

Verifiche strutturali antincendio di un capannone in c.a.p. con EasyFire, il nuovo applicativo del software [Straus7](#)

Di Sciascio Giovanni¹

¹ Ingegnere Strutturista, Sviluppatore software, Libero Professionista, cofondatore della Di Sciascio srl

1 INTRODUZIONE

La progettazione strutturale in condizioni eccezionali, come quelle determinate da un incendio, richiede strumenti di calcolo capaci di integrare il comportamento termico e meccanico dei materiali nel tempo, secondo i requisiti prestazionali imposti dagli Eurocodici.

Nel presente articolo si introduce *EasyFire*, un nuovo applicativo sviluppato dallo scrivente mediante il modulo API di Straus7, pensato per colmare il divario tra l'analisi strutturale convenzionale e le esigenze delle verifiche antincendio.

Verrà illustrato un caso studio relativo a un capannone industriale monopiano in cemento armato prefabbricato di uno stabilimento industriale sito ad Ancona, per il quale sono state eseguite analisi sia su elementi singoli che su porzioni di struttura (fig. 1). I risultati ottenuti mostrano l'efficacia dell'approccio proposto nel valutare le prestazioni strutturali in fase eccezionale e confermano la validità di *EasyFire* come strumento innovativo per la progettazione antincendio. La distribuzione del software è prevista a breve.

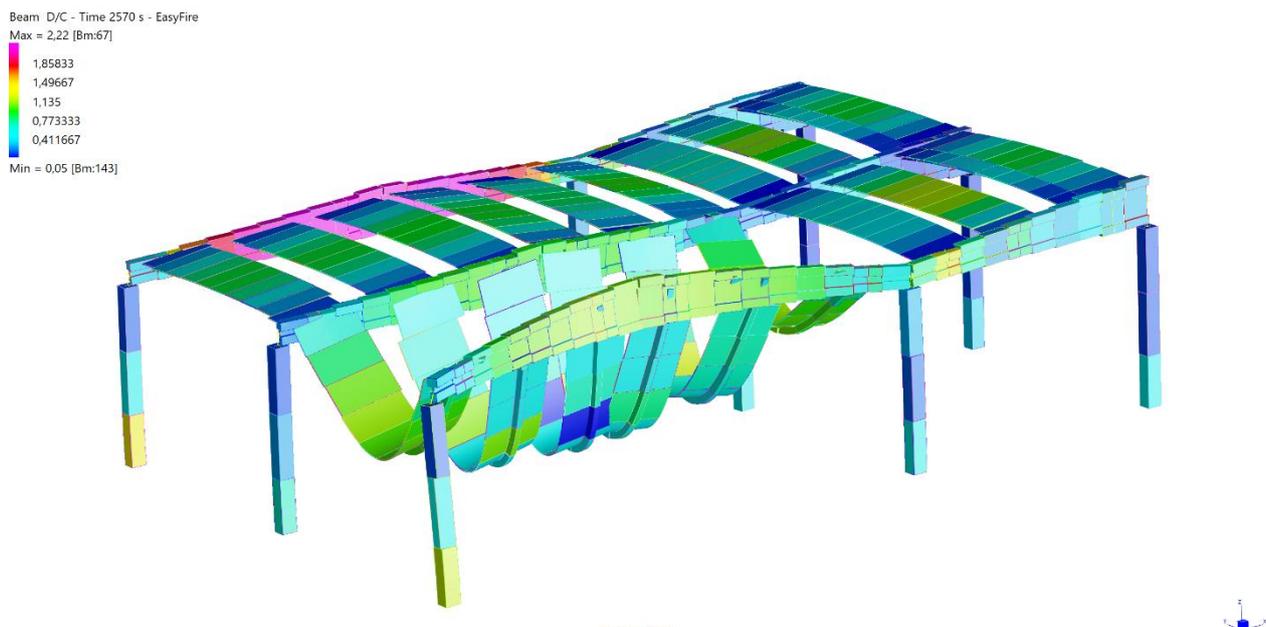


Fig. 1

L'applicativo in questione consente di elevare il livello delle analisi condotte con Straus7 fino a soddisfare pienamente i requisiti previsti dagli Eurocodici strutturali per la verifica della resistenza al fuoco delle strutture.

L'applicativo, le cui caratteristiche sono già state descritte dallo scrivente nell'articolo [12], consente l'analisi antincendio di strutture in cemento armato e di strutture composte acciaio-calcestruzzo, con o senza protezione. Prima di analizzare il caso studio, verrà eseguito un richiamo sui requisiti normativi.

Il codice di calcolo [Straus7](#), [6], è distribuito in Italia dalla [HSH](#) srl di Padova.

2 RICHIAMI NORMATIVI

Le classi di resistenza al fuoco nei confronti della capacità portante sono espresse dai simboli R15, R20, R30, R45, R60, R90, R120, R180, R240 e R360, dove la lettera R rappresenta il requisito di capacità portante ed il numero esprime il tempo, in minuti primi, per il quale il requisito stesso viene garantito.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.

Per ogni spazio dell'edificio, è possibile progettare curve di fuoco che indicano la dipendenza dalla temperatura nel tempo. Tali curve sono uno strumento utile per progettare la sicurezza antincendio negli edifici. Durante il test, gli elementi dell'edificio sono esposti a un carico termico, che è determinato dalla curva di fuoco standard.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa, la curva di incendio nominale di riferimento è la *curva nominale standard (ISO 834)* seguente:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

nella quale θ_g è la temperatura dei gas di combustione al tempo t espresso in minuti primi.

La propagazione del calore all'interno di un volume elementare di conglomerato è del tipo conduttivo, governata dalla equazione non lineare di Fourier:

$$\rho_c \cdot c_c \cdot \frac{\partial \vartheta_c}{\partial t} = \text{div} \lambda_c(\vartheta_c) \cdot (\text{grad} \vartheta_c) + w$$

Con la condizione al contorno su una superficie elementare:

$$\text{div} \lambda_c(\vartheta_c) \cdot (\text{grad} \vartheta_c) + w = h_{\text{net},d}$$

dove

$h_{\text{net},d}$ = flusso di calore netto di progetto

θ = temperatura [°C]

t = tempo [minuti]

λ_c = conducibilità termica [W/m°C]

c_c = calore specifico [J/kg°C]

ρ_c = massa volumica [kg/m³]

w = potenza generata nell'unità di volume [W/m³]

La temperatura θ è funzione dello spazio e del tempo, mentre nell'ipotesi di materiale isotropo le grandezze λ_c , c_c e ρ_c sono funzioni solo del tempo. Queste ultime dipendono dai materiali considerati, quali i calcestruzzi, acciaio ed eventuali rivestimenti protettivi.

Per il conglomerato cementizio si possono assumere i seguenti valori:

$$\lambda_c(\vartheta_c) = 2 - 0,2451 \cdot (\vartheta_c/100) + 0,017 \cdot (\vartheta_c/100)^2 \quad [W/m^\circ C]$$

$$c_c(\vartheta_c) = \begin{cases} 900 & 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ 900 + (\theta - 100) & 100^\circ C < \theta \leq 200^\circ C \\ 1000 + (\theta - 200)/2 & 200^\circ C < \theta \leq 400^\circ C \\ 1100 & 400^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad [J/kg^\circ C]$$

La massa volumica $\rho_c(\theta_c)$ è data dalla seguente espressione:

$$\rho_c(\theta_c) = \begin{cases} \rho_c(20^\circ C) & 20^\circ C \leq \vartheta_a \leq 115^\circ C \\ \rho_c(20^\circ C) \cdot (1 - 0,02 \cdot (\theta_c - 115)/85) & 115^\circ C \leq \vartheta_a \leq 200^\circ C \\ \rho_c(20^\circ C) \cdot (0,98 - 0,03 \cdot (\theta_c - 200)/200) & 200^\circ C \leq \vartheta_a \leq 400^\circ C \\ \rho_c(20^\circ C) \cdot (0,95 - 0,07 \cdot (\theta_c - 400)/800) & 400^\circ C \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

La dilatazione termica è data dalle formule seguenti:

$$\text{Aggregati silicei } \epsilon_c(\vartheta_c) = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \vartheta_c^3 & 20^\circ C \leq \vartheta_c \leq 700^\circ C \\ 14 \cdot 10^{-3} & 700^\circ C \leq \vartheta_c \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

$$\text{Aggregati calcarei } \epsilon_c(\vartheta_c) = \begin{cases} -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \vartheta_c^3 & 20^\circ C \leq \vartheta_c \leq 805^\circ C \\ 12 \cdot 10^{-3} & 805^\circ C \leq \vartheta_c \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

