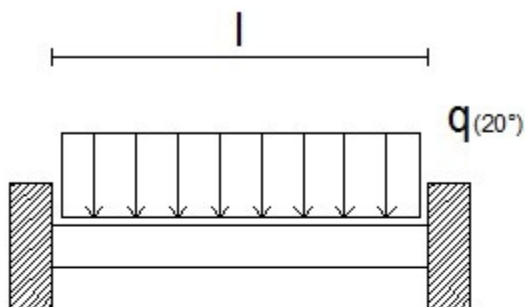


LE INDICAZIONI DELL'EUROCODICE 2: EN 1992-1-2

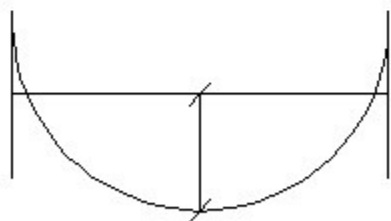
«Design of concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural fire design»

- Per esposizione ad incendio nominale deve essere assicurata la resistenza dell'elemento per il tempo di esposizione richiesto.



$T = 20^\circ \text{ C}$

Situazione a freddo



Verifica: $E_d < R_d$

Es: $M = (ql^2/12) < M_{Rd}$

A freddo ($T=20^\circ$):

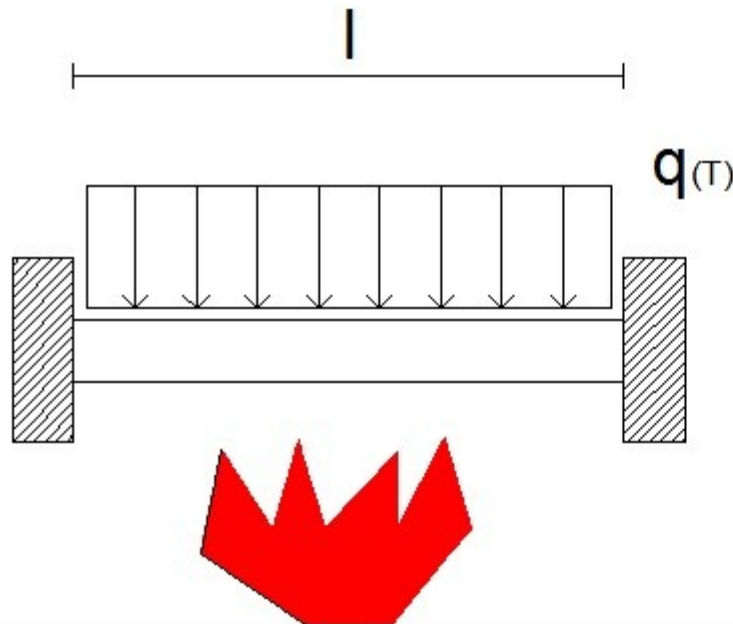
$$q_{(20^\circ)} = \gamma_g G_k + \gamma_Q Q_k$$

G_k = valore caratteristico del carico permanente comprensivo del peso proprio strutturale. (Es: $G_k = 450 \text{ Kg/mq}$)

Q_k = valore caratteristico del carico variabile (Es: $Q_k = 500 \text{ Kg/mq}$)
(per struttura per uffici con affollamento, come es. banche)

$$\gamma_g = 1,3, \gamma_Q = 1,5$$

$$q = 1335 \text{ kg/mq (nel nostro caso)}$$



Situazione a caldo alla
temperatura T

Verifica: $E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$

A caldo:

$$q_{(T)} = G_k + \psi_2 Q_k$$

G_k = valore caratteristico del carico permanente comprensivo del peso proprio strutturale. (Es: $G_k = 450 \text{ Kg/mq}$)

Q_k = valore caratteristico del carico variabile (Es: $Q_k = 500 \text{ Kg/mq}$)

$\psi_2 = 0,6$ (ambienti suscettibili di affollamento)

$q = 750 \text{ kg/mq}$ (nel nostro caso)

Metodo semplificato dell'Eurocodice:

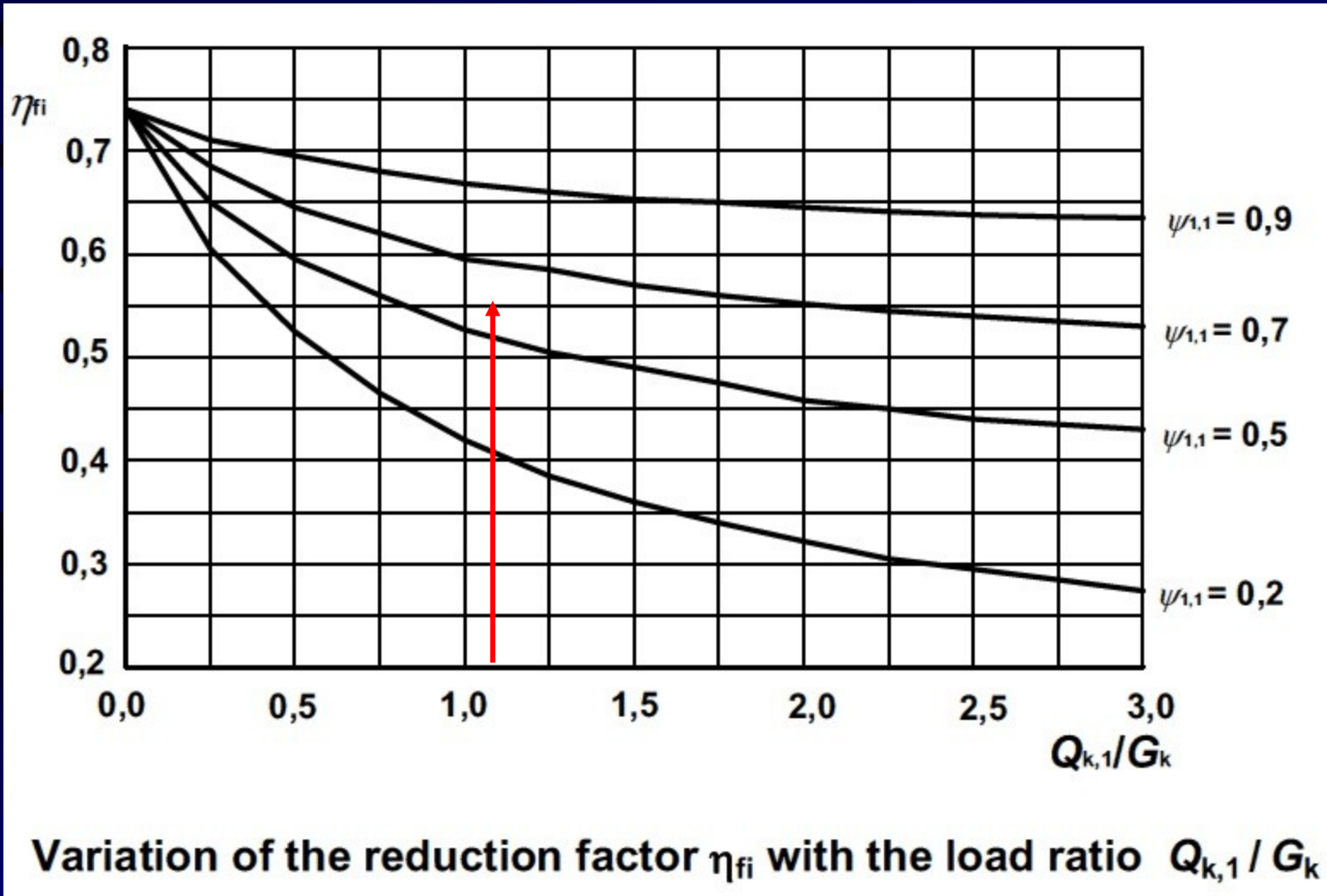
con:

$$\eta_i = \frac{G_k + \psi_{2,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

$$E_{fi,d} = \eta_i E_d$$

Nel nostro caso $\eta_i = (480/840) = 0,57$

Per calcolare η_i è possibile utilizzare il grafico fornito dall'Eurocodice.



Presupposti dei metodi di calcolo presentati nell'Eurocodice

(P.to 4.5) Il fenomeno dello 'spalling' esplosivo dovrebbe essere evitato tenendolo in conto.

Si può assumere che tale pericolo non sussista se il contenuto di umidità del calcestruzzo è inferiore del k % in peso.

k % è precisato dai parametri nazionali approvati e pari al 3%

- Per calcestruzzi progettati per classi di esposizione X0 e XC1 il requisito è automaticamente soddisfatto.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
<u>X0</u>	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	<u>Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa</u>
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
<u>XC1</u>	Asciutto o permanentemente bagnato	<u>Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa</u> <u>Calcestruzzo costantemente immerso in acqua</u>
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare

XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine

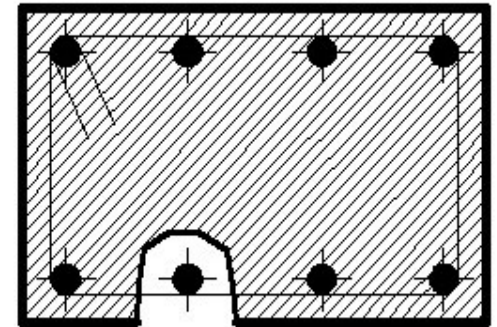
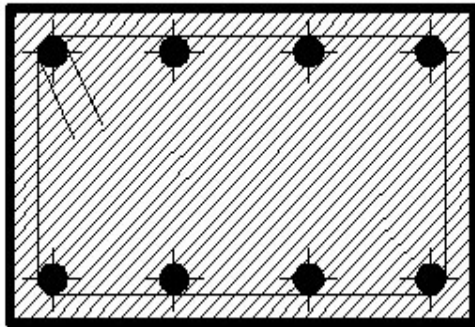
5 Attacco di cicli gelo/disgelo

XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo

6 Attacco chimico

XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Nel caso in cui tale requisito non sia rispettato, occorre verificare la sezione in C.A. ipotizzando la completa esposizione di una barra.



E' possibile non considerare il fenomeno, utilizzando misure di protezione complementari adeguatamente testate.

- SOLUZIONI TABELLARI:

Table 5.5: Minimum dimensions and axis distances for simply supported beams made with reinforced and prestressed concrete

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)						
	Possible combinations of a and b_{min} where a is the average axis distance and b_{min} is the width of beam				Web thickness b_w		
					Class WA	Class WB	Class WC
1	2	3	4	5	6	7	8
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
<u>R 120</u>	$b_{min} = 200$ $a = 65$	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
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (see note below)							

For prestressed beams the increase of axis distance according to 5.2(5) should be noted.

a_{sd} is the axis distance to the side of beam for the corner bars (or tendon or wire) of beams with only one layer of reinforcement. For values of b_{min} greater than that given in Column 4 no increase of a_{sd} is required.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

Table 5.8: Minimum dimensions and axis distances for reinforced and prestressed concrete simply supported one-way and two-way solid slabs

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	slab thickness h_s (mm)	axis-distance a		
		one way	two way:	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
<u>REI 120</u>	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

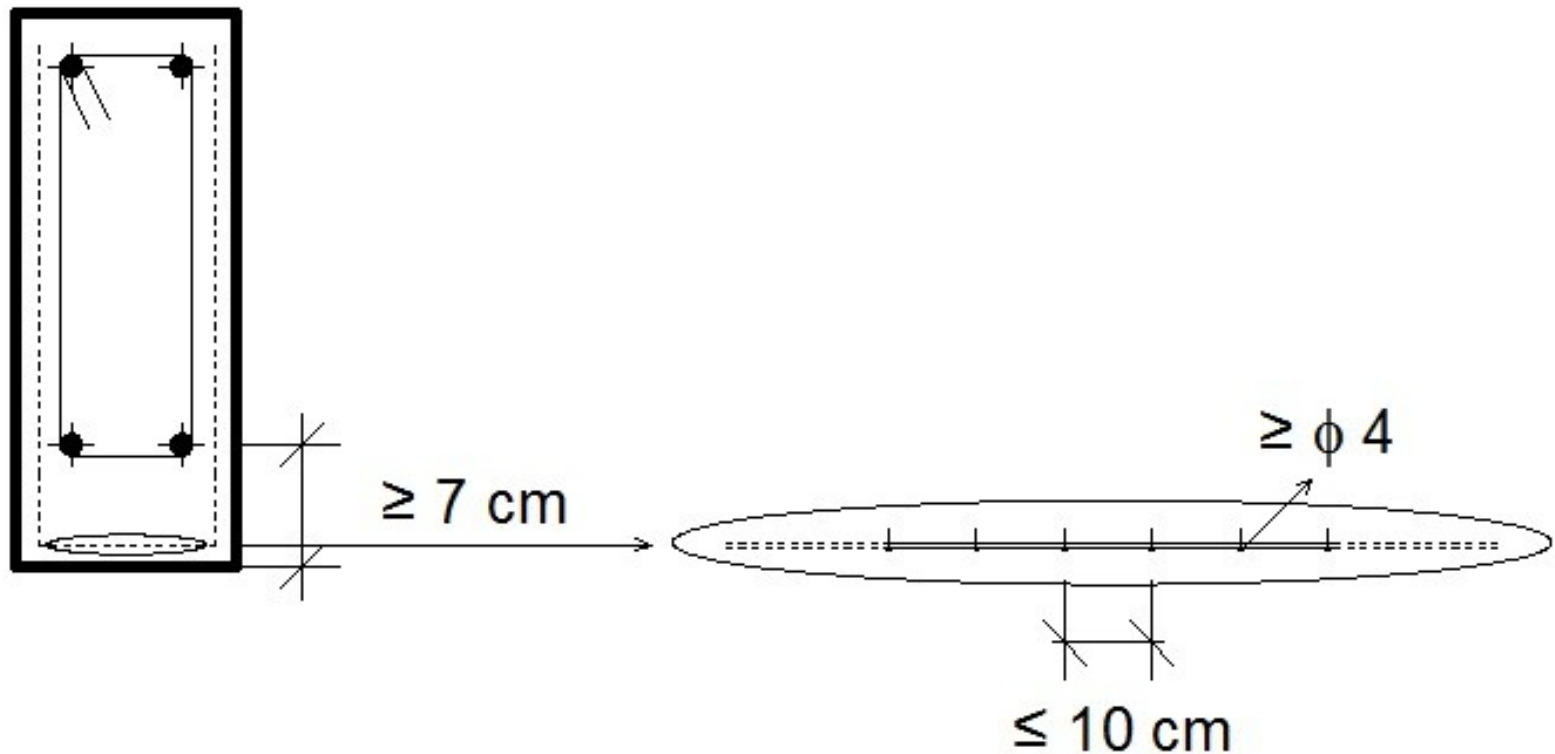
l_x and l_y are the spans of a two-way slab (two directions at right angles) where l_y is the longer span.

For prestressed slabs the increase of axis distance according to 5.2(5) should be noted.

The axis distance a in Column 4 and 5 for two way slabs relate to slabs supported at all four edges. Otherwise, they should be treated as one-way spanning slab.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

- E' necessario tener conto ed evitare il fenomeno del '**falling off**'. Qualora la distanza fra l'asse delle armature e la superficie esposta sia maggiore di 70 mm occorre utilizzare armatura aggiuntiva.



- La verifica sarebbe soddisfatta, anche in modo tabellare. Vediamo come si può condurre la verifica analitica.

METODO DELL'ISOTERMA DEI 500° C

- Il metodo è valido solo per esposizioni ad incendi nominali o naturali. Le dimensioni minime della sezione per cui può essere applicato sono le seguenti:

(2) This method is valid for minimum width of cross-section given in table B1:

- a) for a standard fire exposure depending on the fire resistance
- b) for a parametric fire exposure with an opening factor $O \geq 0,14 \text{ m}^{1/2}$ (see EN 1991-1-2 Annex A)

Table B1: Minimum width of cross-section as function of fire resistance (for standard fire exposure) and fire load density (for parametric fire exposure)

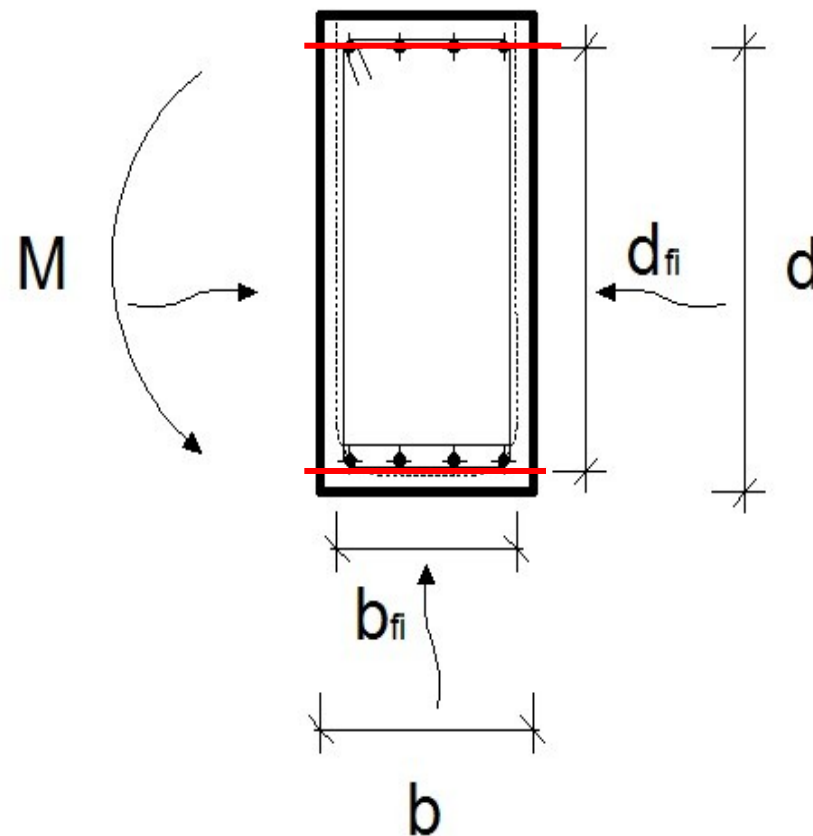
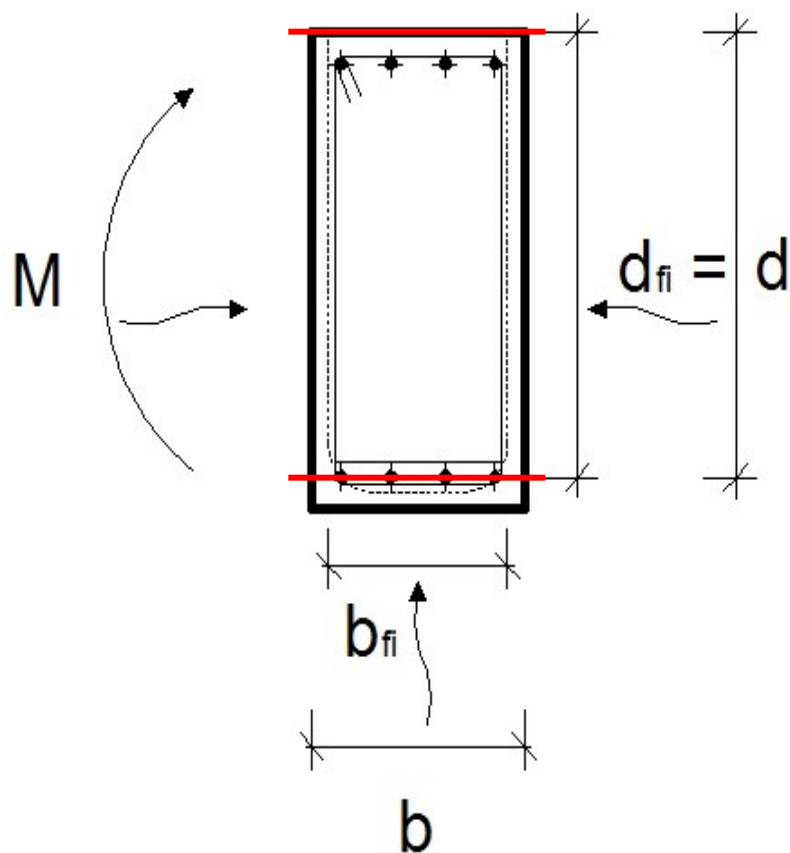
a) Fire resistance.

Fire resistance	R 60	R 90	R120	R180	R240
Minimum width of cross-section mm	90	120	160	200	280

b) Fire load density.

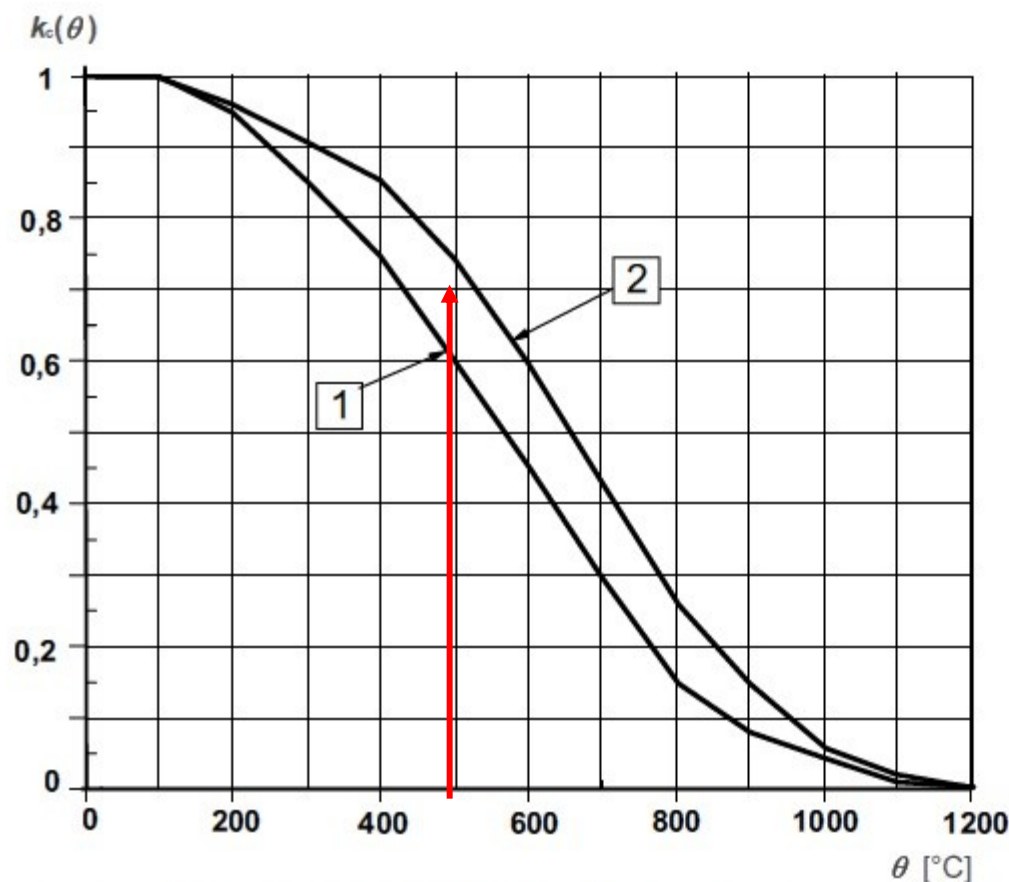
Fire load density MJ/m ²	200	300	400	600	800
Minimum width of cross-section mm	100	140	160	200	240

- Si traccia la mappa termica all'interno della sezione, per l'esposizione richiesta. Si individua l'isoterma dei 500°C , si trascura il calcestruzzo che è interessato da temperature superiori. Si individua così una nuova sezione resistente, con alcune approssimazioni.



Notare che dalla curva di decadimento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, a 500°C:

4.2.4.2 Concrete



Curve [1] : Normal weight concrete with siliceous aggregates

Curve [2] : Normal weight concrete with calcareous aggregates

Figure 4.1: Coefficient $k_c(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength (f_{ck}) of concrete

- Si determina la riduzione di resistenza delle barre di acciaio $k_j(\theta_i)$.

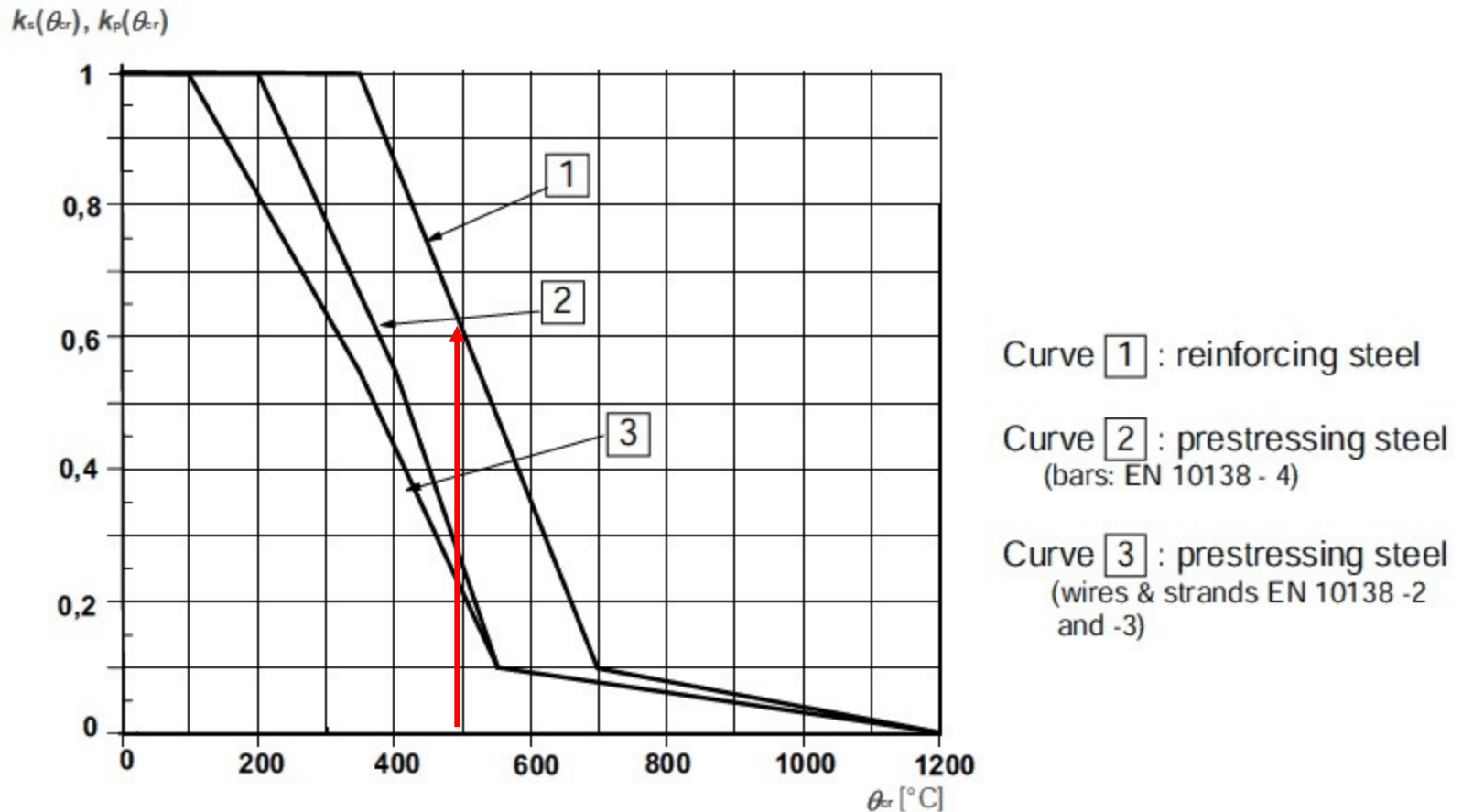
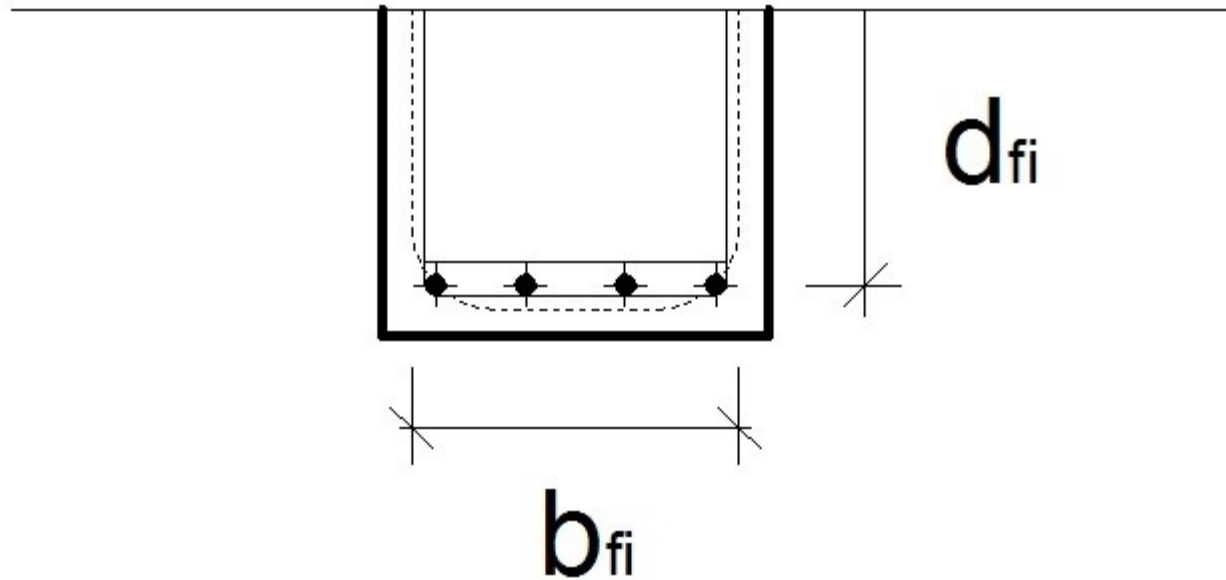


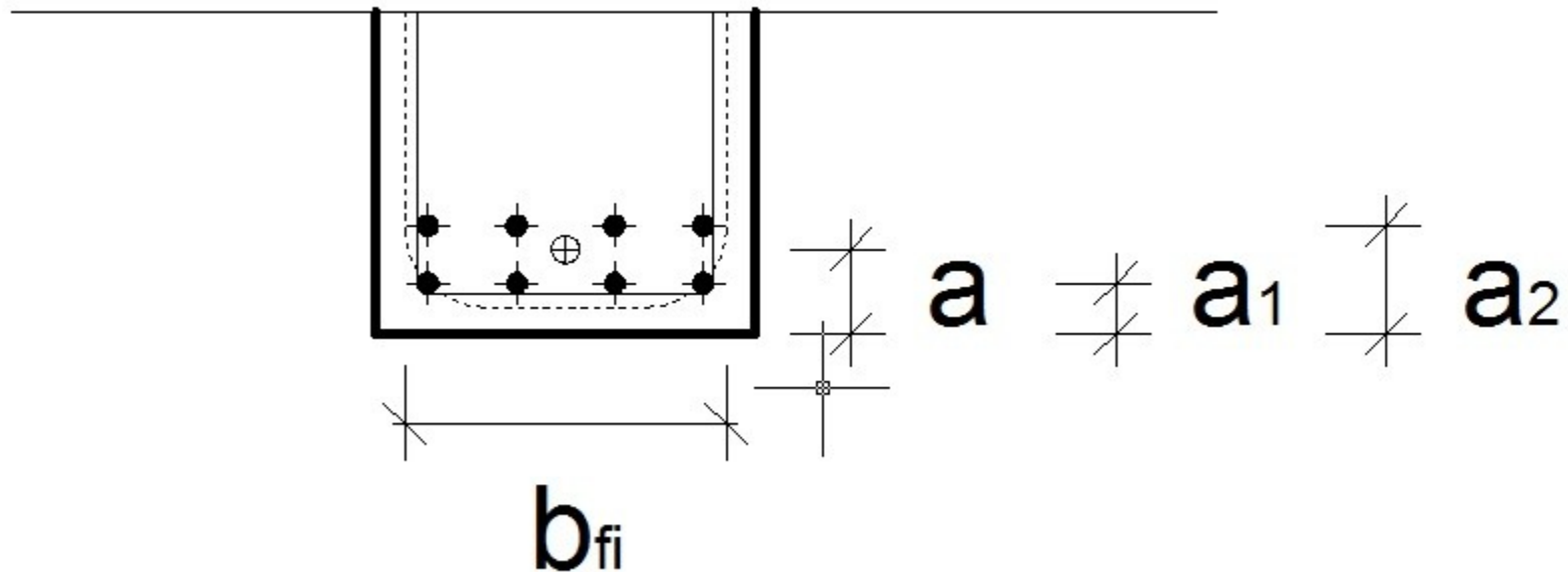
Figure 5.1: Reference curves for critical temperature of reinforcing and prestressing steel θ_{cr} corresponding to the reduction factor $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ or $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$

- Si determina la riduzione media dell'intero strato:



$$k_v(\theta) = \frac{\Sigma k(\theta_i)}{n_v}$$

Nel caso di armatura a più strati:

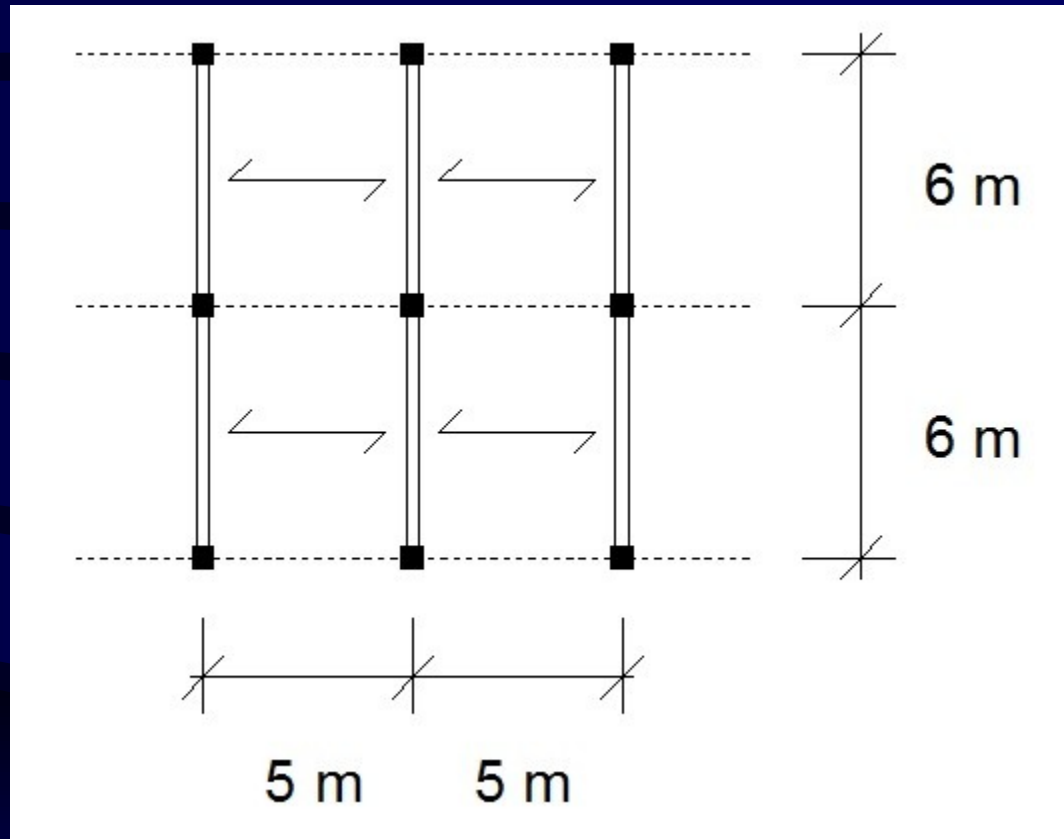


$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)}$$

strato v-esimo

- Si determina il momento resistente della sezione $M_{Rd}(t)$ per il tempo di esposizione t fissato.

