

# La progettazione antincendio delle strutture in acciaio secondo l'Eurocodice 3

Matteo Sbisà<sup>1</sup>

## SOMMARIO

Il presente articolo illustra il quadro normativo e le procedure di valutazione della sicurezza delle strutture in acciaio in caso d'incendio. Successivamente, definisce in dettaglio il metodo prescrittivo per la progettazione strutturale delle strutture in caso di incendio in conformità all'Eurocodice 3. In particolare illustra i concetti generali di resistenza al fuoco, la valutazione delle azioni in caso d'incendio, la modellazione della struttura, la variazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio sottoposto alle alte temperature, la valutazione della resistenza delle sezioni al variare della temperatura e la valutazione della sicurezza nel dominio della resistenza, del tempo e delle temperature.

## ABSTRACT

This article illustrates initially legislation and assessment procedures safety of the steel structures in case of fire. Subsequently it describes the prescriptive method according to Eurocode 3. In particular, it illustrates general concepts of resistance to fire, evaluation of the actions in case of fire, modeling of the structure, variation of the mechanical properties of the steel subjected to high temperatures, evaluation of the resistance of the sections at different temperature and safety assessment in the domain of resistance, time and temperature.

## Inquadramento generale

La progettazione delle strutture in acciaio, in caso di incendio, può essere affrontata secondo diversi metodologie, più o meno complesse, così come definito dalla norma EN 1993-1-2 [1]. In linea generale e indipendentemente dalla procedura adottata, è necessario definire le azioni esterne, il modello di calcolo più rispondente al reale comportamento della struttura in condizioni d'incendio, le sollecitazioni dirette ed indirette, la resistenza delle sezioni in caso di incendio tenendo conto del degrado delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio per le alte temperature e, infine, eseguire le verifiche di resistenza controllando che, per la singola sezione, la caratteristica della sollecitazione sia minore della resistenza. Le fasi di progettazione illustrate possono essere così elencate:

- 1) Analisi delle azioni,
- 2) Definizione del modello di calcolo
- 3) Determinazione delle sollecitazioni di progetto ( $E_{fi,d}$ ) in caso di incendio
- 4) Analisi termica della sezione
- 5) Valutazione delle resistenze delle sezioni ( $R_{fi,0,Rd}$ ) in caso di incendio
- 6) Verifiche di resistenza ( $E_{fi,d} \leq R_{fi,0,Rd}$ )

La valutazione delle azioni è condotta in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni[2] utilizzando la combinazione eccezionale che tiene conto dei carichi permanenti, di quelli variabili e delle azioni termiche in caso d'incendio, dette anche indirette, che sono valutate in

---

<sup>1</sup> Ingegnere, PhD, Professore a contratto di Costruzioni in Acciaio, Università del Molise

maniera semplificata o più rigorosa, in funzione della procedura di calcolo adottata, come riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, nella norma EN 1991-1-2 [3] e nel Decreto 9 marzo 2007 [4]; inoltre si esclude la concomitanza delle azioni da incendio con altre azioni eccezionali e con quelle sismiche.

Per quanto riguarda il modello di calcolo da adottare, è possibile scegliere modelli semplici, con un solo elemento costruttivo, parti di strutture o l'intera struttura come riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, nel Decreto 9 marzo 2007 e nella EN 1993-1-2.

Una volta individuate le azioni ed il modello di calcolo è possibile determinare le caratteristiche della sollecitazione tenendo conto anche degli effetti indiretti dovuti alle dilatazioni termiche e variazioni di rigidità; quindi, la scelta del modello strutturale deve essere fatta con l'obiettivo della semplificazione dell'onere computazionale ma nel rispetto della sicurezza strutturale e quindi cogliendo il reale comportamento della struttura in caso di incendio [5].