Per quanto riguarda l'acciaio, si possono assumere i seguenti valori:

$$\lambda_a(\vartheta_a) = \begin{cases} 54 - 0,0333 \cdot \vartheta_a & 20^\circ C \leq \vartheta_a \leq 800^\circ C \\ 27,3 & 800^\circ C \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad [W/m^\circ C]$$

$$c_a(\theta_a) = \begin{cases} 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 & 20^\circ C \leq \theta_a \leq 600^\circ C \\ 666 + 13002/(738 - \theta_a) & 600^\circ C \leq \theta_a \leq 735^\circ C \\ 545 + 17820/(\theta_a - 731) & 735^\circ C \leq \theta_a \leq 900^\circ C \\ 650 & 900^\circ C \leq \theta_a \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

La dilatazione termica è data dalle formule seguenti:

$$\epsilon_a(\vartheta_a) = \begin{cases} -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \vartheta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \vartheta_a^2 & 20^\circ C \leq \vartheta_a \leq 750^\circ C \\ 11 \cdot 10^{-3} & 750^\circ C \leq \vartheta_a \leq 860^\circ C \\ -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \vartheta_a & 860^\circ C \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

La dilatazione termica dell'acciaio da pretensione è data dalle formule seguenti:

$$\epsilon_a(\vartheta_a) = -2,016 \cdot 10^{-4} + 10^{-5} \cdot \vartheta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \vartheta_a^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Il flusso di calore netto può essere espresso come somma delle componenti convettiva e radiante:

$$h_{net,d} = \alpha_c(\theta_g - \theta_s) + \sigma \epsilon_r \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4 \right]$$

Essendo:

α_c = coefficiente di trasmissione termica per convezione [$\text{W}/\text{m}^2\text{C}$], pari a $25 \text{ W}/\text{m}^2\text{C}$ sui lati esposti di un elemento strutturale e $9 \text{ W}/\text{m}^2\text{C}$ sui lati non esposti

σ = costante di Boltzman = $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^2\text{K}^4$

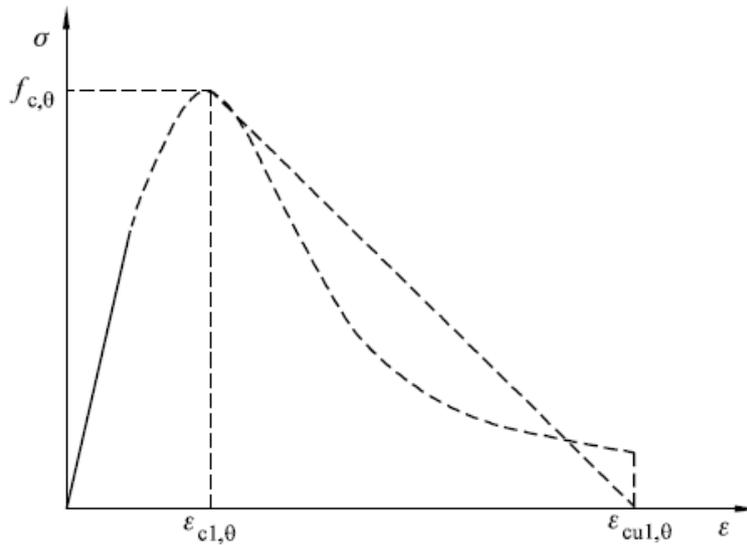
ϵ_r = remissività risultante, assunto uguale a $0,56$

θ_s = temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^\circ\text{C}$].

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura. L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

Le proprietà di resistenza e deformazione a compressione monoassiale del calcestruzzo a elevate temperature devono essere estrapolate dalle relazioni sforzi-deformazioni presentate nella fig. 2 (tratta dalla UNI EN 1992-1-2):

Modello matematico per le relazioni sforzi-deformazioni del calcestruzzo compresso a elevate temperature



Intervallo	Sforzi $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	Si raccomanda di adottare un ramo discendente a fini numerici. Sono consentiti modelli lineari o non lineari.

Fig. 2

Le relazioni sforzi-deformazioni fornite nella figura di sopra sono definite da tre parametri: la resistenza a compressione $f_{c,\theta}$ e le deformazioni $\epsilon_{c1,\theta}$, $\epsilon_{cu1,\theta}$ corrispondenti a $f_{c,\theta}$. I valori di ciascuno dei parametri sono forniti nel prospetto seguente (tratto dalla UNI EN 1992-1-2) in funzione delle temperature del calcestruzzo:

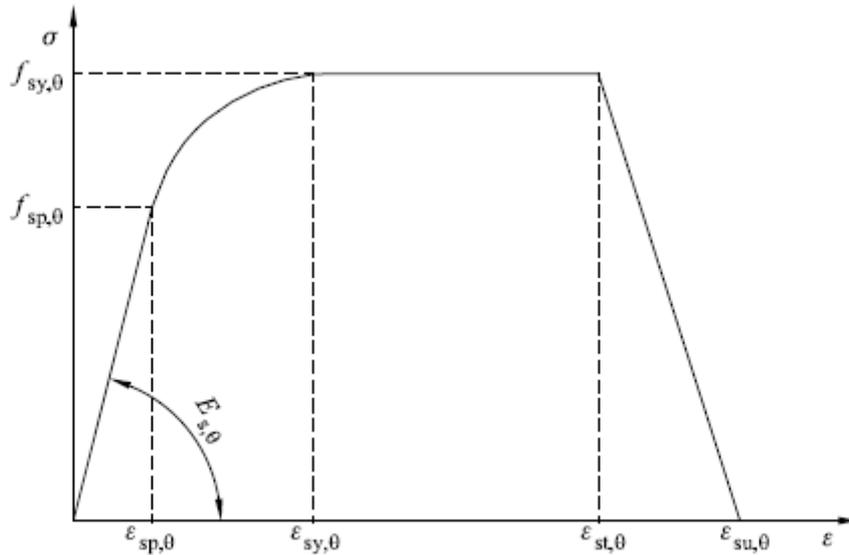
Valori dei principali parametri delle relazioni sforzi-deformazioni del calcestruzzo ordinario con aggregati silicei o calcarei a elevate temperature

Temperatura del calcestruzzo, θ	Aggregati silicei			Aggregati calcarei		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	-	-	0,00	-	-

Tab. 1

Le proprietà di resistenza e deformazione dell'acciaio di armatura a elevate temperature si ottengono dalle relazioni sforzi-deformazioni presentate nella fig. 3 (tratta dalla UNI EN 1992-1-2):

Modello matematico per le relazioni sforzi-deformazioni di acciaio di armatura e da pretensione a elevate temperature (la notazione per l'acciaio da pretensione è "p" anziché "s")



Intervallo	Sforzi $\sigma(\theta)$	Modulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta}[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})/(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parametro ^{*)}	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$
	Acciaio da pretensione di Classe A: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funzioni	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
*) I valori per i parametri $\varepsilon_{pt,\theta}$ e $\varepsilon_{pu,\theta}$ per l'acciaio da pretensione si possono prendere dal prospetto 3.3. L'acciaio da pretensione di Classe A è definito nell'appendice C della EN 1992-1-1.		

Fig. 3

Le relazioni sforzi-deformazioni fornite nella figura di sopra sono definite da tre parametri: l'inclinazione del campo elastico lineare $E_{s,\theta}$, il limite proporzionale $f_{sp,\theta}$ e il massimo livello di sforzo $f_{sy,\theta}$. I valori di ciascuno dei parametri sono forniti nel prospetto seguente (tratto dalla UNI EN 1992-1-2) in funzione delle temperature dell'acciaio:

Classe N, valori per i parametri delle relazioni sforzi-deformazioni dell'acciaio di armatura laminato a caldo e trafilato a freddo a elevate temperature

Temperatura Acciaio θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	laminato a caldo	trafilato a freddo	laminato a caldo	trafilato a freddo	laminato a caldo	trafilato a freddo
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 2

La tensione e la deformazione dell'acciaio da pretensione ad elevate temperature vengono ricavate dallo stesso modello matematico valido per l'acciaio da armatura/carpenteria.

I valori dei parametri per gli acciai da pretensione ad elevate temperature lavorati a freddo (fili e trefoli) e bonificati (barre) sono dati da $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$, $\varepsilon_{pu,\theta}$. Il valore di β è dato dalla scelta della Classe A o della Classe B. Per la Classe B, $\beta = 0,9$.

I valori di ciascuno dei parametri sono forniti nel prospetto seguente (tratto dalla UNI EN 1992-1-2) in funzione delle temperature dell'acciaio:

Table 3.3: Values for the parameters of the stress-strain relationship of cold worked (cw) (wires and strands) and quenched and tempered (q & t) (bars) prestressing steel at elevated temperatures

Steel temp. θ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]
	cw		q & t	cw	q & t	cw	q & t	cw, q&t	cw, q&t
	Class A	Class B							
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

Note: For intermediate values of temperature, linear interpolation may be used.

