiei elementului structural în situaţia de incendiu, în *min*.

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

Metoda particulară de verificare a rezistenţei la foc în domeniul temperaturilor, pe toată durata expunerii la foc, *t*, implică respectarea inegalităţii din relaţia 6.18

$$\theta_{cr,d} \geq \theta_d \tag{6.18}$$

unde: θ_d este temperatura proiectată a fi atinsă în cazul expunerii la foc, în ^0C;

$\theta_{cr,d}$ - temperatura critică de proiectare a elementului structural, în ^0C.

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

6.3 Particularităţile verificării la foc a structurilor din beton armat şi precomprimat

6.3.1 Precizări specifice

Reglementările care asigură baza proiectării construcţiilor din beton armat aflate în situaţia de incendiu (figura 6.7) 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 6.7 Structură portantă din beton armat supusă acţiunii focului

6.3.2 Procedură particulară de verificarea rezistenţei la foc

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

- prevăd dimensiuni minime specifice pentru elementele structurale tipice din beton armat şi/sau precomprimat, în condiţiile expunerii la foc după curba temperatură-timp ISO 834 şi până la 240 de minute;
- conţin valori stabilite empiric, dar confirmate prin încercările experimentale efectuate şi evaluarea teoretică a rezultatelor; valorile sunt acoperitoare, pentru ipotezele acceptate, oricare ar fi conductivitatea termică a betonului;
- conţin valori aplicabile betoanelor normale având densitatea 2000÷2600 kg/m^3 şi realizate cu agregate silicioase;
- elimină verificările suplimentare privind *capacitatea portantă la torsiune*, *forţa tăietoare*, *ancorajul armăturilor*, *ruperea explozivă* (cu excepţia armăturii de la suprafaţă).

În cazul stâlpilor din structuri contravântuite expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 6.3a pentru metoda A sau tabelul 6.3b pentru metoda B şi figura 6.8) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

- *b*, lăţimea stâlpului, în *mm*;
- *a*, distanţa de la axa armăturii longitudinale la suprafaţa betonului, în *mm* (figura 6.8).

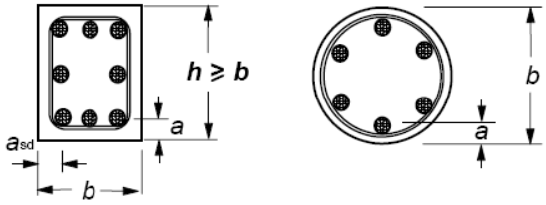


Figura 6.8 Elemente dimensionale pentru stâlpi
(*după COST C26 Prague*)

Tabelul 6.3a Stâlpi din beton armat cu secţiune rectangulară sau cilindrică (metoda A)

Rezistenţa la foc standard	*Dimensiuni minime: b_{min} / a (mm)*			
	Stâlp expus pe mai mult de o latură			*Stâlp expus pe o latură*
	μ_{fi} = 0,2	*μ_{fi} = 0,5*	*μ_{fi} = 0,7*	*μ_{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 situaţia incendiului*, $\mu_{fi} = E_{d,fi}/R_{d,fi,0}$, ia în considerare combinarea încărcărilor, capacitatea portantă a secţiunii şi efectele de ordinul doi (în loc de μ_{fi} poate fi utilizat *factorul de reducere a nivelului încărcării de proiectare în situaţia incendiului*, η_{fi}, SR EN 1992-1-2:2006, 2.4.2).

Tabelul 6.3b Stâlpi din beton armat cu secţiune rectangulară sau cilindrică (metoda B)

Rezistenţa 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 0,500 1,000	150 / 25* 150 / 25* 150 / 25*	150 / 25* 150 / 25* 150 / 25*	200 / 30 : 250 / 25* 150 / 25* 150 / 25*	300 / 30 : 350 / 25* 200 / 30 : 250 / 25* 200 / 30 : 300 / 25*
R 60	0,100 0,500 1,000	150 / 30 : 200 / 25* 150 / 25* 150 / 25*	200 / 40 : 300 / 25* 150 / 35 : 200 / 25* 150 / 30 : 200 / 25*	300 / 40 : 500 / 25* 250 / 35 : 350 / 25* 200 / 40 : 400 / 25*	500 / 25* 350 / 54 : 550 / 25* 300 / 50 : 600 / 30
R 90	0,100 0,500 1,000	200 / 40 : 250 / 25* 150 / 35 : 200 / 25* 200 / 25*	300 / 40 : 400 / 25* 200 / 45 : 300 / 25* 200 / 40 : 300 / 25*	500 / 50 : 550 / 25* 300 / 45 : 550 / 25* 250 / 40 : 550 / 25*	550 / 40 : 600 / 25* 500 / 50 : 600 / 40 500 / 50 : 600 / 45
R 120	0,100 0,500 1,000	250 / 50 : 350 / 25* 200 / 45 : 300 / 25* 200 / 40 : 250 /25*	400 / 50 : 550 / 25* 300 / 45 : 550 / 25* 250 / 50 : 400 / 25*	550 / 25* 450 / 50 : 600 / 25 450 / 45 : 600 / 30	550 / 60 : 600 / 45 500 / 60 : 600 / 50 600 / 60
R 180	0,100 0,500 1,000	400 / 50 : 500 / 25* 300 / 45 : 450 / 25* 300 / 35 : 400 /25*	500 / 60 : 550 / 25* 450 / 50 : 600 / 25* 450 / 50 : 550 / 25*	550 / 60 : 600 / 30 500 / 60 : 600 / 50 500 / 60 : 600 / 45	(1) 600 / 75 (1)
R 240	0,100 0,500 1,000	500 / 60 : 550 / 25* 450 / 45 : 500 / 25* 400 / 45 : 500 /25*	550 / 40 : 600 / 25* 550 / 55 : 600 / 25* 500 / 40 : 600 / 30	600 / 75* 600 / 70* 600 / 60*	(1) (1) (1)

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

În cazul grinzilor expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 6.4a în cazul celor simplu rezemate sau tabelul 6.4b în cazul celor continue şi figura 6.9) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

- *b*, lăţimea grinzii, în *mm*;
- b_W, lăţimea inimii, în *mm*;
- *a*, distanţa medie de la axele armăturilor până la faţa betonului, în *mm*.