Esempio:

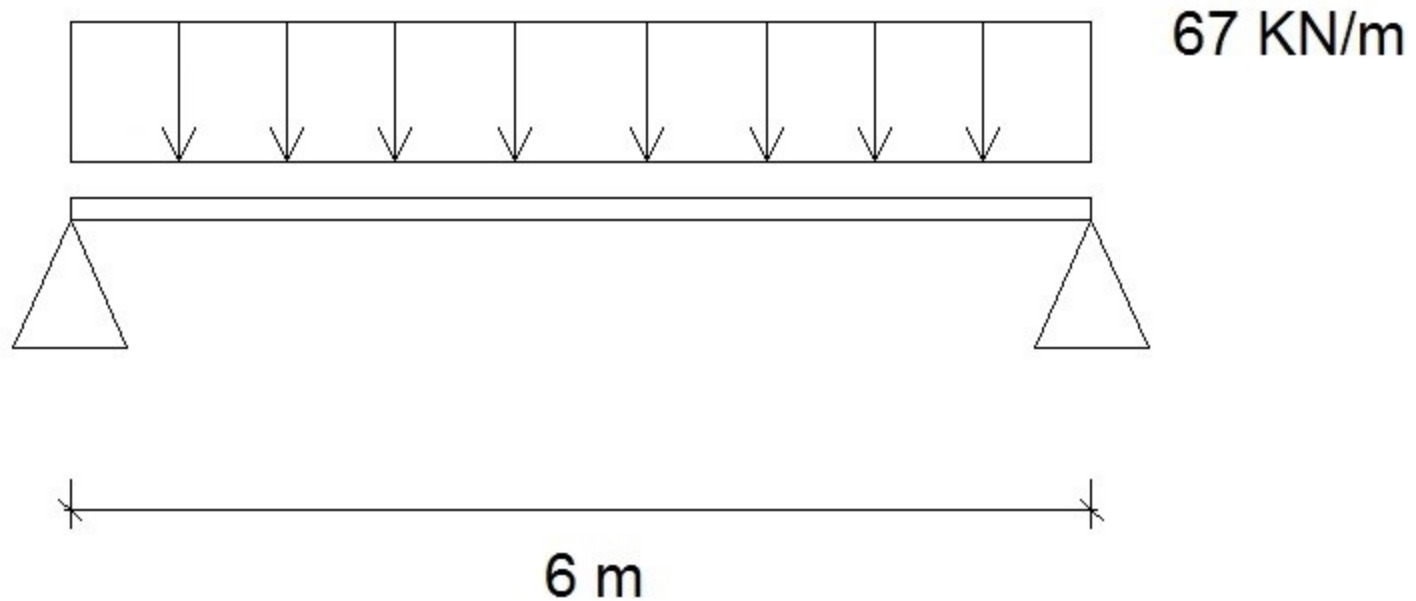


Ipotesi:

$$G_k = 450 \text{ Kg/mq}$$

$$Q_k = 500 \text{ Kg/mq}$$

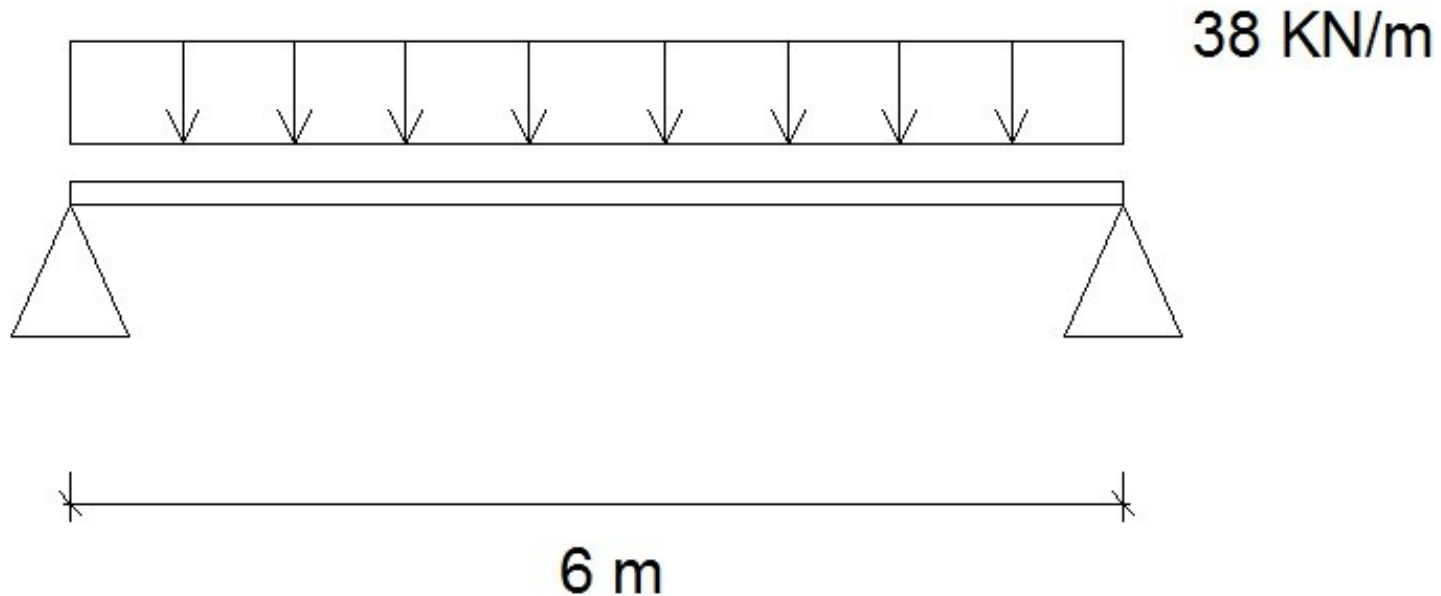
A freddo



A freddo ($T=20^\circ$): $q_{(20^\circ)} = \gamma_g G_k + \gamma_Q Q_k$

In mezzeria: $M_{sd} = (ql^2/8) = 301,5 \text{ kNm}$

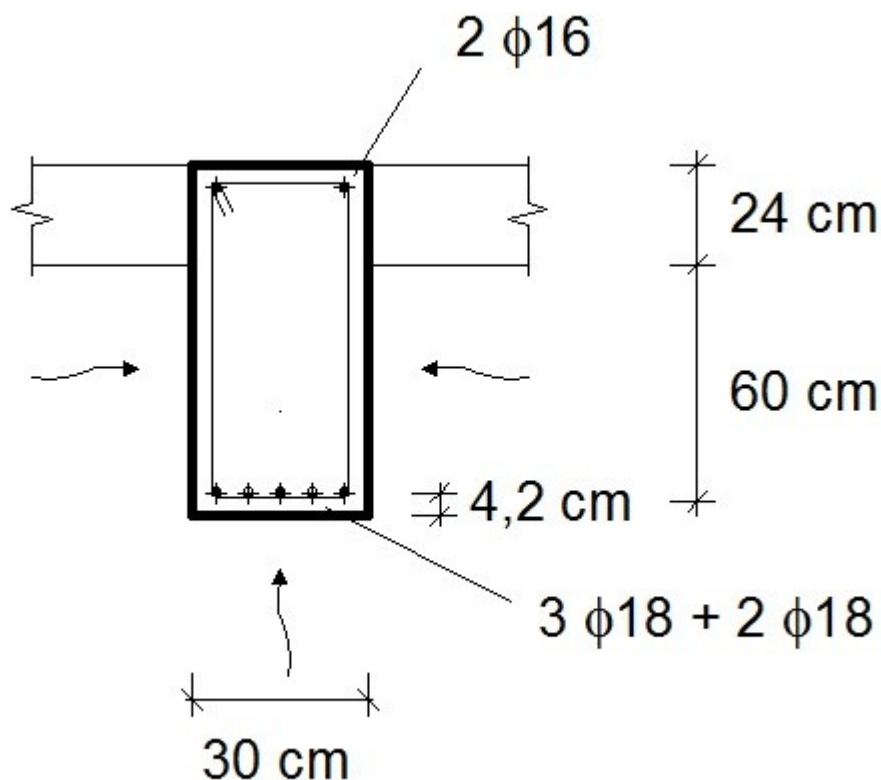
A caldo



A caldo $q_{(T)} = G_k + \psi_2 Q_k$
con $\psi_2 = 0,6$ (ambienti suscettibili di affollamento)

In mezzeria: $M_{sd} = (ql^2/8) = 171 \text{ KNm}$ (N.B. $171=302 \times 0,57$, non era necessario ripetere i calcoli!)

Trave ricalata



Momento resistente ultimo di progetto per la sezione a freddo:

$$M_{rd,u} = 379 \text{ KNm}$$

(Cls C30/37, acciaio B450C)

Per il calcolo del momento resistente della sezione a caldo si deve conoscere la temperatura delle singole barre e l'isoterma dei 500° C. E' necessario realizzare i profili di temperatura della sezione al tempo t.

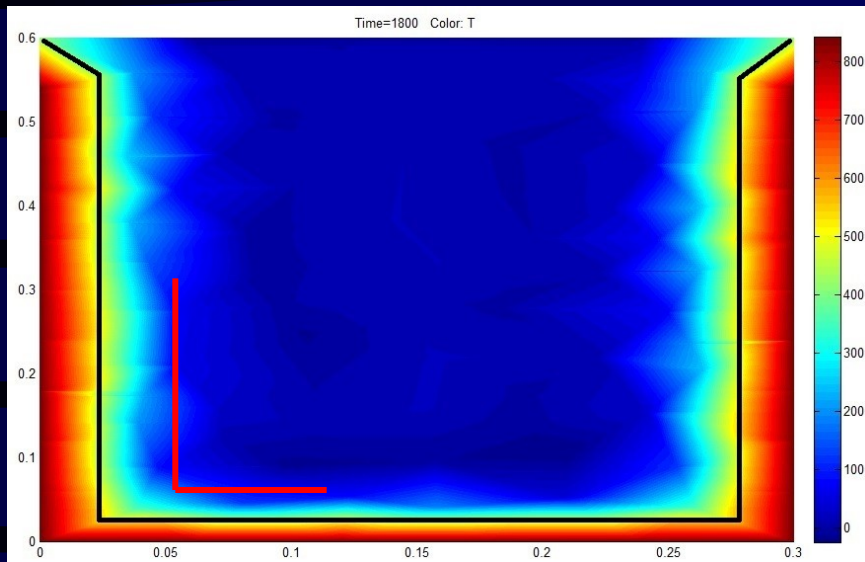
Curva delle temperature (ISO 834): $\theta = 20 + 345 \log_{10}(8t/60 + 1)$ t [sec]

Densità calcestruzzo: $\rho = 2250 \text{ kg/m}^3$ (una parte di H_2O evapora)

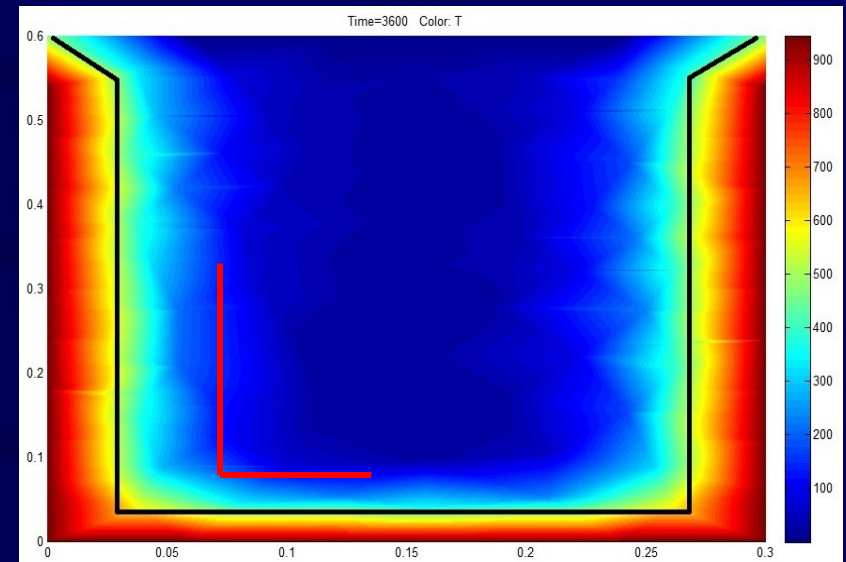
Calore specifico: $C = 1000 \text{ J/KgK}$

Conducibilità termica: $\lambda = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2$

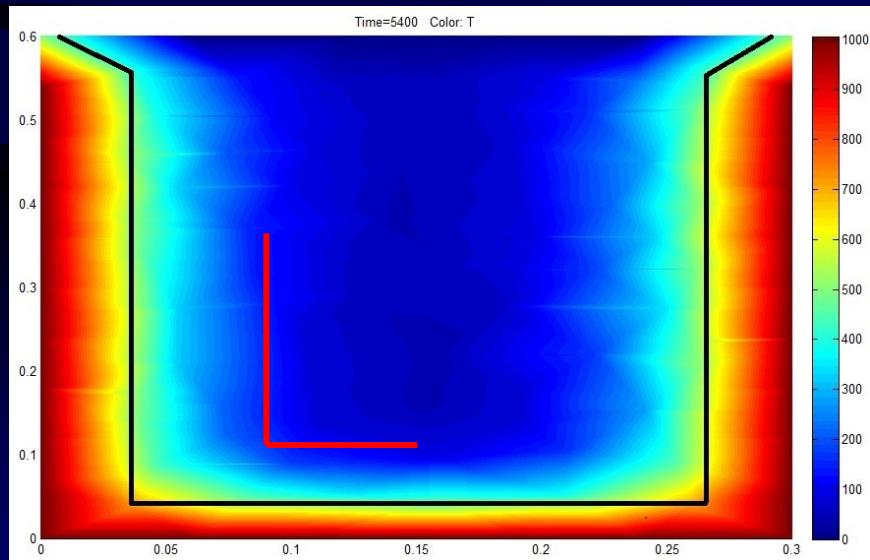
Coefficiente di convezione del calcestruzzo: $h = 25 \text{ W/m}^2\text{°C}$



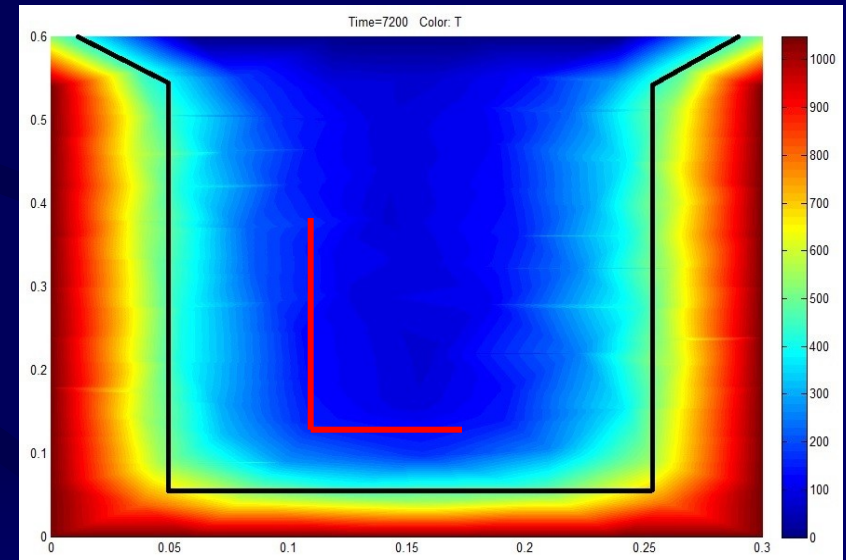
T = 30 min



T = 60 min

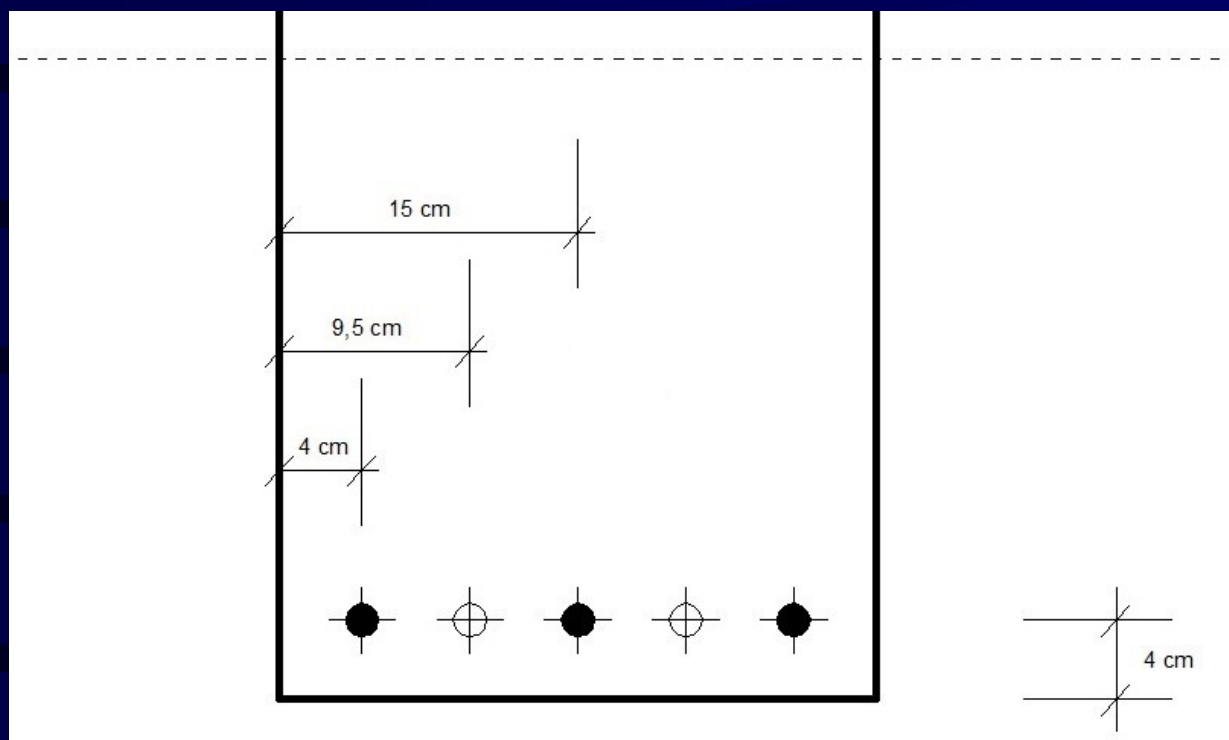


T = 90 min



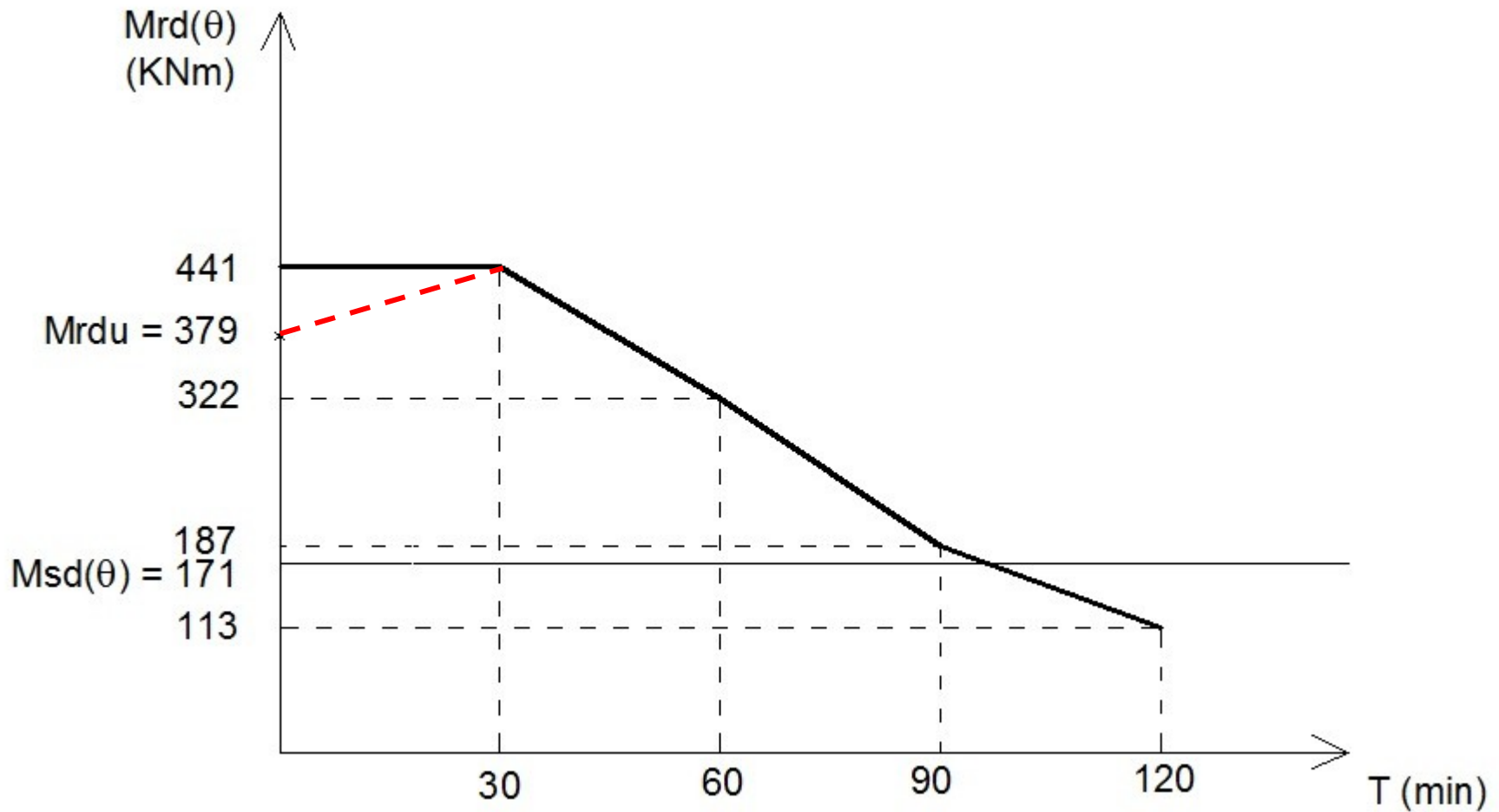
T = 120 min

N.B. Per la trave ricalata si ha maggiore trasmissione del calore lungo i lati verticali



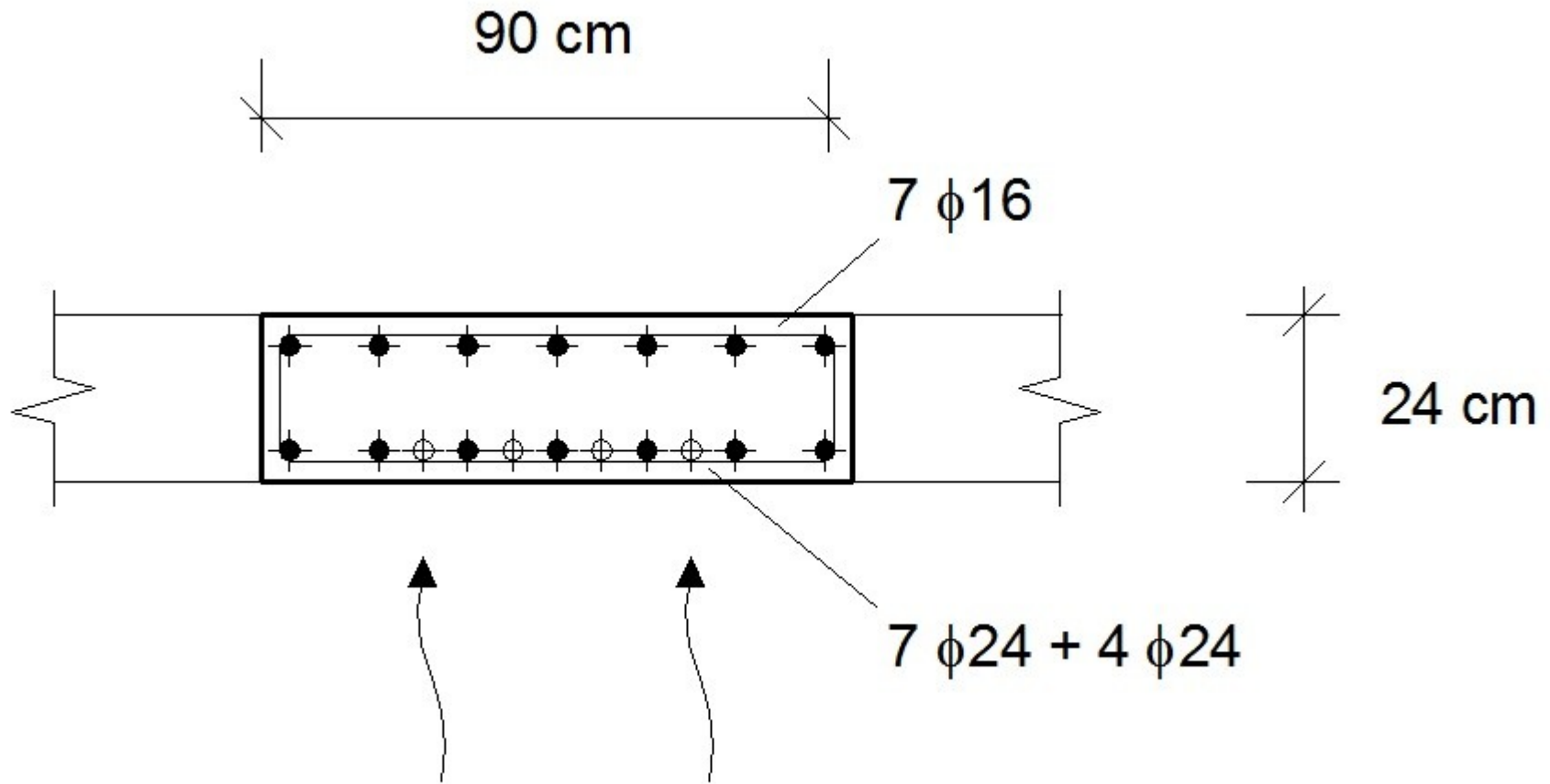
Resistenza per Tempo di Esposizione al fuoco	Distanza Bordo lat. 4cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 9,5cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 15cm Bordo inf. 4cm		Base Sez. Isot.	Alt. Sez. Isot.	Coeff. Riduzione Globale	Tensione Ridotta Globale	Momento Resistente Sezione a caldo
	n barre = 2		n barre = 2		n barre = 1						
	T (°C)	k_x	T (°C)	k_x	T (°C)	k_x					
R30	330	1	215	1	200	1	26	82	1	450	441
R60	560	0,46	395	0,88	360	0,97	24	81	0,73	328	322
R90	695	0,12	520	0,56	475	0,67	22	80	0,41	184	187
R120	790	0,08	620	0,31	566	0,44	20	79	0,24	108	113

Grafico momento resistente a caldo



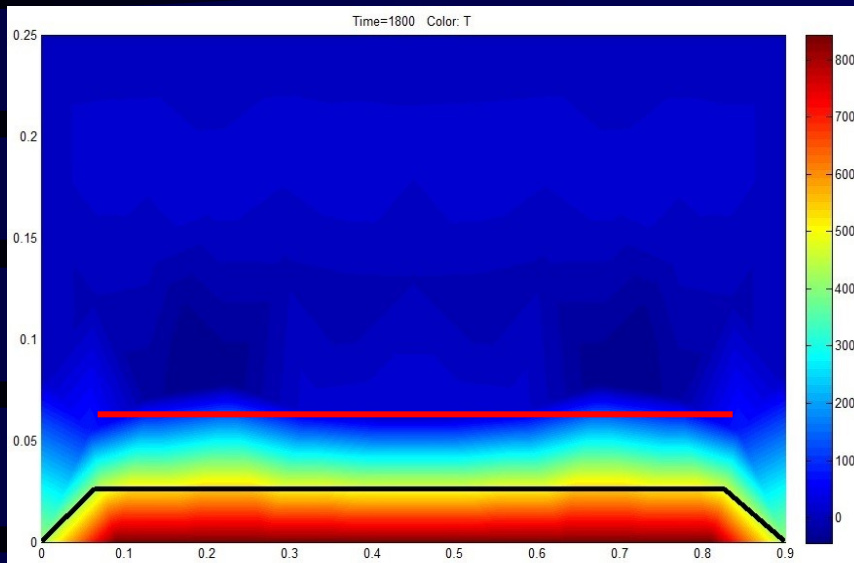
N.B. A freddo il momento resistente della trave non è quello della curva, bensì $M_{rd,u}$!!!!