Tab. 3

Per la verifica di resistenza strutturale al fuoco si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale (senza prendere in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche):

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

3 CALCOLO RESISTENZA AL FUOCO DELLA STRUTTURA IN C.A.P.

L'edificio presenta una struttura portante in cemento armato precompresso, si sviluppa su un piano fuori terra ed è dotato di copertura a falde inclinate.

Ciascun telaio è composto da 3 pilastri, con luci di 20 m e 11 m. I tegoli di copertura hanno luce pari a 10,84 m. I materiali utilizzati nella realizzazione degli elementi hanno le seguenti caratteristiche:

- Calcestruzzo con $R_{ck} = 50$ MPa per elementi precompressi (travi di copertura e tegoli) e $R_{ck} = 45$ MPa per elementi ad armatura lenta (pilastri), aggregati calcarei
- Armatura lenta Fe B 44k
- Acciaio armonico stabilizzato per trefoli $F_{ptk} \geq 1.860$ MPa, $F_{p(1)k} \geq 1.670$ MPa, $E_p = 205.000$ MPa

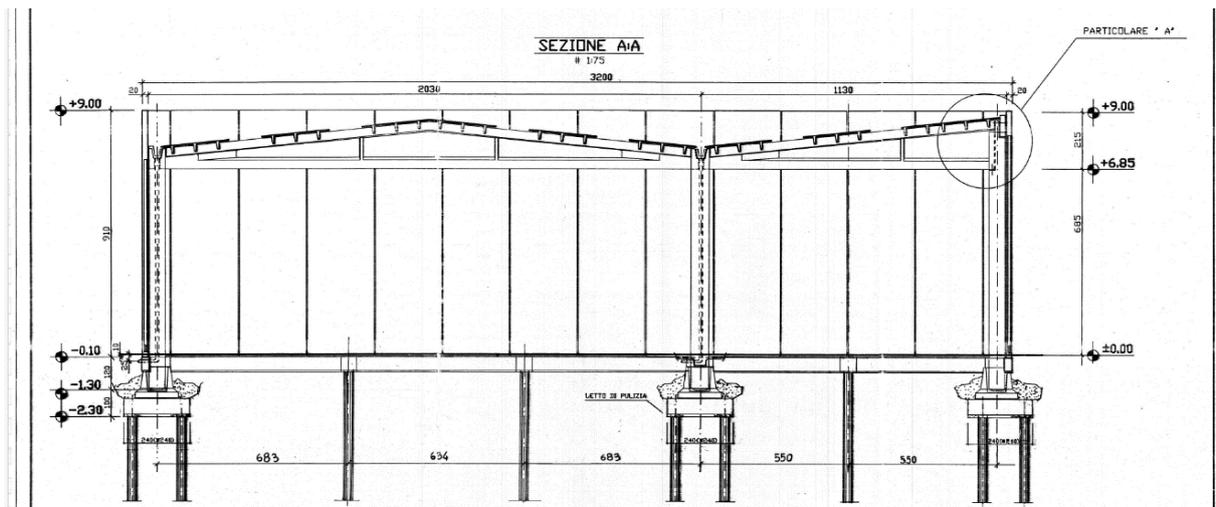


Fig. 4

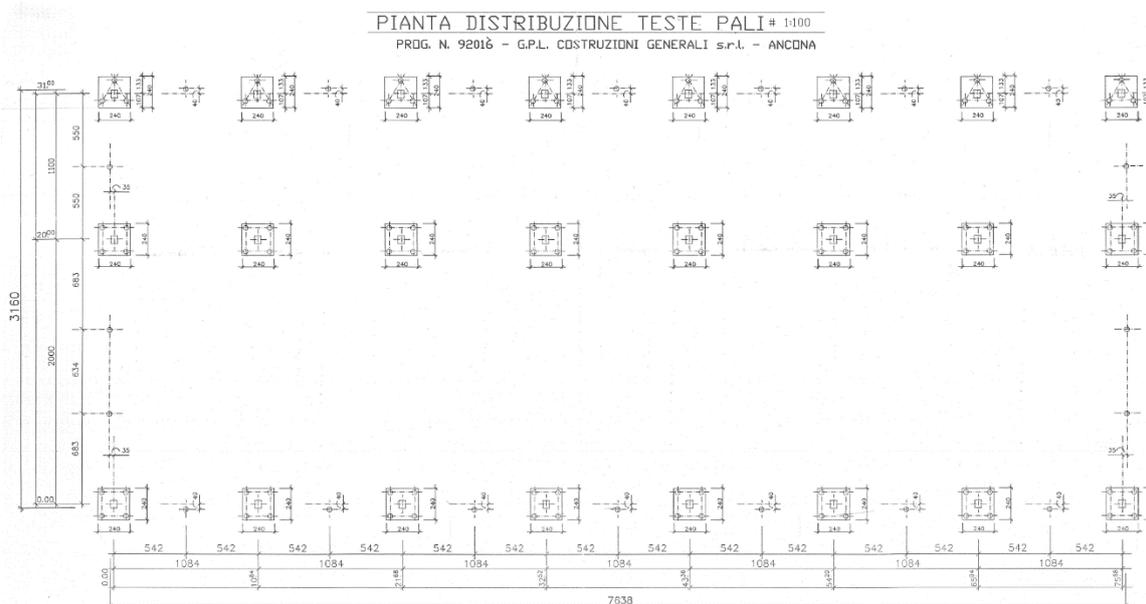


Fig. 5

La combinazione eccezionale è data da:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

In cui G_1 e G_2 sono i carichi permanenti rappresentati dal peso proprio della struttura e dai carichi permanenti non strutturali (valutati pari a 30 kg/m^2), P rappresenta l'azione di presollecitazione, mentre Q_{k1} è il sovraccarico accidentale rappresentato dal carico neve (pari a 80 kg/m^2): in base al D.M.17/01/2018, per un sovraccarico neve a quota $< 1000 \text{ m s.l.m.}$ il coefficiente di combinazione ψ_{21} risulta pari a 0, per cui i carichi da considerare durante l'evento eccezionale incendio sono solo i permanenti.

Nei paragrafi seguenti verranno illustrate le analisi strutturali antincendio relative a singoli elementi e a porzioni della struttura. Come già spiegato nell'art. [12] dello scrivente, i vari elementi Beam del modello globale sono collegati ai modelli delle sezioni, realizzati tramite elementi Plate, rappresentativi di acciaio,

calcestruzzo, barre di armatura lenta e acciaio precompresso. È chiaramente possibile modellare anche elementi Plate rappresentativi di materiali di protezione antincendio, che però non forniscono contributo alla resistenza strutturale della sezione. Nei modelli relativi alle sezioni degli elementi devono essere eseguite le analisi termiche in transitorio, in maniera da conoscere l'andamento della temperatura in funzione del tempo in ogni punto della sezione strutturale.

L'applicativo è in grado di eseguire in maniera automatica delle analisi non lineari per stage (tenendo conto della non linearità di materiale e geometrica) durante le quali le proprietà delle sezioni degli elementi Beam vengono gradualmente modificate in funzione delle temperature nei punti della sezione nello step corrente: ciò viene eseguito in maniera iterativa, in maniera da raggiungere la convergenza dei parametri inerziali delle sezioni stesse. Durante la modifica dei parametri inerziali di una sezione in acciaio, i vari elementi della mesh, inizialmente collegati tra loro, vengono ridotti in funzione del rapporto tra la tensione stabilita dai legami dell'EC2 e dell'EC3 Parte 1-2, [3] e [4], per la deformazione e la temperatura in un dato punto e la tensione elastica nello stesso punto dell'elemento Beam originale.

EasyFire gestisce anche eventuali fasi di scarico dei vari elementi, seguendo un modello costitutivo elasto-plastico. Infine, l'applicativo è in grado di calcolare e riportare nel modello principale gli effetti di dilatazione termica indotti sull'elemento Beam dal campo di temperature agenti nella sezione, il quale, nel caso più generale, presenta un andamento non lineare lungo gli assi locali della sezione stessa.