La determinazione della resistenza in caso di incendio, come definito dalla norma armonizzata UNI EN 1090-1 [6] per la marcatura CE dei componenti strutturali in acciaio e alluminio, può essere determinata mediante prove sperimentali, secondo la norma UNI EN 13501-2 [7], ovvero analiticamente, secondo la EN 1993-1-2, non essendo più applicabili i metodi tabellari, quali ad esempio quelli riportati all'allegato D del Decreto 16 febbraio 2007 [8]. Dal 1° luglio 2013 è entrato completamente in vigore il Regolamento Europeo N°305/2011 [9], per la distribuzione, la vendita e l'utilizzo dei prodotti da costruzione da impiegarsi modo permanente in opere da costruzione. Un prodotto è ritenuto idoneo all'impiego se rispetta le caratteristiche essenziali stabilite nelle norme armonizzate che rappresentano le specifiche tecniche adottate dagli organismi europei di normazione (CEN, CENELEC, ETSI), su mandato della Commissione Europea, allo scopo di essere utilizzate dagli stati membri per la valutazione della conformità delle prestazioni dei prodotti, propedeutica all'immissione degli stessi sul mercato [10]. Il 1° luglio 2014 è terminato il periodo di coesistenza per l'applicazione della norma armonizzata UNI EN 1090-1 che prevede i requisiti per la marcatura CE, secondo il Regolamento Europeo N. 305/2011, dei componenti strutturali e dei kit in acciaio e alluminio immessi sul mercato come prodotti da costruzione. Il produttore potrà immettere, sul mercato, elementi e kit strutturali in acciaio e alluminio, soltanto dopo averli marcati CE ed aver dichiarato le relative caratteristiche prestazionali, quali ad esempio tolleranze dimensionali, resistenza alla rottura, alla fatica, al fuoco e agli urti, reazione al fuoco, saldabilità, durabilità, portanza dei carichi e deformabilità [11]. In taluni casi il Regolamento Europeo N. 305/2011 prevede la possibilità di immettere sul mercato prodotti senza aver dichiarato le prestazioni di alcune caratteristiche, ricorrendo all'opzione NPD (No Performance Determined); ogni stato membro può definire quali caratteristiche essenziali siano obbligatoriamente applicabili [12]. In particolare, in Italia, la resistenza al fuoco degli elementi strutturali metallici deve essere determinata dal produttore nel caso in cui gli stessi costituiscano parte di una costruzione soggetta ad attività, sottoposte ai controlli di prevenzione incendi da parte del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ed elencate dal DPR 151/2011 [13].

Nonostante le fasi progettuali indicate al paragrafo precedente siano applicabili sempre, esistono, però, due differenti procedure: l'approccio prescrittivo e l'approccio prestazionale (o ingegneristico), come riportato in figura 1, tratta dalla norma UNI EN 1993-1-2.

Nell'approccio prescrittivo, la norma definisce il periodo minimo di tempo entro il quale la struttura (ovvero i suoi singoli elementi) deve garantire la stabilità meccanica in caso d'incendio; per questo approccio vengono definiti scenari di incendio nominali, adottando curve (tempo-temperatura) nominali di incendio, quali ad esempio la curva ISO834 (figura 2).