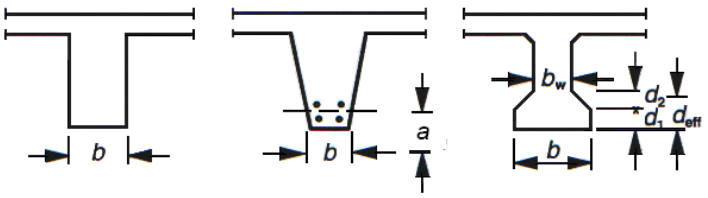


Figura 6.9 Elemente dimensionale pentru grinzi
(*SR EN 1992-1-2*)

Tabelul 6.4a Grinzi simplu rezemate din beton armat/precomprimat

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

Notă:
1. * Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinantă.

Tabelul 6.4b Grinzi continue din beton armat/precomprimat

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

Notă:
1. * Acoperirea din beton cerută de SR EN 1992-1-1 este determinantă.

În cazul pereţilor expuşi unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 6.5a în cazul celor neportanţi sau tabelul 6.5b în cazul celor portanţi) se precizează dimensiunile minime impuse următoarelor elemente geometrice:

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

Tabelul 6.5a Pereţi neportanţi din beton armat

Rezistenţa la foc standard	*Dimensiuni minime: grosimea peretelui (mm)*
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
E1120	120
EI 180	150
EI 240	175

Tabelul 6.5b Pereţi portanţi din beton armat

Rezistenţa la foc standard	*Dimensiuni minime: grosimea peretelui / distanţa armătură-suprafaţă (mm)*			
	μ_{fi} = 0,35		μ_{fi} = 0,7	
	expunere pe o faţă	*expunere pe două feţe*	*expunere pe o faţă*	*expunere pe două feţe*
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
RE1120	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 planşeelor expuse unui foc după curba temperatură-timp ISO 834 (tabelul 6.6a în cazul celor simplu rezemate sau tabelul 6.6b în cazul celor continue) dimensiunile minime se referă la:

- h_S, grosimea planşeului, în *mm*;
- *a*, distanţa din axul armăturilor la faţa inferioară a planşeului, în *mm*.

Tabelul 6.6a Planşee din beton armat simplu rezemate

Rezistenţa la foc standard	*Dimensiuni minime (mm)*			
	h_S	*a*		
		rezemare pe două laturi	*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
RE1120	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 determinantă.

Tabelul 6.6b Planşee din beton armat continue

Rezistenţă la foc standard	*Dimensiuni minime (mm)*	
	h_S	*a, rezemare pe patru laturi*
		$l_y/l_x \leq 1,5$
REI 30	60	10*
REI 60	80	10*
REI 90	100	15*
RE1120	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 determinantă.

6.3.3 Determinarea rezistenţei mecanice a elementelor structurale

Metoda izotermei de 500^{0}C

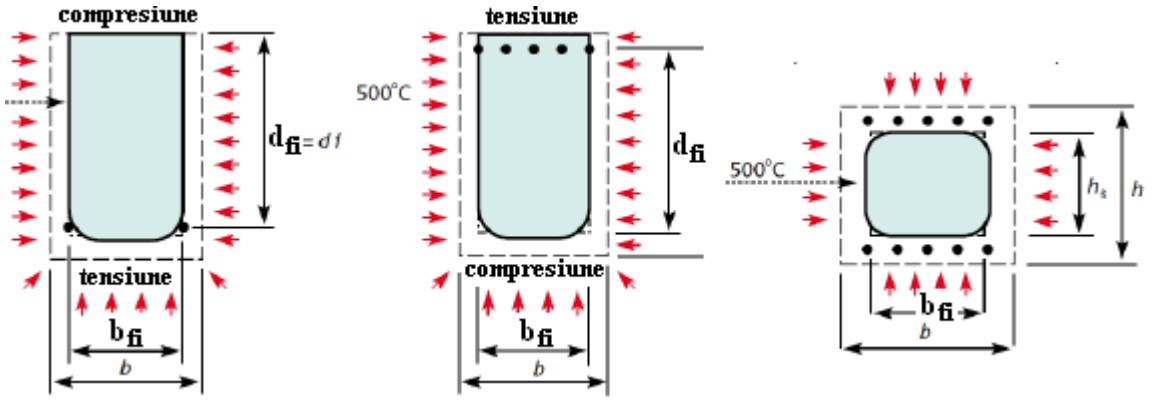
Metoda izotermei de 500^{0}C, aplicabilă oricăror expuneri la foc exprimabile printr-o curbă temperatură-timp, se bazează pe ipoteza după care betonul aflat la o temperatură mai mare de 500^{0}C se neglijează în calculul rezistenţei secţiunii elementului structural, în timp ce betonul aflat la o temperatură sub 500^{0}C participă cu rezistenţa sa iniţială (nealterat de incendiu). Această metodă este aplicabilă unei secţiuni din beton armat sau precomprimat solicitată de o forţă axială şi/sau un moment încovoietor.

Temperaturile într-o structură din beton expusă la foc pot fi determinate prin încercări experimentale sau prin calcul (distribuţiile temperaturii indicate în SR EN 1992-1-2:2006, Anexa A, pot fi utilizate pentru determinarea temperaturilor în secţiunile 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; distribuţiile sunt conservative/acoperitoare pentru majoritatea altor agregate).

