

# Calcestruzzo armato: un **metodo semplificato** per la verifica a caldo

■ Bortolo Balduzzi

## L'abstract

*Per valutare la risposta a caldo di sezioni in calcestruzzo armato (C.A.) non serve necessariamente l'utilizzo di software, ma basta ricondursi ai principi fondamentali su cui si basa la verifica stabiliti dalla parte 1-2 di EC2.*

*Anche perché l'uso disinvolto di software di calcolo senza la approfondita conoscenza dei complessi fenomeni che governano la risposta strutturale in caso di esposizione a fuoco è fonte di errori significativi.*

*Le considerazioni svolte hanno lo scopo di illustrare, a partire da alcune valutazioni sul metodo tabellare, una semplice procedura di calcolo basata su conoscenze che devono appartenere al patrimonio culturale del professionista antincendio e del calcolatore a caldo.*

**L**e terminologia “a freddo” e “a caldo”, entrata oramai nell'uso comune, fa riferimento alla temperatura ambiente ordinaria ed a quella modellata da curve T-t, Temperatura - tempo, post flash-over, tipicamente la curva nominale standard ISO 834.

Le possibili modalità di verifica della risposta statica a caldo sono stabilite dal D.M. 16/02/2007 e consistono in:

- a) prove
- b) calcoli
- c) confronti con tabelle.

I 15 requisiti, R, E, I... W, S...previsti dal D.M. 16/02/2007, non possono essere tutti verifi-

cati con calcoli, alcuni di essi devono costituire, necessariamente, il risultato di prove (E, I, M...).

Il requisito R, capacità portante a caldo, è



quello che può essere tipicamente verificato, oltre che con prove, con calcoli e con confronti tabellari.

## Il metodo tabellare

Quando si impiegano, per la verifica strutturale a caldo, le tabelle dell'allegato D del D.M. 16/02/07, o qualsiasi altra tabella di EN 1992-1-2, sorge spontanea una domanda: com'è possibile utilizzare un metodo di verifica statico a caldo a prescindere da una valutazione sul valore e sulla combinazione dei carichi agenti, sulla luce, sui vincoli, sulle caratteristiche della sezione?

La domanda non è nuova perché, anche con la defunta circolare VV.F. 91/61, succedeva più o meno la stessa cosa.

Ad una prima evidenza il metodo tabellare,

per quanto concerne la verifica di sezioni in C.A., pare orientato ad un banale confronto geometrico delle dimensioni della sezione ed in particolare del ricoprimento delle armature inteso come minima distanza  $a_{min}$  dell'asse delle armature rispetto alla superficie esposta a fuoco.



*La minima distanza  $a_{min}$  dell'asse delle armature rispetto alla superficie esposta a fuoco.*



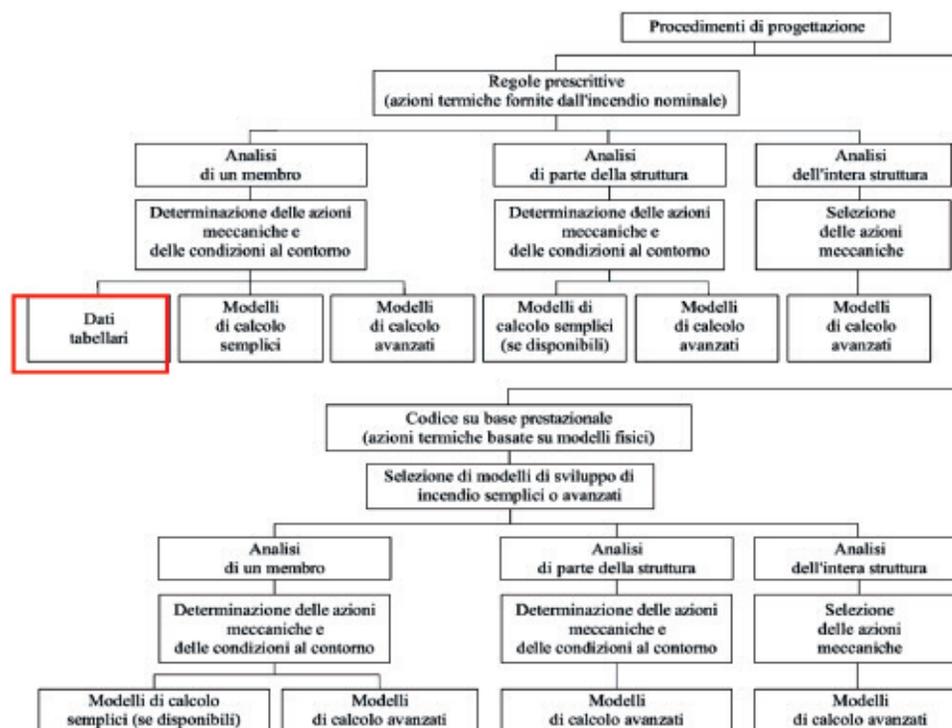


Figura 1 - EN 1991-1-1-2 procedimenti di progettazione

Il metodo però, per inciso, presuppone e funziona solo nel rispetto di generiche condizioni al contorno sinteticamente richiamate ai punti D.1 e D.2 del D.M. 16/02/2007 ol-

tre ad altri, specifici, precisati nelle tabelle D.5.1, D.5.2, D.6.1, D.6.2, D.6.3 e D.6.4, dell'allegato D del decreto medesimo.