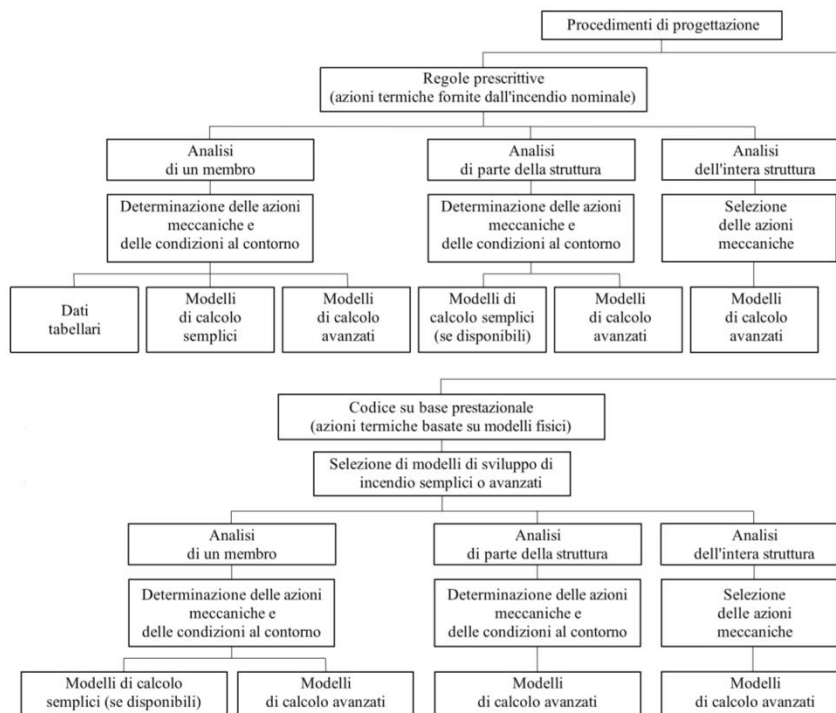


Figura 1 – Procedure di progettazione (UNI EN 1993-1-2)

Nell'approccio prestazionale (o ingegneristico), invece, si verifica se le prestazioni della struttura siano compatibili o meno con gli obiettivi prestazionali richiesti per la sicurezza in caso di incendio (sicurezza degli occupanti durante il tempo nel quale essi rimangono dentro l'edificio, sicurezza delle squadre di soccorso, evitare i crolli che possono causare pericolo per le persone, ecc.). Nell'approccio prestazionale l'azione termica è valutata mediante analisi di scenari di incendio naturali adottando curve (tempo-temperatura) reali di incendio (figura 2).

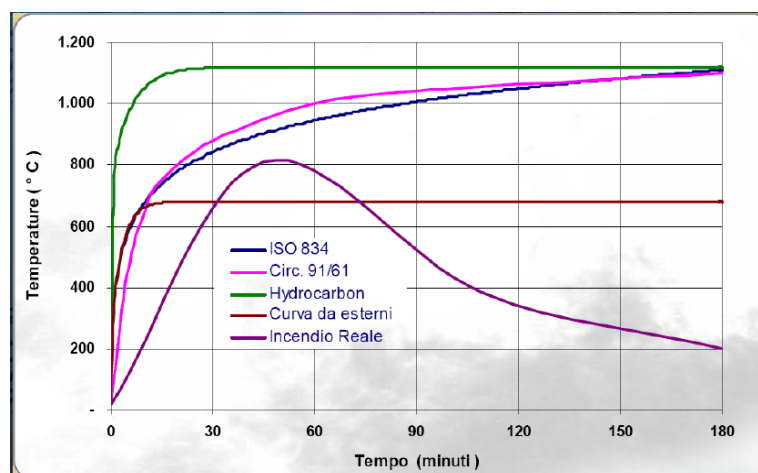


Figura 2 – Curva nominale e reali d'incendio

Nel presente articolo viene illustrato l'approccio prescrittivo che risulta certamente di più semplice applicazione ed applicabile ad ogni attività soggetta al controllo dei Vigili del Fuoco; mentre l'approccio prestazionale, certamente più complesso, necessita di appositi software e di richiedere deroga ai Vigili del Fuoco per poter essere applicato. Nell'approccio prescrittivo, il decreto 9 marzo 2007 stabilisce il livello di prestazione della struttura portante (cfr. tabella 1) e conseguentemente la classe di resistenza al fuoco degli elementi strutturali.

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano Livello I accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire Livello II l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione Livello III dell'emergenza
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato Livello IV danneggiamento delle strutture stesse
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento Livello V della totale funzionalità delle strutture stesse

Tabella 1 – Livelli di prestazione in caso di incendio

Per classe di resistenza al fuoco, secondo la definizione riportata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si intende l'intervallo di tempo espresso in minuti durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita. La classe di resistenza è identificata con la lettera "R" seguita da un numero che esprime il tempo in minuti; ad esempio R60, si intende che la resistenza al fuoco della struttura deve essere garantita per almeno 60 minuti. Esistono dieci classi di resistenza: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360. Per il livello di prestazione III, la classe di resistenza al fuoco è determinata sulla base del carico di incendio, definito come il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili presenti ed espresso in MJ/m<sup>2</sup>. Per alcune tipologie di edifici (ospedali, scuole, alberghi, locali di pubblico spettacolo, ecc.), invece, le norme prescrivono direttamente la classe di resistenza, senza necessità di determinarla in funzione del livello di prestazione.