Metoda efectuează o reducere generală a dimensiunilor secţiunii pe zona degradată de căldură, care, la temperaturi peste 500^{0}C, se consideră că nu mai contribuie la rezistenţa elementului. Grosimea betonului deteriorat, a_{500}, este considerată egală cu adâncimea medie a izotermei de 500^{0}C. Secţiunea din beton reziduală păstrează valorile iniţiale privind rezistenţa şi modulul elasticităţii materialului, figura 6.10a.

Procedura pentru verificarea rezistenţei la foc a unei secţiuni drepte din beton armat în situaţia de incendiu implică parcurgerea următoarelor etape:

- se determină poziţia izotermei având temperatura 500^{0}C pentru expunerea la focul specificat (convenţional sau natural);
- se determină o nouă lăţime b_{fi} şi o nouă înălţime d_{fi} a secţiunii, excluzând betonul situat în afara izotermei având temperatura 500^{0}C (a se vedea figura 6.10a-a); colţurile rotunjite ale izotermei pot fi asimilate cu ale unui dreptunghi sau pătrat apropiat de forma reală a izotermei, ca în figurile 6.10a, -b, -c;
- se determină temperatura armăturilor din betonul armat amplasate în zona întinsă şi comprimată; temperatura unei armături oarecare din betonul armat poate fi evaluată plecând de la distribuţia temperaturilor pe secţiune şi este considerată ca temperatură în centrul armăturii (unele dintre armăturile betonului armat pot să fie situate în afara secţiunii reduse, cum se arată în figura 6.10a; cu toate acestea, ele pot fi luate în considerare în calculul rezistenţei secţiunii expuse la foc);
- se determină rezistenţa redusă a armăturii datorată temperaturii;



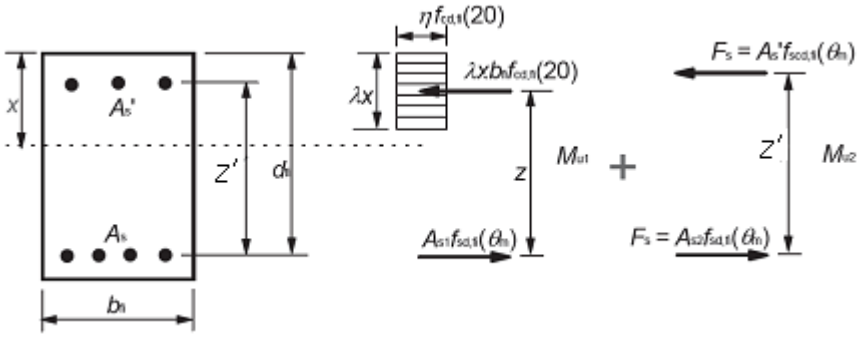
a. expunere la foc pe trei feţe cu zona întinsă expusă

b. expunere la foc pe trei feţe cu zona comprimată expusă

c. expunere la foc pe patru feţe (grindă, stâlp)

Figura 6.10a Secţiuni transversale reduse prin expunerea la foc
(*după Practical Design to Eurocode 2, The Concrete Center, 2012*)

- se utilizează metodele de calcul convenţionale pentru secţiunea redusă în vederea determinării rezistenţei secţiunii folosind rezistenţa armăturilor din betonul armat obţinută anterior (figura 6.10b);



λ, η sunt definite în SR EN 1992-1-1

Figura 6.10b Distribuţia eforturilor la starea limită ultimă
pentru o secţiune dreptunghiulară din beton, cu armături întinse şi comprimate

- se compară rezistenţa secţiunii cu efortul de proiectare sau se compară rezistenţa la foc estimată cu rezistenţa la foc cerută.

Calculul momentelor încovoietoare pentru secţiuni drepte se prezintă în continuare:

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

unde: A_s este suprafaţa totală a armăturii din zona întinsă;
A_{s1} - partea din secţiunea armăturii din zona întinsă în echilibru cu betonul comprimat;
A_{s2} - partea din secţiunea armăturii din zona întinsă în echilibru cu armătura comprimată;
A_s' - suprafaţa totală a armăturii din zona comprimată;
$f_{sd,fi}$ - rezistenţa de proiectare a armăturii din zona întinsă;
$f_{scd,fi}$ - rezistenţa de proiectare a armăturii din zona comprimată;
ω_k - procentul armării de proiectare la secţiunea expusă focului;
b_{fi} - lăţimea secţiunii expusă focului;
d_{fi} - înălţimea efectivă a secţiunii expusă focului;
$f_{cd,fi}(20)$ - rezistenţa de proiectare a betonului la compresiune (la temperatura normală);
z - braţul pârghiei dat de armătura întinsă şi betonul comprimat;
z' - braţul pârghiei dat de armătura întinsă şi armătura comprimată;
θ_m - temperatura medie a armăturilor;
F_s - forţa totală din armătura comprimată în situaţia de incendiu, egală cu o parte din forţa totală a armăturii întinse.

După ce contribuţiile momentelor au fost evaluate ca mai sus, momentul capabil total sau rezistenţa elementului în secţiune se obţine 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 500^0C dar mai laborioasă şi mai precisă decât aceasta, admite că secţiunea afectată de focul convenţional este redusă cu zona deteriorată către suprafeţele

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

Metoda presupune împărţirea secţiunii transversale în domenii dreptunghiulare dezvoltate pe înălţimea secţiunii, numite *zone*, pentru care se evaluează temperatura medie şi rezistenţa la compresiune corespunzătoare, $k_c(\theta)$, figura 6.11; dacă este cazul, se evaluează şi modulul elasticităţii la temperatura medie.

Zona deteriorată de foc, aproximată prin grosimile a_{z1} şi a_{z2} (măsurate de la feţele expuse), contribuie, prin eliminarea lor, la obţinerea unei secţiuni reduse cu proprietăţi diferite de la o zonă nedeteriorată menţinută în cadrul secţiunii, la alta similară, dar caracterizată de o altă temperatură medie.