Non è inoltre superfluo ricordare che il metodo tabellare è applicabile solo con "regole prescrittive", cioè con incendio nominale, post flash-over, ISO 834, ed è limitato all'analisi di un singolo membro della struttura considerato staticamente "isolato" dal resto della stessa ed in condizioni tendenzialmente isostatiche.

Vengono cioè trascurati gli effetti delle coazioni insorgenti dall'esposizione a fuoco.

Gli errori che si commettono con questa astrazione sono generalmente compensati dalla conservatività del metodo ed al calcolatore a caldo sono comunque demandate le valutazioni in ordine alla liceità della supposizione e dell'impiego del metodo secondo quanto stabilito anche da EC1-1-2 da cui la figura 1 è tratta.

Le suddette condizioni al contorno però non

**Bortolo Balduzzi** - Laureato in ingegneria meccanica specializzazione siderurgica è in servizio dal 1982 presso un'azienda di diritto pubblico di cui, attualmente, è RSPP. Dopo un'esperienza più che decennale nel settore della progettazione e gestione degli impianti tecnologici di protezione attiva si occupa di tematiche legate alla sicurezza dei luoghi di lavoro ed in particolare della sicurezza contro l'incendio.

Ha redatto e diretto progetti di sicurezza antincendio di importanti attività produttive oltre che di edifici pubblici, di edifici storici e di attività di pubblico spettacolo.

È autore di saggi e articoli sulla risposta strutturale a caldo e relatore in numerosi seminari e corsi di aggiornamento e di specializzazione antincendio.

Membro della commissione sicurezza contro l'incendio dell'Ordine Ingegneri di Bergamo e della Consulta Regionale degli Ordini Ingegneri della Lombardia (CROIL) oltre che di Commissioni di Vigilanza sui Locali di Pubblico Spettacolo, coordina il Comitato Interprofessionale Prevenzione Incendi cipi Bergamo.

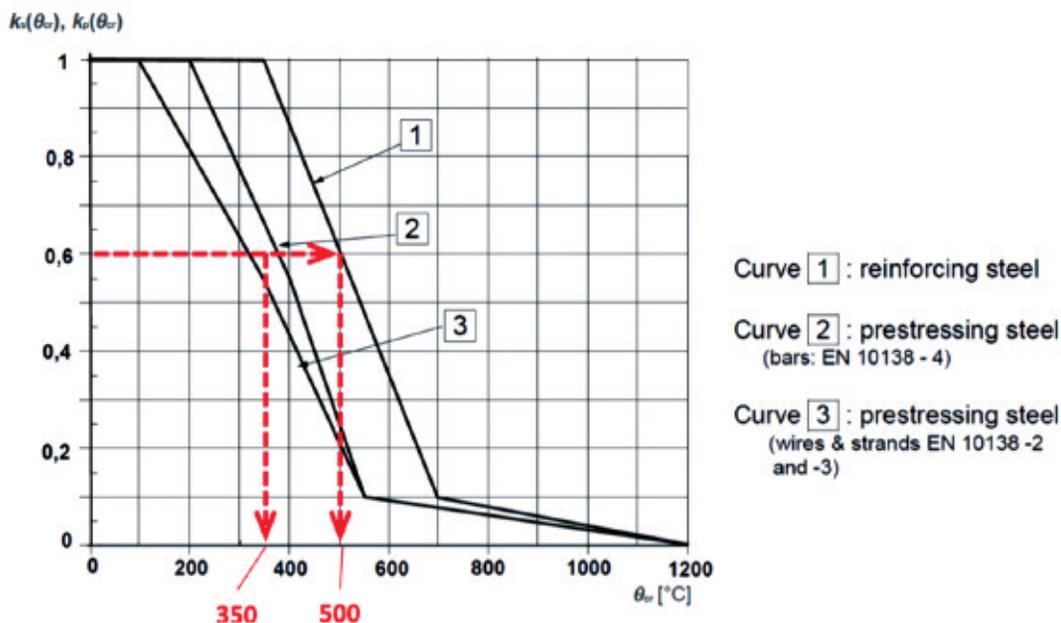
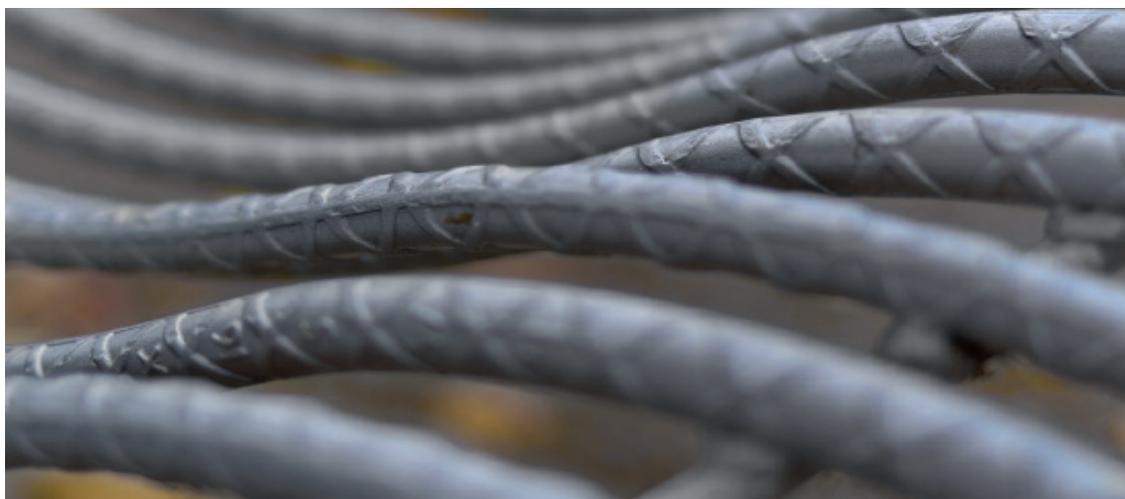