## L'APPROCCIO PRESCRITTIVO

Nel presente paragrafo sarà illustrato il metodo prescrittivo, ripercorrendo le cinque fasi progettuali indicate nel paragrafo precedente.

La valutazione delle azioni (fase 1) è condotta in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni, utilizzando la combinazione eccezionale, riportata di seguito:

$$G + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

In generale bisognerà, quindi, tener conto delle azioni permanenti (G), variabili (Q) e termiche/indirette (A<sub>d</sub>). Le Norme Tecniche per le Costruzioni, il Decreto 9 marzo 2007 e la norma EN 1991-1-2 impongono di dover tener conto degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate dalle condizioni di vincolo ad eccezione dei casi in cui: a) è riconoscibile a priori che esse sono trascurabili o favorevoli, b) sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi per la determinazione della resistenza meccanica degli elementi costruttivi come illustrato di seguito, c) si adottino curve nominali di incendio, utilizzate nel metodo prescrittivo. Tale semplificazione non è applicabile nel caso si utilizzi un metodo di calcolo avanzato (nota 1) per la determinazione della resistenza delle singole sezioni e nel caso di metodo prestazionale per il quale si utilizzano curve naturali di incendio (cfr. figura 1).

Per quanto riguarda la definizione del modello di calcolo (fase 2) è possibile adottare il singolo elemento, una parte della struttura o l'intera struttura. Nel caso del singolo elemento ovvero di parte di struttura bisogna individuare le azioni e i vincoli da imporre al contorno per meglio schematizzare: a) le sollecitazioni derivanti dalla presenza di altri elementi strutturali al contorno e per effetto dei carichi permanenti e variabili e b) eventuali sollecitazioni indirette derivanti dalle dilatazioni termiche contrastate da condizioni di vincoli iperstatiche, nel caso in cui non è possibile trascurare le azioni termiche  $A_d$ .

La determinazione delle sollecitazioni (fase 3) è condotta tenendo conto della combinazione accidentale (1) e del modello strutturale adottato. Quando è possibile trascurare le azioni termiche/indirette, quelle dirette possono essere determinate a partire dalla sollecitazione valutate nel caso di stato limite ultimo (SLU), mediante la relazione (2), come riportato dalla norma UNI EN 1993-1-2.

$$E_{d,\beta} = \eta \cdot E_d \quad (2)$$

Dove  $\eta$  è un coefficiente riduttivo pari al seguente rapporto:

$$\eta = \frac{G + \psi_{\beta,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G G + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (3)$$

che rappresenta il rapporto tra la combinazione accidentale in caso di incendio e la combinazione allo stato limite ultimo. Nell'equazione (3) il coefficiente  $\psi_{\beta,1}$  può essere posto pari a  $\psi_{1,1}$  ovvero  $\psi_{2,1}$ . Ovviamente, assumerlo pari a  $\psi_{1,1}$  significa assumere valori di  $\eta$  maggiori e quindi assumere sollecitazioni maggiori in caso di incendio.

Dopo aver determinato il valore della sollecitazione di progetto  $E_{fi,d}$ , è necessario eseguire l'analisi termica della sezione al fine di determinare la distribuzione delle temperature all'interno della stessa e valutarne le proprietà meccaniche e termiche che risultano fortemente influenzate dall'aumento delle temperature. In particolare, il modulo di elasticità ( $E_{a,\theta}$ ) e la tensione di snervamento ( $f_{ay,\theta}$ ) si riducono all'aumentare delle temperature, come riportato in tabella 2, rispetto ai corrispondenti valori ( $E_a$  e  $f_y$ ) al tempo  $t=0$ .