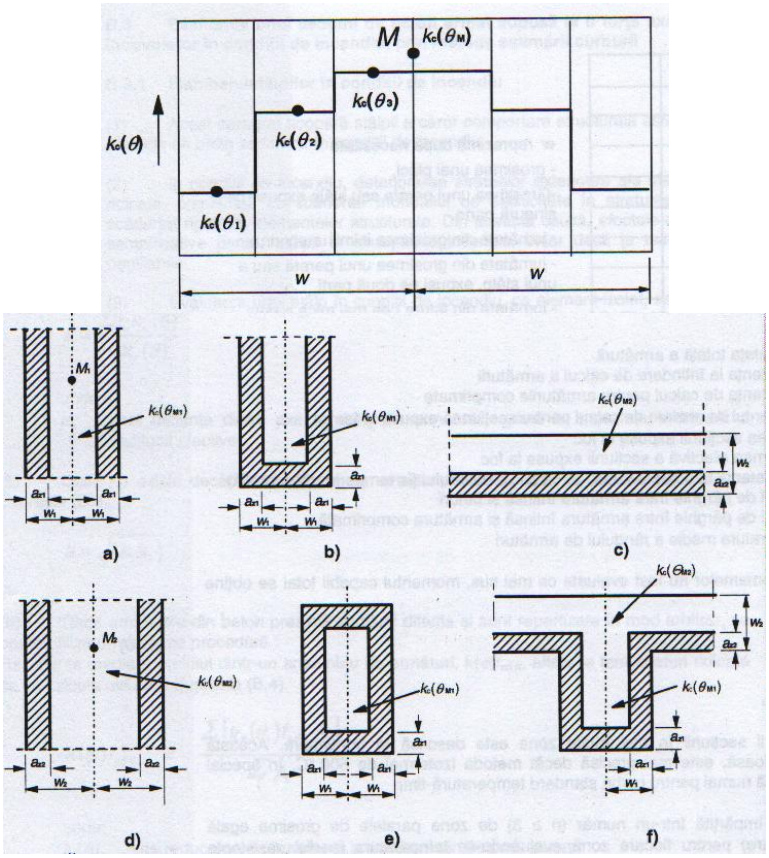
6.4 Particularităţile verificării la foc a structurilor din oţel

6.4.1 Precizări specifice

Reglementările care asigură baza proiectării construcţiilor din oţel în situaţia de incendiu (figura 6.12) sunt:

- *Eurocode 3: Design of steel structures – Part. 1-2: General rules - Structural fire design*;

- *SR EN 1993-1-2: Proiectarea structurilor din oţel-Partea 1-2: Reguli generale-Calculul structurilor la foc*.



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

Figura 6.11 Zonarea şi reducerea secţiunilor transversale expuse la foc (*SR EN 1992*)

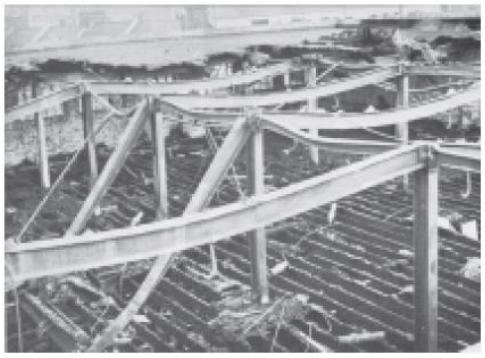


Figura 6.12 Structură portantă din oţel supusă acţiunii focului

6.4.2 Procedură particulară de verificare a rezistenţei la foc

Ca alternativă la metoda generală pentru verificarea rezistenţei la foc a elementelor structurale din oţel, în domeniul rezistenţelor, se poate utiliza metoda particulară pentru verificarea rezistenţei la foc, în domeniul temperaturilor, analitică (SR EN 1993-1-2, 4.2.4), care necesită respectarea inegalităţii din relaţia 6.18, respectiv 6.19a (având indicii actualizaţi), în care, pe toată durata expunerii la foc, t, temperatura proiectată θ_d, notată şi θ_a, trebuie să fie mai mică decât temperatura critică de proiectare, $\theta_{cr,d}$, notată şi $\theta_{a,cr}$, caracteristică elementului structural.

Cu excepţia cazurilor în care trebuie luate în considerare criteriile cu privire la deformarea sau pierderea stabilităţii elementului structural, temperatura critică a oţelului-carbon obişnuit, $\theta_{a,cr}$, la timpul t (în situaţia unei distribuţii uniforme a temperaturilor pe secţiunea transversală a unui element structural şi fără luarea în considerare a dilatării termice) poate fi determinată cu relaţia 6.19b:

$$\theta_{a,cr} \geq \theta_a \tag{6.19a}$$

$$\theta_{a,cr} = 39{,}18 \times \ln[(1/(0{,}9674 \times \mu_0^{3{,}833}) - 1] \tag{6.19b}$$

unde: μ_0 este *gradul de utilizare la timpul t=0* (nu poate fi mai mic de 0,013).

Gradul de utilizare, μ_0, se poate determina:

- pentru elementele cu secţiunea din clasa 1, 2 sau 3 şi pentru toate elementele structurale întinse cu relaţia 6.20

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} \tag{6.20}$$

- pentru grinzile la care flambajul prin încovoiere-răsucire nu este un mod potenţial de cedare, acoperitor, cu relaţia 6.21,

$$\mu_0 = \gamma_{M,fi} / \gamma_{M,0} \tag{6.21}$$

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

$\gamma_{M,fi}$ - coeficientul parţial de siguranţă corespunzând efortului capabil al secţiunii transversale pentru calculul în situaţia de incendiu;

$\gamma_{M,0}$ - coeficientul parţial de siguranţă corespunzând efortului capabil al secţiunii transversale pentru calculul la temperatura normală.