Figura 2 - Curve di riferimento per la temperatura critica dell'acciaio- metodo tabellare. Il decadimento di  $f_y$  è descritto dai coefficienti adimensionali  $k_s(\theta_{cr})$  per l'acciaio ordinario e da  $k_p(\theta_{cr})$  per l'acciaio da pretensione

spiegano i principi statici che stanno alla base del confronto con tabelle e che si riconducono, sostanzialmente, ad una limitazione della temperatura dell'acciaio di armatura lascia a 500 °C e di quello da pretensione a 350°C. Per comprenderne la ragione bisogna rifarsi ai diagrammi che rappresentano la variazione delle caratteristiche termomeccaniche dell'acciaio in funzione della tempe-

ratura (tensione di snervamento, conducibilità termica, limite di proporzionalità, calore specifico.....).

In figura 2 è rappresentato il diagramma, posto alla base della costruzione dei metodi tabellari, che rappresenta il decadimento della tensione di snervamento  $f_y$  dell'acciaio ordinario di armatura e di quello da pretensione  $f_{py}$  in funzione della temperatura.



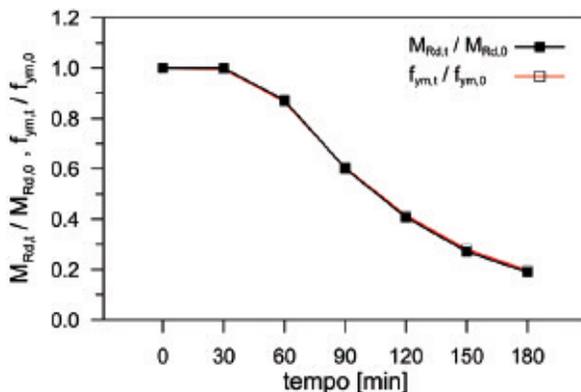


Figura 3 - Il decadimento del momento resistente  $M_{rd}$  coincide con il decadimento di  $f_y$ , curva rossa e nera sovrapposte (tratta da dispense prof. Paolo Riva corso 120 h ORDINGBG-Università degli studi di Bergamo)

Al decadimento di  $f_y$  corrisponde, data la linearità del legame, il decadimento del momento resistente  $M_{rd}$  come evidenziato in figura 3.

Evidente, dalla figura 2, la maggiore vulnerabilità, nei riguardi della temperatura, degli acciai da pretensione che acquisiscono le caratteristiche tensili a freddo mediante processi metallurgici di incrudimento a freddo o di bonifica per lo più corticale.

Si consideri inoltre che le sezioni, a freddo, vengono dimensionate agli SLU per la combinazione di carico fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots(1)$$

A caldo, invece, vale la combinazione, meno gravosa, di carico eccezionale qual è considerato, per l'appunto, l'incendio:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots(2)$$

Si rimanda agli EC ed alle NTC 2008 per il significato ed il valore numerico dei simboli solo notando che l'operatore "+" ha il valore di "combinato con" e non, strettamente, quello di "somma".

Se non si vogliono valutare gli effetti delle azioni a caldo con l'applicazione della combinazione eccezionale, l'EC permette di rife-

rirsi al fattore di riduzione delle azioni a freddo  $\eta_{fi}$  che consente di "scalare" le azioni a freddo per ottenere quelle a caldo.

In particolare dal grafico di figura 4 o con la (3) si può determinare il valore di  $\eta_{fi}$  in funzione del rapporto  $Q_{k1}/G_k$  e dei valori di  $\psi_{fi,1}$  o di  $\psi_{2,1}$  che sono i valori, tabellati, dei fattori di combinazione del carico variabile  $Q_{k1}$  per la combinazione eccezionale (quasi permanente) (Figura 4).

Si noti che, nella peggiore delle ipotesi,  $\eta_{fi}$  assume il valore di 0,70; ciò significa che, a caldo, l'elemento strutturale può, minimamente, beneficiare di una riduzione numerica delle caratteristiche di sollecitazione del 30% rispetto a quelle a freddo.

Per inciso l'utilizzo del diagramma di fig. 4 o della (3) non è mai pulito e conveniente non foss'altro che per la circostanza che nelle azioni viene automaticamente trascinata l'azione del vento che, a caldo, con l'utilizzo della combinazione eccezionale, ha fattore di combinazione  $\psi_{2,wind} = 0$  e quindi non viene considerato.