Trave a spessore

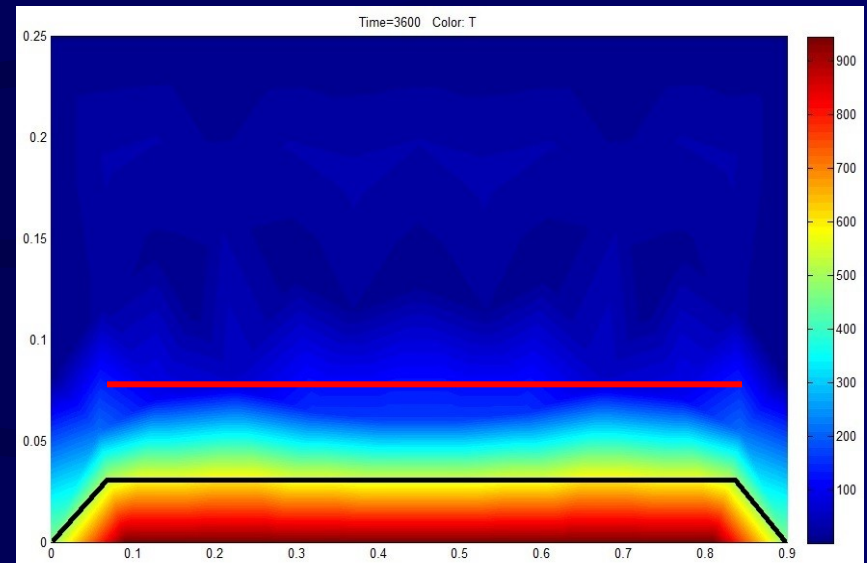


Momento resistente ultimo di progetto per la sezione a freddo:

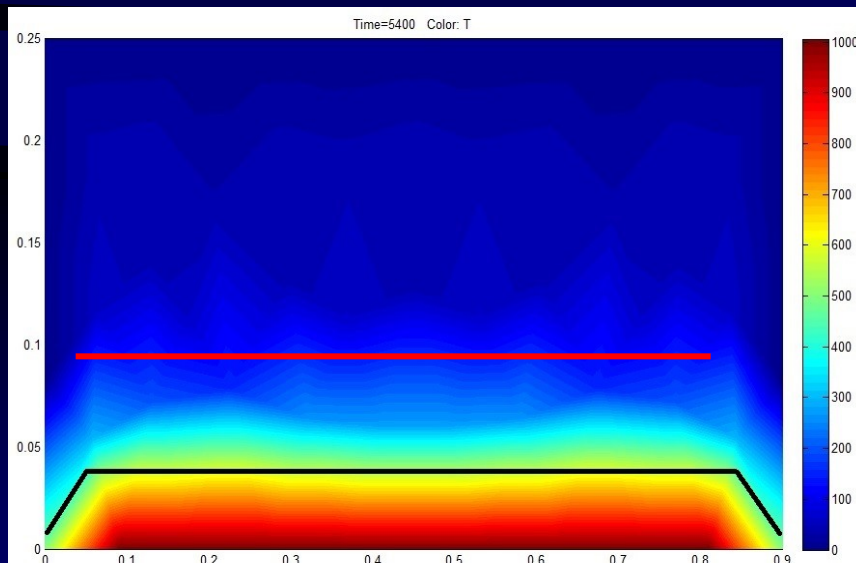
$M_{rdu} = 302 \text{ KNm}$ (N.B. Il momento resistente della trave ricalata è più grande di quello della trave in spessore di circa il 25%)



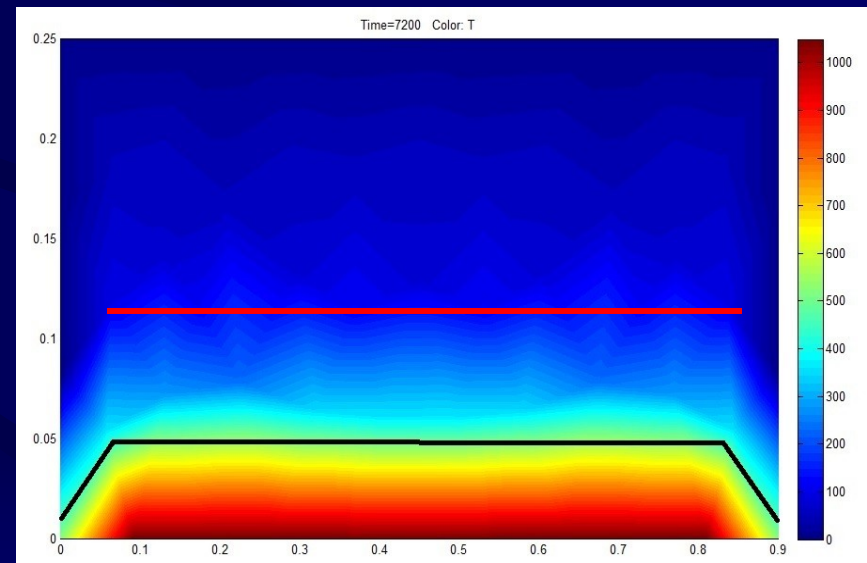
T = 30 min



T = 60 min

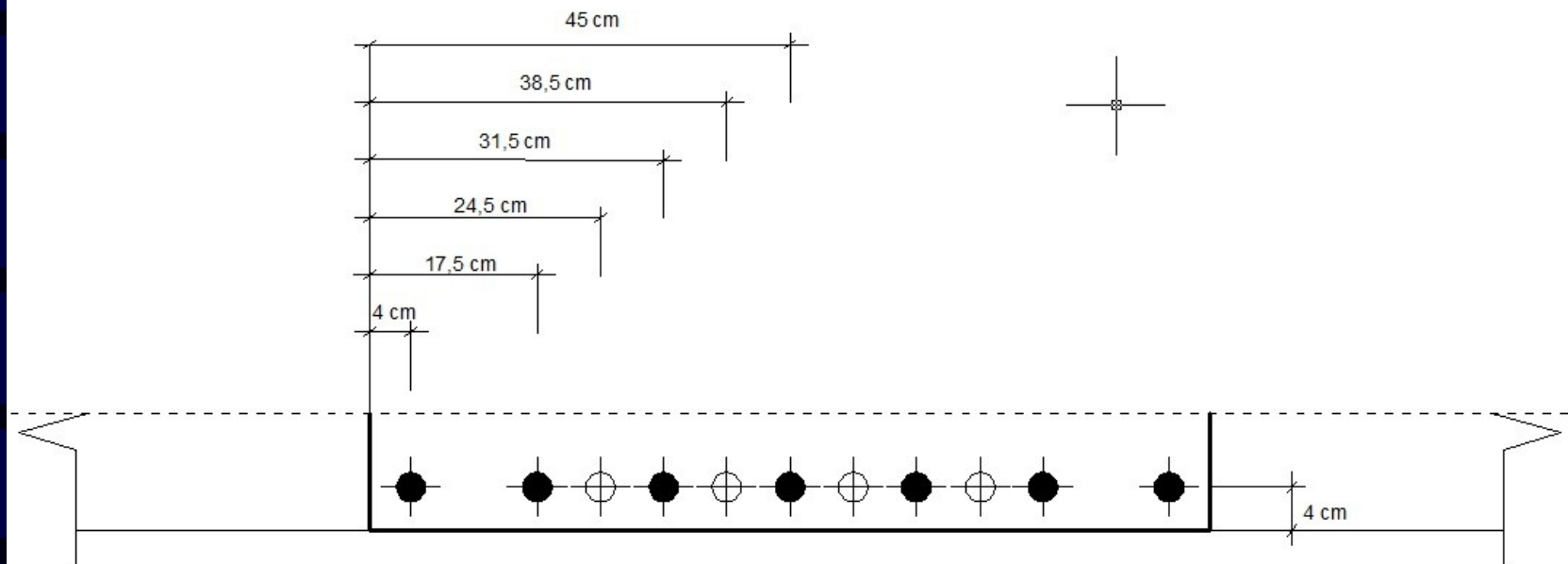


T = 90 min



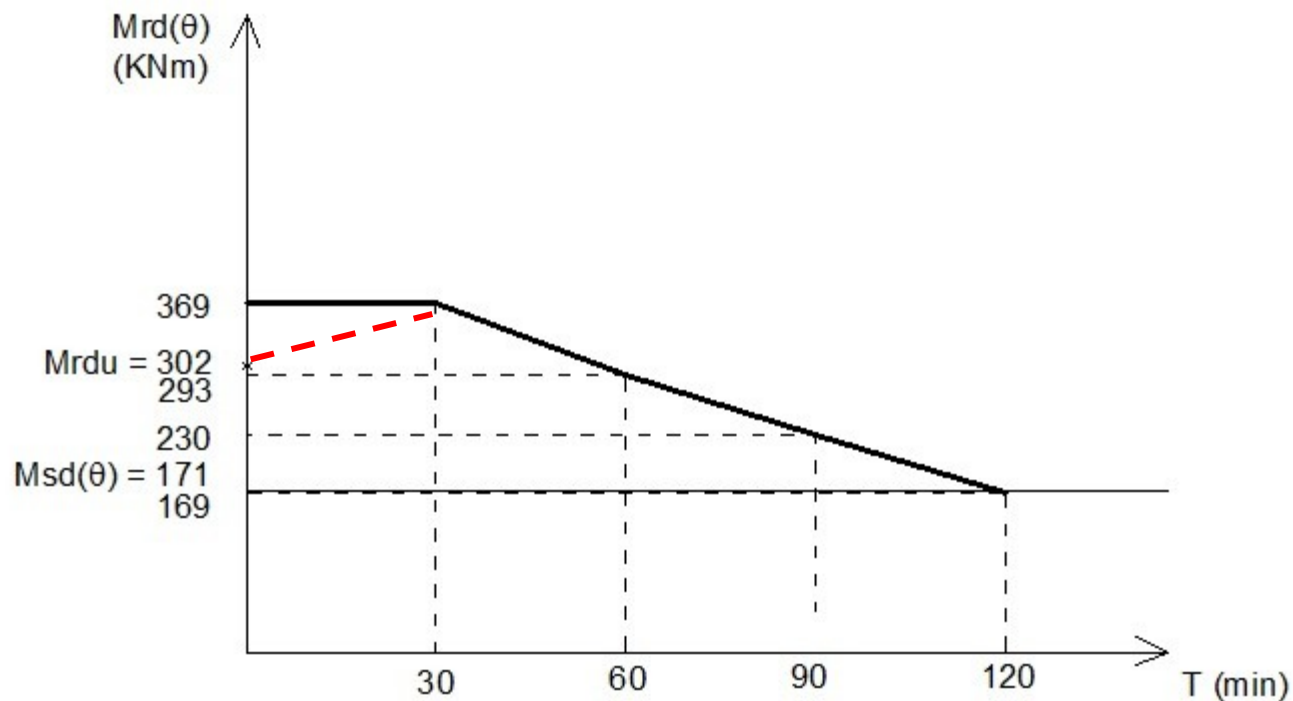
T = 120 min

N.B. Per la trave in spessore si ha maggiore trasmissione del calore al centro dell'intradosso

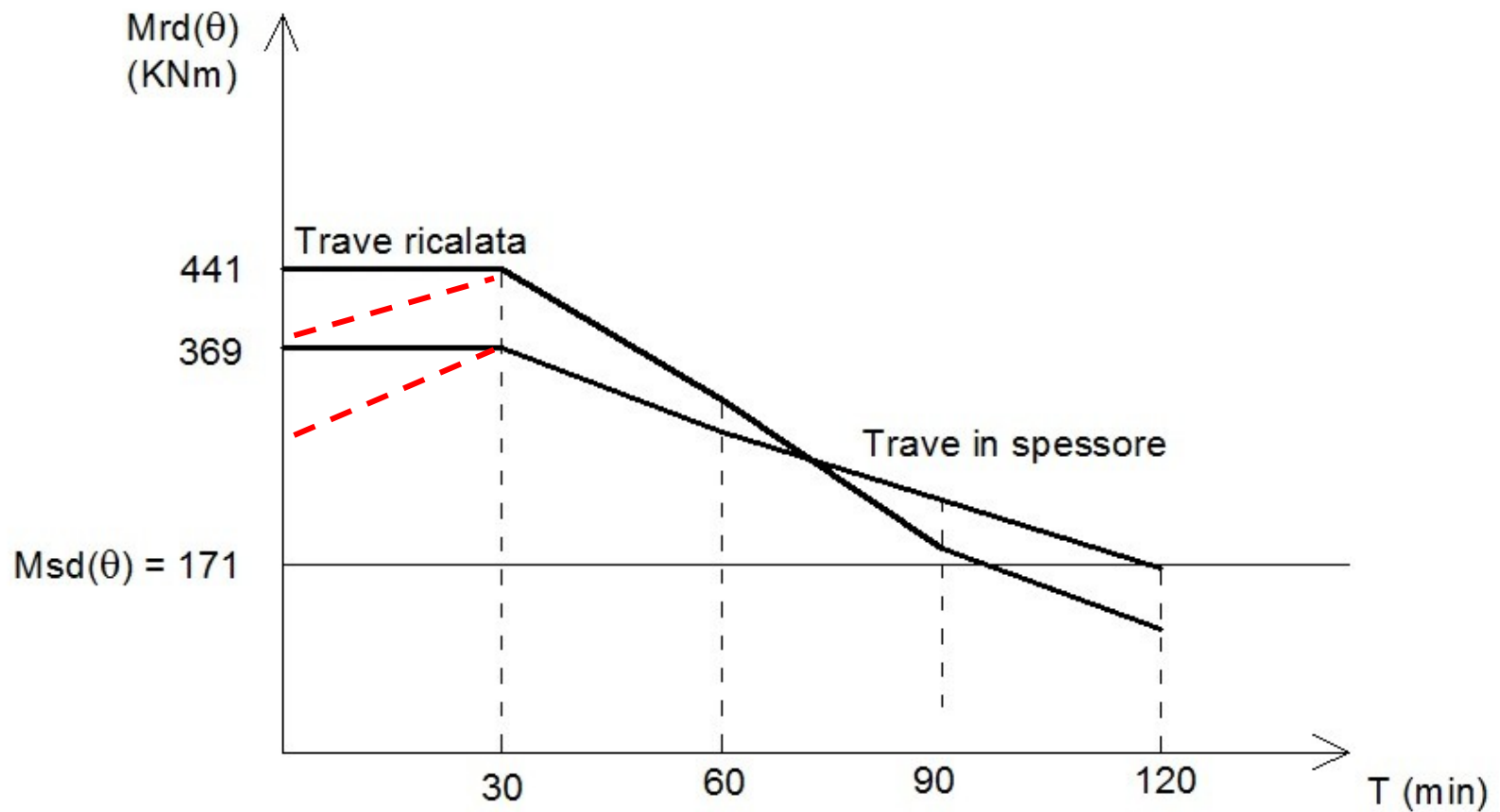


Resistenza per Tempo di Esposizione al fuoco	Distanza Bordo lat. 4cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 17,5cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 24,5cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 31,5cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 38,5cm Bordo inf. 4cm		Distanza Bordo lat. 45cm Bordo inf. 4cm	
	n barre = 2		n barre = 2		n barre = 2		n barre = 2		n barre = 2		n barre = 1	
	T(°C)	k_s	T(°C)	k_s	T(°C)	k_s	T(°C)	k_s	T(°C)	k_s	T(°C)	k_s
R30	170	1	375	1	380	0,92	320	1	300	1	300	1
R60	280	1	480	0,65	495	0,61	450	0,73	430	0,79	430	0,79
R90	350	1	560	0,46	570	0,44	535	0,52	525	0,55	520	0,56
R120	395	0,88	630	0,29	605	0,35	605	0,35	600	0,36	600	0,36

Resistenza per Tempo di Esposizione al fuoco	Base Sez. <u>Isot.</u>	Alt. Sez. <u>Isot.</u>	Coeff. Riduzione Globale	Tensione Ridotta Globale	Momento Resistente Sezione a caldo
	<u>b_{fi}</u> (cm)	<u>h_{fi}</u> (cm)	<u>k_x</u>	<u>f_{yds}</u> (N/mm ²)	<u>M_{rds}</u> (KNm)
R30	90	21	0,99	445	369
R60	90	20,5	0,76	342	293
R90	90	20	0,59	266	230
R120	90	19	0,44	198	169



N.B. A freddo il momento resistente della trave non è quello della curva, bensì M_{rdu} !!!!

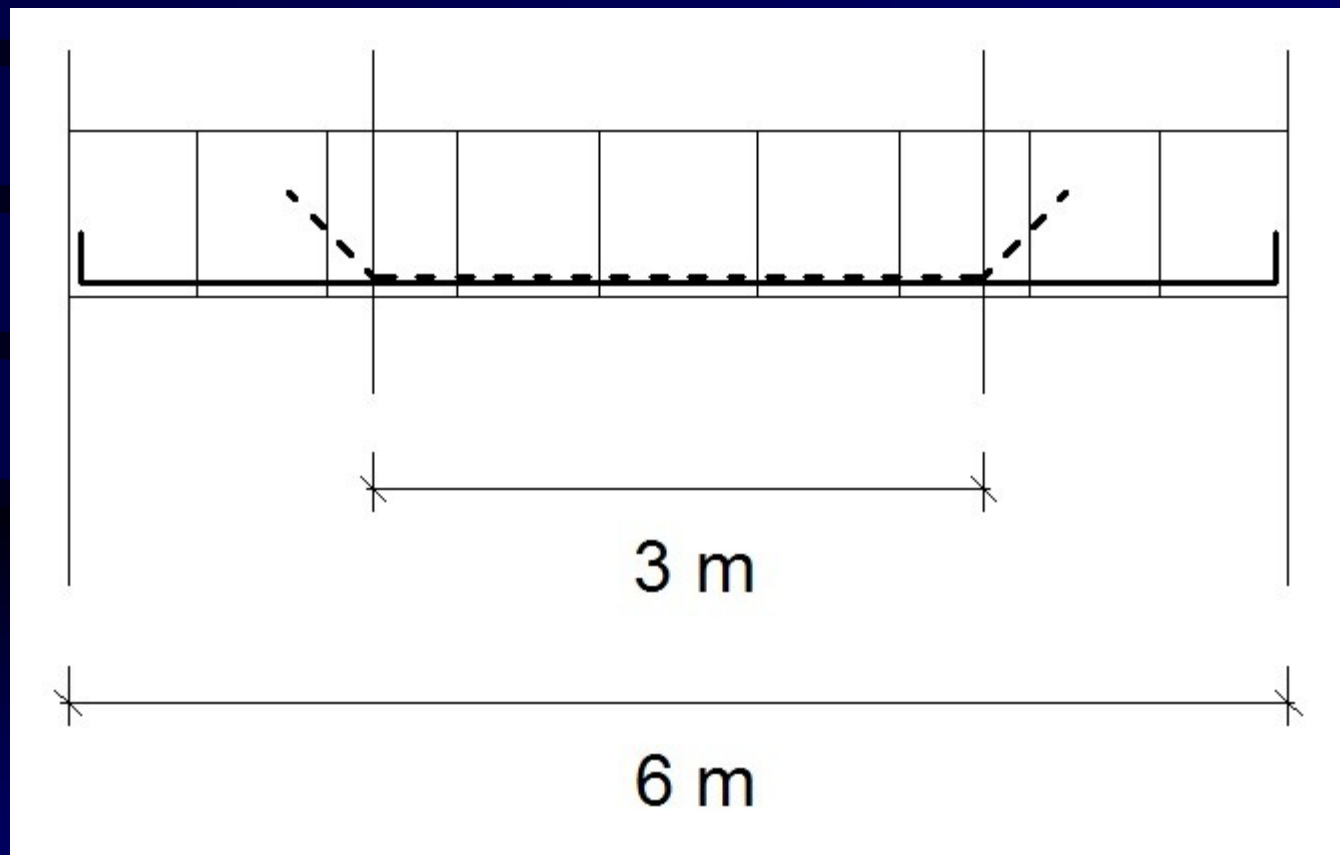


N.B. La trave ricalata, più robusta a freddo, alle alte temperature si comporta peggio della trave in spessore, in quanto più esposta al fuoco.

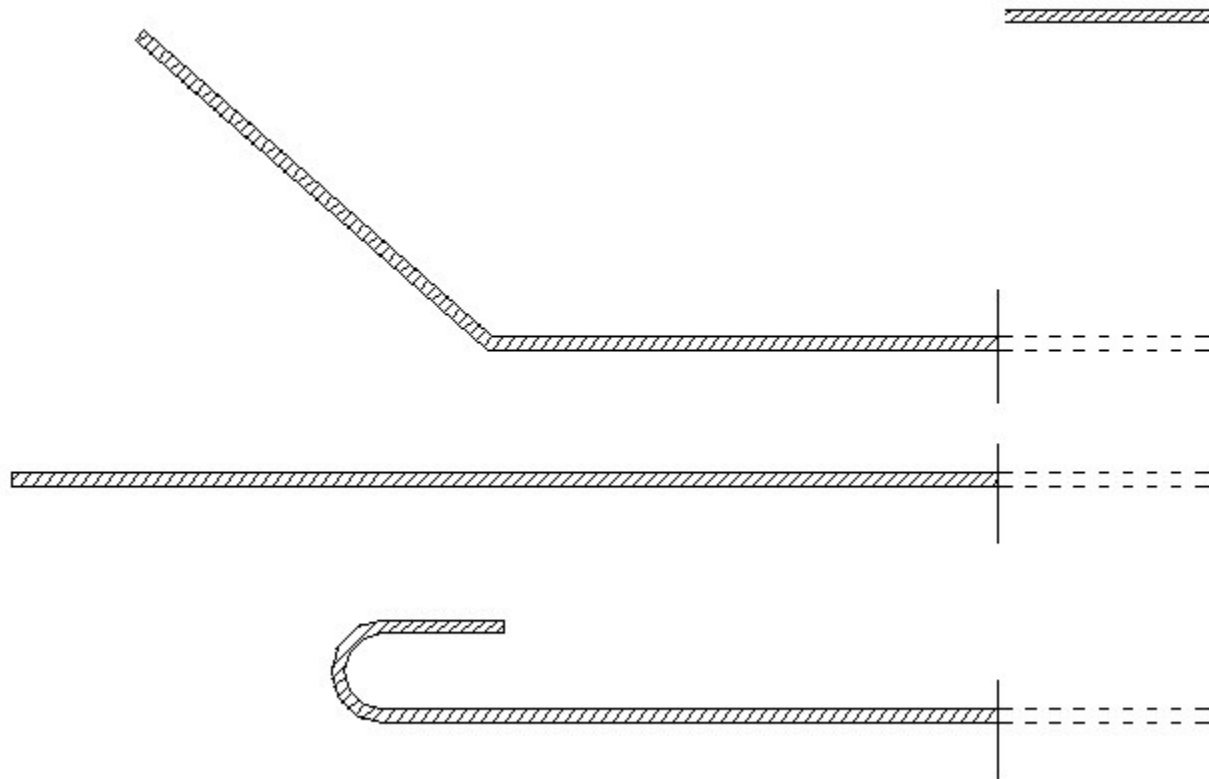
-La trave in spessore, meno economica a freddo della ricalata, può diventarlo a caldo!!!!

-Le indicazioni valide per strutture in zona sismica, spesso contrastano con quelle valide per le strutture resistenti al fuoco !!!!!

In verità, oltre alla verifica a flessione, occorre anche osservare il comportamento degli spezzoni in mezzeria. Nel caso in progetto si ipotizza abbiano ancoraggio rialzato verso la zona compressa (in questo caso anche fredda!!!!!!.)



Lunghezza di ancoraggio



N.B. Se l'ancoraggio fosse stato retto, per tempi di esposizione compresi fra 60 e 90 minuti, il calcestruzzo dove questo si colloca è fortemente deteriorato, e quindi in sostanza tale armatura a caldo viene perduta !!!!!.

N.B.

- Importanza di un progetto strutturale integrato con i requisiti di resistenza al fuoco.
- Ripercussioni non indifferenti nella valutazione della resistenza a fuoco di travi in C.A. esistenti.

N.B.

Per cautelarsi nei confronti dello 'spalling' è una mia personale idea che ci si possa cautelare facendo lavorare meno il calcestruzzo in fase di incendio. (A freddo $\gamma_c = 1,5$, a caldo $\gamma_c = 1$. Consiglio in questo caso $\gamma_c = 1,1 - 1,2$.)

N.B.

Le verifiche analitiche, sono in accordo con le tabellari, e dimostrano come queste possano essere impiegate anche in fase di predimensionamento!!!!!!.

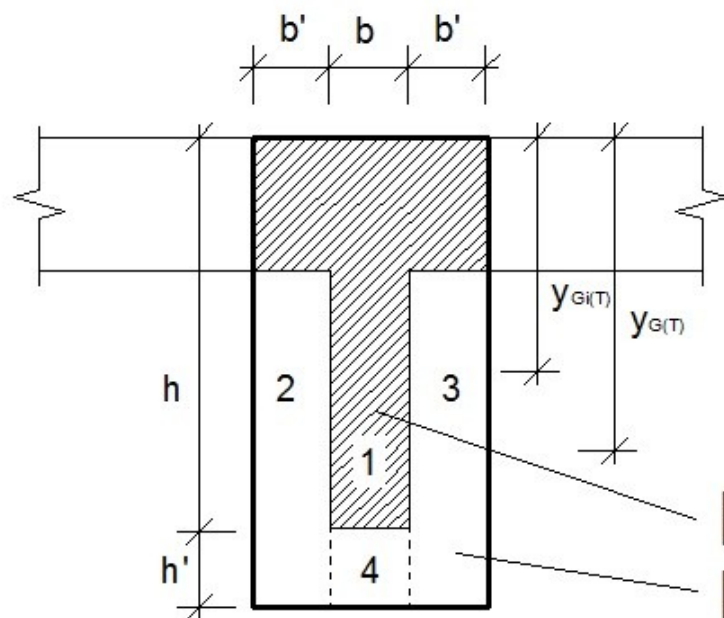
LA DEFORMABILITA' DELLE TRAVI SOTTOPOSTE AD INCENDIO

Notare come il calcestruzzo può ritenersi non resistente da 400-500°C, ma il suo modulo elastico manifesta riduzioni importanti anche per temperature inferiori.

θ	$E_c(\theta)/E_c$
20	1
100	0,72
200	0,61
300	0,5
400	0,39
500	0,28
600	0,17
700	0,06

Metodo per la valutazione della deformabilità in travi sottoposte ad incendio

Trave ricalata



per $T < 60^\circ\text{C}$, $E = E_{c0}$
per $T > 60^\circ\text{C}$ $T = T_{\text{media}}$, $E = E_c(T_m)$

$A_i, J_{ci}, E_{ci}(T)$

$$y_{G(T)} = \frac{\sum A_i(T) y_{Gi}(T) E_{Ci}(T)}{\sum A_i(T) E_{Ci}(T)}$$

$$J_{C(T)} = \sum J_{Ci(T)} + \sum A_i(T) (y_G(T) - y_{Gi}(T))^2$$

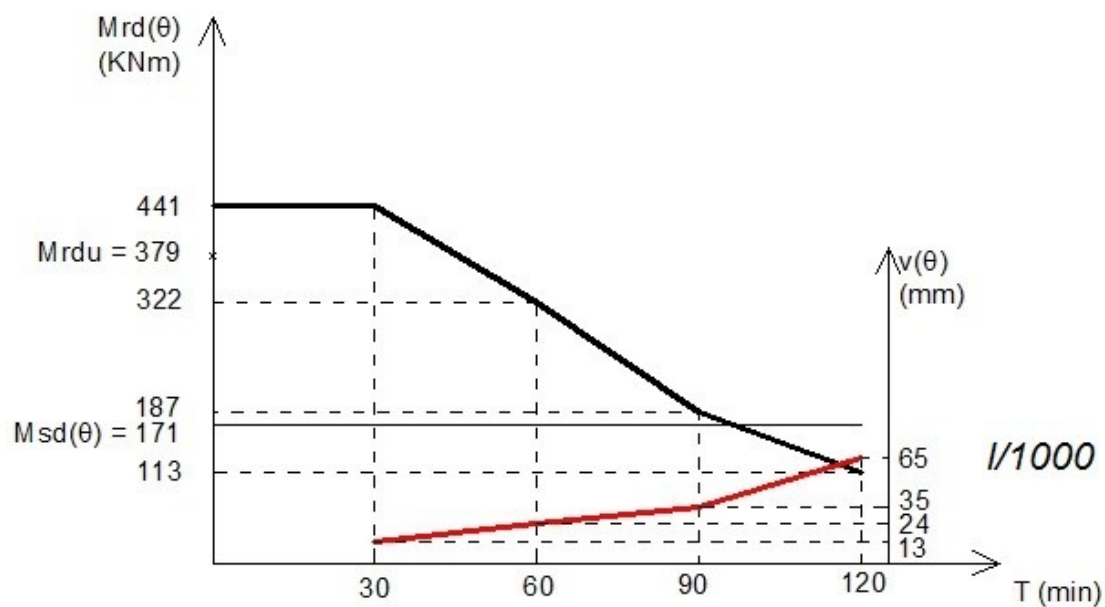
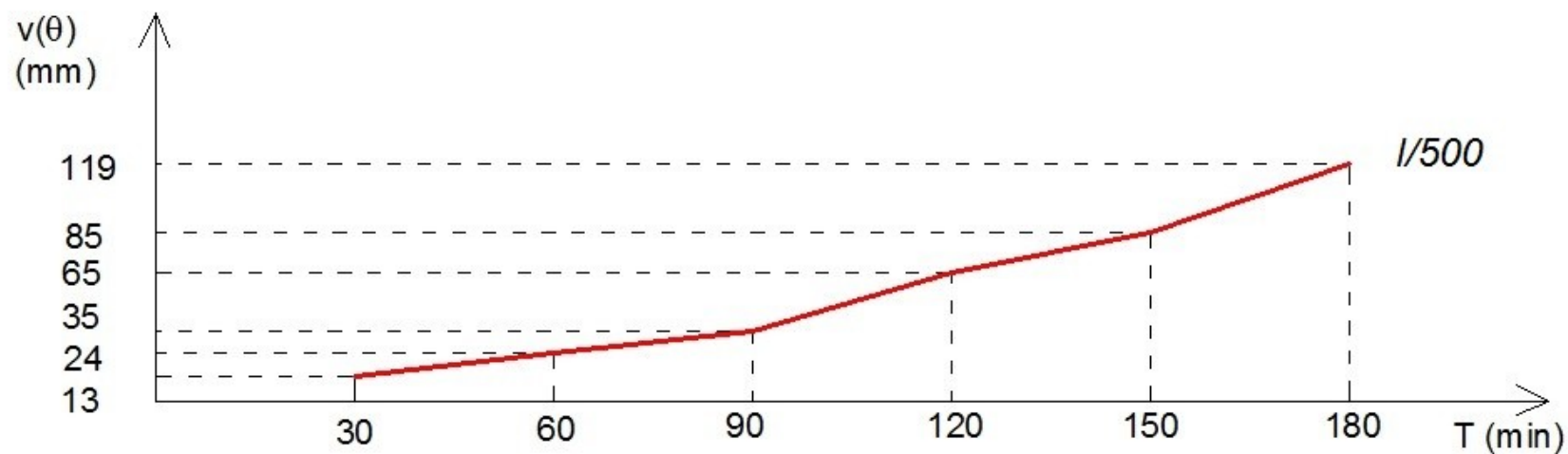
$$E_{C(T)} = \frac{\sum A_i(T) E_{Ci}(T)}{\sum A_i(T)}$$

$$v = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_{C(T)} J_{C(T)}}$$

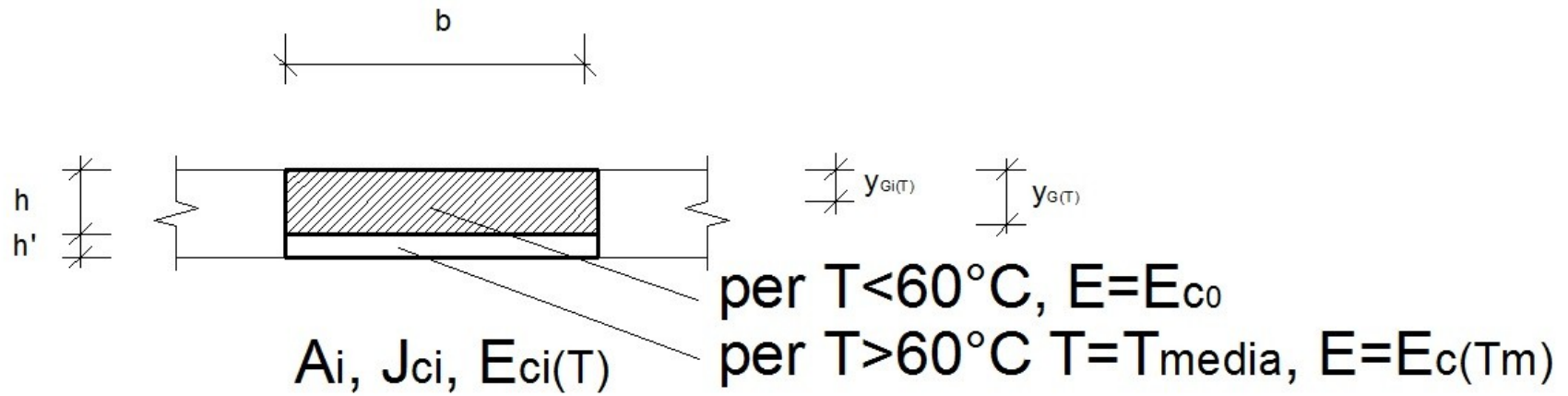
$t=30\text{min}$ $b=17\text{cm}$ $b'=6,5\text{cm}$ $h=52,5\text{cm}$ $h'=7,5\text{cm}$ $T_e=840^\circ\text{C}$ $T_m=450^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,335E_{co}$ $y_G=40,10\text{cm}$ $J_c=0,01454\text{m}^4$ $E_c=0,678E_{co}$ $E_cJ_c=325375\text{KNm}^2$ $v=0,13\text{cm}$	$t=60\text{min}$ $b=12\text{cm}$ $b'=9\text{cm}$ $h=51\text{cm}$ $h'=9\text{cm}$ $T_e=945^\circ\text{C}$ $T_m=502^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,28E_{co}$ $y_G=40,64\text{cm}$ $J_c=0,01486\text{m}^4$ $E_c=0,537E_{co}$ $E_cJ_c=263409\text{KNm}^2$ $v=0,24\text{cm}$	$t=90\text{min}$ $b=6\text{cm}$ $b'=12\text{cm}$ $h=46,5\text{cm}$ $h'=13,5\text{cm}$ $T_e=1005^\circ\text{C}$ $T_m=532^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,245E_{co}$ $y_G=39,70\text{cm}$ $J_c=0,01495\text{m}^4$ $E_c=0,371E_{co}$ $E_cJ_c=183044\text{KNm}^2$ $v=0,35\text{cm}$
--	---	--