Considerarea neuniformităţii temperaturii pe secţiunea transversală şi în lungul elementului se face prin intermediul unui factor de adaptare κ, la evaluarea termenului $R_{fi,d,0}$.

6.4.3 Determinarea rezistenţei mecanice a elementelor structurale

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

- *cazul elementelor întinse* pentru care se determină $N_{fi,\theta,Rd}$, forţa axială capabilă la timpul *t*, în situaţia unei distribuţii uniforme a temperaturii, θ_a, pe secţiunea transversală a elementului şi în situaţia unei distribuţii neuniforme a temperaturii;
- *cazul elementelor comprimate cu secţiune transversală din clasa 1, 2* sau *3* pentru care se determină $N_{b,fi,t,Rd}$, forţa axială capabilă la flambaj la timpul *t*, în situaţia unei distribuţii uniforme a temperaturii, θ_a, pe secţiunea transversală a elementului şi în situaţia unei distribuţii neuniforme a temperaturii;
- *cazul grinzilor cu secţiune transversală din clasa 1* sau *2* pentru care se determină $M_{fi,\theta,Rd}$, momentul capabil la timpul *t*, în situaţia unei distribuţii uniforme a temperaturii, θ_a, pe secţiunea transversală a elementului şi în situaţia unei distribuţii neuniforme a temperaturii;
- *cazul grinzilor cu secţiune transversală din clasa 3* pentru care se determină $M_{fi,t,Rd}$, momentul capabil la timpul *t*, în situaţia unei distribuţii uniforme a temperaturii, θ_a, pe secţiunea transversală a elementului şi în situaţia unei distribuţii 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 secţiunea transversală din clasa 4* pentru care, la timpul *t*, temperatura oţelului, θ_a, în orice secţiune transversală, nu trebuie să depăşească valoarea critică, $\theta_{a,cr}$.

6.5 Particularităţile verificării la foc a structurilor din lemn

6.5.1 Precizări specifice

Normativele care asigură baza proiectării construcţiilor din lemn în situaţia de incendiu (figura 6.13) 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: Generalităţi-Calculul structurilor la foc*.

a. The FPC Newsletter 2, 2006

b. Structură portantă din lemn supusă acţiunii focului

Figura 6.13 Structuri portante din lemn pentru clădiri

Particularităţile calculului elementelor structurale din lemn

Principalele caracteristici ale lemnului sau materialelor pe bază de lemn, relevante în situaţia de incendiu, sunt *carbonizarea*, precum şi reducerea rigidităţii şi reducerea *rezistenţei mecanice* cu creşterea temperaturii; astfel:

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

În consecinţă,comportarea lemnului interesează până la 300^0C.

Verificarea rezistenţei la foc a elementelor structurale din lemn se face prin compararea solicitărilor de proiectare în situaţia de incendiu cu rezistenţa elementelor structurale având secţiunea transversală afectată de foc (parţial carbonizată şi degradată, figura 6.14).

Figura 6.14 Element structural din lemn parţial carbonizat
(*Fire safety in timber buildings, Technical guideline, 2010*)

Pentru verificarea la foc a elementelor structurale din lemn (cu luarea în considerare a reducerii rigidităţii şi rezistenţei elementelor structurale expuse pe trei sau patru feţe) SR EN 1995-1-2 oferă:

- *metoda reducerii secţiunii* (recomandată);
- metoda reducerii proprietăţilor.

Stabilirea adâncimii de carbonizare

Elementele structurale din lemn expuse la foc carbonizează la suprafaţa contactului cu temperaturile generate (figura 6.14), fiind protejate un timp semnificativ la acţiunea acestuia. Pentru calculul rezistenţei la foc a elementelor structurale din lemn, secţiunea iniţială a elementului este redusă cu *adâncimea de carbonizare*; astfel, putem deosebi:

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

Viteza de carbonizare nu depinde de orientarea suprafeţei expuse focului (este aceeaşi şi în cazul suprafeţelor verticale ale stâlpilor şi a în cazul suprafeţelor orizontale ale grinzilor).

Viteza de carbonizare uni-dimensională, β_0, este considerată valoare de bază, observată la transferul uni-direcţional al căldurii obţinut prin expunerea la focul standard a unei plăci din lemn (considerată semi-infinită) neprotejată şi fără fisuri.

Adâncimea de carbonizare uni-dimensională este dată de relaţia 6.22, figura 6.15,

$$d_{char,0} = \beta_0 \times t \qquad (6.22)$$

unde: β_0 este *viteza de carbonizare uni-dimensională*, SR EN 1995-1-2, tabelul 6.7, pentru acţiunea termică perpendiculară pe fibre (valorile din tabel pot fi dublate în cazul acţiunii termice în lungul fibrei); pentru cazul speciilor europene din lemn moale se poate utiliza β_0*=0,65 mm/min*, neglijându-se alte influenţe precum densitatea;

t - timpul expunerii la foc.

În vecinătatea muchiilor elementelor structurale, în cazul secţiunilor rectangulare, fluxul căldurii este bi-direcţional şi se produce o rotunjire în lungul muchiilor (raza rotunjirii fiind aproximativ egală cu adâncimea de carbonizare uni-dimensională). Pentru simplificarea calculelor, secţiunea reziduală a elementului structural carbonizat este înlocuită cu o secţiune rectangulară la care adâncimea de carbonizare uni-dimensională, pe feţele adiacente, este înlocuită cu una echivalentă, numită *adâncimea de carbonizare teoretică*, dată de relaţia 6.23, figura 6.15:

$$d_{char,n} = \beta_n \times t \qquad (6.23)$$

unde: β_n este *viteza de carbonizare teoretică*, SR EN 1995-1-2, tabelul 6.7, pentru elemente structurale din lemn cu secţiunea transversală rectangulară expusă la foc pe trei sau patru feţe; pentru elemente lamelare încleiate (lemn moale) β_n*=0,7 mm/min* iar pentru elemente din lemn masiv (lemn moale) β_n*=0,8 mm/min*.