3.1 TEGOLO DI COPERTURA TRINERVATO 250x31, LUCE 10,84 m

Il tegolo risulta esposto all'incendio nominale su tutti i lati, ad eccezione del lato superiore, esposto all'aria. Le due immagini seguenti illustrano rispettivamente la tavola di produzione del prefabbricatore (fig. 6, dalla quale si evincono la natura calcarea degli aggregati, le armature lente e di precompressione e la classe del calcestruzzo) e la mappatura termica della sezione trasversale del tegolo (fig. 7) dopo 30 minuti di esposizione al fuoco normalizzato. La presollecitazione viene modellata applicando ai trefoli una predeformazione $\epsilon_p = 5\text{‰}$. La fig. 8 illustra la deformata e il rapporto domanda/capacità agli istanti $T = 0$ s, $T = 640$ s, $T = 1.240$ s, $T = 1.840$ s. La fig. 9 illustra l'andamento nel tempo della freccia in mezzeria del tegolo di copertura. Il collasso avviene all'istante 1.900 s. Pertanto **si può attribuire al tegolo in esame la classe di resistenza al fuoco R30.**

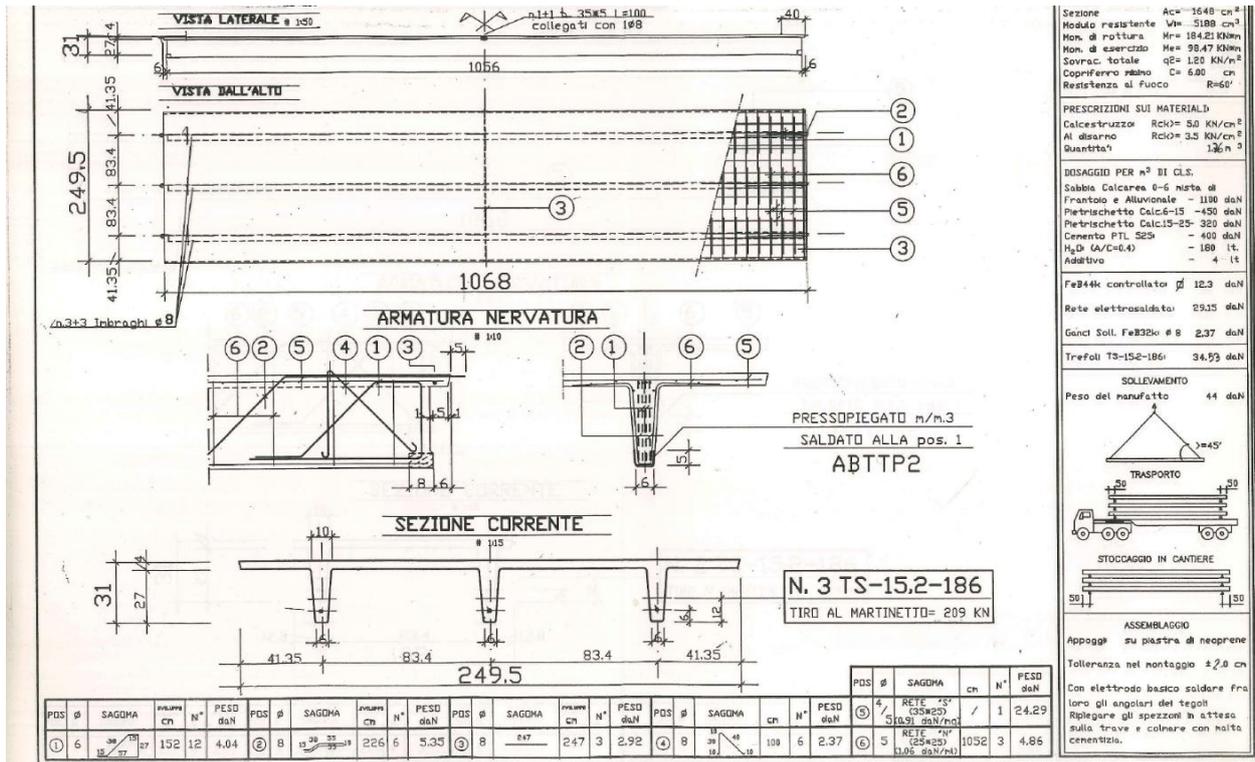


Fig. 6

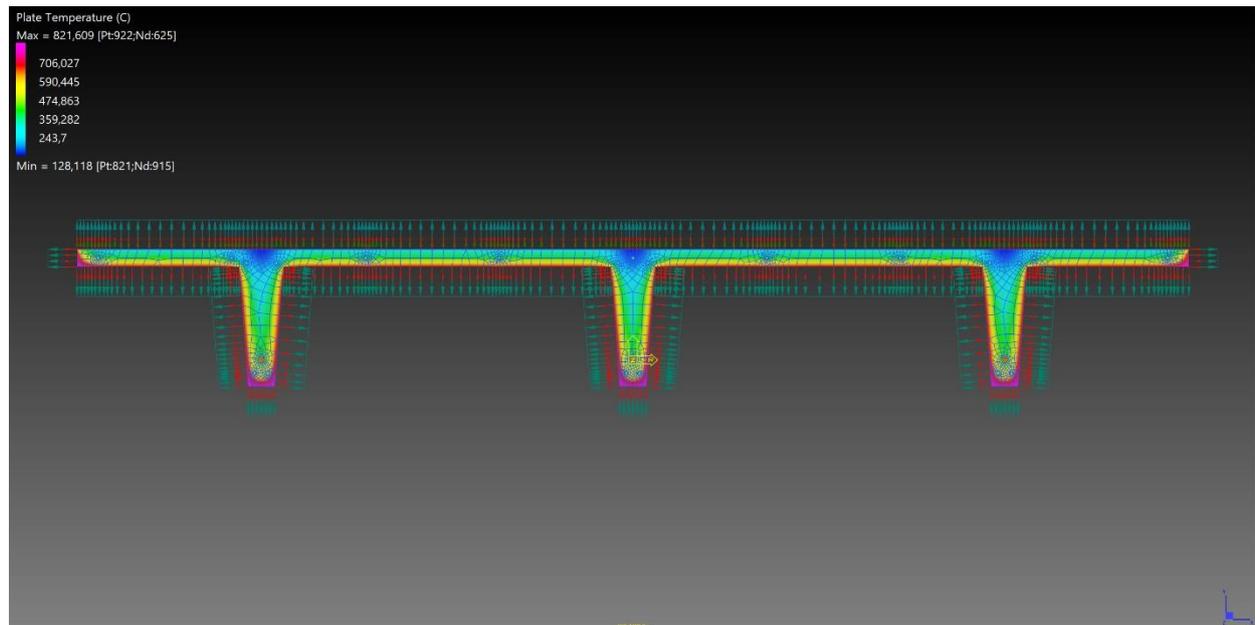


Fig. 7

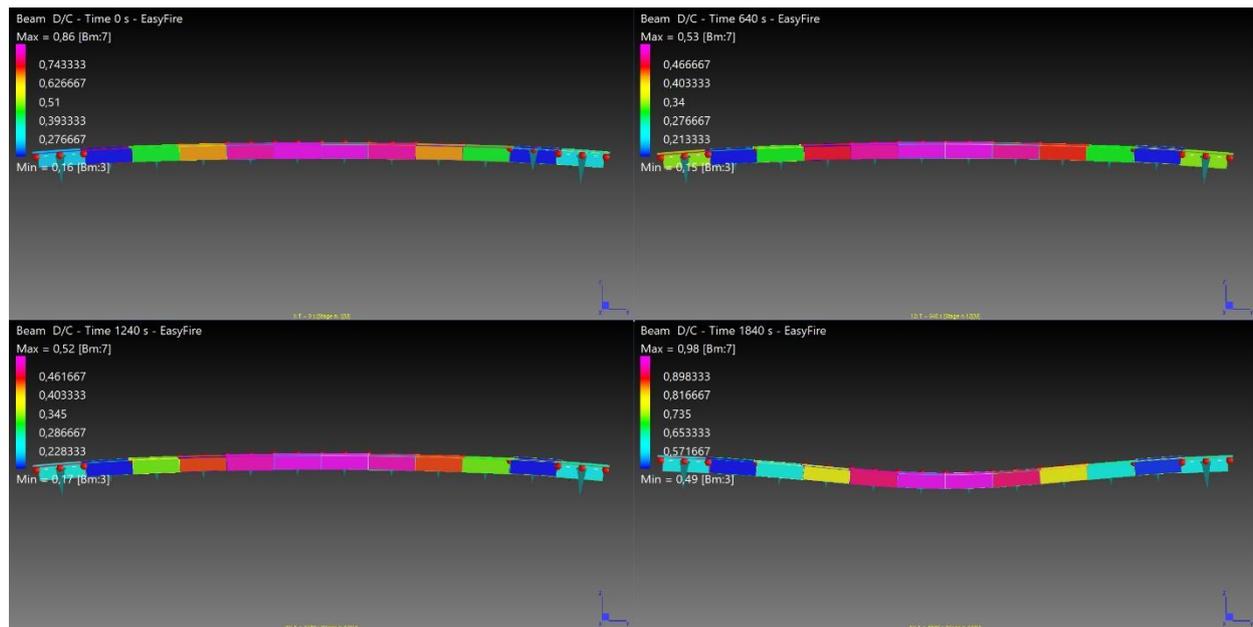


Fig. 8

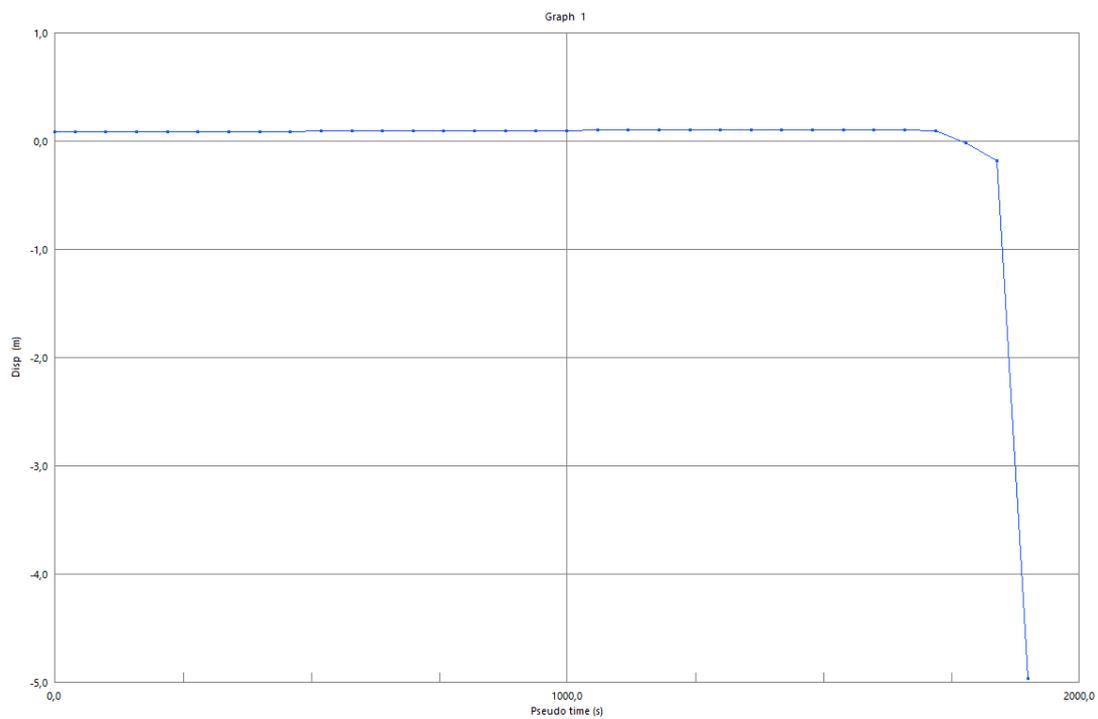


Fig. 9

3.2 TEGOLO DI COPERTURA BINERVATO 250x31, LUCE 10,84 m

Il tegolo risulta esposto all'incendio nominale su tutti i lati, ad eccezione del lato superiore, esposto all'aria. Le due immagini seguenti illustrano rispettivamente la tavola di produzione del prefabbricatore (fig. 10, dalla quale si evincono natura calcarea degli aggregati, le armature lente e di precompressione e la classe del calcestruzzo) e la mappatura termica della sezione trasversale del tegolo (fig. 11) dopo 30 minuti di esposizione al fuoco normalizzato. La presollecitazione viene modellata applicando ai trefoli una