Temperatura acciaio $\theta$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,0000	1,00
100	1,0000	1,00
200	0,9000	1,00
300	0,8000	1,00
400	0,7000	1,00
500	0,6000	0,78
600	0,3100	0,47
700	0,1300	0,23
800	0,0900	0,11
900	0,06750	0,06
1000	0,0450	0,04
1100	0,0225	0,02
1200	0,0000	0,00

Tabella 2 – Fattori di riduzione per le relazioni tensione-deformazione dell'acciaio alle elevate temperature

I valori tabellati di  $k_{y,\theta}$  possono essere ben interpolati dall'equazione (4).

$$k_{y,\theta} = \frac{1}{\sqrt[3,833]{0,96474 \cdot (e^{\frac{\theta-482}{39,19}} + 1)}} \quad (4)$$

Dove  $\theta$  è la temperatura dell'elemento, considerata uniforme all'interno della sezione. Si noti che il modulo di elasticità comincia a diminuire già a 200 °C mentre la tensione di snervamento rimane inalterata fino a 400 °C, dopodiché comincia a diminuire rapidamente. Ad esempio, in un edificio di acciaio a uso residenziale, per le travi secondarie il rapporto  $\eta$  è all'incirca pari a 0,57, per cui, essendo le sollecitazioni in caso d'incendio il 57% delle sollecitazioni calcolate allo stato limite ultimo (SLU), il valore dello snervamento può arrivare al 57%, per effetto dell'aumento delle temperature, a parità di capacità portante, e ciò si verifica all'incirca a 600 °C. A volte, però, c'è da dire che le strutture di acciaio sono sovradimensionate alla resistenza a causa sia della necessità di scegliere profili commerciali da sagomari e sia a causa delle verifiche di deformabilità allo stato limite di esercizio (SLE) e ciò, ovviamente, fornisce alle sezioni una maggiore capacità di portare i carichi in caso d'incendio. Invece per quanto riguarda il modulo di elasticità, diminuendo in maniera repentina, gli abbassamenti sono sensibilmente più elevati di quelli limiti imposti dalle NTC08 per gli SLE. Ad esempio, a 600 °C il modulo di elasticità è pari al 31% e quindi gli abbassamenti sono all'incirca tre volte maggiori di quelli registrati allo SLE. Anche i fenomeni di instabilità risultano fortemente influenzati dalla diminuzione del modulo di elasticità. La densità dell'acciaio, invece, non varia con la temperatura ed è pari a  $\rho_a=7850$  kg/m<sup>3</sup>. Inoltre, all'aumentare della temperatura anche le proprietà termiche variano; in particolare il coefficiente di dilatazione termico  $\alpha$  aumenta, il calore specifico  $c_a$  aumenta presentando un picco tra i 700 °C e i 900 °C (nota 2) e la conducibilità termica  $\lambda_\alpha$  invece diminuisce, come riportato dalla norma EN 1993-1-2.

Nell'approccio prescrittivo, l'analisi termica (fase 4) della sezione, necessaria per la determinazione della variazione delle proprietà meccaniche, può essere condotta con modelli semplificati (nota1). In tal caso, la norma EN 1993-1-2 riporta le equazioni utili per la determinazione della variazione termica dell'elemento strutturale di acciaio nel caso "non protetto" e "protetto". Un elemento di acciaio, infatti, può essere esposto all'incendio "non protetto" ovvero "protetto" e, cioè, rivestito mediante sistemi di protezione al fuoco [5]. Si riporta di seguito l'equazione applicabile al caso di strutture non protette:

$$\Delta\theta_t = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad (5)$$

Dove:

$\Delta\theta_t$	Incremento di temperatura dell'acciaio nell'intervallo di tempo $t+\Delta t$
$k_{sh}$	Coefficiente effetto ombra (cfr. EN 1993-1-2, §4.2.5.1)
$A_m/V$	Fattore di sezione [L <sup>-1</sup> ] (cfr. tabella 4.2 EN 1993-1-2)
$c_a$	Calore specifico dell'acciaio [J/kgK]
$\rho_a$	Densità dell'acciaio [Kg/m <sup>3</sup> ]
$\dot{h}_{net}$	Flusso di calore netto [W/m <sup>2</sup> ] (cfr. EN 1991-1-2)
$\Delta t$	Intervallo finito di tempo in secondi [s]

L'Eurocodice EN 1993-1-2 suggerisce di utilizzare valori di  $\Delta t$  non superiori a 5 secondi; inoltre, il flusso di calore  $\dot{h}_{net}$  è funzione sia della temperatura radiante ambiente, pari a quella dei gas della combustione, dipendente dalla curva di incendio scelta, e sia della temperatura superficiale dell'elemento strutturale. Per questi motivi, è necessario calcolare la temperatura dell'elemento strutturale applicando la (5) in maniera iterativa [5].