Al riguardo si vogliono introdurre due pulci, volutamente molto fastidiosi, una nell'orecchio del professionista antincendio calcolatore a caldo ed una in quello dell'asseveratore ex art. 4 D.P.R. 151/2011, entrambi lato-ri di specifiche responsabilità, in ordine alla convinzione, purtroppo diffusa, di poter bea-

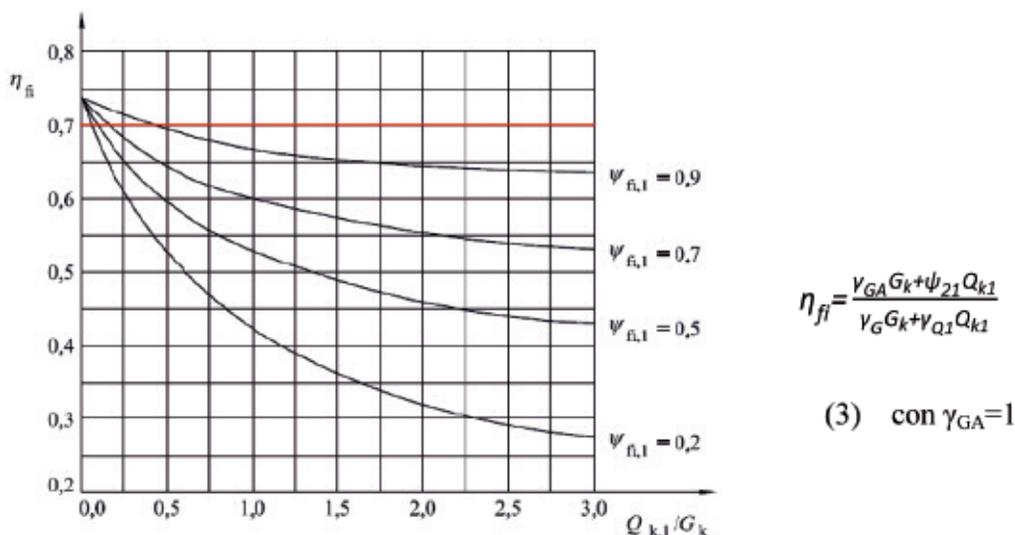


Figura 4 - Variazione del fattore di riduzione  $\eta_{fi}$  con il rapporto di carico  $Q_{k1}/G_k$

tamente trascurare, nelle verifiche a caldo, le controventature solo per il fatto che  $\psi_{2,wind} = 0$ . L'argomento meriterebbe ben altro approfondimento di cui questa non è la sede più opportuna.

Si deve poi sottolineare che, per l'acciaio, nella verifica a caldo, si utilizza la sollecitazione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$  anziché quella di progetto  $f_{yd}$ .

Le due, come noto, sono legate dalla relazione  $f_{yk}/f_{yd} = \gamma_s = 1,15$ .

In definitiva la combinazione di carico è molto meno gravosa, per l'appunto quasi permanente, ed i materiali, dato il relativamente piccolo tempo di esposizione all'incendio rapportato alla vita della struttura, lavorano alla tensione  $f_{yk}$  dal lato acciaio ed alla tensione  $f_{ck}$  dal lato calcestruzzo.

A decorrere dal tempo di flash-over, la struttura, se è correttamente dimensionata a freddo, vive in favorevoli condizioni di sovraresistenza che viene, via, via, annullata dal decadimento delle proprietà tensili dei materiali.

Si assumono cioè, in caso di incendio, i valori dei coefficienti indicati in tabella (vedi anche D.M. 31/07/2012 di approvazione dei

DAN) (Tabella 1). In caso di verifica strutturale a caldo, la sezione beneficia quindi, complessivamente, di un fattore di utilizzazione  $\mu_{fi} < 1$  pari a:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} \quad (4)$$

Avendo indicato con  $E_{fi,d}$  l'effetto dell'azione sotto incendio e con  $R_{fi,d,t=0}$  la resistenza a caldo al tempo  $t=0$ , tempo che decorre dal verificarsi del flash-over.

Coefficiente	SLU	INCENDIO
$\alpha_{cc}$	0,85	1,00
$\gamma_c$	1,50	1,00
$\gamma_s$	1,15	1,00
$\gamma_G$	1,30	1,00
$\Psi$	$\Psi_{0,j}$	$\Psi_{2,j}$

Tabella 1 - I valori dei coefficienti in caso di incendio

Se per la determinazione di  $E_{fi,d}$  si impiega il fattore di riduzione  $\eta_{fi}$ ,  $\mu_{fi}$  assume l'espressione:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} \cong \frac{\eta_{fi} E_d}{\gamma_s R_d} \quad (5)$$

La (5) merita qualche commento utile ai fini degli scopi che qui ci si propone.

Se  $R_d \gg E_d$  la sezione, a freddo, è sovradimensionata. La risposta a caldo sarà quantitativamente migliore tanto più la sezione sarà sovradimensionata: questo è un (ovvio) principio generalizzabile ed estendibile a tutta la tematica del calcolo a caldo. Più cioè un elemento è sovradimensionato a freddo e più aumenta il tempo di esposizione a fuoco prima di giungere alla temperatura critica  $\theta_{cr}$  di collasso.