Da $t = 120$ min in poi tutta la sezione ha temperatura $> 60^\circ\text{C}$

$t=120\text{min}$ $T_{\text{centro}}=95^\circ\text{C}$ $T_e=1050^\circ\text{C}$ $T_m=572^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,2E_{co}$ $y_G=42\text{cm}$ $J_c=0,01482\text{m}^4$ $E_c=0,2E_{co}$ $E_cJ_c=97796\text{KNm}^2$ $v=0,65\text{cm}$	$t=150\text{min}$ $T_{\text{centro}}=145^\circ\text{C}$ $T_e=1080^\circ\text{C}$ $T_m=612^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,155E_{co}$ $y_G=42\text{cm}$ $J_c=0,01482\text{m}^4$ $E_c=0,155E_{co}$ $E_cJ_c=75792\text{KNm}^2$ $v=0,85\text{cm}$	$t=240\text{min}$ $T_{\text{centro}}=200^\circ\text{C}$ $T_e=1110^\circ\text{C}$ $T_m=655^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,110E_{co}$ $y_G=42\text{cm}$ $J_c=0,01482\text{m}^4$ $E_c=0,110E_{co}$ $E_cJ_c=53788\text{KNm}^2$ $v=1,19\text{cm}$
--	---	---

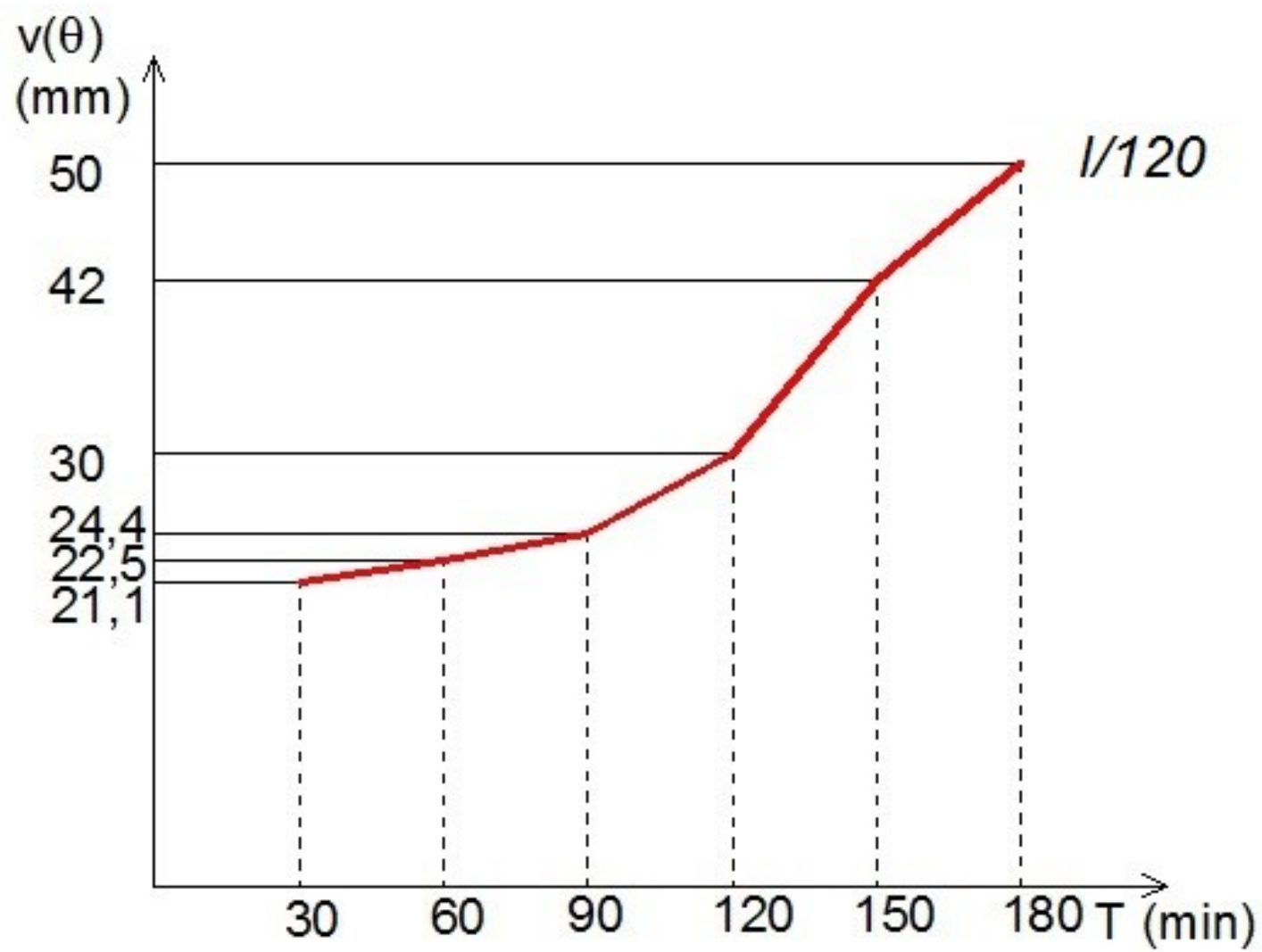


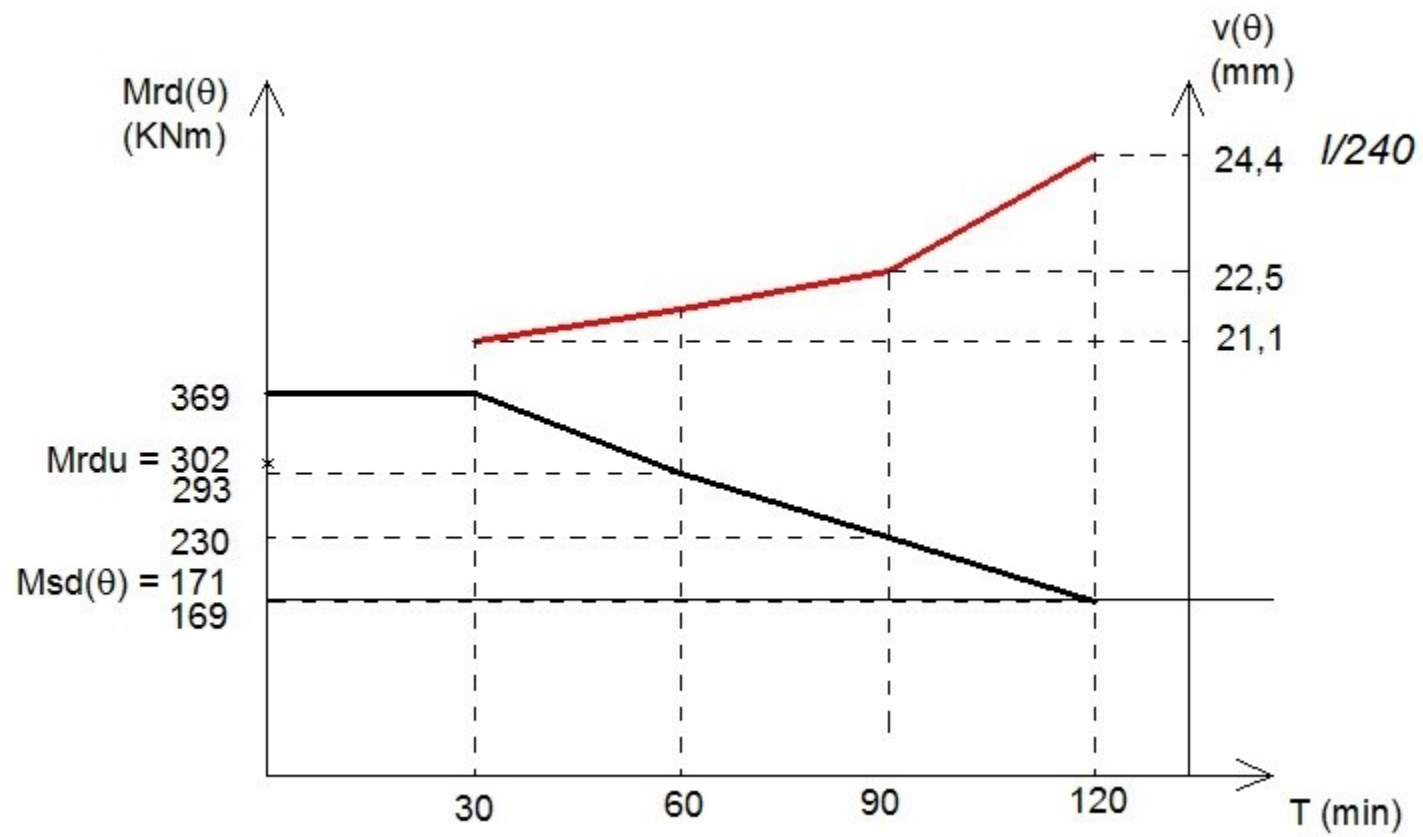
Trave a spessore



$t=30\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=18\text{cm}$ $h'=6\text{cm}$ $T_e=840^\circ\text{C}$ $T_m=450^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,335E_{co}$ $y_G=10,2\text{cm}$ $J_c=0,001107\text{m}^4$ $E_c=0,834E_{co}$ $E_cJ_c=30461\text{KNm}^2$ $v=2,1\text{cm}$	$t=60\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=14\text{cm}$ $h'=10\text{cm}$ $T_e=945^\circ\text{C}$ $T_m=502^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,28E_{co}$ $y_G=9\text{cm}$ $J_c=0,001231\text{m}^4$ $E_c=0,7E_{co}$ $E_cJ_c=28441\text{KNm}^2$ $v=2,25\text{cm}$	$t=90\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=11\text{cm}$ $h'=13\text{cm}$ $T_e=1005^\circ\text{C}$ $T_m=532^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,245E_{co}$ $y_G=8,2\text{cm}$ $J_c=0,001349\text{m}^4$ $E_c=0,591E_{co}$ $E_cJ_c=26303\text{KNm}^2$ $v=2,44\text{cm}$
---	---	---

$t=120\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=7\text{cm}$ $h'=17\text{cm}$ $T_e=1050^\circ\text{C}$ $T_m=555^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,22E_{co}$ $y_G=7,68\text{cm}$ $J_c=0,001440\text{m}^4$ $E_c=0,448E_{co}$ $E_cJ_c=21288\text{KNm}^2$ $v=3\text{cm}$	$t=150\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=4\text{cm}$ $h'=20\text{cm}$ $T_e=1080^\circ\text{C}$ $T_m=570^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,205E_{co}$ $y_G=8,07\text{cm}$ $J_c=0,001370\text{m}^4$ $E_c=0,338E_{co}$ $E_cJ_c=15285\text{KNm}^2$ $v=4,2\text{cm}$	$t=180\text{min}$ $b=90\text{cm}$ $h=3\text{cm}$ $h'=21\text{cm}$ $T_e=1110^\circ\text{C}$ $T_m=585^\circ\text{C}$ $E_{cm}=0,187E_{co}$ $y_G=8,3\text{cm}$ $J_c=0,001332\text{m}^4$ $E_c=0,289E_{co}$ $E_cJ_c=12702\text{KNm}^2$ $v=5\text{cm}$
--	---	--





L'INFLUENZA DEI MATERIALI

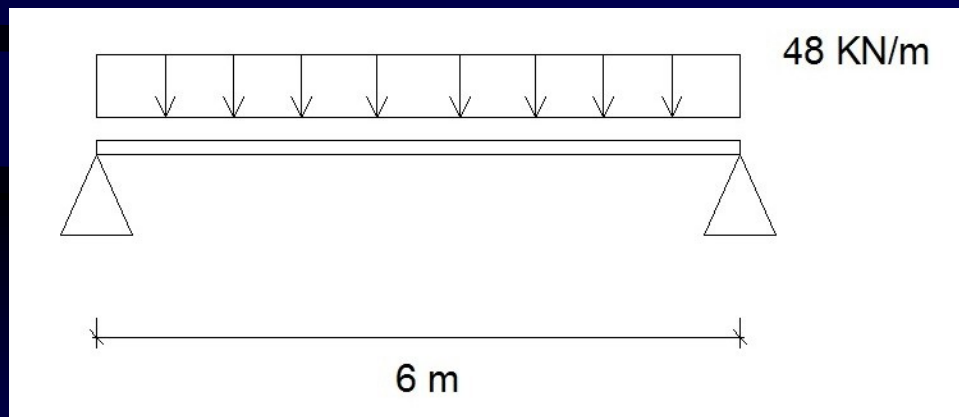
Ipotizziamo che la trave esaminata sia realizzata con Cls C20/25, acciaio FeB38k anziché con Cls C30/37, acciaio B450C.

Tensioni Ammissibili:

$$\sigma_{c,amm} = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

La combinazione di carico a freddo in questo caso è $q_{(20^\circ)} = G_k + Q_k$

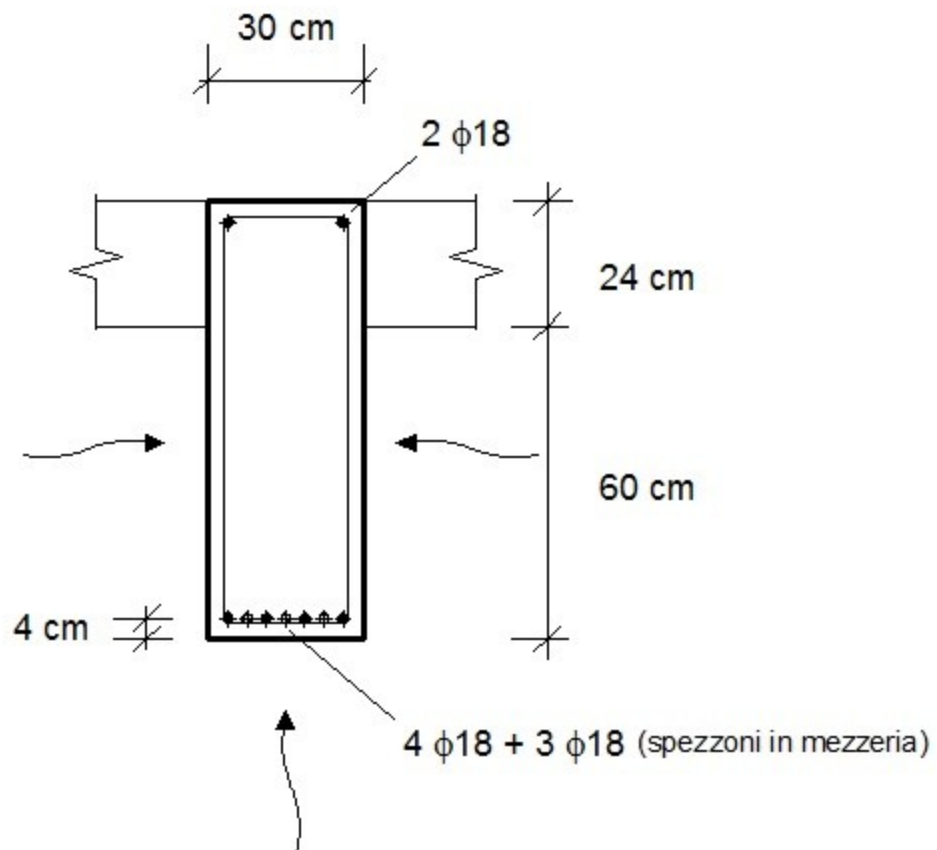


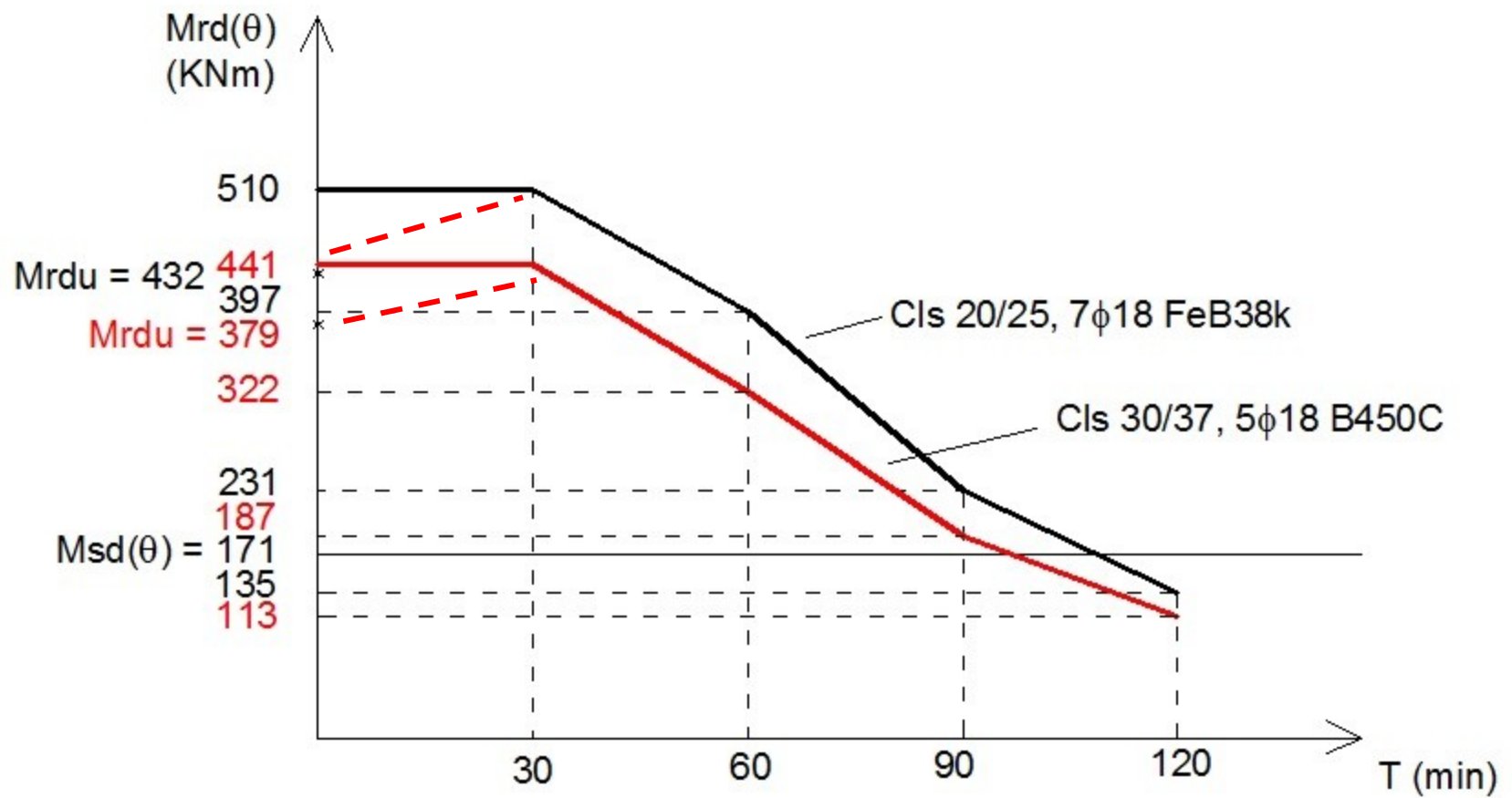
$$\text{In mezzeria: } M_{sd} = (ql^2/8) = 213 \text{ kNm}$$

E' necessario aumentare il numero delle barre di armatura nelle travi.

N.B. Le tabelle sono realizzate per elementi in c.a. di nuova realizzazione, basta pensare su quali elementi vengono condotte le sperimentazioni!!!!

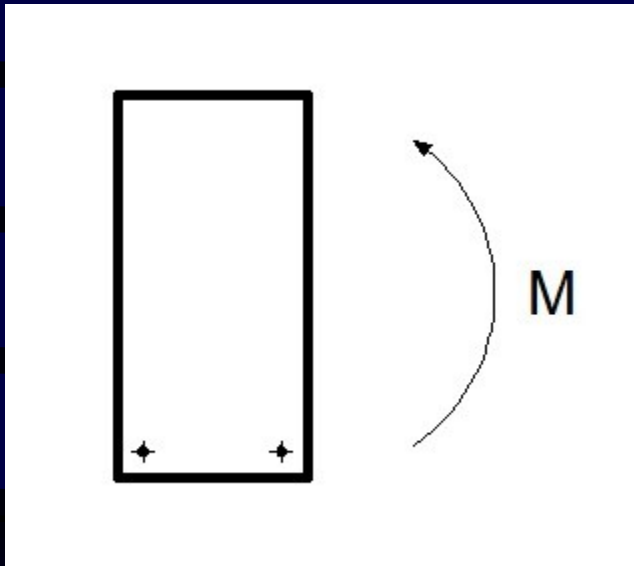
Trave ricalata





UN METODO SEMPLIFICATO INDIRETTO PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELLE TRAVI INFLESSE SOTTOPOSTE AD INCENDIO

Consideriamo una sezione semplicemente armata.



A freddo, al limite si ha:

$$M_{Sd} = M_{Rd} = A_s f_{yd} d = A_s f_{yk} d / \gamma_M$$

A caldo:

$$M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi} = A_s f_{yd}(T) d = A_s f_{yk}(T) d / \gamma_{M,fi}$$

$$\text{Ma } M_{Sd,fi} \sim \eta_i M_{Sd} \Rightarrow f_{yk}(T) = \eta_i f_{yk} (\gamma_{M,fi} / \gamma_M)$$

$$\text{Se } \eta_i \sim 0,7 \Rightarrow f_{yk}(T) \sim 0,6 f_{yk}$$

Sulla curva di riduzione delle proprietà meccaniche dell'acciaio, si ha che:

$$k(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100 \quad \text{con } 400^\circ\text{C} < \theta < 500^\circ\text{C}$$

$$\text{Posto } k(\theta) = 0,6 \Rightarrow \theta \sim 500^\circ\text{C} - 520^\circ\text{C}$$

Quindi basta trovare l'esposizione per cui sulle barre di armatura si raggiunge

la temperatura di $\sim 500^{\circ}\text{C}$.

Tale esposizione corrisponde alla situazione di resistenza ultima della trave sottoposta ad incendio.

$$f_{yk}(T) \sim 0,6f_{yk}$$

$$A_s d 0,6f_{yk} \sim M_{Rd,fi} \sim M_{Sd,fi}$$

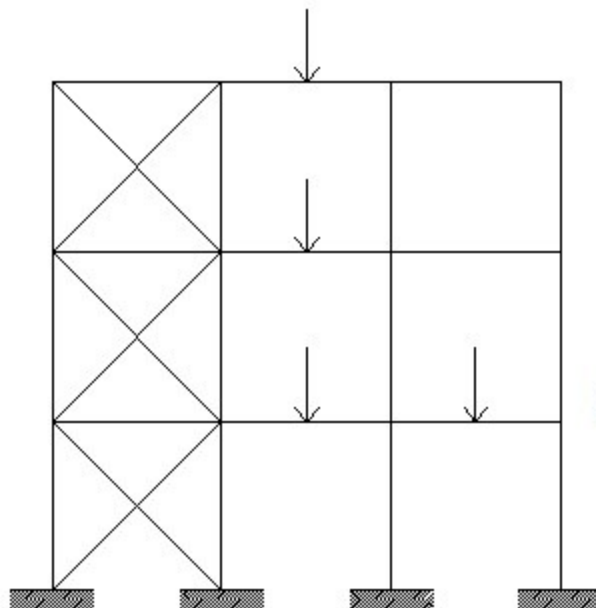
per ogni $M_{Sd,fi} < A_s d 0,6f_{yk}$ la trave sottoposta a fuoco, è in condizioni di resistenza

$$M_{Sd,fi} = q_{d,fi} l^2 / 8$$

$$q_{d,fi} < 4.8 A_s d f_{yk} / l^2$$

LA VERIFICA DELLE COLONNE IN C.A. IN CASO DI INCENDIO SECONDO L'EUROCODICE

- Possono impiegarsi due metodi. Il metodo A e il metodo B. (N.B. I valori tabellari forniti si riferiscono a strutture controventate. Per strutture non controventate ci si riferisce agli annessi nazionali. In verità negli annessi non è riportato niente di tutto ciò!!!!!!.)



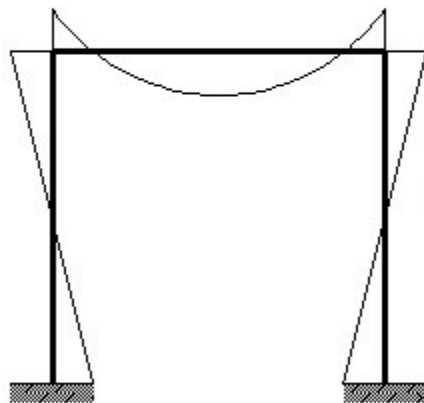
Metodo valido



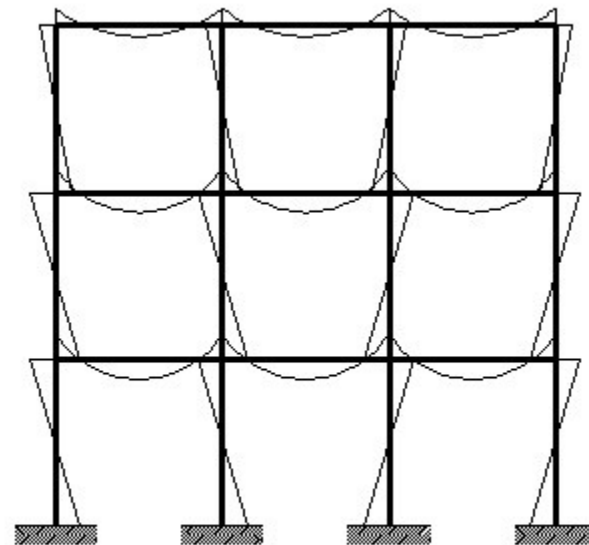
Metodo non valido

Metodo A

- Vale per colonne sottoposte principalmente a compressione centrata. (Le colonne possono essere sottoposte anche a forti flessioni, ma non nel caso di incendio).



Non vale !



Vale !

- La lunghezza libera di inflessione è:

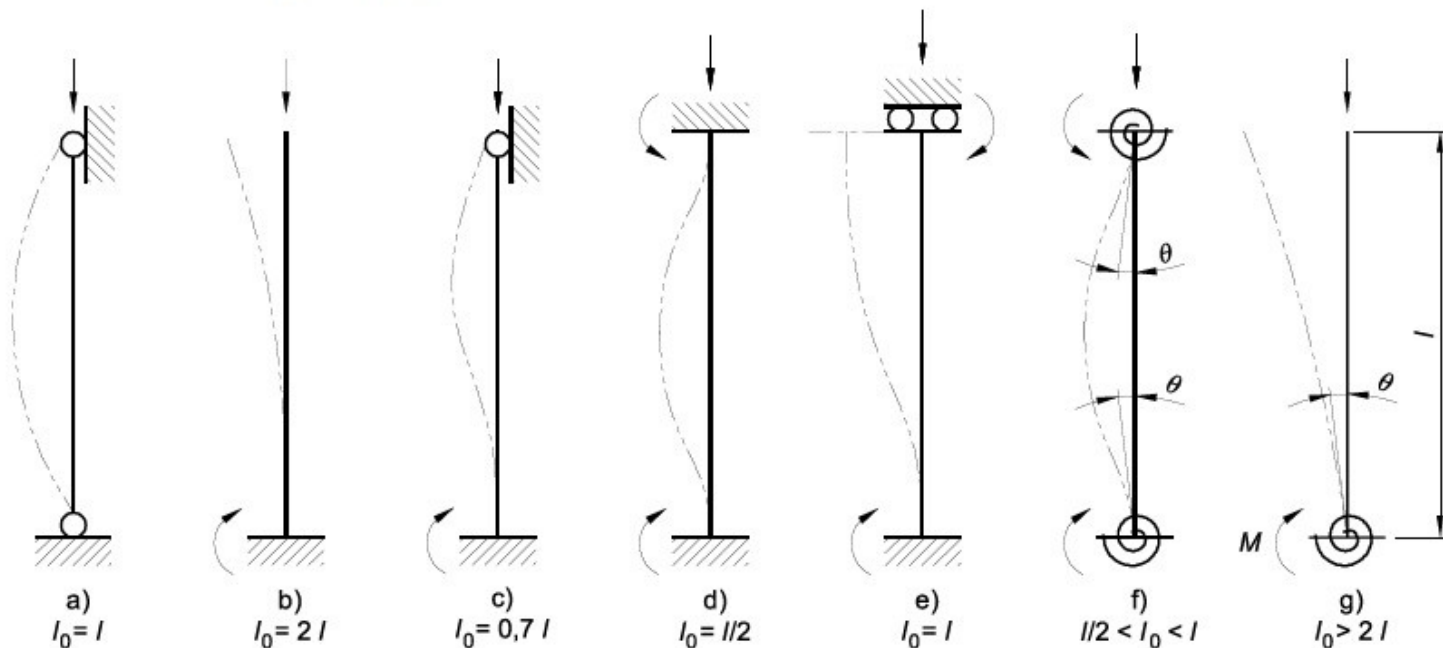
$$l_{o,fi} \leq 3 \text{ m}$$

figura 5.7

Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

Legenda

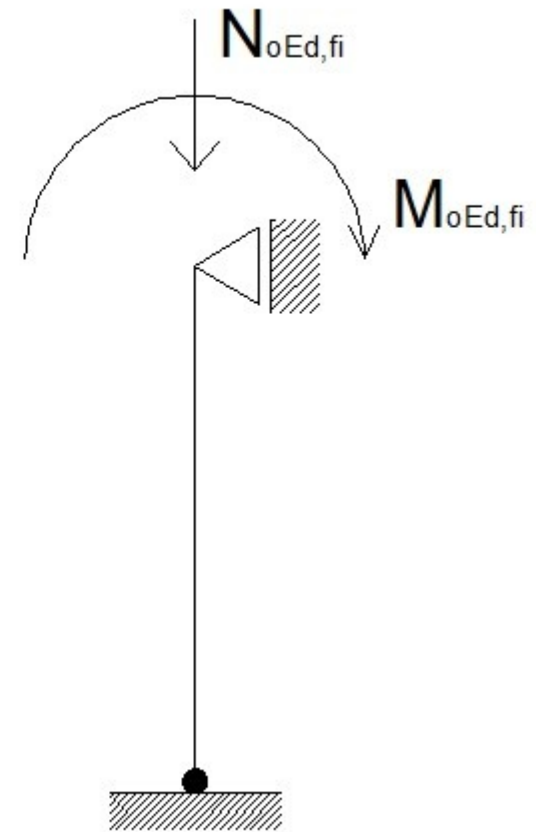
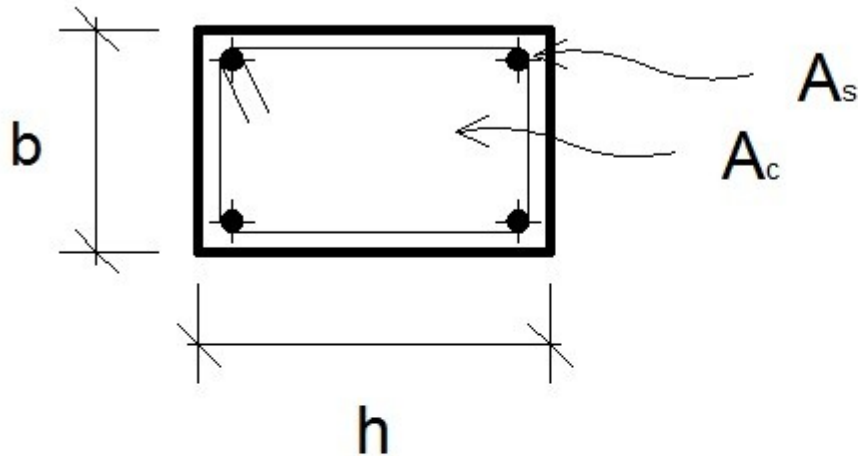
- a) $l_0 = l$
- b) $l_0 = 2l$
- c) $l_0 = 0,7l$
- d) $l_0 = l/2$
- e) $l_0 = l$
- f) $l/2 < l_0 < l$
- g) $l_0 > 2l$



In particolare, per edifici controventati è possibile assumere, $l_{o,fi} = 0,5l$ per i solai intermedi e $l_{o,fi} = 0,5l \sim 0,7l$ per il piano di copertura.