Dalla (5), deriva che la temperatura al tempo  $t$  della sezione di acciaio sia pari a:

$$\theta_t = \theta_0 + \Delta\theta_t \quad (6)$$

Essendo  $\theta_0$  la temperatura della sezione al tempo  $t=0$ .

L'equazione (6), congiuntamente alla (5), permette di determinare la temperatura della sezione di acciaio, nell'ipotesi semplificativa di distribuzione uniforme della temperatura, adottata nel modello semplificato.

Dopo la diffusione della norma EN 1993-1-2, l'equazione (5) è stata diagrammata dalla "Commissione per la sicurezza delle costruzioni in acciaio in caso di incendio", come riportato nella parte destra del diagramma, denominato "nomogramma", e mostrato in figura 3 [14].

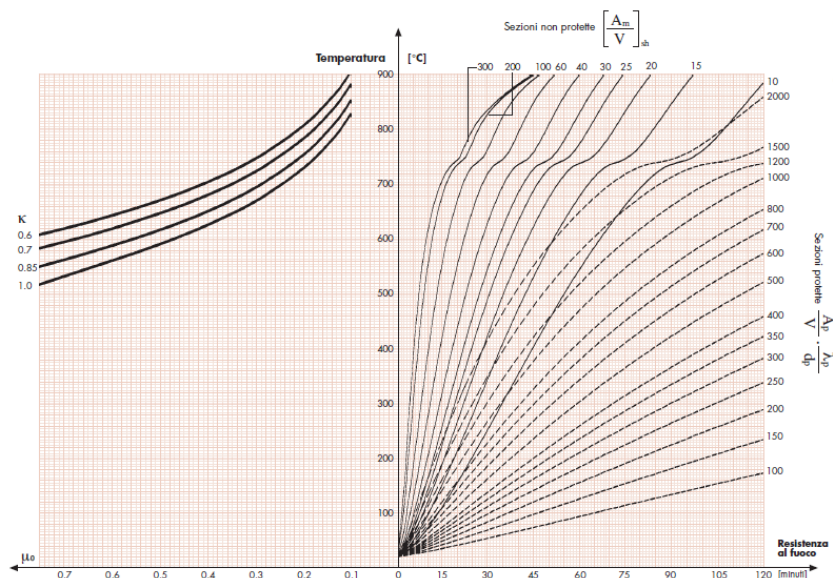


Figura 3 – Nomogramma tratto da [13]

Con il lato destro del nomogramma è possibile determinare la temperatura di un elemento di acciaio al tempo  $t$ , in funzione del fattore di sezione nel caso di sezioni protette e non protette. In particolare nel metodo prescrittivo, come già accennato, la norma definisce la classe di resistenza della struttura e cioè il tempo entro il quale la struttura debba garantire la stabilità. Ad esempio, se la norma prescrivesse una classe di resistenza pari a R45 e se la sezione in oggetto fosse non protetta e con un fattore di sezione pari a  $188 \text{ m}^{-1}$ , la temperatura dell'elemento strutturale di acciaio sarebbe pari a  $900 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Dopo aver eseguito l'analisi termica della sezione e aver determinato la temperatura nell'elemento costruttivo di acciaio, è necessario determinare la resistenza al fuoco  $R_{fi,0,Rd}$  della sezione (fase 5). Tale valore, si ricorda, può essere determinato per via sperimentale ovvero in maniera analitica secondo la norma EN 1993-1-2, che riporta le equazioni per il

calcolo della resistenza delle sezioni di acciaio di classe 1, 2, 3 e 4 (nota 3), sottoposte a tutti i tipi di sollecitazione semplice e composta. Per brevità si riportano di seguito soltanto le equazioni (7) e (8) da utilizzare rispettivamente per il calcolo dello sforzo normale resistente di trazione e del momento flettente resistente di una sezione di classe 1 e 2 di acciaio alla temperatura  $\theta_i$ .