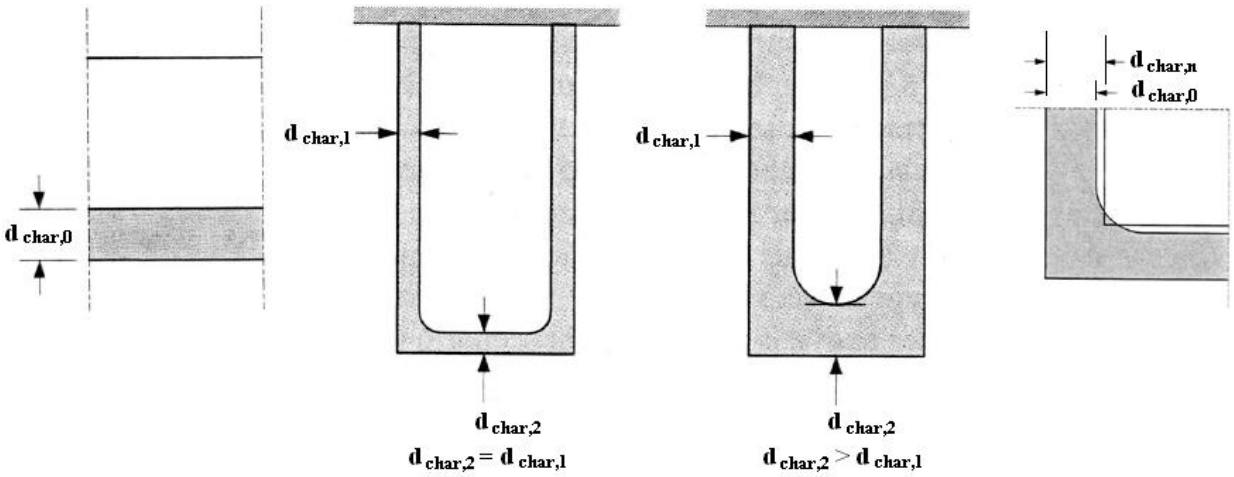


Figura 6.15. Adâncimi de carbonizare
(*Eurocode 5*)

Tabelul 6.7 Viteze de carbonizare

Caracteristicile elementului structural din lemn	β_0 *mm/min*	β_n *mm/min*
a. Esenţe moi şi fag: - plăci lamelate din lemn cu densitatea caracteristică ≥ 290 kg/m^3; - lemn masiv cu densitatea caracteristică ≥ 290 kg/m^3.	 0,65 0,65	 0,7 0,8
b. Esenţe tari: - lemn masiv sau panouri lamelate de esenţă tare cu densitatea caracteristică de 290 kg/m^3; - lemn masiv sau panouri lamelate de esenţă tare cu densitatea caracteristică ≥ 450 kg/m^3;	 0,65 0,50	 0,70 0,55
c. LVL (*Laminated Veneer Lumber*)*-lemn strtificat*: - cu densitatea caracteristică ≥ 480 kg/m^3;	 0,65	 0,70
d. Panouri: - din lemn; - placaje; - panouri pe bază de lemn, altele decât placaje.	 0,90* 1,00* 0,90*	 - - -
* Valorile se aplică la valoarea caracteristică a densităţii de 450 kg/m^3 şi o grosime a panoului de 20 mm; a se vedea Eurocode 5 paragraful 3.4.2(9) pentru alte grosimi şi densităţi.		

Determinarea rigidităţilor şi rezistenţei mecanice pentru elementele structurale din lemn

Cazul temperaturii normale

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

Acţiunile trebuie încadrate în una din *clasele duratei încărcării* (tabelul 6.8).

Structurile trebuie încadrate în una din *clasele exploatării*:

- *clasa de exploatare 1*: caracterizată prin umiditatea materialelor corespunzătoare temperaturii de 20^0C şi umiditatea relativă a aerului peste 65% numai pentru câteva săptămâni pe an;

- *clasa de exploatare 2*: caracterizată prin umiditatea materialelor corespunzătoare temperaturii de 20^0C şi umiditatea relativă a aerului peste 85% numai pentru câteva săptămâni pe an;

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

Tabelul 6.8 Clasele de durată a încărcării

Clasa de durată a încărcării	*Durata cumulată a încărcării de calcul*
Permanentă pentru	mai mult de 10 ani
durată lungă	6 luni … 10 ani
durată medie	1 săptămână … 6 luni
durată scurtă	Mai puţin de o săptămână
Instantanee	

Pentru a se ţine seama de efectul duratei încărcării şi umidităţii, se defineşte *coeficientul de modificare*, k_{mod} (tabelul 6.9).

Valoarea de calcul a unei proprietăţi a rezistenţei lemnului este dată de relaţia 6.24:

$$X_d = k_{mod} \times X_k / \gamma_M \qquad (6.24)$$

unde: X_k este valoarea caracteristică a proprietăţii rezistenţei lemnului.

Valorile coeficientului parţial de siguranţă al lemnului, γ_M, în situaţia temperaturii normale, sunt date în tabelul 6.10.

Cazul situaţiei de incendiu

Valoarea de proiectare a rezistenţei materialului lemnos aflat în situaţia de incendiu se calculează cu relaţia 6.25,

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times (f_{20}/\gamma_{M,fi}); \qquad f_{20} = k_{fi} \times f_k \qquad (6.25)$$

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

f_{20} - fractila 20% a rezistenţei;

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

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

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

k_{fi} - factor indicat în tabelul 6.11.