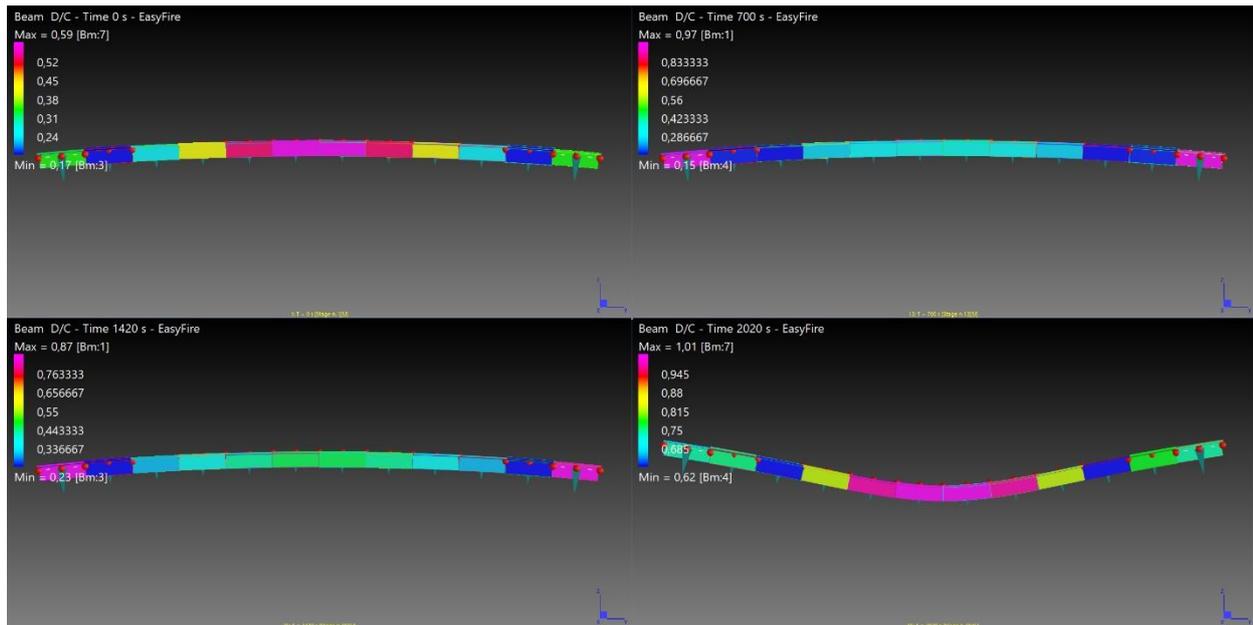


Fig. 12

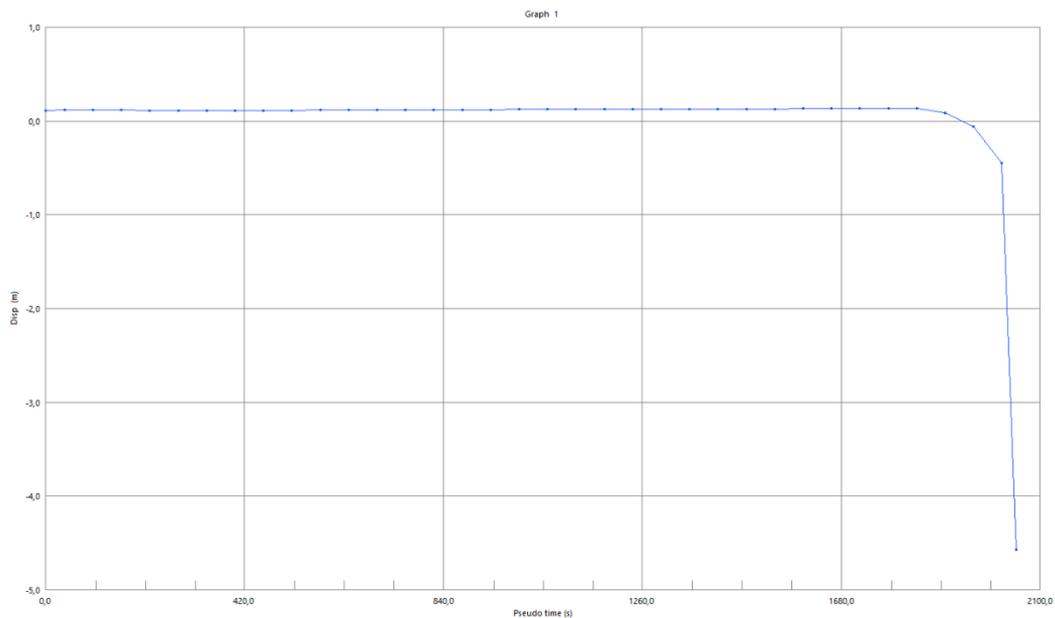


Fig. 13

3.3 TELAIO COMPOSTO DA TRAVI DI COPERTURA E PILASTRI

Tutti gli elementi del telaio risultano esposti all'incendio nominale su tutti i lati. Nell'analisi in esame vengono considerate le sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate. La presollecitazione viene modellata applicando ai trefoli una predeformazione $\epsilon_p = 5\%$. L'analisi FEM è per fasi, in quanto alle capriate viene dapprima applicata la precompressione e poi i vari elementi vengono collegati tra di loro.

La fig. 14 illustra il modello FEM adottato nell'analisi termomeccanica (non lineare per materiale e geometria). La fig. 15 illustra la deformata e il rapporto domanda/capacità agli istanti $T = 0$ s, $T = 1.490$ s, $T =$

3.050 s, $T = 4.610$ s. La fig. 16 illustra l'andamento nel tempo della freccia in mezzeria della trave di copertura di luce 20 m. Il collasso avviene all'istante 4.640 s. Pertanto **si può attribuire al telaio in esame la classe di resistenza al fuoco R60**. Dall'analisi del collasso emerge inoltre un **collasso implosivo del telaio stesso**. Va specificato che la modellazione in esame presuppone il mantenimento dell'efficienza dei collegamenti tra gli elementi prefabbricati strutturali fino al collasso, ma anche se questa ipotesi venisse meno, la caduta a terra dei suddetti elementi prefabbricati non pregiudicherebbe l'implosività del collasso stesso.