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (7)$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (8)$$

Dove:

$N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$  sono rispettivamente lo sforzo normale plastico di trazione e il momento flettente plastico della sezione come definiti dalla EN 1993-1-1 [15] ovvero da NTC08 (al tempo  $t=0$ ).

Le equazioni (7) e (8), ponendo i coefficienti del materiale ( $\gamma_{M,0}$ ,  $\gamma_{M,fi}$ ) pari all'unità (nota 4), possono anche essere generalizzate nel seguente modo:

$$R_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot R_{Rd} \quad (9)$$

L'equazione (9) è valida, quindi, nel caso di trazione e flessione retta.

Nel caso in cui la distribuzione della temperatura non sia uniforme lungo la sezione e la lunghezza dell'elemento, si potranno assumere resistenze della sezione in caso d'incendio maggiori, pari a:

$$R_{fi,\theta,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} R_{Rd} \quad (10)$$

Essendo  $\kappa_1$  e  $\kappa_2$  coefficienti minori dell'unità e dipendenti dalla distribuzione non uniforme della temperatura rispettivamente lungo la sezione trasversale e lungo l'elemento.

Una volta definite le sollecitazioni resistenti, funzioni della temperatura alla quale si trova l'elemento strutturale al tempo  $t$ , è possibile eseguire le verifiche nel dominio delle resistenze attraverso la disequazione (11).

$$E_{fi,d} < R_{fi,\theta,Rd} \quad (11)$$

Dove:

$E_{fi,d}$  è la sollecitazione di progetto in caso di incendio (fase 3) al tempo  $t$ .

$R_{fi,\theta,Rd}$  è la sollecitazione resistente calcolata, ad esempio, con la (7) e (8) rispettivamente nel caso di trazione e flessione retta in caso d'incendio al tempo  $t$ .



Dalla (10) e (11), è possibile determinare la condizione di collasso in caso d'incendio che è fornita dall'equazione (12), nel caso di trazione e flessione retta semplici.

$$k_{y,\theta_{cr}} = \frac{E_{fi,d}}{R_{Rd}} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \quad (12)$$

Dove al coefficiente  $k_y$  è stato apposto il pedice  $\theta_{cr}$ , poiché rappresenta il minimo valore possibile del coefficiente  $K_{y,0}$ , per il quale avviene il collasso (raggiungimento temperatura critica).

Il problema può essere affrontato anche nel dominio della temperatura, ossia verificando che la temperatura raggiunta dall'elemento strutturale in acciaio nel tempo prescritto per la costruzione (classe di resistenza al fuoco) sia minore della temperatura critica, pari a quella che porterebbe al collasso l'elemento. In base alle considerazioni già svolte, l'elemento strutturale può raggiungere temperature critiche tanto maggiori quanto minori sono le sollecitazioni in caso d'incendio rispetto alla resistenza della sezione al tempo iniziale ovvero quanto maggiore è il loro rapporto  $\mu_0$  (fattore di utilizzazione) e ricavabile dall'equazione (13).

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,\theta,Rd}} \quad (13)$$

Uguagliando la (12) e (13), si ha:

$$k_{y,\theta_{cr}} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \mu_0 \quad (14)$$

Utilizzando l'espressione (4) e ponendo  $\theta = \theta_{cr}$  e  $K_{y,0} = K_{y,0_{cr}} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \mu_0$  e risolvendo rispetto a  $\theta_{cr}$  si ottiene l'equazione (15) che rappresenta la funzione temperatura critica al variare dei coefficienti  $\kappa_1, \kappa_2$  e  $\mu_0$ .

$$\theta_{cr} = 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{09674 \cdot (\kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \mu_0)^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (15)$$

Il lato sinistro del nomogramma (figura 3) rappresenta il diagramma dell'equazione (15) al variare di  $\kappa_1, \kappa_2$  e  $\mu_0$ .