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B = 200 / a = 30	300 / 25-	160 / 25
60	B = 250 / a = 45	350 / 40	160 / 25
90	B = 350 / a = 50	450 / 40	160 / 25
120	B = 350 / a = 60	450 / 50	180 / 35
180	B = 450 / a = 70	-	230 / 55
240	-	-	300 / 70

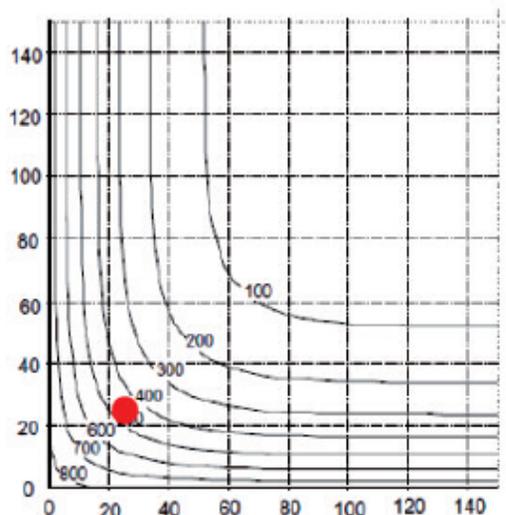


Figura 5 - Verifica tabellare di sezione R 30 -  $a_{min} = 25$  mm, isoterma 500°C

Se  $R_d < E_d$  la sezione potrebbe essere verificata a caldo ma, a freddo, vanno effettuate ulteriori valutazioni; può essere il caso di strutture esistenti, dimensionate con norme datate oppure di strutture mal dimensionate a freddo o, perché, sono cambiati i carichi variabili  $Q_k$ .

Se è invece  $E_d = R_d$ , se cioè la sezione è stata dimensionata a freddo senza alcuna eccedenza rispetto all'effetto dell'azione di progetto  $E_d$ , si ottiene che:

$$\mu_{fi} = \frac{\eta_{fi}}{\gamma_s} = \frac{0,70}{1,15} = 0,60$$

Questo risultato è il massimo valore di  $\mu_{fi}$  che si possa ottenere in una verifica a caldo, dal lato acciaio, dato che si è assunto il più elevato possibile valore di  $\eta_{fi}$ .

Nei metodi di confronto con tabelle, per loro natura semplificati e conservativi, si assume proprio il valore di  $\mu_{fi}=0,60$ .

Ora, se si torna alla figura 2, si rileva che a 500°C l'acciaio tipo 1, p. es. B450C, può fornire una resistenza pari al 60% di  $f_{yk}$ .

Ragionando a ritroso si può quindi sostenere che se si sollecita, a caldo, l'acciaio al 60% di  $f_{yk}$ , cioè, per la figura 3, al 60% di  $M_{rd}$ , si può ottenere un comportamento statico corretto fino a 500°C.

A tale temperatura si attribuisce il valore di temperatura critica dell'acciaio  $\theta_{s,cr}$ , con ciò intendendo che se l'acciaio supera tale limite si ha il collasso della sezione.

Nella verifica tabellare si garantisce la capacità portante R della sezione limitando a 500°C la temperatura dell'acciaio ordinario, indipendentemente da considerazioni relative ai carichi ed alla luce o di qualsivoglia altra caratteristica dell'elemento strutturale.

E ciò solo garantendo il ricoprimento dell'acciaio con uno spessore minimo di calcestruzzo  $a_{min}$  che ha funzione protettiva essenzialmente isolante.

Ecco la risposta al quesito posto inizialmente. A titolo di esempio e di conferma si riporta la mappatura termica a 30 min della sezione di un pilastro 300 x 300 mm, Figure A.11 Annex