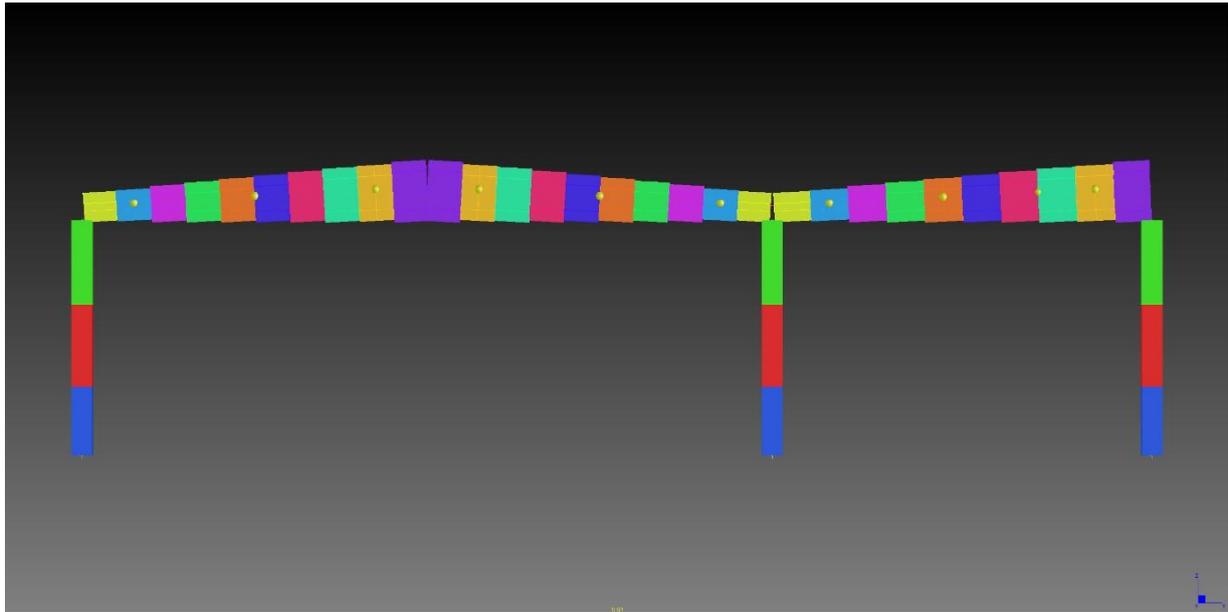


Fig. 14

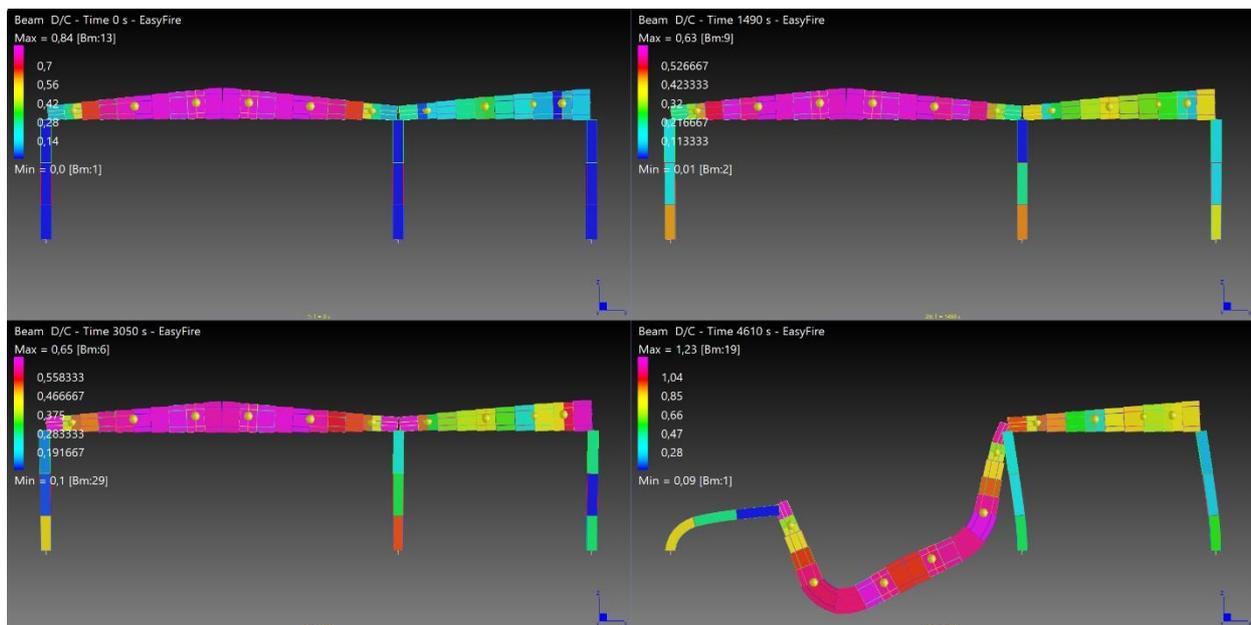


Fig. 15

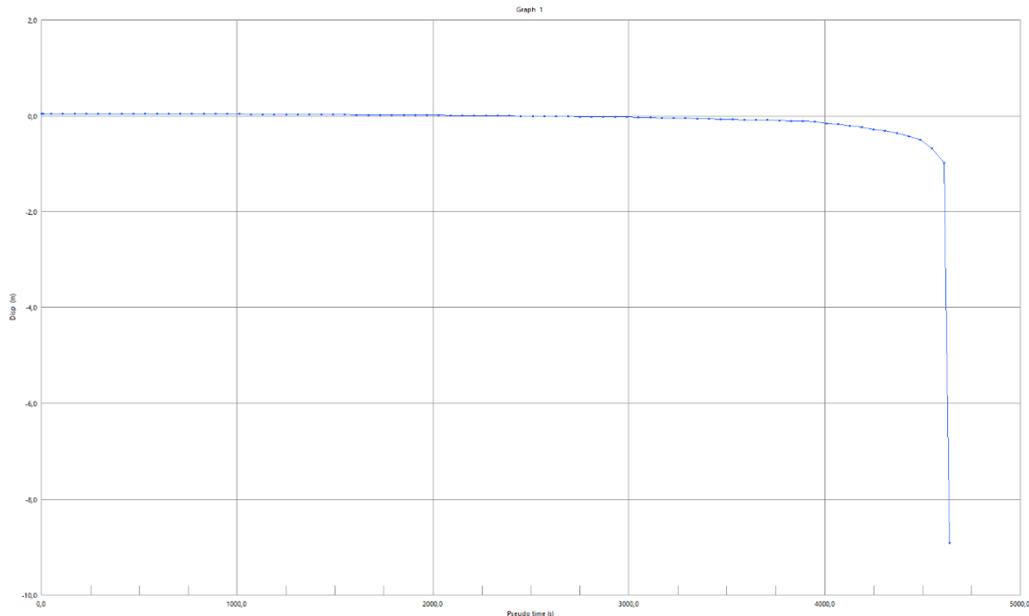


Fig. 16

3.4 VERIFICA A COLLASSO IMPLOSIVO DEL MODELLO FEM TRIDIMENSIONALE

Tutti gli elementi della struttura risultano esposti all'incendio nominale su tutti i lati, ad eccezione dei tegoli di copertura, il cui lato superiore risulta esposto all'aria. Nell'analisi in esame vengono considerate le sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate. La presollecitazione viene modellata applicando ai trefoli una predeformazione $\epsilon_p = 5\%$. L'analisi FEM è per fasi, in quanto ai tegoli di copertura e alle capriate viene dapprima applicata la precompressione e poi i vari elementi vengono collegati tra di loro.

La fig. 17 illustra il modello FEM adottato nell'analisi termomeccanica (non lineare per materiale e geometria). Vengono considerati due scenari. Il primo considera un incendio nominale generalizzato, mentre il secondo considera un incendio nominale concentrato negli elementi relativi a due sole travi di copertura adiacenti di luce 20 m. La fig. 18 illustra la deformata e il rapporto domanda/capacità agli istanti $T = 0$ s, $T = 890$ s, $T = 1.610$ s, $T = 2.570$ s prodotti dal primo scenario. La fig. 19 illustra la deformata e il rapporto domanda/capacità agli istanti $T = 0$ s, $T = 1.250$ s, $T = 2.450$ s, $T = 3.650$ s prodotti dal secondo scenario. Dall'analisi di entrambi gli scenari emerge un **collasso implosivo della struttura**. Va specificato che la modellazione in esame presuppone il mantenimento dell'efficienza dei collegamenti tra gli elementi prefabbricati strutturali fino al collasso, ma anche se questa ipotesi venisse meno, la caduta a terra dei suddetti elementi prefabbricati non pregiudicherebbe l'implosività del collasso stesso.