- Armatura metallica presente nella colonna: $A_s \leq 4\%A_c$
- Colonna sottoposta a sforzo normale eccentrico, con eccentricità iniziale:

$$e = M_{oEd,fi} / N_{oEd,fi} \leq 0,15 \min(b;h)$$



- Si introduce inoltre un fattore di 'sfruttamento' della colonna per sforzo normale con il fattore $\mu_{fi} = N_{ed,fi} / N_{Rd}$

In prima battuta può assumersi $\mu_{fi} = \eta_{fi}$

Sotto queste condizioni la tabella seguente fornisce la resistenza al fuoco in termini di tempo di esposizione per determinati rapporti di b_{min}/a .

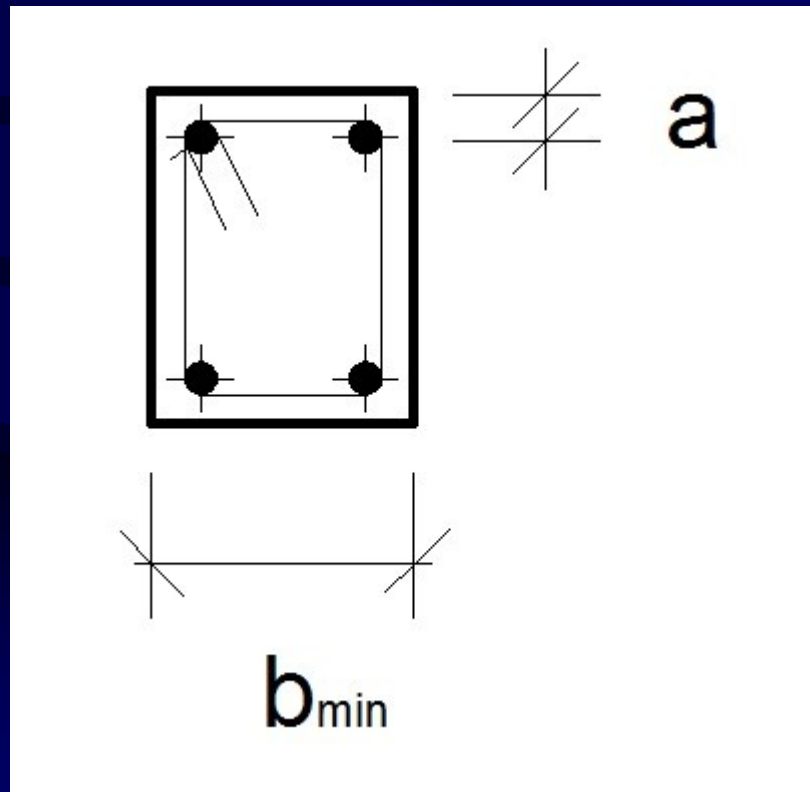


Table 5.2a: Minimum column dimensions and axis distances for columns with rectangular or circular section

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a of the main bars			
	Column exposed on more than one side			Exposed on one side
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
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	350/45**	350/57**	175/35
	350/35	450/40**	450/51**	
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70
** Minimum 8 bars For prestressed columns the increase of axis distance according to 4.2.2. (4) should be noted.				

Note: Table 5.2a is based on recommended value $\alpha_{cc} = 1,0$.

Altri valori resistenti possono comunque essere trovati con lo stesso criterio della tabella, attraverso la formula riportata:

(4) Other values for tabulated data may be assessed by using the Equation (5.7):

$$R = 120 \left((R_{\eta fi} + R_a + R_f + R_b + R_n) / 120 \right)^{1,8}$$

where

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_f = 9,60 (5 - l_{o,fi})$$

$$R_b = 0.09 b'$$

$$R_n = 0 \quad \text{for } n = 4 \text{ (corner bars only)}$$

$$= 12 \quad \text{for } n > 4$$

a is the axis distance to the longitudinal steel bars (mm); $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

b_{fi} is the effective length of the column under fire conditions; $2 \text{ m} \leq b_{fi} \leq 6 \text{ m}$;
values corresponding to $b_{fi} = 2 \text{ m}$ give safe results for columns with $b_{fi} < 2 \text{ m}$

b' = $2A_c / (b + h)$ for rectangular cross-sections or the diameter of circular cross sections

$$200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}; h \leq 1,5 b$$

ω denotes the mechanical reinforcement ratio at normal temperature conditions :

$$= \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$\alpha_{c,c}$ is coefficient for compressive strength (see EN 1992-1-1)

For first order eccentricity under fire conditions the limits of validity given in 5.3.2 (2) apply.

Con lo stesso criterio possono trovarsi le resistenze in colonne con minori limiti delle precedenti, in sostanza:

- $l_{o,fi}/i \leq 30$
- $e \leq 0,25b$; $e_{max} \leq 10cm$

I valori riportati in tabella riportano per determinati valori di ω e η , diverse combinazioni di valori di b_{min}/a . I primi valori sono relativi a colonne con lati piccoli e copriferri alti, gli altri a colonne con lati grandi e copriferri piccoli.

Table 5.2b: Minimum column dimensions and axis distances for reinforced concrete columns with a rectangular or circular section.

Standard fire resistance	Mechanical reinforcement ratio ω	Minimum dimensions (mm). Column width b_{min} /axis distance a			
		$\eta = 0,15$	$\eta = 0,3$	$\eta = 0,5$	$\eta = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

(4) In columns where $A_s \geq 0,02 A_c$, even distribution of the bars along the sides of the cross-section is required for a fire resistance higher than 90 minutes.

R120:

R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60

Possono poi impiegarsi le tabelle dell'allegato C per colonne con valori elevati di eccentricità.

Table C.6 : Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,500$. High first order moment: $e = 0,5b$ with $e \leq 200$ mm.

Standard fire resistance	λ	Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Column exposed on more than one side			
		$\eta = 0,15$	$\eta = 0,3$	$\eta = 0,5$	$\eta = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35; 300/25*	500/40; 550/25*
	40	150/25*	150/30; 200/25*	300/35; 450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30; 250/25*	400/40; 500/25*	550/50; 600/40
	60	150/25*	200/35; 300/25*	450/50; 550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40; 400/25*	500/40; 600/30	(1)
	80	150/25*	300/40; 500/25*	550/50; 600/40	(1)
R 60	30	150/30; 200/25*	200/40; 450/25*	450/50; 550/30	550/50; 600/40
	40	150/35; 250/25*	250/40; 500/25*	500/40; 550/35	600/60
	50	200/35; 300/25*	300/45; 550/25*	500/55; 550/40	(1)
	60	200/40; 500/25*	400/40; 600/30	550/50; 600/45	(1)
	70	200/40; 550/25*	500/40; 550/35	600/60	(1)
	80	250/40; 600/25*	500/45; 600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40; 450/25*	300/50; 500/25*	500/55; 600/40	600/80
	40	200/50; 500/25*	350/50; 550/35	550/60; 600/50	(1)
	50	250/45; 550/25*	500/45; 550/40	600/60	(1)
	60	250/50; 550/30	500/50; 550/45	600/80	(1)
	70	300/50; 550/35	550/50; 600/45	(1)	(1)
	80	350/50; 600/35	550/60; 600/50	(1)	(1)

R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires a width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Table C.6 : Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,500$. High first order moment: $e = 0,5b$ with $e \leq 200$ mm.

Standard fire resistance	λ	Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Column exposed on more than one side			
		$\eta = 0,15$	$\eta = 0,3$	$\eta = 0,5$	$\eta = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:450/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	250/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)

R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)
* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control. (1) Requires a width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.					

Esistono poi anche metodi più complessi di tipo generale che non possono essere risolti con applicazioni manuali, ma solo tramite elaboratore elettronico

METODI GENERALI PER LA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DELLE COLONNE

Possono impiegarsi metodi più raffinati di quelli già visti, che sono ben noti agli strutturisti, e sono diversi per colonne tozze e colonne snelle.

Colonne tozze

Si tratta di costruire i diagrammi momento-curvatura, ovvero i domini di interazione sforzo normale-momento della sezione per un prefissato sforzo normale.

Inserisci figure slide 37,38 STS.

Colonne snelle

Si deve tener conto anche dei momenti del secondo ordine, se la colonna è deformabile.

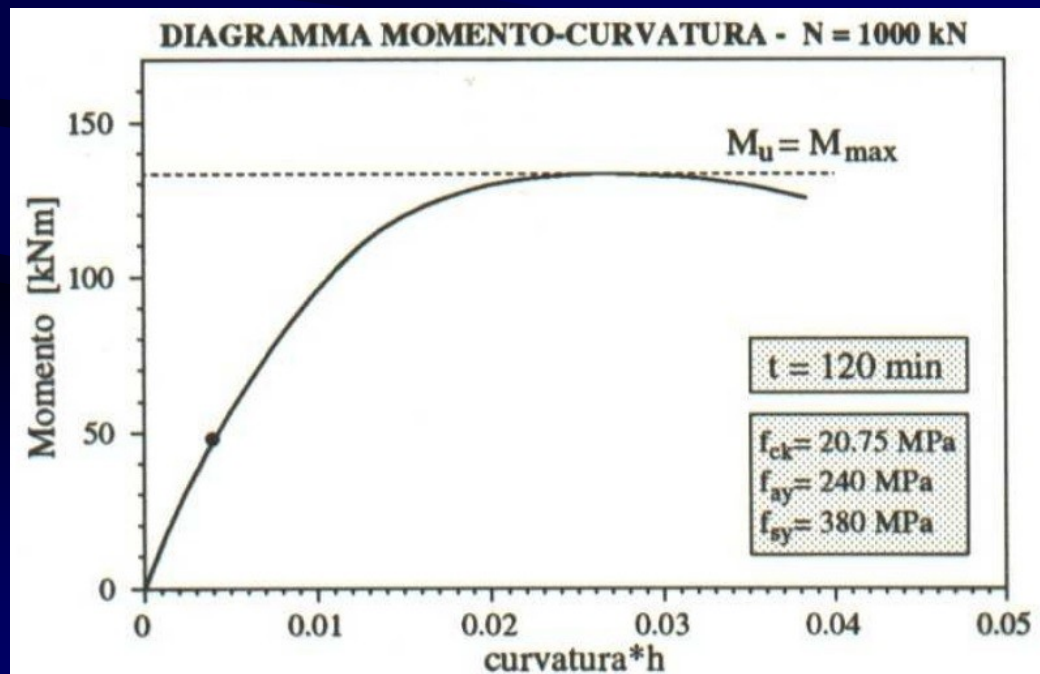
Introduci formula e diagramma fatti da noi

METODI GENERALI PER LA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DELLE COLONNE

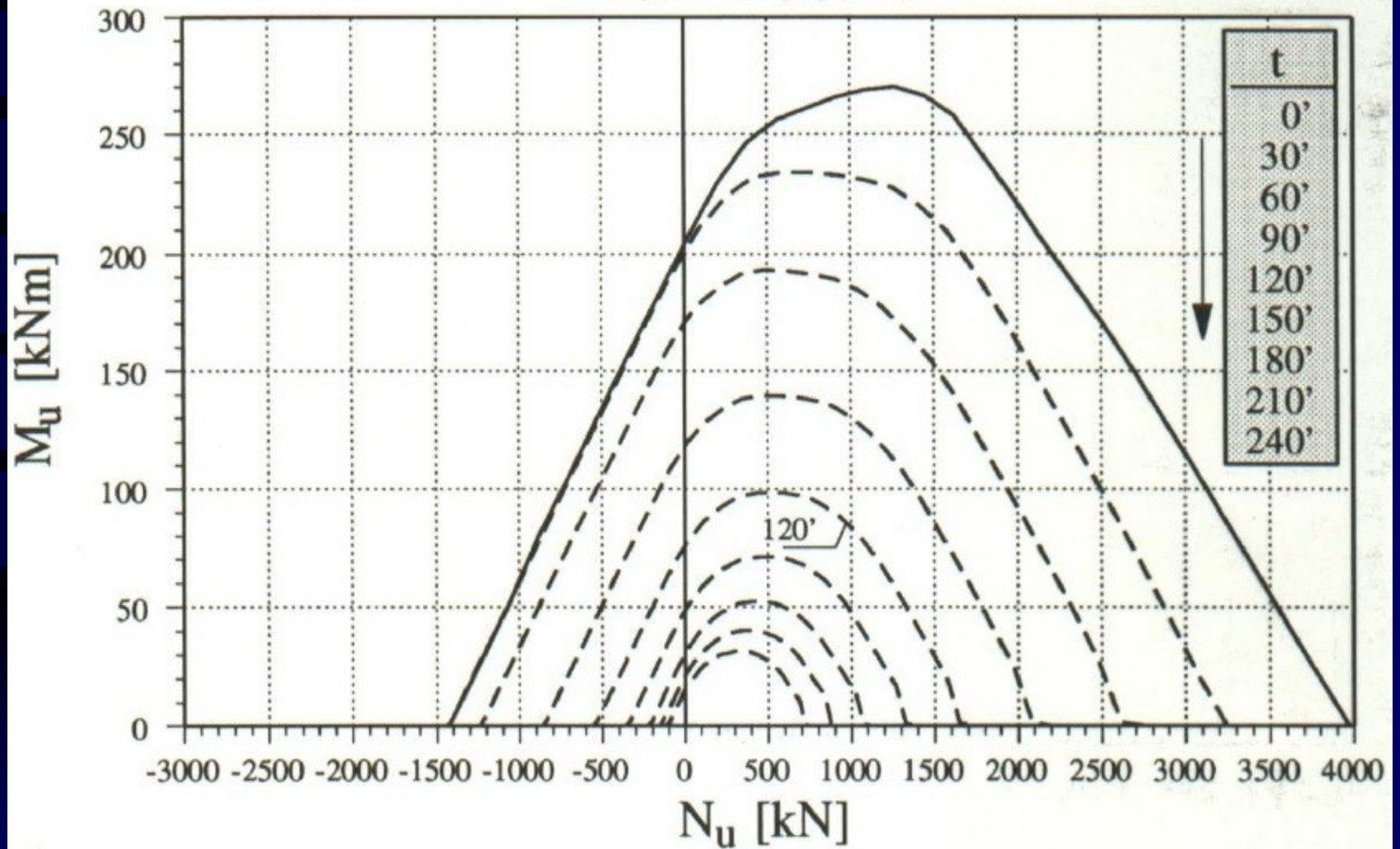
Possono impiegarsi metodi più raffinati di quelli già visti, che sono ben noti agli strutturisti, e sono diversi per colonne tozze e colonne snelle.

Colonne tozze

Si tratta di costruire i diagrammi momento-curvatura, ovvero i domini di interazione sforzo normale-momento della sezione per un prefissato sforzo normale.



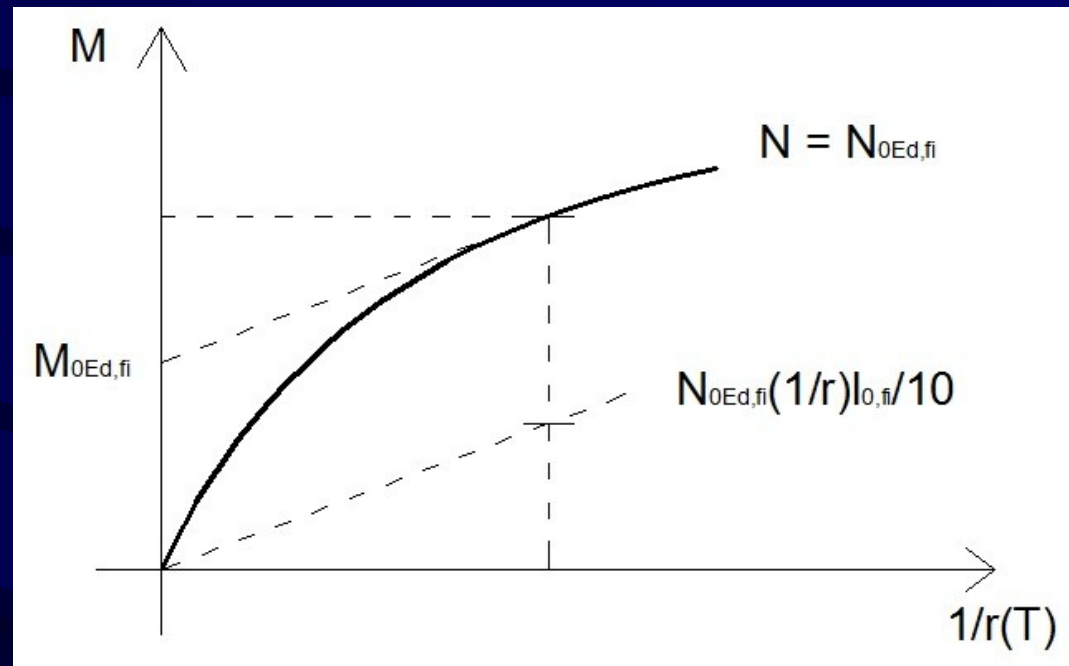
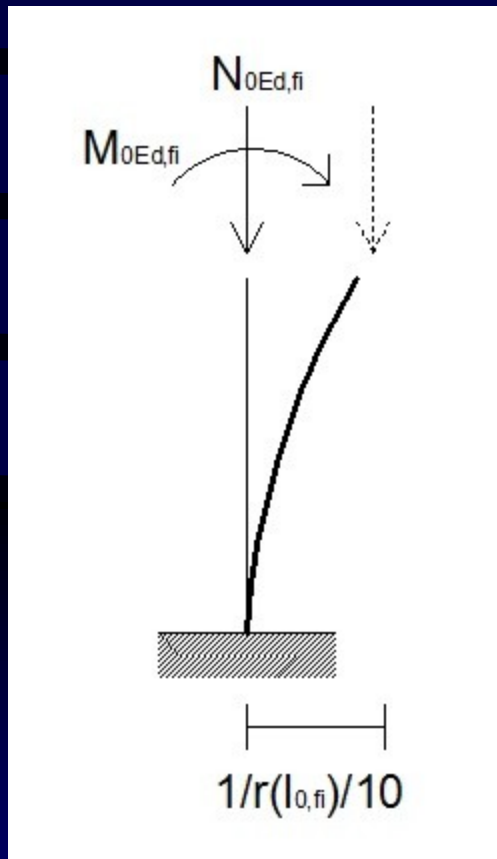
SEZIONE IN C.A.



Colonne snelle

Si deve tener conto anche dei momenti del secondo ordine, se la colonna è deformabile.

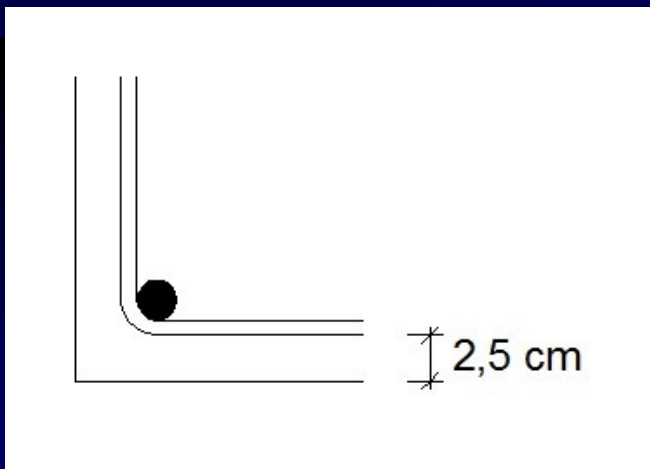
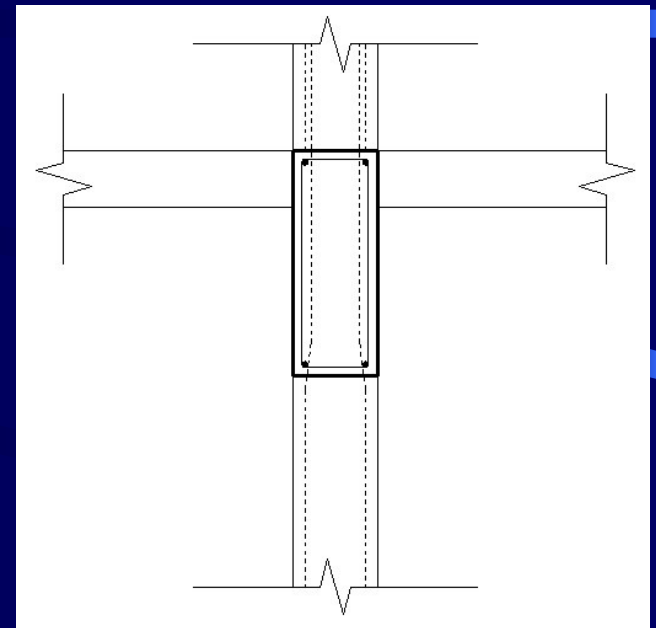
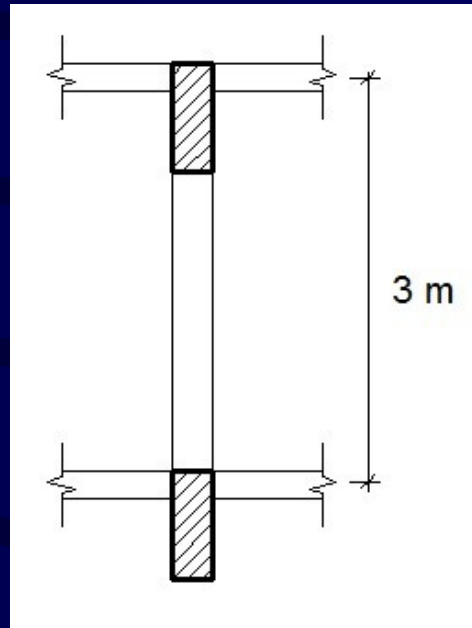
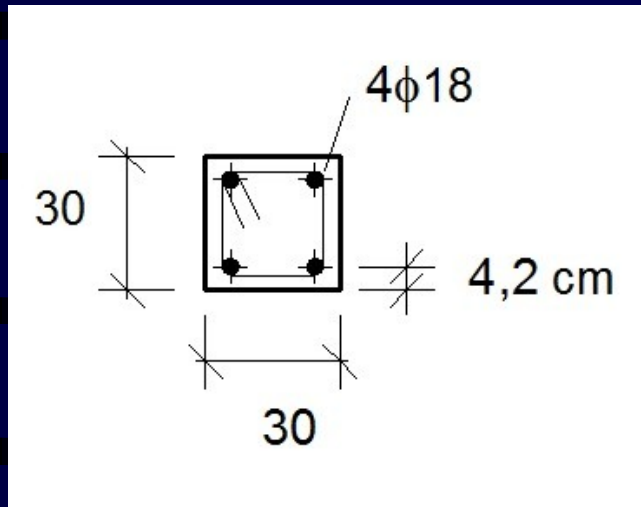
$$M_{\text{tot,fi}} = M_{0\text{Ed,fi}} + N_{0\text{Ed,fi}}(1/r)l_{0,fi}/10$$



Massimo momento applicabile alla colonna sottoposta alla temperatura T alla curvatura $1/r$ ed allo sforzo normale $N_{0\text{Ed,fi}}$.

ESEMPIO VERIFICA COLONNA

- Nel nostro caso l'area d'influenza a piano è 30 m².
- Ipotizziamo che l'edificio abbia 4 piani fuori terra.



$$L_{o,fi} = 150 \text{ cm}$$

$$N_{ed,fi} = 38 \text{ KNm} * 6 \text{ m} * 4 = 912 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = 1530 \text{ KN} + 398 \text{ KN} = 1928 \text{ KN}$$

$$\mu_{fi} = 912 / 1928 = 0,473$$

Sulla prima tabella, ipotizzando $e = 0,15 b_{\min} = 4,5 \text{ cm}$ $\longrightarrow M_{od,fi} < 10,3 \text{ KNm}$
(da verificare sugli schemi a telaio!!!!!!)

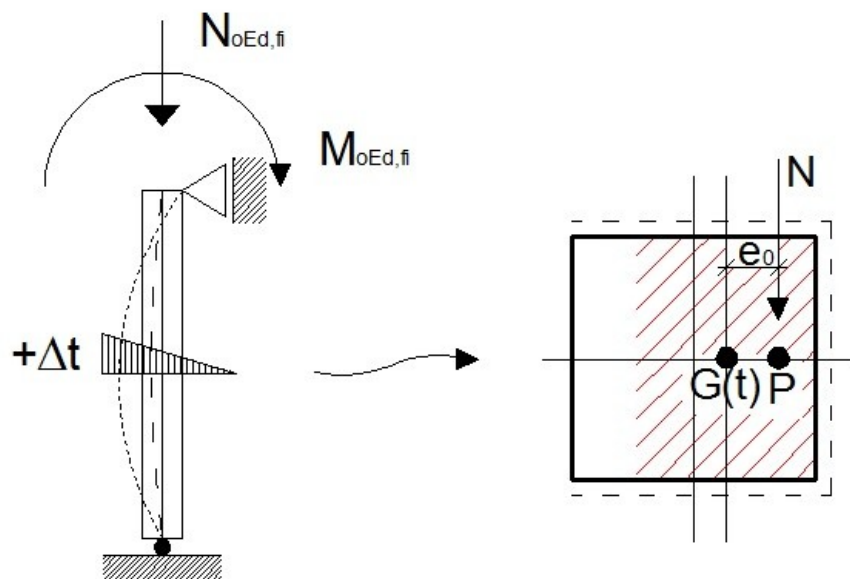
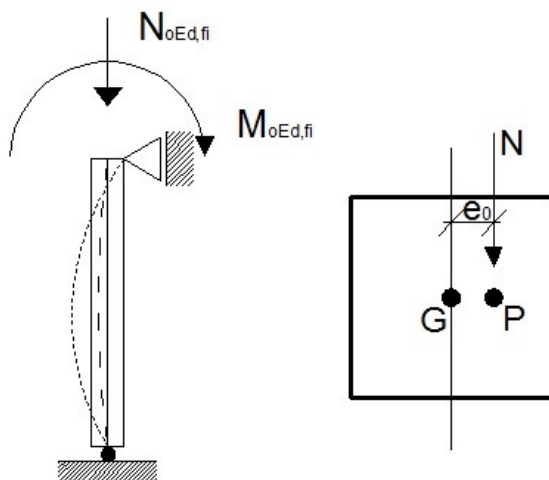
Trovo con $\mu_{fi} = 0,5$ R90 con 300/45 e R120 con 350/45*.

*Devo avere però 8 barre. Queste prime indicazioni ci dicono già che la nostra colonna non è R120.

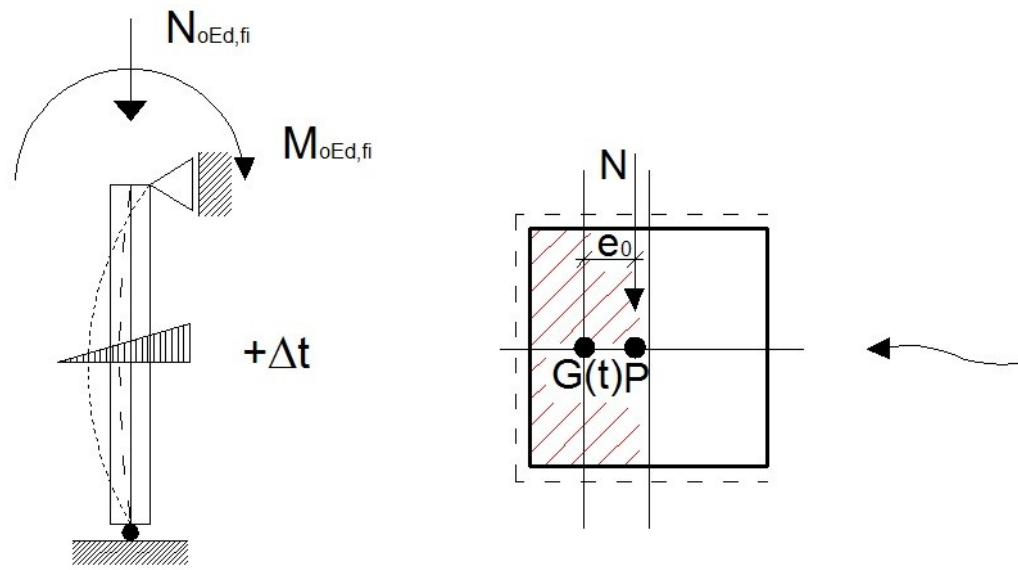
Con precisione posso utilizzare la formula sottostante la tabella, in tal caso si ottiene $R = 120[(38,4+19,2+33,6+27+0)/120]^{1,8} = 115$

N.B. Con questa tabella non è possibile fare interpolazioni. Potrei utilizzare le tabelle successive!!

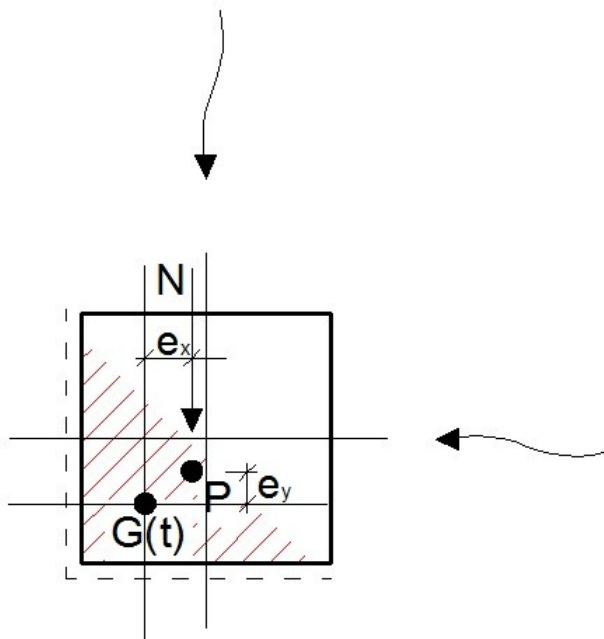
EFFETTI STATICI PARTICOLARI IN COLONNE IN C.A. SOTTOPOSTE AD INCENDIO



N.B. Le tensioni nella colonna si **AMPLIFICANO** fin da subito, a causa dell'incendio, e del rammollimento del materiale esposto !!



N.B. La situazione è meno pericolosa perché lo sforzo normale tende a spostarsi verso l'interno della sezione!!