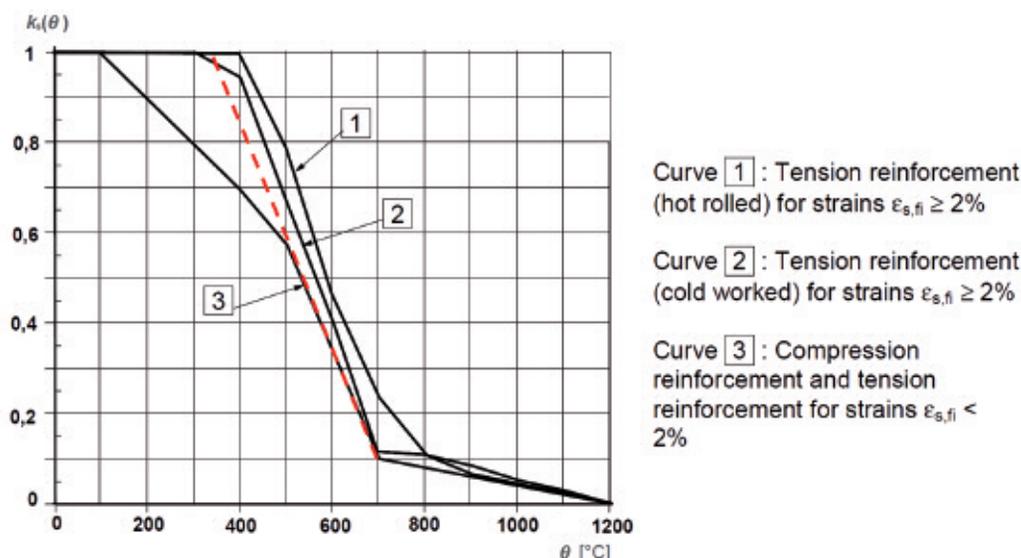


Figura 6 - Valutazione di  $f_{yk}$  in funzione di  $\theta_{s,cr}$  per armature di sezioni in C.A., in rosso, tratteggiata, la curva per la determinazione di  $\theta_{s,cr}$  con il metodo tabellare (vedi anche figura 3)

A EC2-1-2:2004, armato con 4 barre  $\phi$  16, esposto sui quattro lati a fuoco ISO 834, verificata, in figura 5, con la tabella D.6.2 di cui si riporta estratto, R30 -  $a_{min} = 25$  mm.

La mappatura termica dimostra che l'asse delle barre  $\phi$  16 si trova proprio sull'isoterma non superiore a  $500^{\circ}\text{C}$ . Analoghe considerazioni valgono per l'acciaio da precompressione dove però la temperatura critica è fissata, per gli stessi motivi, sintetizzati in figura 3 ed in figura 8, a  $350^{\circ}\text{C}$ .

### L'estensione del metodo

Nulla vieta che i principi illustrati per giustificare la correttezza formale del metodo tabellare possano essere estesi, in generale, alla verifica lato acciaio di qualsiasi sezione in C.A.

È evidente che se si esegue un calcolo esatto del fattore di utilizzazione, in particolare tenendo conto di eventuali sovradimensionamenti a freddo, si possono ottenere valori di  $\mu_{fi}$  sensibilmente minori di 0,6, con innalzamento quindi della temperatura critica  $\theta_{s,cr}$ , a tutto vantaggio della risposta strutturale a caldo.

I passi della procedura di calcolo possono essere così riassunti.

1. calcolo analitico del fattore di utilizzazione

$$\mu_{fi} = E_{fi,d} / R_{fi,d,t=0}$$

2. determinazione della temperatura critica dell'acciaio  $\theta_{s,cr}$  utilizzando il grafico della fig. 6 per l'acciaio ordinario (tabella di fig. 6) o della figura 8 per l'acciaio da precompressione tratte tutte da EC2 1-2
3. Analisi termica della sezione al tempo stabilito e verifica che l'acciaio sia a temperatura inferiore a  $\theta_{s-p,cr}$  come sopra determinata.

Nell'analisi termica della sezione, al fine di determinare la mappatura termica della sezione, si possono utilizzare curve T-t, temperatura-tempo, diverse e meno severe della ISO 834 purché ciò sia espressamente contemplato nel progetto di sicurezza antincendio depositato, per il prescritto parere di conformità, ai sensi del D.P.R. 151/2011, presso il Comando Provinciale VV.F.

Per effettuare l'analisi termica della sezione si possono utilmente impiegare le mappatu-

Temperatura Acciaio $\theta$ [°C]	$f_{s,y,\theta} / f_{yk}$	
	laminato a caldo	trafilato a freddo
1	2	3
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	1,00	1,00
300	1,00	1,00
400	1,00	0,94
500	0,78	0,67
600	0,47	0,40
700	0,23	0,12
800	0,11	0,11
900	0,06	0,08
1 000	0,04	0,05
1 100	0,02	0,03
1 200	0,00	0,00

Figura 7 - Tabella per la valutazione di  $f_{s,y,\theta}$  in funzione di  $\theta_{s,cr}$  per armature di sezioni in C.A - vale l'interpolazione lineare

re termiche della sezioni riportate nell'all.to A di EC2-1-2, sotto modello di fuoco ISO 834, (attenzione all'utilizzo delle dimensioni delle sezioni ed alle condizioni di esposizione); diversamente si deve ricorrere alla mappatura termica della sezione determinata con modelli che simulano l'equazione di Fourier.

Il caloroso consiglio a chi decide di seguire questa seconda strada è quello di non usare, quando si è "tirati...", trucchetti sul valore dei coefficienti convettivi e di irraggiamento, sull'umidità del calcestruzzo (max 2,7% in peso), sulla conduttività dei materiali o su effetti di schermatura inesistenti.

Il metodo esposto non può considerarsi come "tabellare" e nella redazione del mod. PIN 2.2-2012 CERT.REI si dovrà fare riferimento al metodo analitico.