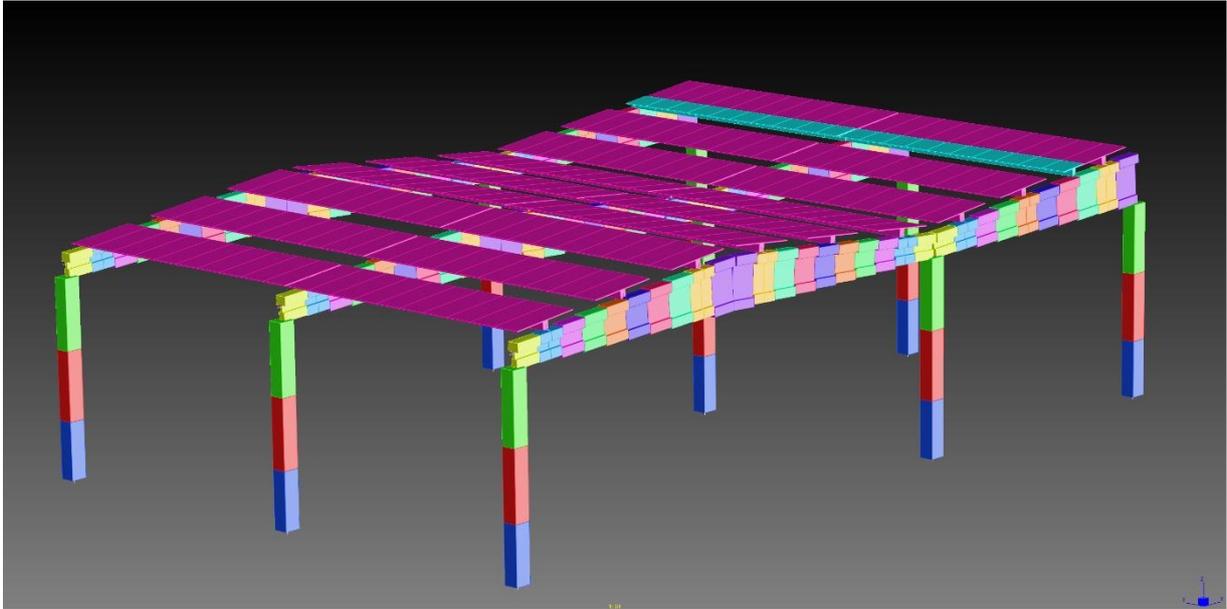


Fig. 17

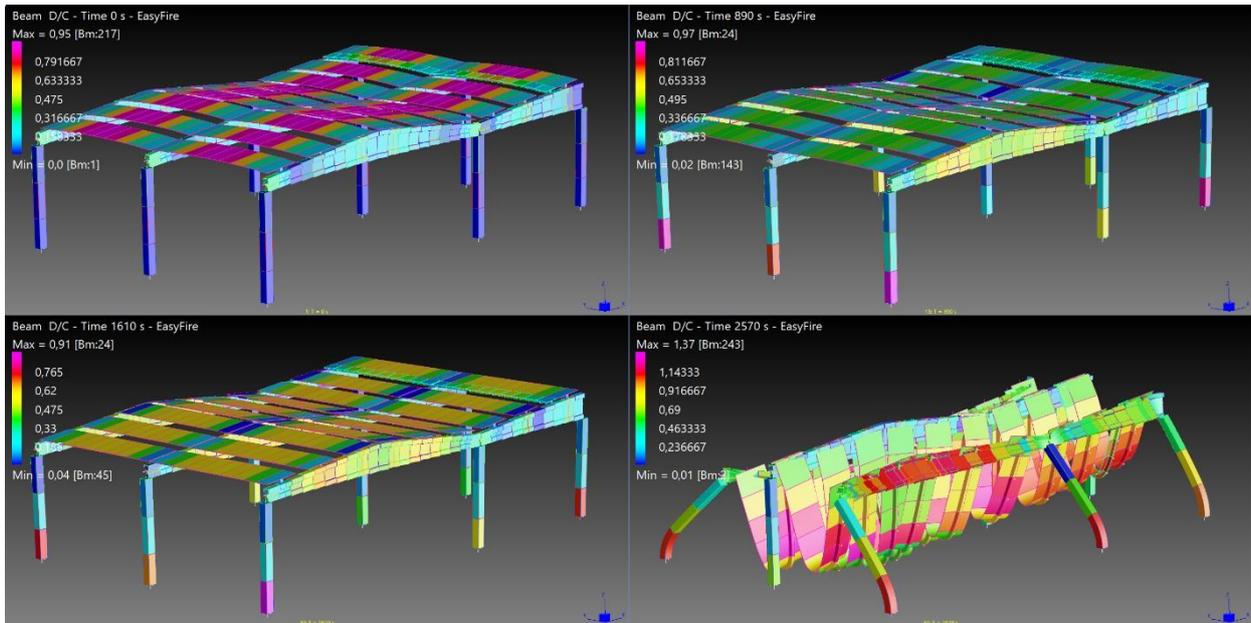


Fig. 18

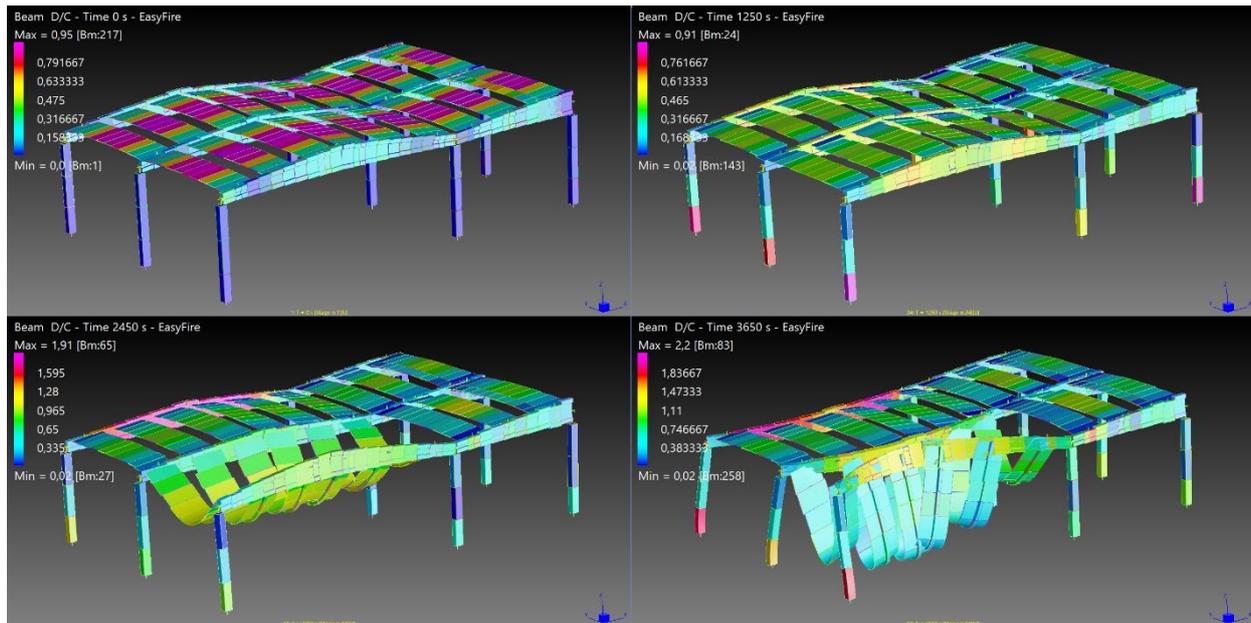


Fig. 19

3.5 DOMINI DI RESISTENZA TEGOLO DI COPERTURA TRINERVATO 250x31 CON ARMATURA PRECOMPRESSA

L'applicativo è in grado di generare vari contour per il software Straus7, oltre ai domini di resistenza delle sezioni degli elementi ai vari istanti di tempo dell'analisi.

La capacità di prestazione di resistenza strutturale all'incendio di una sezione in acciaio o in conglomerato cementizio armato è espressa dal diagramma d'interazione tra momento ultimo e sforzo assiale ultimo, come avviene per la resistenza in condizioni ordinarie. Si deve invece tener conto del fatto che il dominio di interazione non è costante, ma varia nel tempo in seguito al danneggiamento del materiale, restringendosi.