La verifica nel dominio della temperatura può essere condotta anche graficamente, utilizzando il lato destro del nomogramma e determinando la temperatura  $\theta$  al tempo  $t$  (es. 90' nel caso la classe di resistenza al fuoco R90), in funzione del fattore di sezione. Dopodiché, sul lato sinistro del nomogramma, si determina la temperatura critica  $\theta_{cr}$ , una volta definiti i valori di  $\kappa_1, \kappa_2$  e  $\mu_0$ , e si verifica che:

$$\theta < \theta_{cr} \quad (16)$$

Con un criterio simile è possibile eseguire la verifica nel dominio del tempo, verificando che il tempo, necessario a raggiungere la temperatura critica, sia maggiore del tempo

corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura prescritta dalla norma, sempre utilizzando il nomogramma; in tal caso si verifica che:

$$t_{richiesto} < t_{cr} \quad (17)$$

Per brevità si rimanda, per gli esempi pratici, al lavoro della Commissione per la sicurezza delle costruzioni in acciaio in caso d'incendio [14] che riporta, anche, tutti i necessari coefficienti per  $\kappa_1$  e  $\kappa_2$  e i valori dei fattori di sezione per sezioni protette e non protette. Inoltre riporta anche il procedimento di calcolo nel caso di asta semplicemente compressa.

## CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono stati illustrati il quadro normativo e le procedure di valutazione della sicurezza delle strutture in acciaio in caso d'incendio ed è stato definito in dettaglio il metodo prescrittivo. In particolare sono stati illustrati i concetti generali di resistenza al fuoco, la valutazione delle azioni in caso d'incendio, la modellazione della struttura, la variazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio sottoposto alle alte temperature, la valutazione della resistenza delle sezioni al variare della temperatura e la valutazione della sicurezza nel dominio della resistenza, del tempo e delle temperature.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-2: Regole generali. Progettazione strutturale contro l'incendio.
- [2] Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [3] UNI EN 1991-1-2:2001 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture. Parte1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco.
- [4] Decreto 9 marzo 2007, Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco.
- [5] E.Nigro, G.Cefarelli, S.Pustorino, P.Princi, Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio. Hoepli.
- [6] UNI EN 1090-1:2012 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio- Parte 1 - Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali.
- [7] UNI EN 13501-2:2009, Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione - Parte 2: Classificazione in base ai risultati delle prove di resistenza al fuoco, esclusi i sistemi di ventilazione.
- [8] Decreto 16 febbraio 2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- [9] Regolamento Europeo N.305/11, Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione.
- [10] Sbisà, M (2010). Il controllo tecnico delle opere di ingegneria civile. Sistemi Editoriali, ISBN: 978-88-513-0613-7.
- [11] Sbisà, M. La marcatura CE dei componenti strutturali in acciaio e alluminio secondo la norma EN 1090-1. Ingegneri. ISSN: 2035-8989. Vol.4/2014, 2014.
- [12] Sbisà, M. La marcatura CE dei prodotti da costruzione secondo il nuovo Regolamento Europeo N.305/2011. Ingegneri, ISSN: 2035-8989. Vol.1/2014, 2014.

- [13] D.P.R. 1 agosto 2011, n. 151, Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi, a norma dell'articolo 49 comma 4-quater, decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122.
- [14] Commissione per la sicurezza delle costruzioni in acciaio in caso di incendio. Nomogramma (metodo grafico di valutazione della resistenza al fuoco di strutture in acciaio basato su EN 1993-1-2:2005) - [www.promozioneacciaio.it](http://www.promozioneacciaio.it).
- [15] UNI EN 1993-1-1:2014 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

Nota 1

Per modelli (o metodi) di calcolo semplificati e avanzati sono da intendere due diverse procedure per determinare la resistenza meccanica degli elementi strutturali in caso di incendio e non sono da confondere con i modelli di calcolo strutturali.

Nota 2 – Per i modelli semplificati è possibile considerare un valore del calore specifico costante e pari a  $c_a=650\text{J/kgK}$ .

Nota 3 – La classe di duttilità della sezione viene determinata con lo stesso procedimento indicato dalla EN 1993-1-1 ovvero NTC08, utilizzando, però, un valore di  $\epsilon$  pari all'85% del corrispondente valore in condizioni non di incendio.

Nota 4 - La norma EN 1993-1-2 raccomanda di utilizzare un valore di  $\gamma_{M,\beta}$  pari all'unità.