Il certificato CERT.REI dovrà inoltre essere supportato dalla relazione di calcolo a caldo dove dovranno essere chiaramente indicati, ai fini della riproducibilità e della ripetibilità della metodologia di calcolo, le dimensioni geometriche dell'elemento strutturale, i ma-

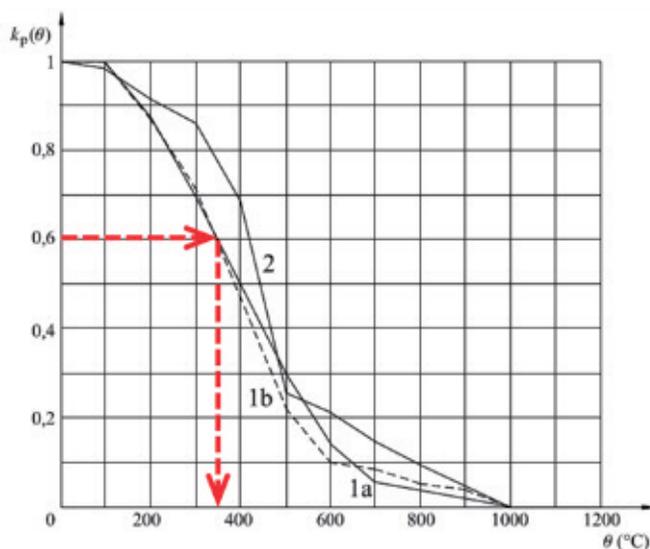


Figura 8 - Valutazione di  $f_{p,k}$  in funzione di  $\vartheta_{p,cr}$  per acciaio da pretensione. Con  $\mu_{fi} = 0,6$  si conferma  $\vartheta_{p,cr} = 350^{\circ}\text{C}$ .  
 1a - acciaio da pretensione trafilato a freddo (fili e trefoli) classe A  
 1b - acciaio da pretensione trafilato a freddo (fili e trefoli) classe B  
 2 - acciaio da pretensione in barre, bonificato

teriali e le loro caratteristiche termomeccaniche (compresa l'umidità presunta del cls), i carichi Gk e Qk, i vincoli, la curva di esposizione a fuoco ivi compresi i coefficienti convettivi e di irraggiamento, le superfici esposte, i riferimenti normativi, i dati numerici desunti dalle tabelle o dai grafici degli EC o da altri riferimenti bibliografici attendibili, lo svolgimento dei calcoli e delle verifiche effettuate, ecc.

È quanto mai opportuno, infatti, sottolineare che il professionista antincendio, certificatore a caldo, così come l'asseveratore, è un soggetto che esercisce un servizio di pubblica necessità ai sensi dell'art. 359 del c.p. e che la falsità ideologica in certificati com-

messa da persone esercenti tale servizio è punita, con profilo delittuoso, dall'art. 481 del c.p. con la reclusione fino a un anno o con la multa da euro 51 a euro 516.

E questo, si badi bene, solo perché il professionista antincendio rilascia formalmente certificati falsi, indipendentemente dal fatto che ciò possa procurare guai più seri quali perdita di vite umane, perdita di patrimonio o danni ambientali.



**D.I.M.A.R.C.A.**  
group

**Worldwide Fire Protection** *Since 1972*



**Firefighting  
Training Centre**

**Product & Maintenance  
Firefighting Equipment**



**Maritime  
Training Centre**

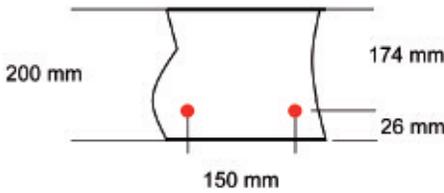
[www.dimarcaservice.com](http://www.dimarcaservice.com)

Head Quarters: Gela - (CL) – Ph. +39 0933 823557 – Fax + 39 0933934742 – dimarca@dimarcagroup.it

**ESEMPIO APPLICATIVO**

Verifica a caldo di solaio praticabile in getto di C.A. pieno di copertura.

- spessore getto pieno  $h = 200$  mm
- luce netta di calcolo  $l = 4,40$  m, vincolo su murature continue
- carichi permanenti e variabili:
  - permanente da p.p.  $G_{k1}$  5,00 kN/m<sup>2</sup>
  - permanente portato (isolante + imperme.)  $G_{k2}$  0,60 kN/m<sup>2</sup>
  - permanente portato (pavimentazione)  $G_{k3}$  2,20 kN/m<sup>2</sup>
  - variabile, utile di esercizio  $Q_{k1}$  3,00 kN/m<sup>2</sup>
  - variabile (snow < 1.000 m s.l.m.)  $Q_{k2}$  1,40 kN/m<sup>2</sup>
- calcestruzzo classe C 25/30;
- armatura monodirezionale barre lasche B450C,  $f_{yk} = 450$  MPa,  $\phi 12$ ,  $A_s = 1,13$  cm<sup>2</sup>, passo 150 mm con distanza asse barre/superficie esposta a fuoco di 26 mm (2 cm di copriferro +  $\phi 12/2$ )
- lato esposto a fuoco nominale standard ISO 834: intradosso



- momento flettente massimo in campata allo SLU, striscia di solaio larga 1 m:

$$M_{s,d,SLU} = \frac{[\gamma_G \sum_i G_{ki} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj} ] l^2}{8} =$$

$$= \frac{[1,30(5,00 + 0,6 + 2,20) + 1,50(3,00 + 0,5 \cdot 1,4)] 4,40^2}{8} = 37,96 \text{ kNm}$$