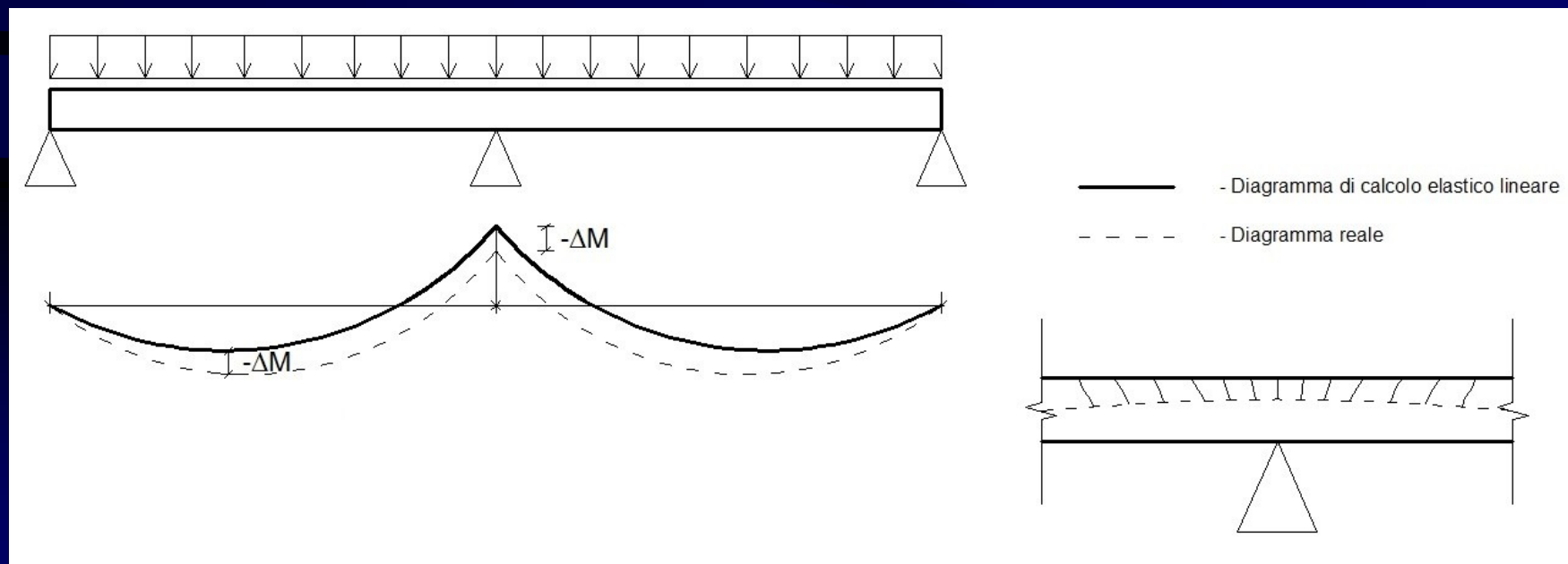
N.B. Nascita di eccentricità diverse da da quella iniziale e quindi di sollecitazioni non solo di entità diversa da quelle a freddo, ma anche di tipo diverso.

METODO SEMPLIFICATO PER TRAVI E SOLETTE

Il metodo può essere impiegato quando il carico che genera flessione nella trave è prevalentemente di tipo distribuito, ed inoltre per travi e solette continue quando è ammessa una ridistribuzione delle sollecitazioni sugli appoggi non inferiore al 15%.

Il metodo serve ad integrare i requisiti riportati nelle soluzioni tabellari quando si hanno casi in cui non è rispettato il valore di $a_{\min}$.

CONCETTO DI RIDISTRIBUZIONE



N.B. Per avere redistribuzione, le sezioni di appoggio devono ruotare, è richiesta duttilità alla sezione, devono essere rispettati i requisiti di norma.

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

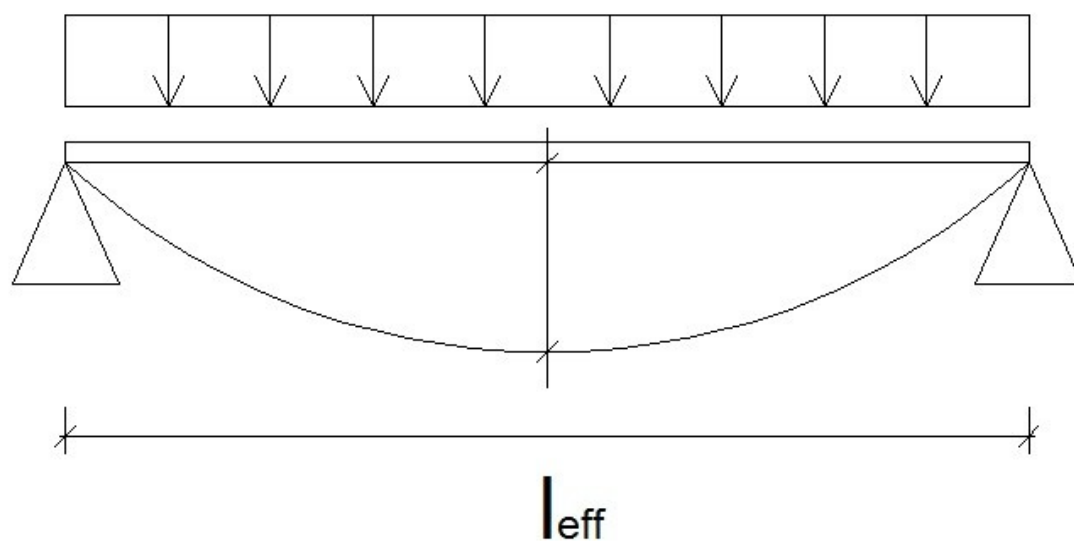
Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti $1 \geq \delta \geq 0,70$.

I valori di δ si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.1.1)$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.1.2)$$

dove x è l'altezza della zona compressa ed ϵ_{cu} è definita in § 4.1.2.1.2.2.



$W_{Ed,fi}$

$$(W_{Ed,fi} * l_{eff}^2) / 8 = M_{Ed,fi}$$

Il momento resistente della trave, a fuoco, è dato da:

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) k_s(\theta) (A_{s,prov} / A_{s,req}) M_{Ed}$$

Il metodo può giustificarsi valutando che:

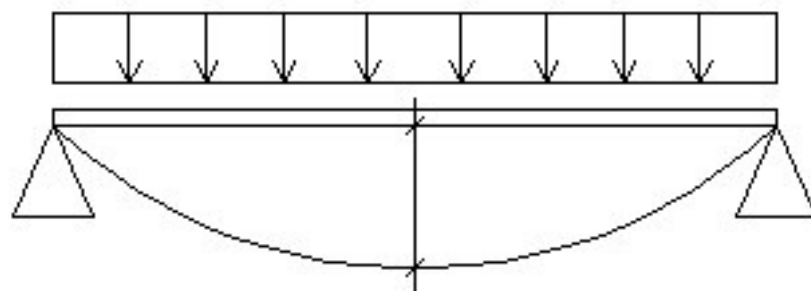
A freddo

$$M_{Ed} = M_{Rd} = A_{s,req} (f_{yk} / \gamma_s) d$$

A caldo

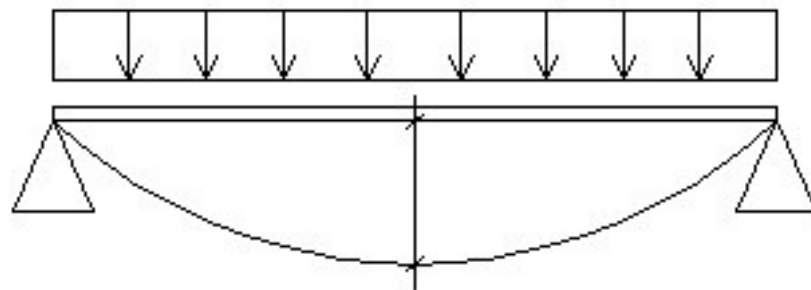
$$M_{Rd,fi} = A_{s,prov} (k_s / \gamma_{s,fi}) f_{yk} d(\theta)$$

A freddo



$$M_{Ed} \rightarrow A_{s,req}$$

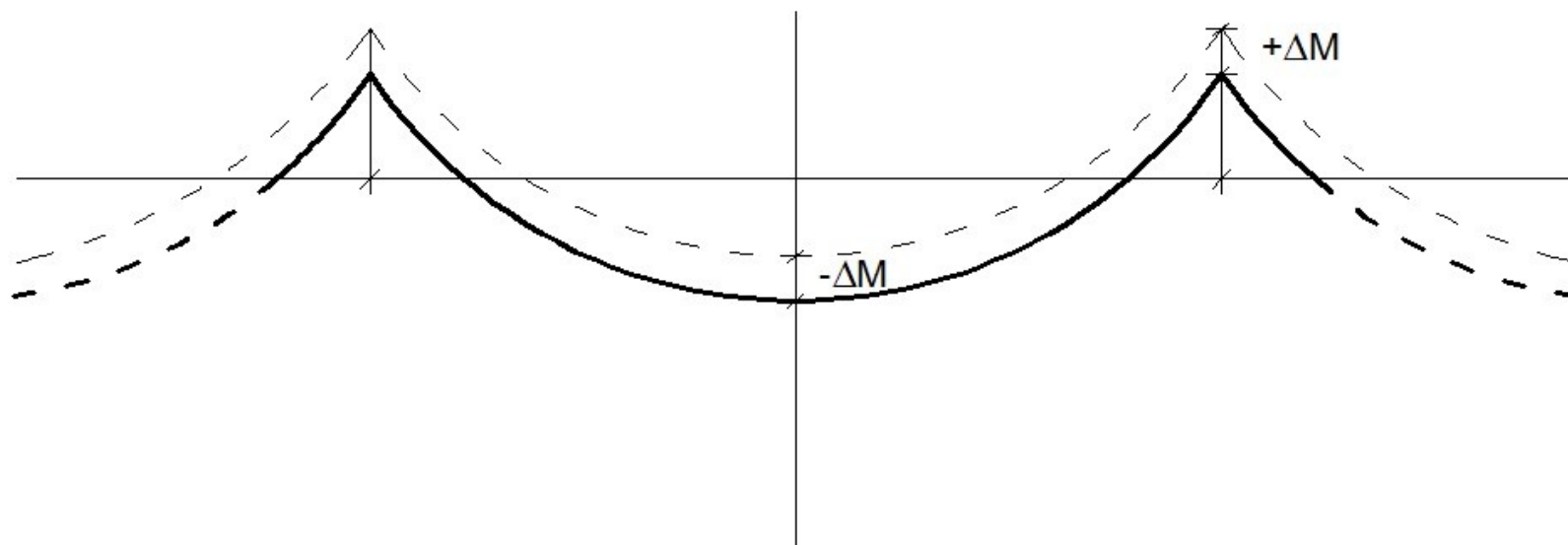
A freddo con carico ridotto



$$M_{Ed,fi} \rightarrow A_{s,prov}$$

Nel caso di travi o solette continue, l'EC2 fornisce un metodo semplificato con riferimento a quanto già fornito per il semplice appoggio.

Occorre osservare che contrariamente alla ridistribuzione vista in precedenza, e tipica per carico statico, nella situazione di carico da incendio il momento flettente tende a migrare dalla campata verso gli appoggi.

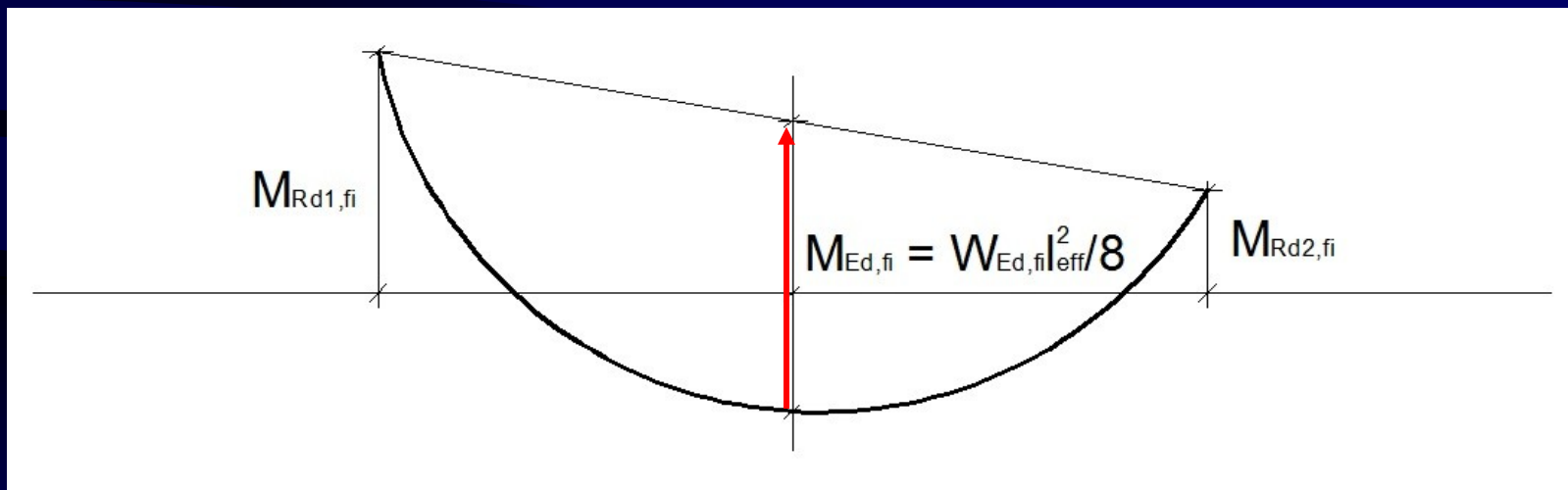


A tale proposito si valuta il momento flettente minimo sugli appoggi:

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s/\gamma_{s,fi})M_{Ed}(A_{s,prov}/A_{s,req})(d-a)/d$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione a freddo
- a è la distanza minima delle barre, dal lato esposto della sezione, fornito dalla tabella per il dimensionamento delle travi



Si fissano con tale sistema, i momenti resistenti di estremità, e quindi anche la situazione limite di rialzamento del momento in campata.

Naturalmente rialzamento del momento sugli appoggi, vuol dire allontanamento degli ancoraggi verso l'interno della campata, per le armature superiori.

N.B.

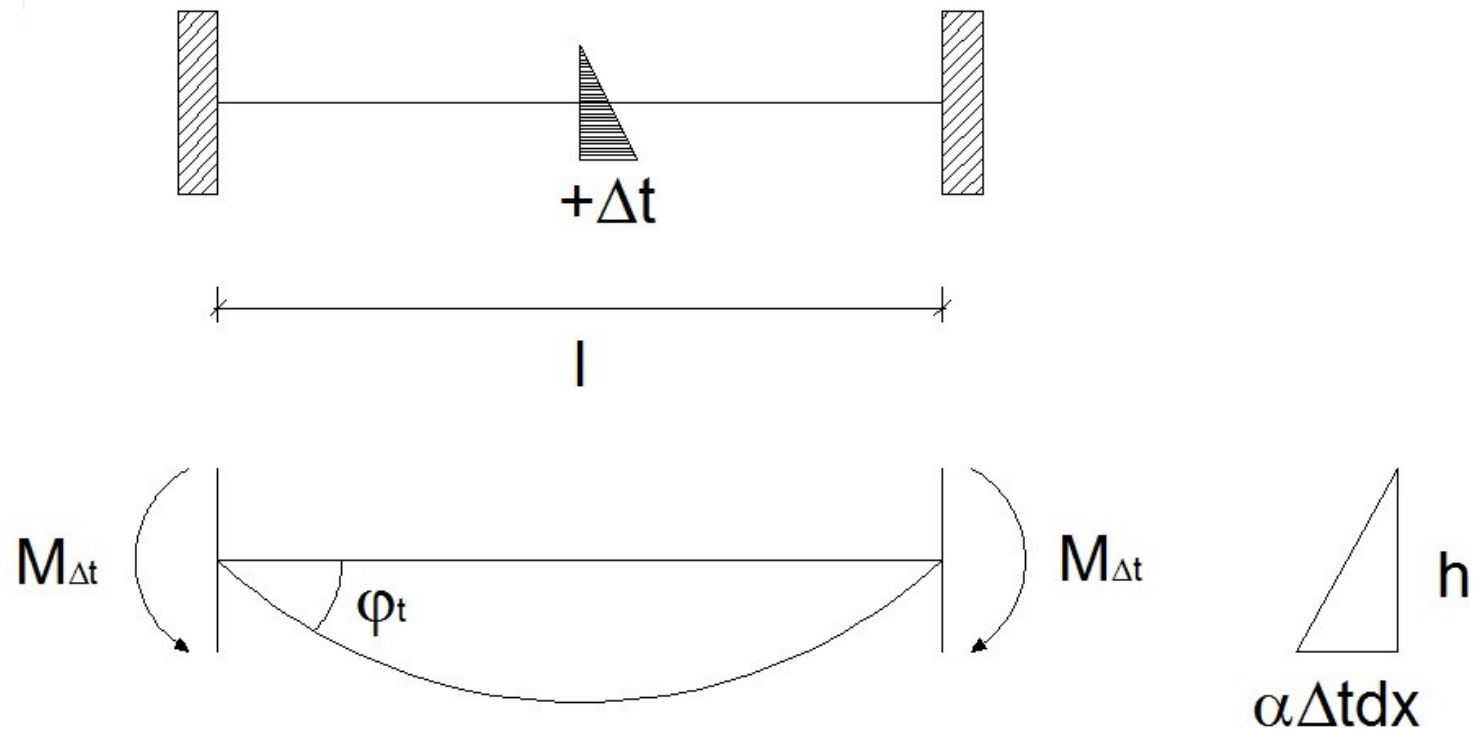
Non solo deve esserci armatura abbastanza rilevante all'estradosso delle sezioni, ma anche sufficientemente prolungato verso l'interno della campata.

L'ancoraggio dell'armatura superiore in appoggio, deve non essere inferiore a:

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s/\gamma_{s,fi})(\gamma_c/\gamma_{c,fi})l_{bd}$$

N.B.

L'applicazione di questo ultimo modo di procedere con le travi continue tenendo conto anche dei gradienti termici, è pura teoria!!!



$$\varphi_t = \int_0^{l/2} \frac{\alpha \Delta t}{h} dx = \frac{\alpha \Delta t}{2h} l$$

$$\frac{\alpha \Delta t}{2h} l = \frac{M_t l}{2EJ}$$

$$M_t = \frac{\alpha \Delta t EJ}{h}$$

Nel nostro caso consideriamo ad esempio:

$$\Delta t = 500^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha = 0,000012/^{\circ}\text{C}$$

$$h = 84 \text{ cm}$$

$$J = 1481760 \text{ cm}^4$$

e per E che valore utilizziamo?

Poiché il calcestruzzo è di classe C30/37, a freddo, $E = 3300000 \text{ N/cm}^2$

$$M_t = 349 \text{ KNm}$$

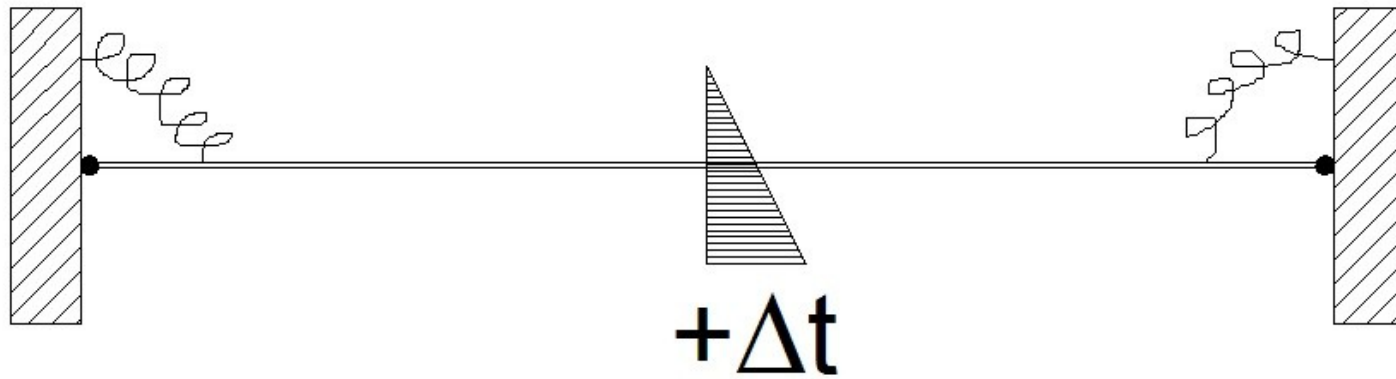
Potrei pensare di aver sbagliato, perché a 500°C , E non ha quel valore:

$$E_{t=500^{\circ}\text{C}} \sim 0,28 E_{t=20^{\circ}\text{C}}$$

$$M_t = 98 \text{ KNm}$$

Non è giusto nemmeno questo ragionamento, perché la sezione non si trova tutta a $500^{\circ}\text{C}!!!$, quindi il momento sarebbe ancora più grande.

Necessità di analisi non lineare con strutture iperstatiche!!!



$$EJ(t)$$

Schema teorico da adottare, EJ varia nel tempo al variare della temperatura.

VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI IN C.A.

Per la verifica a taglio delle travi in C.A. bisogna distinguere i casi di elementi senza armatura a taglio, ed elementi con armatura a taglio.

$$V_{Sd,fi} \leq V_{Rdc,fi} = C_{Rdc,fi} k_{fi} (100 \rho_{l,fi} f_{ck})^{1/3} b_{w,fi} d_{fi}$$

In ogni caso non minore di:

$$V_{Rdc,fi} = v_{min} b_{w,fi} d_{fi}$$

Con:

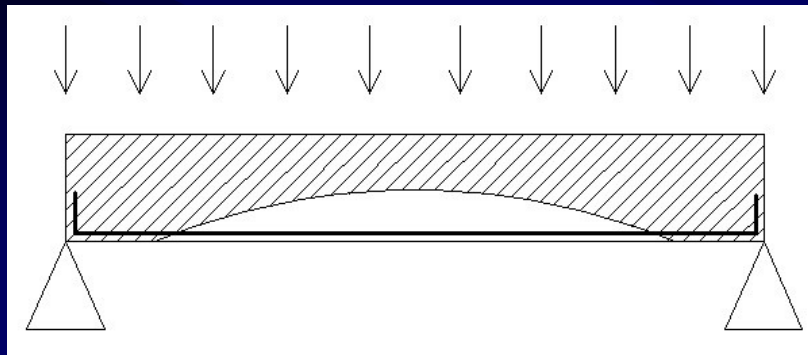
$$C_{Rd,fi} = 0,18 / \gamma_{c,fi} = 0,18$$

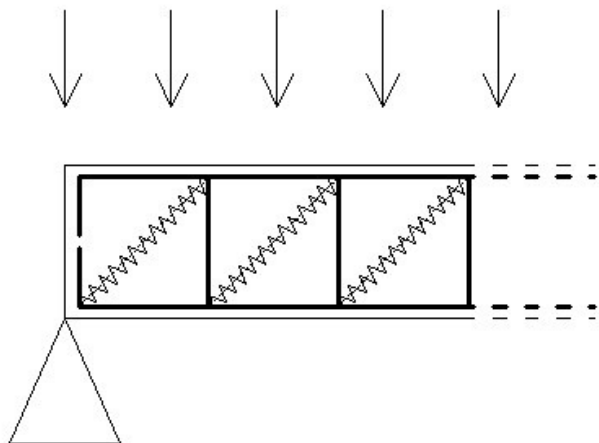
$$k_{fi} = 1 - \text{radq}(200/d_{fi}) \leq 2 \text{ (a favore di sicurezza può assumersi } k_{fi} = 1)$$

$$A_{sl}/(b_{w,fi} d_{fi}) \leq 0,002$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Nel caso di travi non armate a taglio, il meccanismo resistente che si forma è in sostanza quello di un arco-tirante:

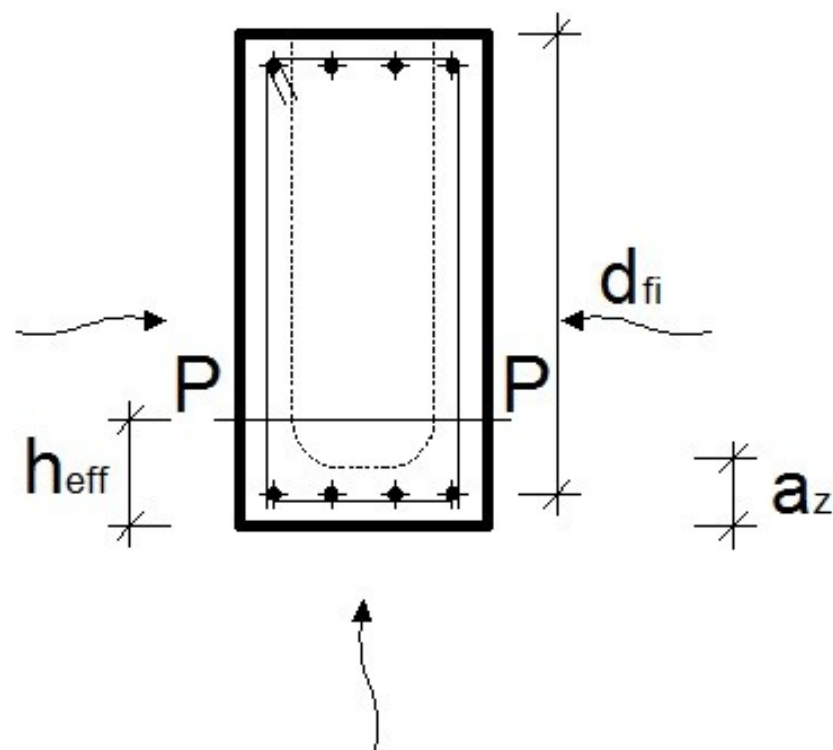
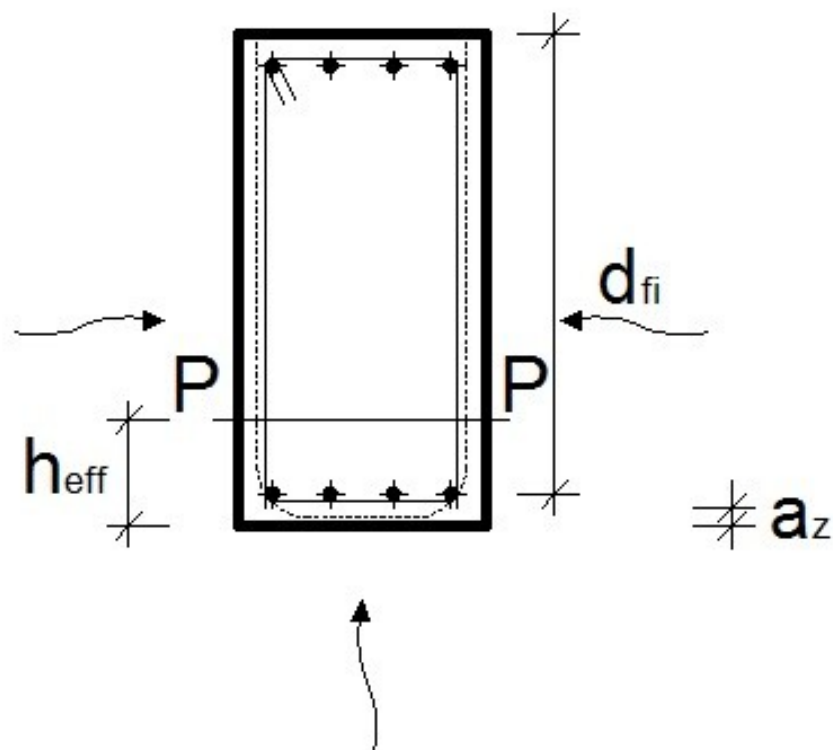




Viene fornita la resistenza a taglio, anche per il caso di trave armata a taglio!

In questo caso ci si riferisce al modello di Morsch, per il quale il taglio è portato attraverso un traliccio resistente.

Si possono verificare due casi: traliccio interno all'isoterma dei 500°C, oppure no.



Come noto, il traliccio va verificato lato bielle compresse, e lato staffe tese.

Per le bielle, risulta:

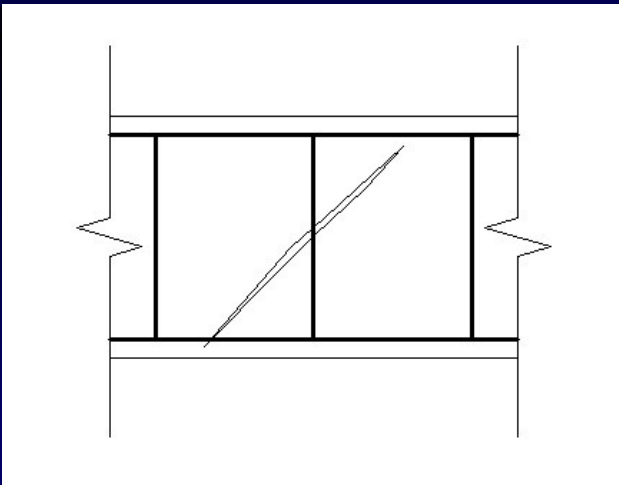
$$V_{Rdc,fi} = (\nu/2)f_{cd}b_{w,fi}0,9d_{fi} \quad (\text{isoterma } 500^{\circ}\text{C esterna al traliccio})$$

$$V_{Rdc,fi} = (\nu/2)f_{cd}(\theta_s)b_{w,fi}0,9d_{fi} \quad (\text{isoterma } 500^{\circ}\text{C interna al traliccio})$$

Per le staffe, risulta:

$$V_{Rds,fi} = (A_{sw}/s)f_{swd}(\theta_s)0,9d_{fi}$$

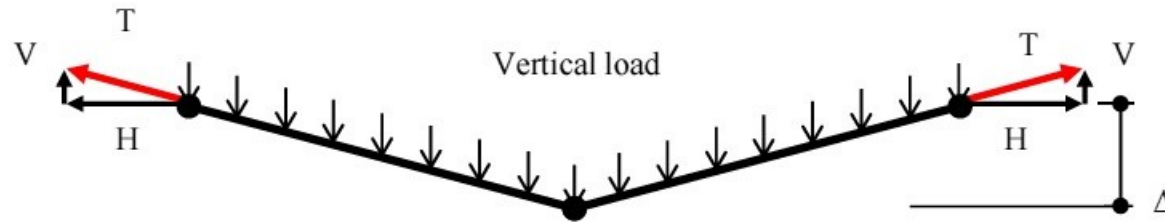
Per quanto riguarda le staffe, occorre precisare quale temperatura si considera!!!!



Considerando una fessura da taglio in una trave in C.A. è evidente che la temperatura lungo i bordi del CLS che la definiscono è diversa!

Convenzionalmente si assume come temperatura della staffa quella in corrispondenza del punto P, ovvero della quota corrispondente all'altezza efficace della sezione $h_{eff} = 2,5(h-d_{fi})$

In verità la rottura per taglio di una trave in C.A. sotto incendio è un meccanismo assai raro, visto che ad elevata temperatura, la trave va in grandi spostamenti e tende a comportarsi come una fune, piuttosto che come una trave.