Una volta discretizzata la sezione trasversale del componente strutturale, modellata tramite elementi Plate, conosciuta la distribuzione del campo di temperature e perciò il valore in ogni elementino, a ciascuno di questi ultimi viene associato un legame costitutivo σ/ϵ dipendente dalla temperatura medesima (e quindi dal degrado del materiale corrispondente). Si assegna quindi alla sezione un diagramma di deformazioni unitarie ϵ rappresentativo della condizione di rottura, per snervamento dell'acciaio o schiacciamento del conglomerato. In conseguenza di ciò, ad ogni elementino di calcestruzzo e ad ogni barra di armatura viene associato un valore di deformazione unitario ϵ_{ck} ed ϵ_{ks} rispettivamente; a questo punto, alle deformazioni sono fatte corrispondere le tensioni σ_{ck} ed σ_{ks} . I valori dello sforzo normale ultimo N_u e del momento ultimo M_u sono definiti mediante integrazione numerica:

$$N_i = \sum_{k=1}^{Nc} \sigma_{kc} \cdot A_{kc} + \sum_{k=1}^{Ns} \sigma_{ks} \cdot A_{ks} \quad M_i = \sum_{k=1}^{Nc} \sigma_{kc} \cdot A_{kc} \cdot (y - y_g) + \sum_{k=1}^{Ns} \sigma_{ks} \cdot A_{ks} \cdot (y - y_g)$$

La verifica di resistenza al fuoco è soddisfatta allorquando il punto rappresentativo della domanda di prestazione ultima della sezione (N_d , M_d), ottenuto con la combinazione di sollecitazioni prevista dalla norma, cade all'interno della frontiera del dominio di interazione.

In merito al modello analizzato nel par. 3.1, di seguito si illustrano i domini di resistenza dell'elemento Beam in mezzeria del modello FEM del singolo tegolo, di luce complessiva pari a 10,84 m.

Nello specifico, la fig. 20 illustra i domini di resistenza relativi al piano di sollecitazione verticale della sezione precompressa di mezzeria agli istanti $T = 0$ s, $T = 640$ s, $T = 1.240$ s, $T = 1.840$ s. Si nota la progressiva riduzione del dominio stesso: per $T = 1.900$ s la domanda in termini di sollecitazioni esce fuori dalla frontiera del dominio e si verifica il collasso dell'elemento strutturale.

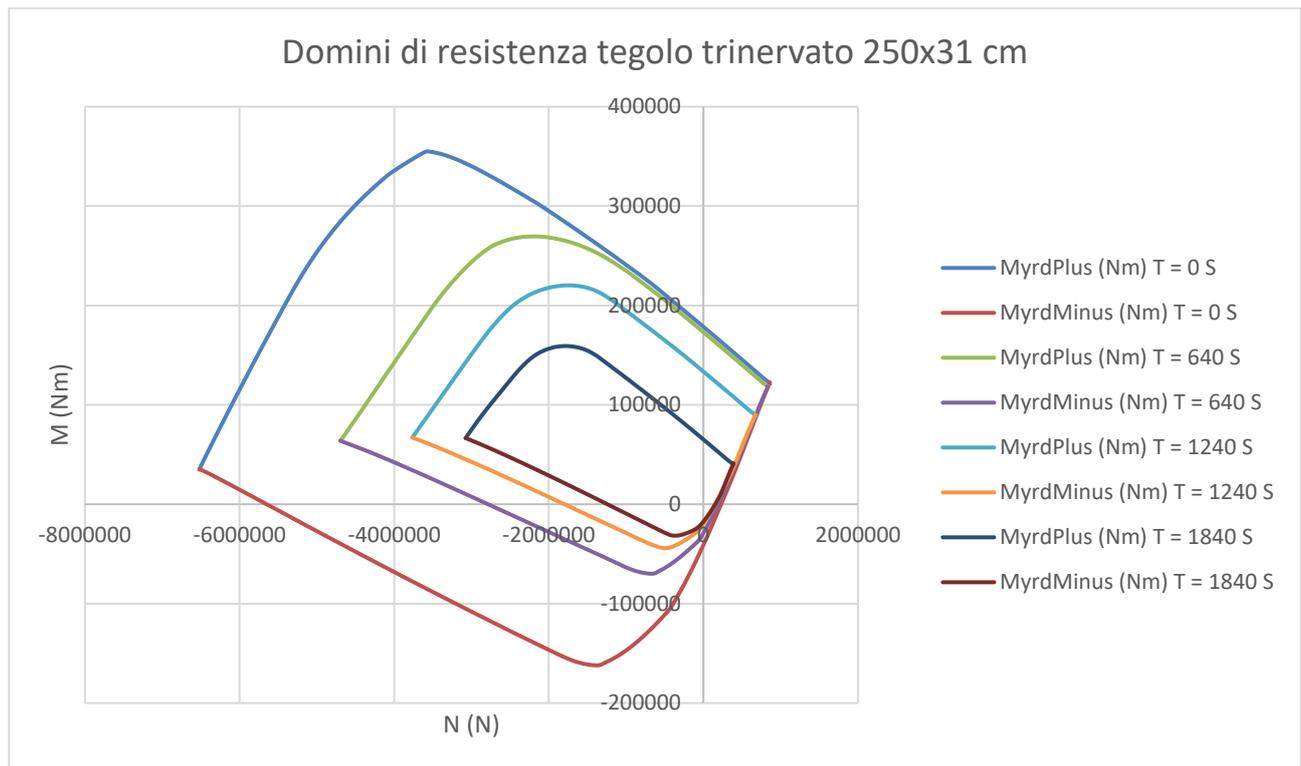


Fig. 20

4 CONCLUSIONI

Il caso studio presentato ha evidenziato in modo concreto le potenzialità di *EasyFire*, il nuovo applicativo sviluppato dallo scrivente per Straus7, [6], nell'ambito delle verifiche strutturali antincendio. Attraverso l'integrazione tra modellazione termica e analisi termomeccanica non lineare, è stato possibile simulare in modo realistico il comportamento di elementi strutturali prefabbricati in c.a.p. esposti a incendio, tenendo conto della degradazione dei materiali, della presollecitazione e delle deformazioni termiche.

L'applicativo consente di automatizzare l'intero processo di calcolo, passando dall'andamento nel tempo delle temperature nei vari punti delle sezioni alla modifica progressiva delle proprietà meccaniche degli elementi Beam durante le fasi di incendio. Ciò si traduce in una notevole riduzione dei tempi di analisi e in un aumento dell'affidabilità e della coerenza delle verifiche, grazie al rispetto puntuale delle prescrizioni degli Eurocodici strutturali (EC2 ed EC3 Parte 1-2).

I risultati ottenuti nelle diverse configurazioni analizzate (tegoli singoli, telaio parziale, modello tridimensionale di una porzione di struttura) hanno confermato l'efficacia dell'approccio proposto nel prevedere il collasso strutturale e la relativa classe di resistenza al fuoco, compresa la possibilità di evidenziare meccanismi complessi come il collasso implosivo.

EasyFire rappresenta una novità rilevante nel panorama degli strumenti FEM per la sicurezza antincendio, offrendo una soluzione integrata e automatizzata in grado di coniugare l'accuratezza della modellazione numerica con il rigore delle verifiche normative. La sua distribuzione è prevista a breve, e costituirà un valido supporto operativo per i professionisti impegnati nella progettazione strutturale in condizioni di incendio.

5 BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” – 2018
- [2] Circ. esplicativa NTC 2018 n. 7 del 21/01/2019
- [3] UNI EN 1992-1-2 EC2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio
- [4] UNI EN 1993-1-2 EC3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio
- [5] D.M. 03/08/2015 – Codice di prevenzione incendi, aggiornato con il D.M. 22/11/2022
- [6] Straus7, codice di calcolo agli elementi finiti, distribuito in Italia dalla HSH srl di Padova, www.hsh.info
- [7] Straus7 Theoretical Manual. Theoretical background to the Straus7 finite element analysis system - 2004 G+D Computing
- [8] Straus7 API Manual. Documentation for the Straus7 Application Programming Interface - Strand7 Pty Ltd
- [9] ST7-1.55.30.5 – Evolution of Beam Temperature using ISO834 Fire Curve – Strand7 Webnotes – Theory/Results – Strand7 Pty Ltd
- [10] ST7-1.55.30.6 – Frame Collapse Due to Fire DRAFT 23 – Strand7 Webnotes – Theory/Results – Strand7 Pty Ltd
- [11] Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio – E. Nigro, S. Pustorino, G. Cefarelli, P. Princi – Ed. Hoepli, 2009
- [12] Nuovo applicativo del software Straus7 per le verifiche strutturali antincendio – G. Di Sciascio – Ingenio <https://www.ingenio-web.it/articoli/nuovo-applicativo-del-software-straus7-per-le-verifiche-strutturali-antincendio/>