Valoarea de proiectare a rigidităţii materialului (E, G), în situaţia de incendiu, se calculează cu relaţia 6.26,

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \times (S_{20}/\gamma_{M,fi}); \qquad S_{20} = k_{fi} \times S_{05} \tag{6.26}$$

unde: $S_{d,fi}$ este valoarea de proiectare a rigidităţii materialului în situaţia de incendiu ($E_{d,fi}$ sau $G_{d,fi}$);
S_{20} - fractila 20% a rigidităţii (nu se operează cu $E_d=E_{mean}/\gamma_M$ şi $G_d=G_{mean}/\gamma_M$ [5]);
S_{05} - fractila 5% a rigidităţii;
$k_{mod,fi}$ - factorul de modificare la foc care reduce rigiditatea elementului în situaţia de incendiu (se precizează în EN 1995-1-2 la articolele care îl utilizează);
$\gamma_{M,fi}$ - factorul de siguranţă la lemn în situaţia de incendiu (recomandat $\gamma_{M,fi}$=1);
k_{fi} - factor indicat în tabelul 6.11 (SR EN 1995-1-2, Tabelul 2.1).

Tabelul 6.9 Valorile coeficientului k_{mod}

Materialul	*Clasa de exploatare*	*Clasa de durată a încărcării*				
		Permanente	*Durată lungă*	*Durată medie*	*Durată 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 6.10 Valorile coeficientului γ_M

Stări limită ultime	γ_M
Combinaţii 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
- plăcuţe metalice perforate pentru îmbinări	1,25
Combinaţii aleatorii	1,00

Tabelul 6.11 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 oţel	1,05
Îmbinări cu elemente pentru îmbinare solicitate axial	1,05

6.5.2 Procedură particulară de verificare a rezistenţei la foc

Ca alternativă la metoda generală pentru verificarea a rezistenţei la foc a elementelor structurale din lemn, în domeniul rezistenţelor, se poate utiliza metoda particulară pentru verificarea rezistenţei la foc a *reducerii secţiunii*, tot în domeniul rezistenţelor, analitică (SR EN 1995-1-2), care consideră o secţiune efectivă obţinută prin reducerea secţiunii transversale iniţiale cu adâncimea de carbonizare efective dată de relaţia 6.27 (figura 6.16); rezistenţa şi rigiditatea materialului pentru secţiunea rămasă se consideră cele iniţiale.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0; \quad d_{char,n} = \beta_n \times t \qquad (6.27)$$

unde: d_0 este valoarea grosimii stratului a cărui rezistenţă a materialului şi 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 aceeaşi de la începutul perioadei expunerii la foc (pentru elementele neprotejate $k_0=t/20$ pentru t<20 minute şi $k_0=1$ pentru t≥20 minute).

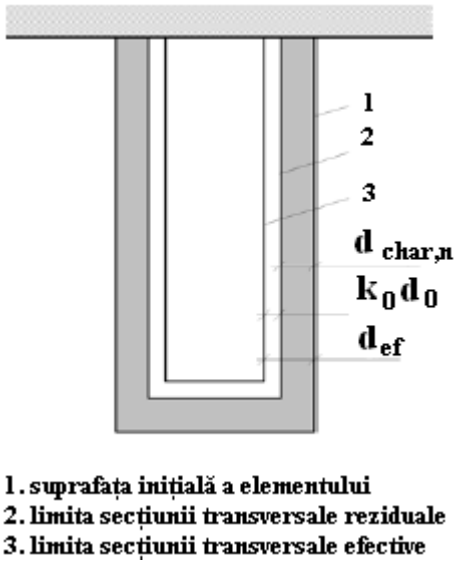


Figura 6.16 Secţiuni transversale reziduale ale elementelor din lemn în situaţia de incendiu (*Eurocode 5*)

6.5.3 Determinarea rezistenţei mecanice a elementelor structurale

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

6.6 Aplicaţii privind verificarea la foc a elementelor structurale

Aplicaţia 1

Fie cadrul, figura 6.*1, din beton armat C16/20 (pentru care E=270000 daN/cm^2, rezistenţa la compresiune f_{ck} sau R_{bc}=125daN/cm^2, rezistenţa la întindere $f_{ck,t}$ sau R_{bt}=10 daN/cm^2), cu trei deschideri (5 m, 6 m, 5 m) şi trei niveluri (3,50 m, 2,60 m, 2,60 m), încastrat la partea inferioară aparţinând unei clădiri cu destinaţie comercială, situată la o altitudine de peste 1000 m, solicitat de încărcări caracteristice: permanente din greutatea proprie a elementelor structurale G_k, variabile de exploatare la nivelul grinzilor inferioare Q_e=2,5 kN/m (cu secţiunea transversală 20 cm×40 cm), variabile din zăpadă la nivelul grinzilor superioare Q_z=3,0 kN/m (cu secţiunea transversală 20 cm×50 cm) şi variabile din vânt pe stâlpii exteriori Q_{v1}=1,8 kN/m şi Q_{v2}=0,9 kN/m (cu secţiunea transversală 50 cm×50 cm, inclusive la cei interiori),.

Să se determine starea statică de solicitare şi deformare în situaţia de incendiu <u>fără luarea în considerare a acţiunilor indirecte</u>.

Se utilizează un program de calcul automat în care se stabilesc următoarele ipoteze de calcul:

- din încărcări permanente date de greutatea proprie a elementelor structurale;
- din încărcări variabile date de exploatarea clădirii;
- din încărcări variabile date de zăpadă;
- din încărcări variabile date de vânt.

În situaţia de incendiu se pot constitui trei combinaţii de încărcări (considerând, pe rând, câte o încărcare variabilă ca fiind dominantă) şi în baza cărora se determină solicitările de calcul:

C1= 1,0×Gk + 0,7×Qe + (0,2×Qz + 0,0×Qv),
C2= 1,0×Gk + 0,2×Qv + (0,6×Qe + 0,2×Qz),
C3= 1,0×Gk + 0,5×Qz + (0,0×Qv + 0,6×Qe).