Beam under catenary action

T- Tension force

V- Vertical Force resists gravity loads

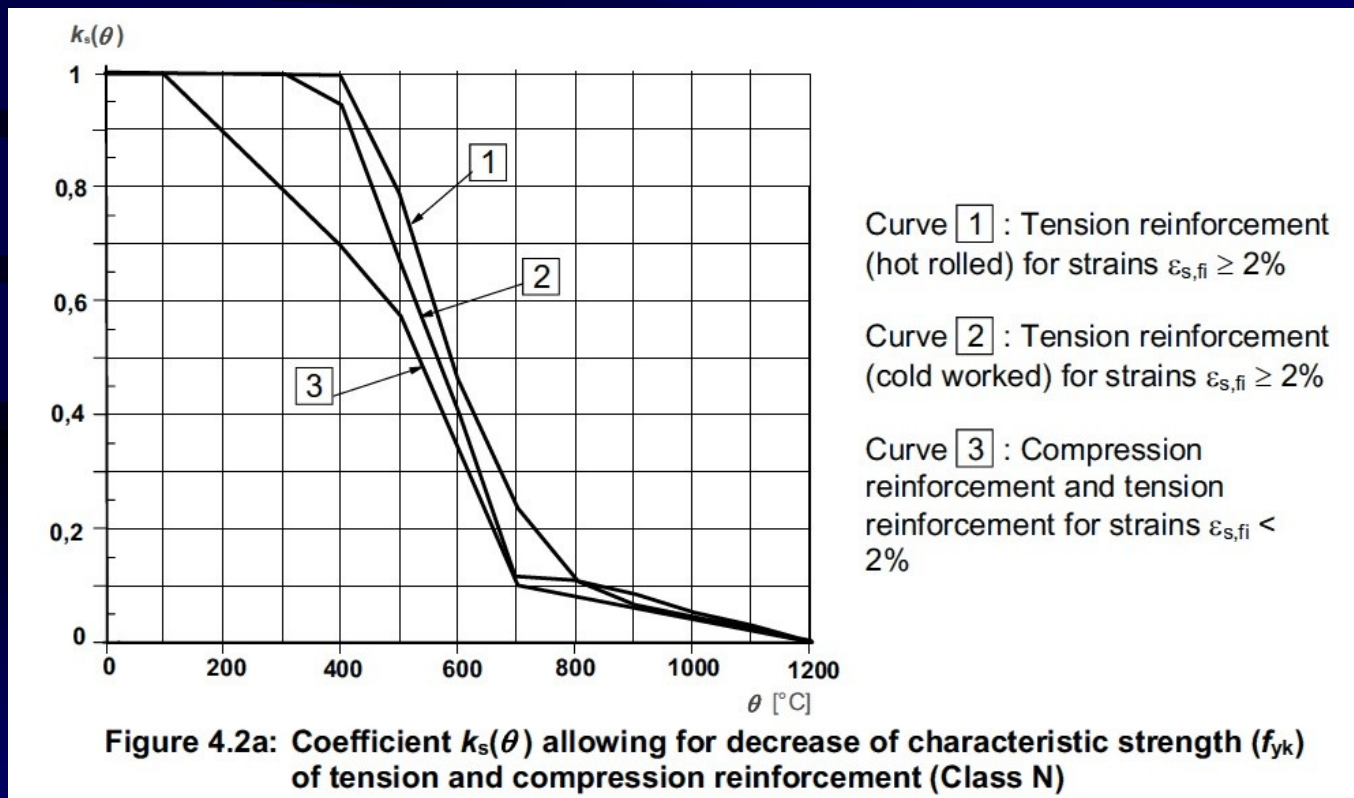
H- Horizontal force

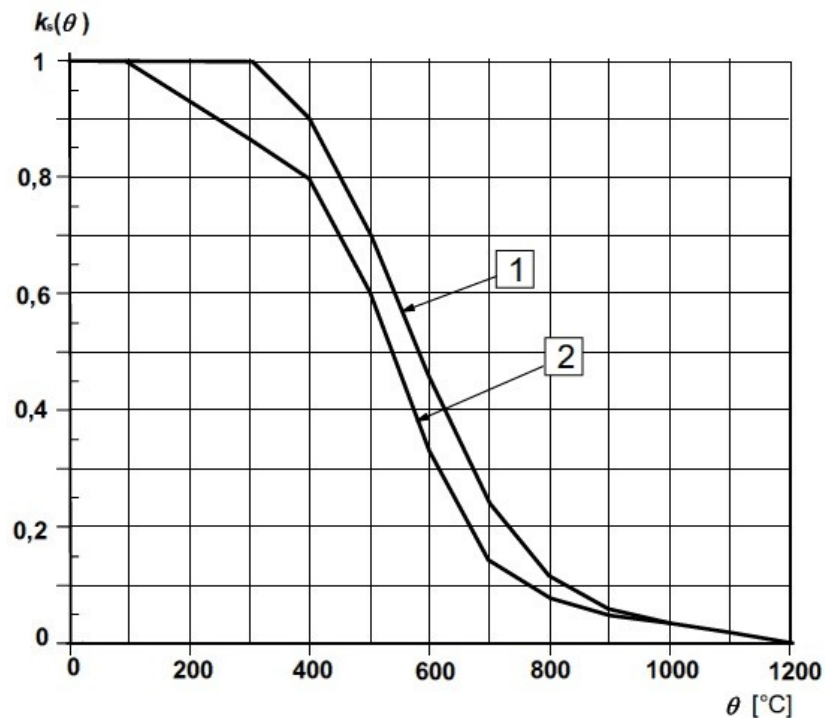
Δ - Vertical Displacement



VERIFICA ELEMENTI IN PRECOMPRESSO SOTTOPOSTI AD INCENDIO

- La verifica di tali elementi non è in linea di principio diversa da quella di analoghi in C.A. per quanto riguarda i materiali, anche se l'acciaio si deteriora più rapidamente dell'acciaio da C.A. alle alte temperature.
- Si ha inoltre anche un effetto strutturale, che valuteremo in seguito.





Curve **1** : Tension reinforcement (hot rolled and cold worked) for strains $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$

Curve **2** : Compression reinforcement and tension reinforcement (hot rolled and cold worked) for strains $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

Figure 4.2b: Coefficient $k_s(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength (f_{yk}) of tension and compression reinforcement (Class X)

VERIFICA DI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO CON PROTEZIONE PASSIVA

INSTYTUT TECHNIKI BUDOWLANEJ

(*in it.* Istituto per le Tecnologie della Costruzione)

00-611 Varsavia, ul. Filtrowa 1, tel. (0-22) 825-04-71, fax (0-22) 825-52-86, Direzione: tel. (0-22) 825-28-85, 825-13-03, fax (0-22) 825-77-30

www.itb.pl

Zakład Badań Ogniowych
(*in it.* Istituto di ricerca sugli incendi)
02-656 Varsavia, ul. Ksawerów 21
tel. (0-22) 853-34-27
fax: (0-22) 847-23-11
e-mail: fire@itb.pl

Varsavia, il 25-05-2010

NP-1124.2/A/07/GW

**Valutazione dell'efficacia del sistema ignifugo
per la protezione al fuoco di
travi e colonne in calcestruzzo armato.**

1. Generalità

- 1.1. Su ordine della ditta
- 1.2. Accordo NP-1124/A/2007/GW

del 07-04-2008

2. Documentazione di riferimento

- 2.1. Norma PN-EN 13501-2: 2005 : Classificazione al fuoco dei prodotti e elementi da costruzione. Parte 2: Classificazione in base ai risultati delle prove di resistenza al fuoco, esclusi i sistemi di ventilazione.
- 2.2. Norma PN-ENV 13381-3: 2004 : Metodi di prova per la determinazione del contributo alla resistenza al fuoco di elementi strutturali. Parte 3: Protezione applicata ad elementi di calcestruzzo.
- 2.3. Norma PN-EN 1992-1-2: 2008: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parti 1-2: Regole generali. Progettazione strutturale contro l'incendio
- 2.4. Rapporto n. LP-1124.4/07 della prova di efficienza del sistema ignifugo per la protezione al fuoco di travi in calcestruzzo armato con uno spessore di isolamento minimo di 10 mm.
- 2.5. Rapporto n. LP-1124.5/07 della prova di efficienza del sistema ignifugo per la protezione al fuoco di travi in calcestruzzo armato con uno spessore di isolamento massimo di 25 mm.

3. Descrizione tecnica

Oggetto della valutazione è l'efficienza ignifuga del sistema di produzione della ditta per la protezione al fuoco di travi e colonne in calcestruzzo armato.

Il sistema comprende le lastre a base di silicato a matrice cementizia, con una densità nominale di 875 kg/m^3 e di dimensioni standard: 1250 x 2500 mm. Spessori nominali delle lastre: 6, 8, 10, 12, 15, 20 e 25 mm.

Le lastre sono fissate con tasselli in acciaio 6 x 30/30, con passo di 50 cm. I giunti ad angolo sono eseguiti con graffe metalliche con passo di 25 cm.

Lo spessore di protezione richiesto – tenuto conto della capacità portante delle travi e delle colonne in calcestruzzo armato - è indicato al punto 5.

4. Prova al fuoco

Prova 1.

La prova è stata condotta nel laboratorio Laboratorium Badań Ogniowych dell'Instytut Techniki Budowlanej nel marzo 2010 ai sensi della norma PN-ENV 13381-3: 2004 [2.2].

L'elemento in prova era una trave di calcestruzzo armato con sezione: 545 cm di lunghezza, 15 cm di larghezza e 45 cm di altezza, armatura con barre inferiori di $2\phi 12$ e barre superiori $2\phi 12$, con copriferro di 25 mm, rivestimento isolante in con spessore di isolamento di 10 mm, realizzata conformemente alla descrizione di cui al punto 3. La trave è stata riscaldata per 210 minuti, sotto un carico esterno verticale $P = 35$ kN. Tale carico è stato stabilito in conformità ai requisiti imposti dalla norma PN-ENV 13381-3:2004 [2.2].

Dopo 198 minuti la trave esaminata ha raggiunto il limite di capacità portante in seguito al superamento del criterio della velocità di aumento della flessione. Dopo 198 minuti di prova la flessione era di 89 mm, invece il valore medio della temperatura sulle barre inferiori dell'armatura principale ha raggiunto i 599°C .

Nella tabella 1 sono riportati i valori medi della temperatura registrata dopo un tempo di 30, 60, ..., 210 minuti sulla superficie inferiore della trave e all'interno della trave di calcestruzzo armato a 17, 75, 150 mm di distanza dalla superficie sottostante la trave.

La descrizione dell'elemento in prova e dello svolgimento della prova sono presentati nel Rapporto LP-1124.4/07.

Tabella 1.

**Valori della temperatura all'interno della trave di calcestruzzo armato con
isolamento in dello spessore di 10 mm**

- risultati della prova

Tempo [min]	Temperatura alla distanza dall'intradosso della trave			
	0mm*	17mm	75mm	150mm
30	168	103	66	38
60	310	203	119	96
90	443	327	162	124
120	561	435	231	133
150	650	522	318	200
180	737	605	403	282
210	821	681	480	357

*) temperatura sulla superficie inferiore tra il calcestruzzo e l'isolante

Al termine della prova è stato constatato un distacco di circa il 50% delle lastre isolanti.

Prova 2.

La prova è stata condotta nel laboratorio Laboratorium Badań Ogniowych dell'Instytut Techniki Budowlanej nell'aprile 2010 ai sensi della norma PN-ENV 13381-3:2004 [2.2].

L'elemento in prova era una trave di calcestruzzo armato con sezione: 545 cm di lunghezza, 15 cm di larghezza e 45 cm di altezza, armatura a barre inferiori di 2 ϕ 12, barre superiori 2 ϕ 12, e copriferro di 25 mm, rivestimento isolante in con spessore di isolamento di 25 mm, realizzata conformemente alla descrizione di cui al punto 3. La trave è stata riscaldata per 311 minuti, sotto un carico esterno verticale $P = 35$ kN. Tale carico è stato stabilito in conformità ai requisiti imposti dalla norma PN-ENV 13381-3:2004 [2.2].

Dopo 290 minuti la trave esaminata ha raggiunto il limite di capacità portante in seguito al superamento del criterio della velocità di aumento della flessione. Dopo 290 minuti di prova la flessione era di 91 mm, mentre il valore medio della temperatura sulle barre inferiori dell'armatura principale era di 610°C.

Nella tabella 2 sono stati riportati i valori medi della temperatura registrata dopo 30, 60, ...300 minuti sulla superficie inferiore della trave e all'interno della trave in calcestruzzo armato a 17, 75, 150 mm di distanza dalla superficie sottostante la trave.

La descrizione dell'elemento in prova e dello svolgimento della prova sono presentati nel Rapporto LP-1124.5/07.

pag. 4

Tabella 2.

5. Capacità portante delle travi e delle colonne protette con il sistema

Nelle tabelle 3 ÷ 8 è riportato lo spessore di protezione eseguito in seconda della classe di capacità portante, del copriferro dell'armatura (distanza dell'asse) g e della temperatura critica dell'acciaio θ_{crit} .

Il numero "0" nelle tabelle 3 ÷ 8 indica che non è richiesto l'utilizzo di una protezione al fuoco ai fini del criterio di capacità portante della trave o della colonna.

Tabella 3.
Spessori della protezione
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 30

g [mm]	Temperatura critica θ_{crit} [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-14	10	10	10	10	10	10	10	10
15-19	10	10	10	10	10	10	10	0
20-24	10	10	10	10	10	0	0	0

NP-1124.2/A/07/GW

25-29	10	10	10	10	0	0	0	0
30-34	10	10	0	0	0	0	0	0
≥34	0	0	0	0	0	0	0	0

pag. 5

Tabella 4.
Spessori della protezione in
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 60

g [mm]	Temperatura critica θ_{crit} [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-29	10	10	10	10	10	10	10	10
30-34	10	10	10	10	10	10	0	0
35-39	10	10	10	10	10	0	0	0
40-44	10	10	10	10	0	0	0	0
45-49	10	10	10	0	0	0	0	0
50-55	10	10	0	0	0	0	0	0
≥55	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 5.
Spessori della protezione in
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 90

g [mm]	Temperatura critica θ_{crit} [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-14	14	12	10	10	10	10	10	10
15-19	12	10	10	10	10	10	10	10
20-39	10	10	10	10	10	10	10	10
40-44	10	10	10	10	10	10	10	0
45-49	10	10	10	10	10	10	0	0
50-54	10	10	10	10	0	0	0	0
55-59	10	10	10	10	0	0	0	0
60-64	10	10	10	0	0	0	0	0
65-69	10	10	0	0	0	0	0	0
70-74	10	0	0	0	0	0	0	0
≥74	0	0	0	0	0	0	0	0

NP-1124.2/A/07/GW

Tabella 6
Spessori della protezione in
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 120

g [mm]	Temperatura critica $\theta_{crit.}$ [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-14	20	18	15	14	10	10	10	10
15-19	20	16	14	12	10	10	10	10
20-24	16	15	12	10	10	10	10	10
25-29	15	12	10	10	10	10	10	10
30-34	14	10	10	10	10	10	10	10
35-39	12	10	10	10	10	10	10	10
40-44	10	10	10	10	10	10	10	10
45-49	10	10	10	10	10	10	10	0
50-54	10	10	10	10	10	10	0	0
55-59	10	10	10	10	10	0	0	0
60-64	10	10	10	10	0	0	0	0
65-69	10	10	10	10	0	0	0	0
70-74	10	10	10	0	0	0	0	0
75-79	10	10	0	0	0	0	0	0
80-84	10	0	0	0	0	0	0	0
≥84	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 7.
Spessori della protezione in
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 180

g [mm]	Temperatura critica $\theta_{crit.}$ [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-14	-	-	25	24	20	18	14	12
15-19	-	-	24	22	18	16	12	10
20-24	-	25	22	20	16	14	10	10
25-29	-	24	20	18	14	12	10	10
30-34	25	22	18	15	12	10	10	10
35-39	24	20	16	14	10	10	10	10
40-44	22	18	15	12	10	10	10	10
45-49	20	16	12	10	10	10	10	10
50-54	18	15	10	10	10	10	10	10

NP-1124.2/A/07/GW

55-59	16	12	10	10	10	10	10	10
60-64	14	10	10	10	10	10	10	10
65-69	12	10	10	10	10	10	0	0
70-74	10	10	10	10	10	10	0	0
75-79	10	10	10	10	10	0	0	0
80-84	10	10	10	10	0	0	0	0
85-89	10	10	10	10	0	0	0	0
90-94	10	10	10	0	0	0	0	0
95-99	10	10	0	0	0	0	0	0
100-104	10	0	0	0	0	0	0	0
≥105	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 8.
Spessori della protezione in
richiesti per la classe di resistenza al fuoco R 240

g [mm]	Temperatura critica θ_{crit} [°C]							
	300	350	400	450	500	550	600	650
10-14	-	-	-	-	-	-	24	24
15-19	-	-	-	-	-	25	24	22
20-24	-	-	-	-	-	24	22	22
25-29	-	-	-	-	25	24	22	20
30-34	-	-	-	25	24	22	20	20
35-39	-	-	25	24	24	22	20	18
40-44	-	-	24	24	22	20	18	18
45-49	-	-	24	22	22	20	18	16
50-54	-	25	22	22	20	18	16	15
55-59	-	24	22	20	20	18	15	14
60-64	25	24	20	20	18	16	14	14
65-69	24	22	20	18	18	15	14	12
70-74	24	22	18	18	16	14	12	12
75-79	22	20	18	16	15	14	12	0
80-84	22	20	16	15	14	12	0	0
85-89	20	18	15	14	14	12	0	0
90-94	20	18	14	14	12	0	0	0
95-99	18	16	14	12	12	0	0	0

NP-1124.2/A/07/GW

100-104	18	15	12	12	0	0	0	0
105-109	16	14	12	0	0	0	0	0
110-114	15	14	0	0	0	0	0	0
115-123	14	12	0	0	0	0	0	0
≥123	0	0	0	0	0	0	0	0

6. Spessore equivalente di calcestruzzo

Il calcolo dello spessore equivalente di calcestruzzo ε [mm] si trova nell'allegato 1. I risultati sono riportati nella Tabella 9.

Tabella 9.
Spessore equivalente di calcestruzzo ε [mm]
a seconda dello spessore d_p dell'isolante in **e della classe di**
resistenza al fuoco della trave o della colonna (tempo di durata dell'incendio)

tempo di durata dell'incendio [min]	Spessore equivalente di calcestruzzo ε [mm]	
	$d_p=10\text{mm}$	$d_p=25\text{mm}$
30	42	55
60	56	75
90	55	95
120	50	93
180	46	86
240	-	75

7. Considerazioni finali

La classificazione riguarda la protezione al fuoco di travi e colonne monolitiche in calcestruzzo armato realizzate con calcestruzzo comune, indipendentemente dalla classe del calcestruzzo e dal tipo di calcestruzzo armato. La classificazione non riguarda le strutture precomprese.

La classificazione fornita ai punti 5, e 6 resta valida sino al giorno 1 giugno 2013, a meno che non vengano applicate modifiche al sistema

autore della relazione

[firma illeggibile]

dr ing.. Grzegorz Woźniak

[timbro]: sostituto del Direttore dell'Istituto di
ricerca sugli incendi

[firma illeggibile]

dr Andrzej Borowy

NP-1124.2/A/07/GW

Allegato n.1.
al rapporto NP-1124.2/A/07/GW

Spessore equivalente di calcestruzzo
per la protezione di travi e colonne in calcestruzzo armato
con sistema

1. Spessore equivalente di calcestruzzo

Lo spessore equivalente di calcestruzzo si determina per ogni spessore di isolante d_p esaminato e per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco $t = 30, 60, 90, 120, 180, 240$ minuti. Viene usata la relazione:

$$\varepsilon = d_{cc} - d_{cp}$$

dove:

- ε è lo spessore equivalente di calcestruzzo [mm]
- d_{cp} è la distanza dalla superficie sottostante la trave con protezione al fuoco [mm]
- d_{cc} è la distanza dalla superficie sottostante la trave di calcestruzzo armato senza protezione [mm], nella quale è stata registrata la stessa temperatura che nella distanza d_{cp} sulla trave con protezione al fuoco.

Nelle tabelle 1, 2 viene riportato lo spessore equivalente di calcestruzzo per l'isolante esaminato con spessore $s_p = 10$ mm e $s_p = 25$ mm. Sono stati utilizzati i dati raccolti nelle prove [2.4] e [2.5] – temperatura nell'armatura a 25 mm di distanza dalla parte sottostante la trave.

Tabella 1
Spessore equivalente di calcestruzzo
per isolante **con $s_p = 10$ mm**

tempo [min]	d_{cp} [mm]	$T(d_{cp})$ [°C]	d_{cc} [mm]	ε [mm]
30	25	97	67	42
60	25	173	81	56
90	25	290	80	55
<u>120</u>	25	396	75	<u>50</u>
180	25	573	71	46

Tabella 2
Spessore equivalente di calcestruzzo ε [mm]
per isolante **con $s_p = 25$ mm**

tempo [min]	d_{cp} [mm]	$T(d_{cp})$ [°C]	d_{cc} [mm]	ε [mm]
30	25	65	80	55
60	25	95	100	75
90	25	129	120	95
<u>120</u>	25	191	118	<u>93</u>
180	25	328	111	86
240	25	472	100	75

Per spessori intermedi occorre usare l'interpolazione lineare.

APPENDICE NAZIONALE

EN 1992-1-2 Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

UNI-EN1992-1-2: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1992-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1992-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.3(2) nota	4.5.1(2) nota	6.1(5) nota
2.3(2)P nota 1	5.2(3) nota	6.2(2) nota
3.2.3(5) nota	5.3.1(1) nota	6.3(1) nota 1
3.2.4(2) nota	5.3.2(2) nota 1	6.4.2.1(3) nota
3.3.3(1) nota 1	5.6.1(1) nota	6.4.2.2(2) nota
4.1(1)P nota 3	5.7.3(2) nota	

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1992-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1992-1-2: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1992-1-2

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1.3(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $\theta_{d1} = 200 \text{ K}$ $\theta_{d2} = 240 \text{ K}$
2.3(2)P	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,E} = 1,0$
3.2.3(5)	Nota	Si adotta la Classe raccomandata N.
3.2.4(2)	Nota	Si adotta la classe B.
3.3.3 (1)	Nota 1	Il valore di λ_c per il calcestruzzo con inerte prevalentemente calcareo si assume coincidente con il limite inferiore (2) della figura 3.7
4.1 (1)P	Nota 3	Non si forniscono indicazioni specifiche.
4.5.1(2)	Nota	In assenza di più accurate valutazioni si adotta il valore raccomandato $k = 3\%$

5.2 (3)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.3.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.3.2(2)	Nota 1	Per il valore massimo dell'eccentricità del primo ordine in condizioni di incendio si adotta il valore raccomandato $e_{max} = 0,15 h$ (o b)
5.6.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.7.3(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
6.1(5)	Nota	Per i valori $f_{ct,s}/f_{ctk}$ si adottano i dati forniti nel prospetto 6.1N. Per il calcestruzzo C 55/67 e C 60/75 si adotta la classe 1, per il calcestruzzo C 70/85 e C80/95 si adotta la Classe 2 e per il calcestruzzo C 90/105 si adotta la Classe 3. Vedere anche la nota del punto 6.4.2.1(3) e del punto 6.4.2.2 (2)
6.2(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
6.3(1)	Nota 1	Per il valore della conduttività termica del calcestruzzo ad alta resistenza si adotta il limite superiore (1) della figura 3.7
6.4.2.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $k = 1,1$ per la Classe 1 e 1,3 per la Classe 2. Per la Classe 3 si adottano metodi più accurati.
6.4.2.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati indicati nel prospetto 6.2N. Si adottano metodi più accurati per la Classe 3.
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A, B, C, D, E mantengono il carattere informativo

4. INDICAZIONI AGGIUNTIVE

3.3.2(2)	aggiungere Nota	Per elementi di calcestruzzo ordinario in ambienti a umidità normale, in assenza di valutazioni specifiche, si assume una umidità convenzionale del 2% in peso (50 kg di acqua per m ³ di calcestruzzo) cui corrisponde un $c_{p,peak} = 1653 \text{ J/kg K}$.
4.1(1)P	aggiungere alla Nota 1	Quando si usano i metodi di calcolo, per il requisito integrità (E), oltre al riferimento suddetto che riguarda i giunti si richiama il rispetto dei valori minimi di spessore e armatura previsti per il calcolo a temperatura ordinaria (UNI EN 1992-1-1). Particolare attenzione dovrà inoltre essere posta sul pericolo di scoppio del calcestruzzo che ingloba alleggerimenti di materiale combustibile.

CENNI SUL COMPORTAMENTO AL FUOCO DEI SOLAI

- La funzione dei solai all'interno di costruzioni in C.A. resistenti al fuoco, è molto importante. I riflessi del loro comportamento al fuoco sono importanti per tutti e tre i requisiti R,E,I, i solai hanno infatti funzione di compartimentazione.
- R (capacità portante) è la capacità di un elemento costruttivo di essere sottoposto all'azione del fuoco su una o più facce per un periodo determinato di tempo, senza alcuna perdita di stabilità strutturale.
- E (tenuta) è la capacità di un elemento separante o di compartimentazione di essere sottoposto all'esposizione termica solo su una faccia, senza trasmissione di fiamme o gas caldi dal lato non esposto al calore.
- I (isolamento) è la capacità di un elemento di essere sottoposto all'azione del fuoco solo su una faccia senza significativo trasferimento di calore dal lato esposto a quello non esposto all'incendio.

SOLAI IN LATERO CEMENTO

- In caso di incendio, i solai in latero-cemento ammettono un comportamento differenziale fra i travetti che tendono a comportarsi come una struttura in C.A. e le pignatte in laterizio. In particolare in queste ultime, a causa della differenza di temperatura fra la faccia a caldo e a freddo, si innesca il problema dello **sfondellamento**.

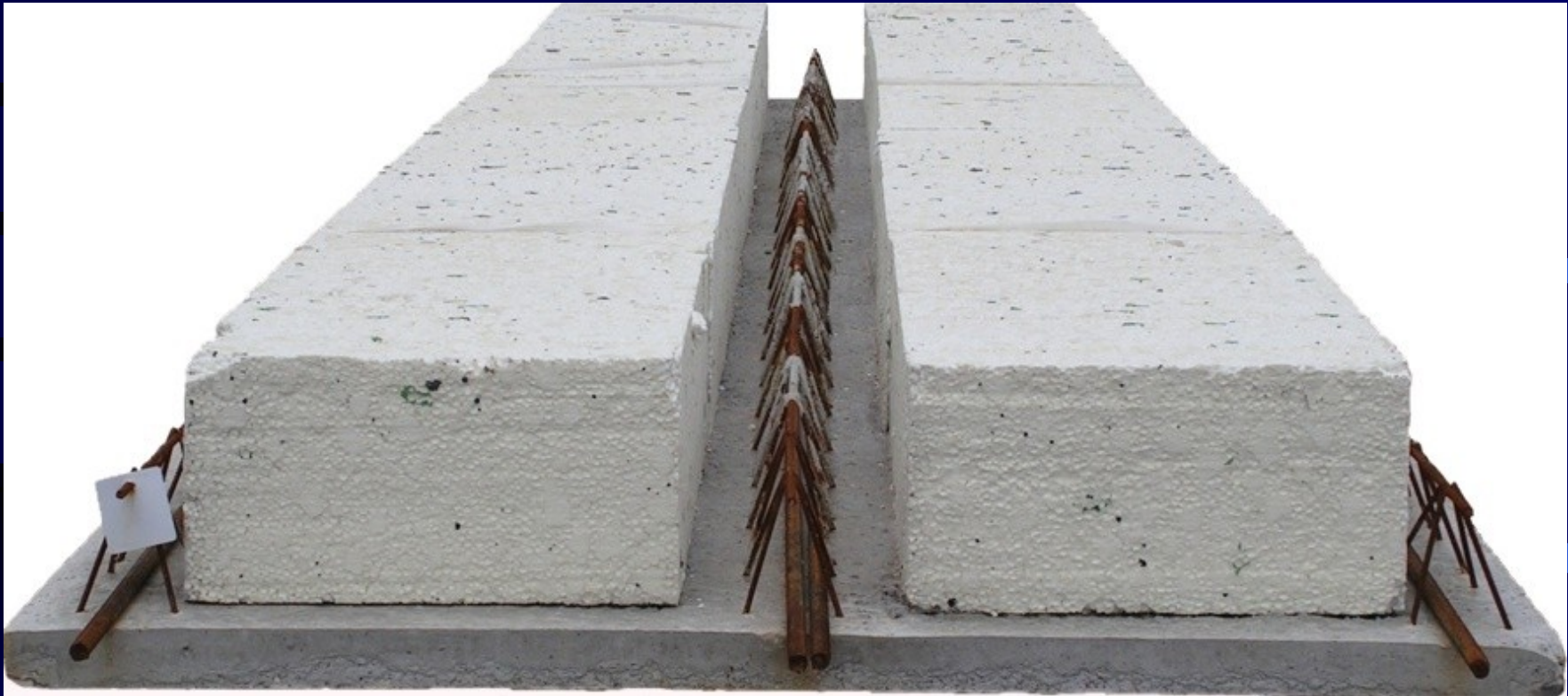






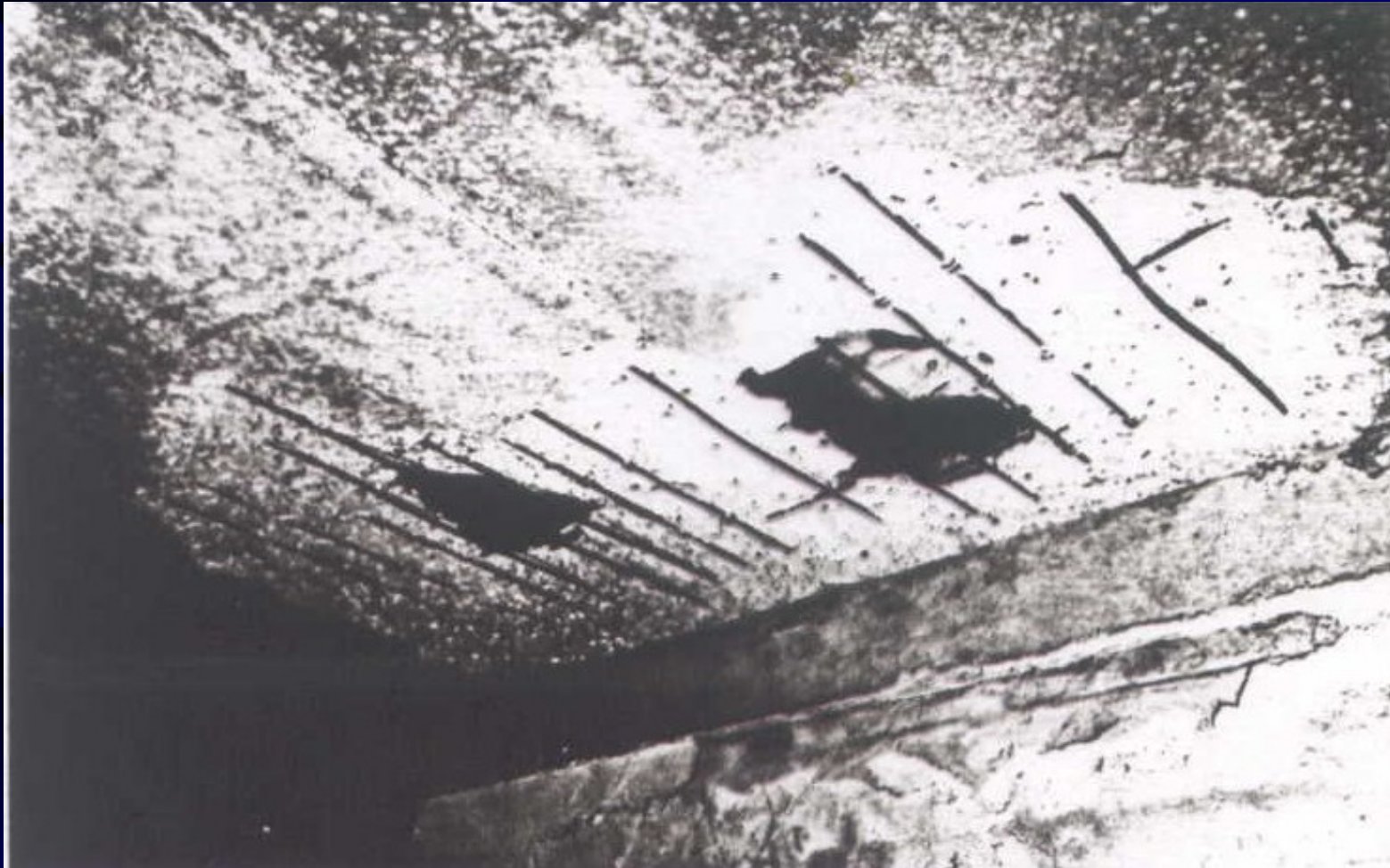
- Lo sfondellamento può causare variazione dei requisiti E, I !!!
- Lo sfondellamento, se non adeguatamente considerato, può causare anche variazioni del requisito R → necessità di applicare intonaco protettivo così come previsto dalla norma !!!!!

SOLAI PREDALLES



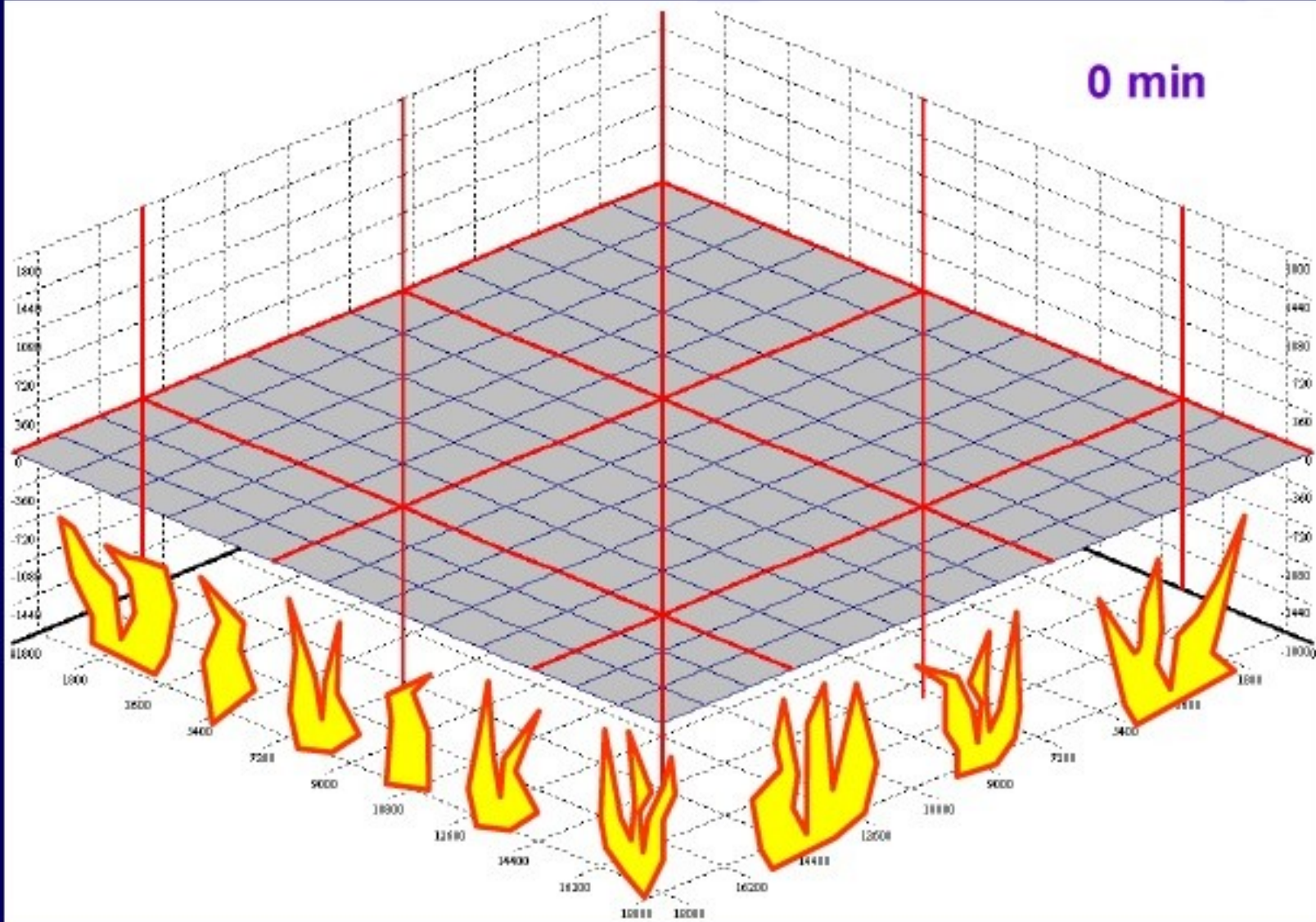
Rispetto ad un solaio in latero-cemento, l'impiego del polistirolo impedisce la dispersione di calore attraverso il solaio, causando forti incrementi di temperatura nella parte inferiore del solaio.