• momento resistente, lato acciaio, striscia di solaio larqa 1 m:

$$M_{r,d} = \frac{10^2}{15} A_s f_{y,d} \cdot 0,89 \cdot 0,174 = \frac{10^2}{15} \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{450 \cdot 10^3}{1,15} \cdot 0,89 \cdot 0,174 = 45,64 \text{ kNm}$$

- essendo  $M_{r,d} > M_{s,d,SLU}$  la sezione, a freddo, risulta verificata.
- momento flettente massimo in campata, azione eccezionale incendio, striscia di solaio larga 1 m:

$$M_{s,d,fi} = \frac{(\sum_i G_{ki} + \sum_j \psi_{2,j} Q_{k,j}) l^2}{8} = \frac{(5,00 + 0,6 + 2,2 + 0,3 \cdot 3,00 + 0 \cdot 1,4) 4,40^2}{8} =$$

$$= 21,05 \text{ kNm}$$

• fattore di utilizzazione della sezione:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} = \frac{M_{s,d,fi}}{\gamma_s M_{r,d}} = \frac{21,05}{1,15 \cdot 45,64} \approx 0,40$$

- le barre di armatura fino a  $\phi 12$  sono generalmente laminate a freddo, in rotoli, per cui la temperatura critica dell'acciaio è desumibile da grafico di fig. 6 o dalla tabella di figura 7, di cui si riporta l'estratto; si ha quindi  $\vartheta_{s,cr} = 600^\circ\text{C}$ .
- dalla Figure A.2 Annex A EN 1992-1-2 si deduce che in un solaio  $h=200$  mm, la temperatura delle barre con asse a 26 mm dalla superficie esposta, dopo 90 min di fuoco ISO 834, è pari a  $550^\circ\text{C}$ .

Essendo  $\vartheta_{s,90} < \vartheta_{s,cr}$  la verifica ha dato esito favorevole ed il solaio è classificabile R90.

Se si interseca la retta  $x = 26$  mm con la  $\vartheta_{s,cr} = 600^\circ\text{C}$  si ottiene il tempo di collasso, stimato in -105 min.

Non si è usato nessun tipo di software ma solo quanto suggerito da EC2.

Si vuole ora procedere, quale utile confronto, alla verifica dello stesso solaio con la tabella D.5.1 dell'allegato D del D.M. 16/02/2007 di cui si riporta estratto.

Il solaio non può essere classificato R90 perché, pur essendo rispettato lo spessore totale  $H = 200 > 120$  mm, non viene verificata la distanza  $a_{min} = 30$  mm.

Il solaio, con il metodo tabellare, deve essere necessariamente classificato R60, in quanto

$$H = 200 > 120 \text{ mm}$$

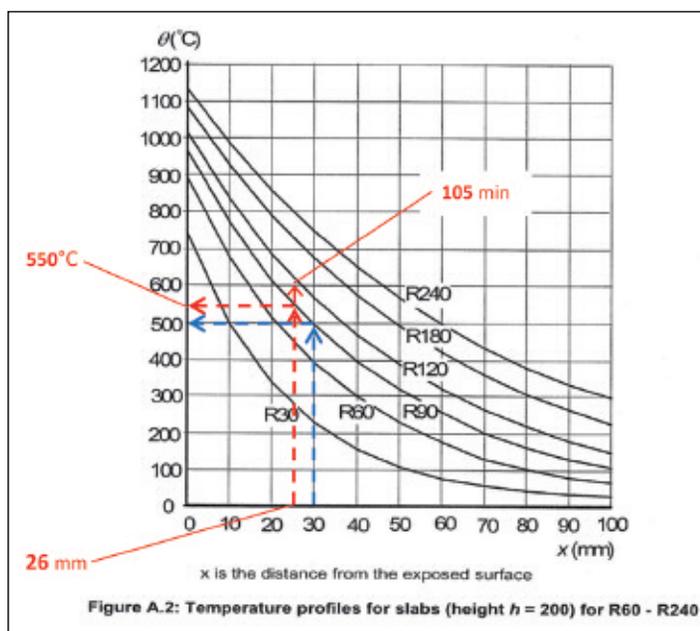
$$\text{ed } a = 26 \text{ mm} > a_{min} = 20 \text{ mm},$$

a conferma, come si è già avuto modo di osservare, della natura conservativa del metodo rispetto a quello analitico.

A riprova di quanto precedentemente affermato si ha conferma che, con il metodo tabellare, per  $a_{min} = 30$  mm e R90 la temperatura dell'acciaio dedotta dal grafico Figure A.2 Annex A EN 1992-1-2 è di  $500^\circ\text{C}$ .

Temperatura Acciaio $\vartheta$ [°C]	$f_{yk,0} / f_{yk}$	
	laminato a caldo	trafilato a freddo
1	2	3
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	1,00	1,00
300	1,00	1,00
400	1,00	0,94
500	0,78	0,67
600	0,47	0,40
700	0,23	0,12

Estratto dalla tabella di figura 7



D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65

Estratto dalla tabella D.5.1 dell'allegato D del D.M. 16/02/2007

NOTA Il testo è stato definitivamente revisionato il 31 marzo 2015. A tale data risulta redatto il nuovo Codice di Prevenzione Incendi, Co.p.i., che per le verifiche a caldo, ripropone quanto contenuto nel D.M. 16/02/07.