Aplicaţia 2

Fie cadrul, figura 6.*1, din beton armat C16/20 (pentru care E=270000 daN/cm^2, rezistenţa la compresiune f_{ck} sau R_{bc}=125 daN/cm^2, rezistenţa la întindere $f_{ck,t}$ sau R_{bt}=10 daN/cm^2), cu trei deschideri (5 m, 6 m, 5 m) şi trei niveluri (3,50 m, 2,60 m, 2,60 m), încastrat la partea inferioară aparţinând unei clădiri cu destinaţie comercială, situată la o altitudine peste 1000 m, solicitat de încărcări caracteristice: permanente din greutatea proprie a elementelor structurale G_k, variabile de exploatare la nivelul grinzilor inferioare Q_e=2,5 kN (cu secţiunea transversală 20 cm×40 cm), variabile din zăpadă la nivelul grinzilor superioare Q_z=3,0 kN (cu secţiunea transversală 20 cm×50 cm) şi variabile din vânt pe stâlpii exteriori Q_{v1}=1,8 kN şi Q_{v2}=0,9 kN (cu secţiunea transversală 50 cm×50 cm, inclusive la cei interiori).

Să se determine starea statică de solicitare şi deformare în situaţia de incendiu <u>cu luarea în considerare a acţiunilor indirecte</u> produse de un incendiu care generează o temperatură maximă de 700^{0}C în spaţiul din deschiderea 1 la nivelul 1.

Aplicaţia 3

Fie cadrul, figura 6.*2, din beton armat C16/20 (pentru care E=270000 daN/cm^2, rezistenţa la compresiune este f_{ck} sau R_{bc}=125 daN/cm^2, rezistenţa la întindere este $f_{ck,t}$ sau R_{bt}=10 daN/cm^2), încastrat la partea inferioară, cu două deschideri de 10 m şi înălţimea de 3,5 m, solicitat de încărcari carcateristice permanente pe grinzi G_k=2,0 kN/m (cu secţiunea transversală de 20 cm×40 cm) şi variabile din vânt pe stâlpii exteriori Q_1=2,5 kN/m (cu secţiunea transversală de 40 cm×40 cm, inclusiv la cei interiori); valoarea încărcărilor permanente pe stâlpi se neglijează,.

Să se stabilească rezistenţa la foc a elementelor structurale utilizând metoda tabelară de verificare.

Utilizând un program de calcul automat, la baza stâlpilor se obţin eforturile:

- date de încărcările caracteristice C1=1,0×G_k+1,0×Q_1:
  - exteriori (eforturi maxime): N_k=-9,09kN, M_k=-15,9kNm;
  - interior: N_k=-20,8kN, M_k=-6,10kNm;
- date de încărcările de calcul în condiţii normale C2=1,35×G_k+1,5×Q_1:
  - exteriori (eforturi maxime): N_d=-13,4kN, M_d=-22,8kNm:
  - interior: N_d=-28,0kN, M_d=-9,20kNm;
- date de încărcări de calcul în condiţii de incendiu C3=1,0×G_k+0,2×Q_1:
  - exteriori (eforturi maxime): N_d=-9,70kN, M_d=-8,50kNm;
  - interior: N_d=-20,8kN, M_d=-1,20kNm.

Determinarea eforturilor la baza stâlpilor în condiţii de incendiu se poate face şi aplicând metoda simplificată a factorului de reducere, pentru care, în cazul structurilor uzuale din beton, η_{fi}=0.7. În cazul acesta, eforturile în condiţii de incendiu la baza stâlpilor se pot obţine multiplicându-le cu acest coeficient pe cele obţinute în condiţii normale:

- exteriori (eforturi maxime): N_d=0,7×(-13,4)=-9,38kN, M_d=0,7×(-22,8)=-15,96kNm;
- interior: N_d=0,7×(-28,0)=-19,6kN, M_d=0,7×(-9,20)=-6,440kNm.

Odată acceptată una dintre cele două modalităţi de determinare a eforturilor în condiţii de incendiu la baza stâlpilor, se poate trece la verificarea rezistenţei la foc a fiecărui element structural.

Verificarea rezistenţei la foc a stâlpului central, expus la foc pe toate laturile, în situaţia în care evaluarea solicitărilor s-a făcut prin metoda simplificată a factorului de reducere, folosind procedura tabelară, utilizează o metodă (A) care consideră μ_{fi}=0,7, şi tabelul 6.3a din care se poate constata că stâlpul central acoperă rezistenţa la foc R120, cu condiţia ca distanţa de la axa armăturilor la suprafaţa incendiată, *a*, să fie minimum 5,7 cm şi minimum 8 bare distribuite pe lăţimea rămasă liberă a laturii stâlpului.

Verificarea rezistenţei la foc a unei grinzi curente (continue), expusă la foc pe trei laturi utilizând procedura tabelară implică: utilizarea tabelului 6.4b din care se poate constata că grinda curentă acoperă rezistenţa la foc *R120*, cu condiţia ca distanţa de la axa armăturilor la suprafaţa incendiată, *a*, să fie minimum 4,5 cm.

Bibliografie

1. Jean-Marc Franssen, Raul Zaharia, Calculul construcţiilor metalice la acţiunea focului, Editura Orizonturi universitare, 2008, Timişoara.
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, Bucureşti.

5. ***, CR 0-2005-Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcţii.
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: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-2: Acţiuni generale-Acţiuni 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 oţel-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: Generalităţi-Calculul structurilor la foc.
14. ***, Norme generale de apărare împotriva incendiilor, aprobate cu ordinul nr. 163 din 28.02.2007.