Il polistirolo inoltre fonde, liberando gas e causando forti pressioni interne, che possono sfogarsi con “spalling” esplosivo.

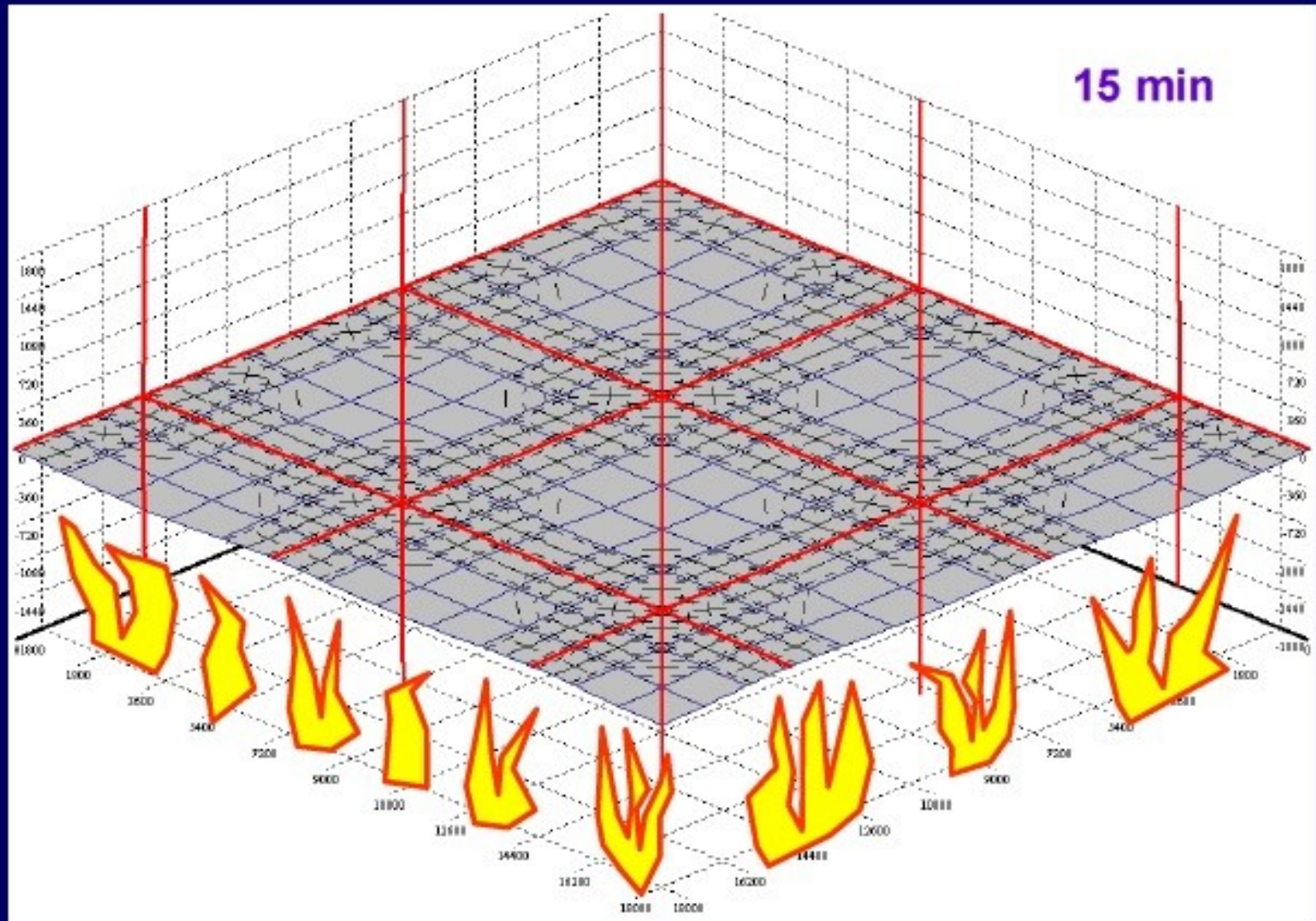


- Esistono oramai in commercio anche predalles con resistenza al fuoco, con fondello in C.A. di spessore pari a 6 – 6,5 cm anziché 4 (circa = + 50 Kg/mq di peso strutturale!!!!)

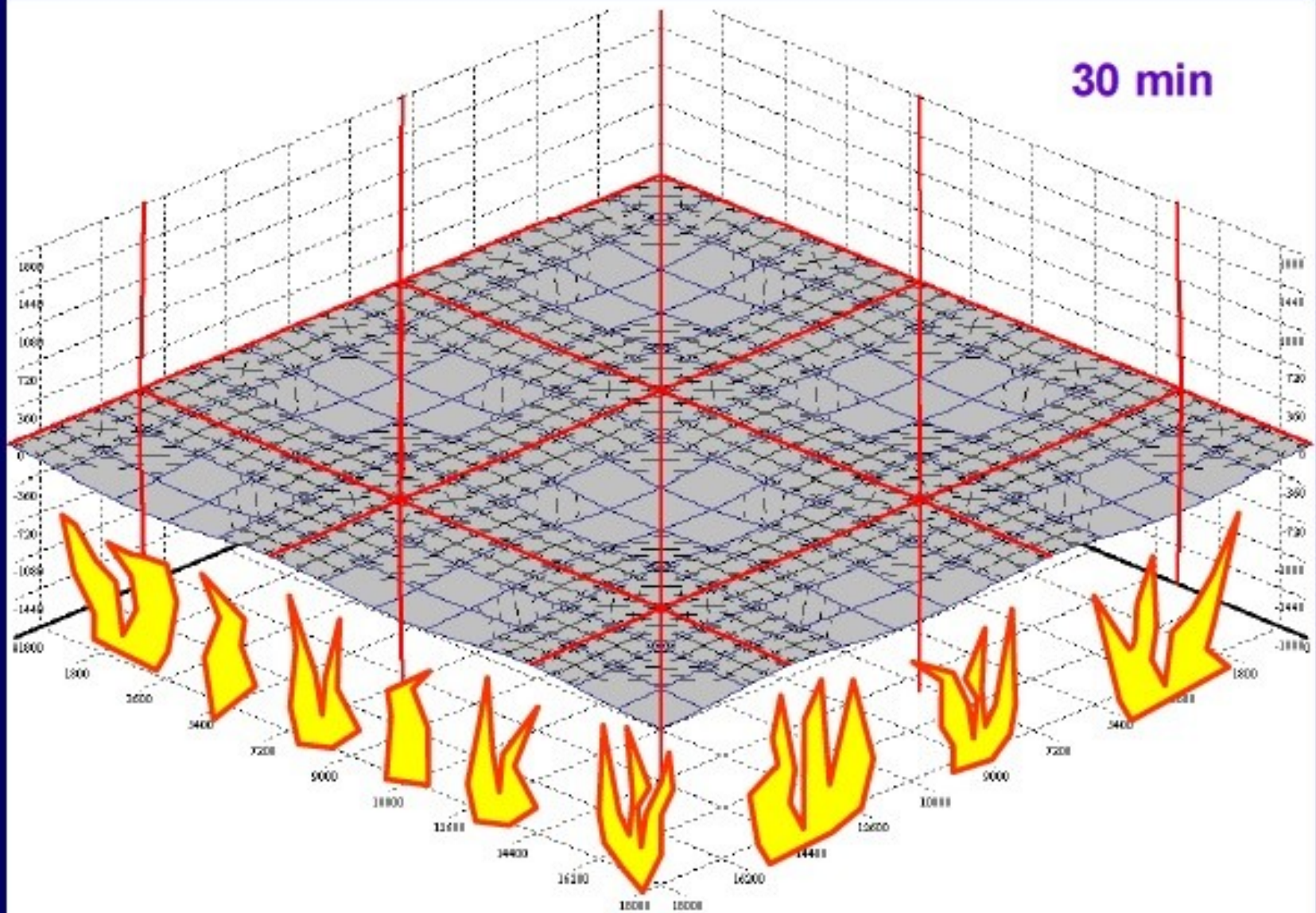
0 min



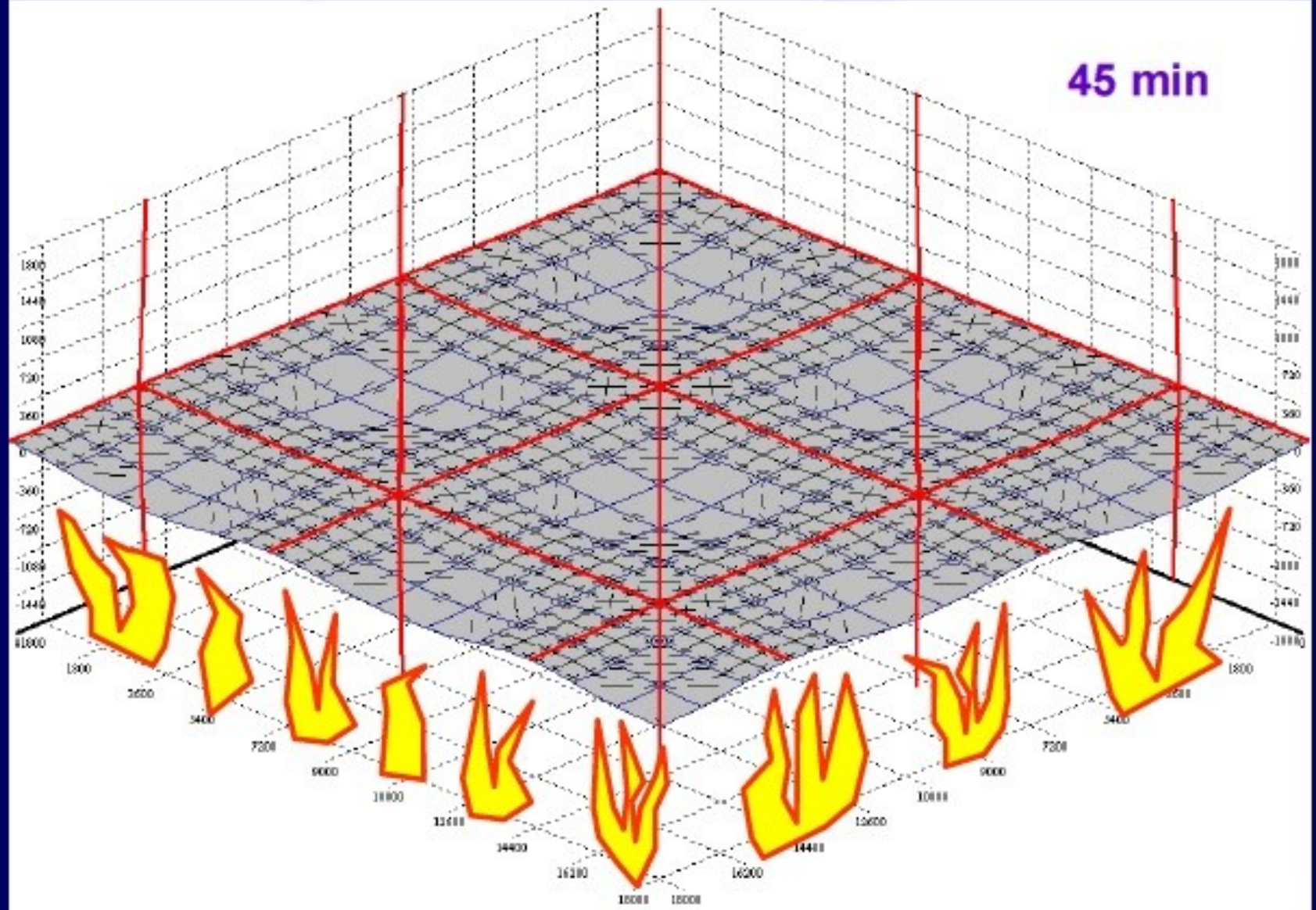
Le solette interamente in c.a. mostrano un ottimo comportamento se sottoposte all'azione del fuoco. Naturalmente la decisione sul loro utilizzo deve essere di tipo generale, pensando anche che sono molto più pesanti!!!! Requisiti sismici !!!.



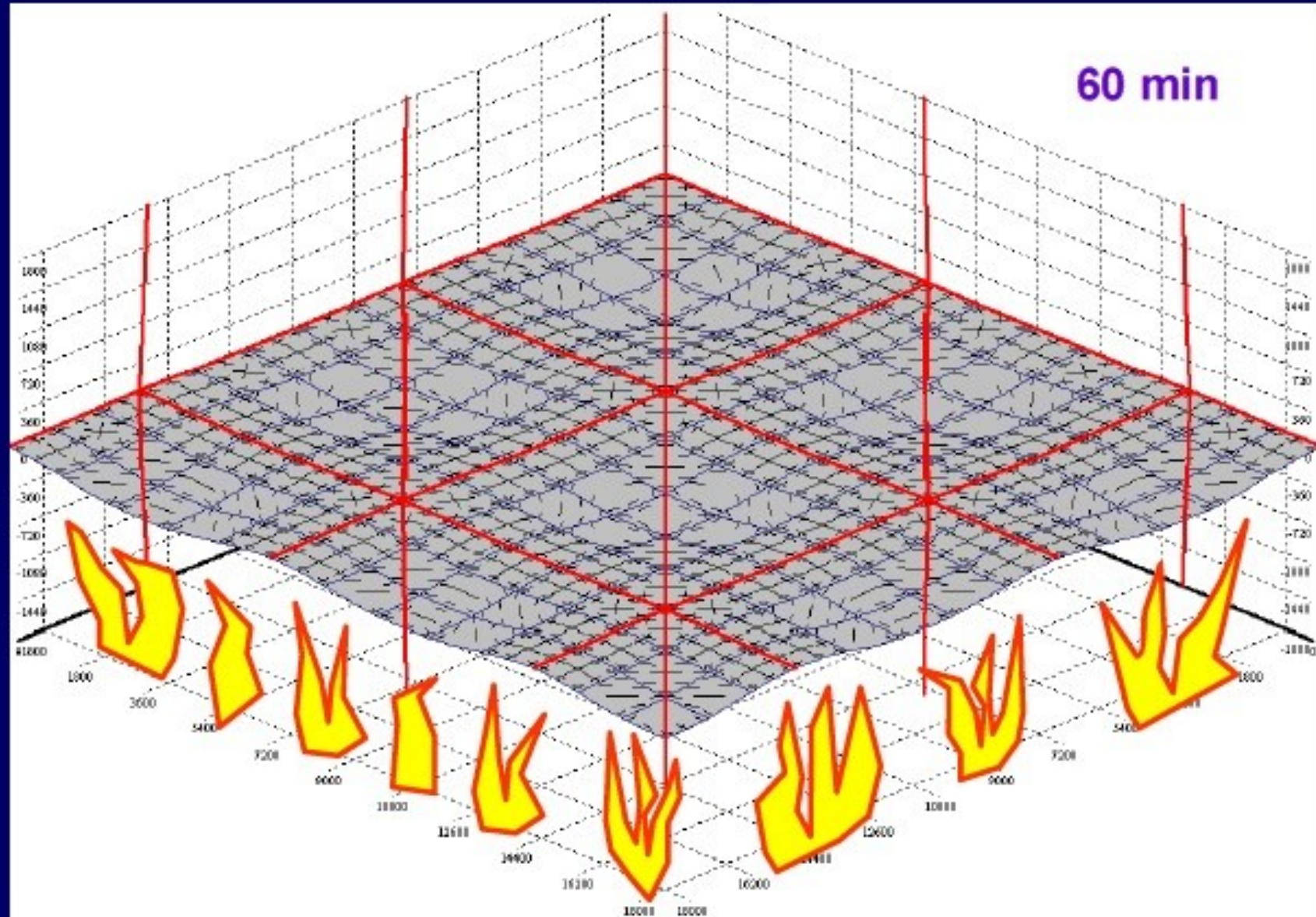
30 min



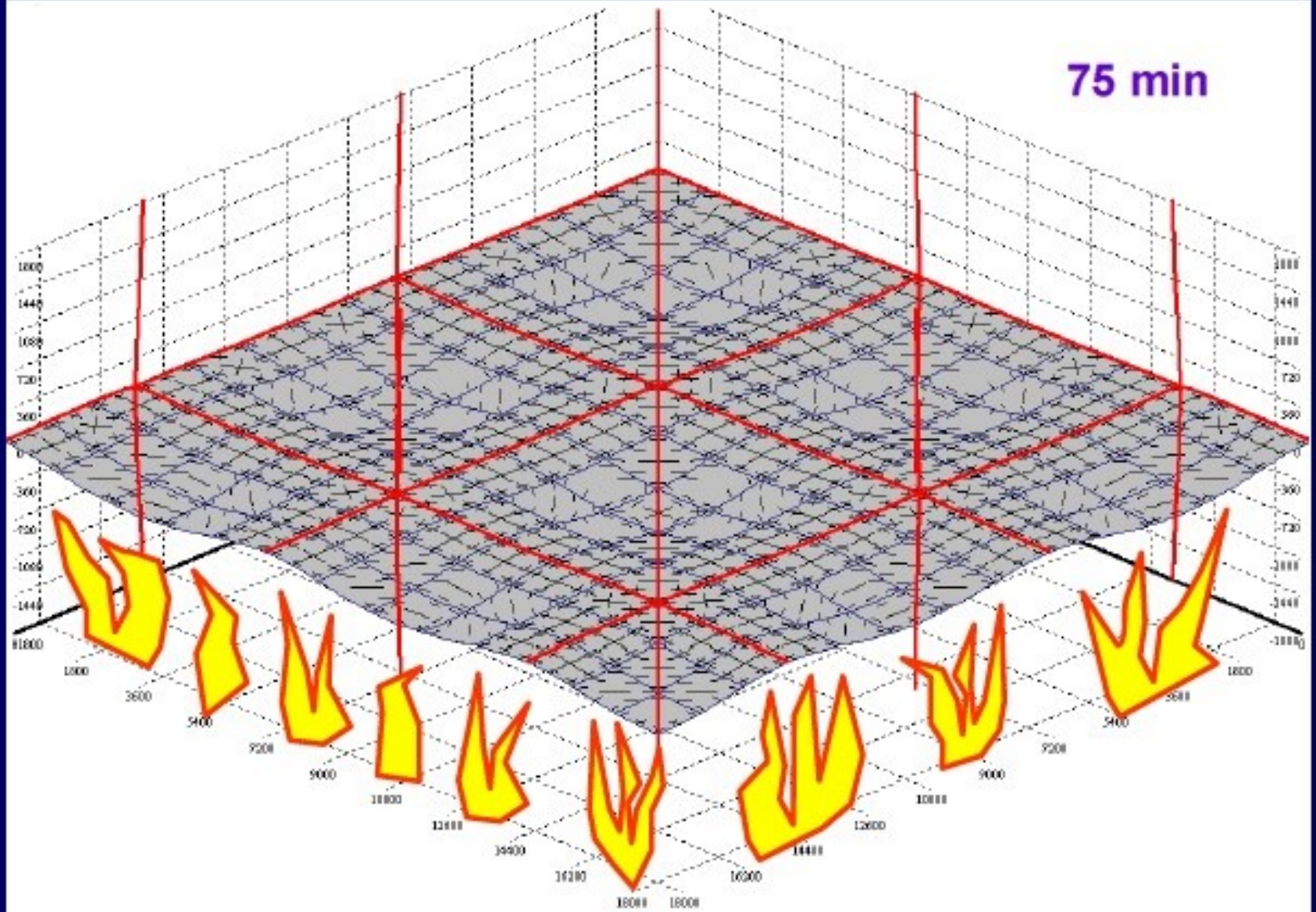
45 min



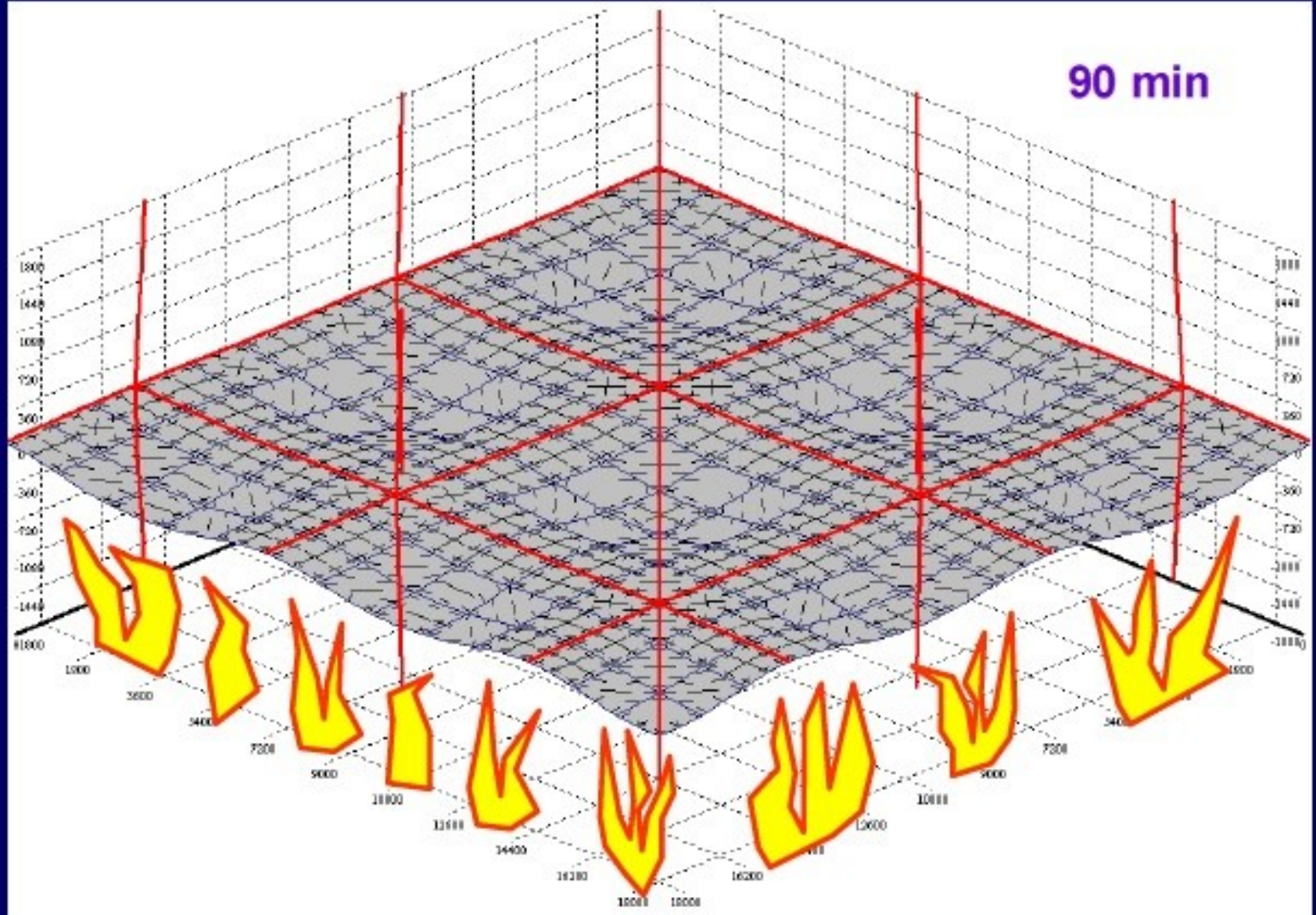
60 min



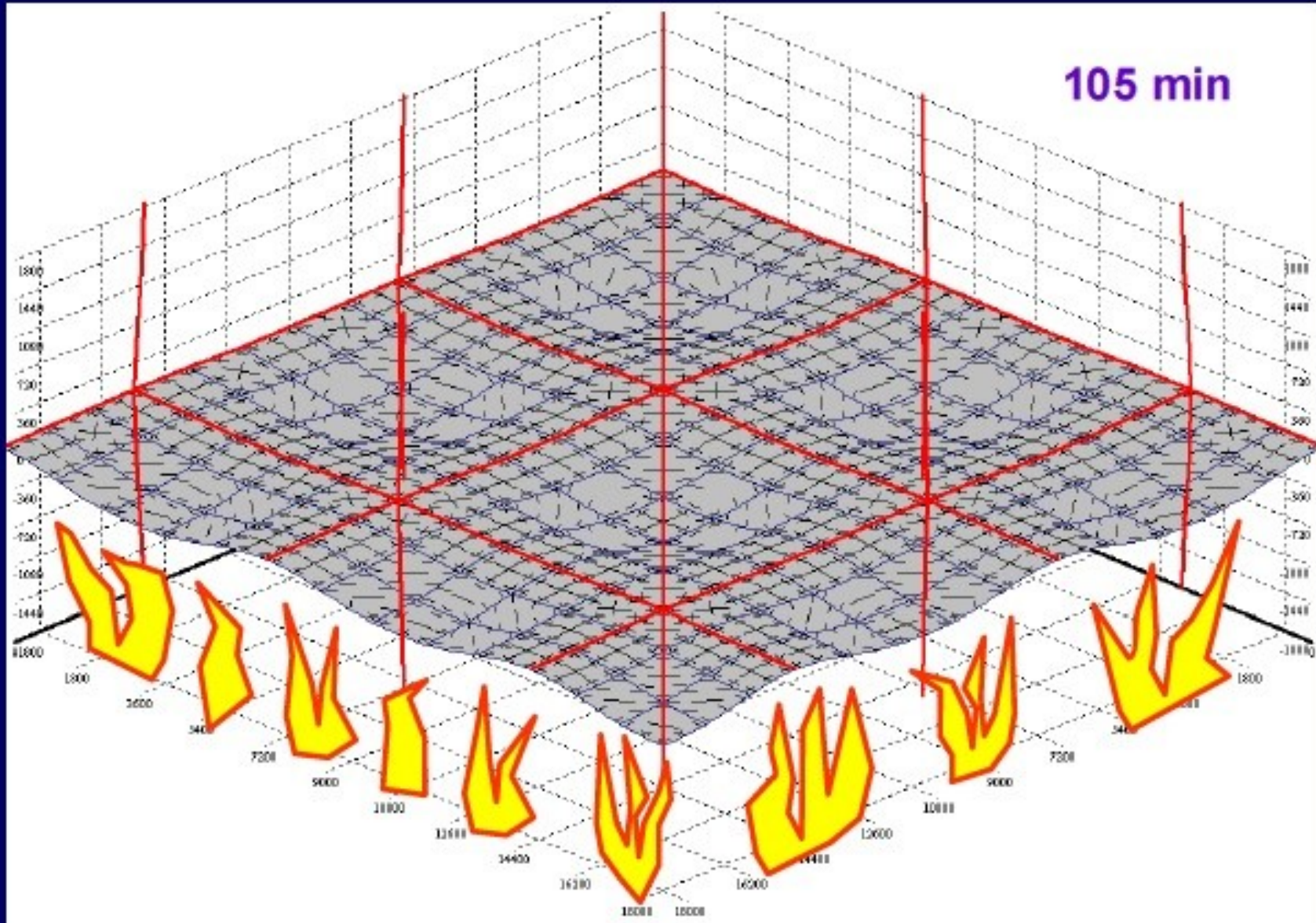
75 min



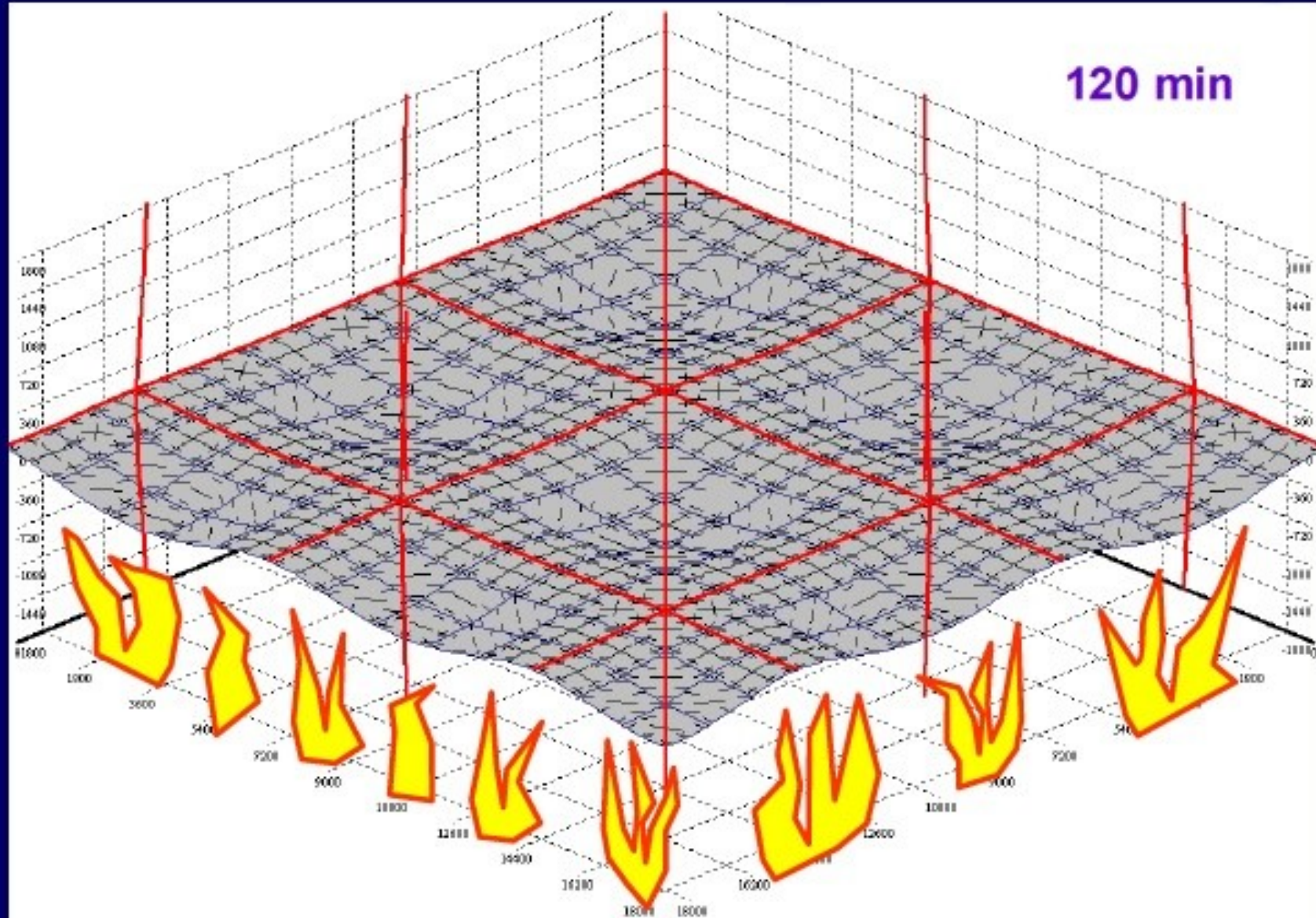
90 min



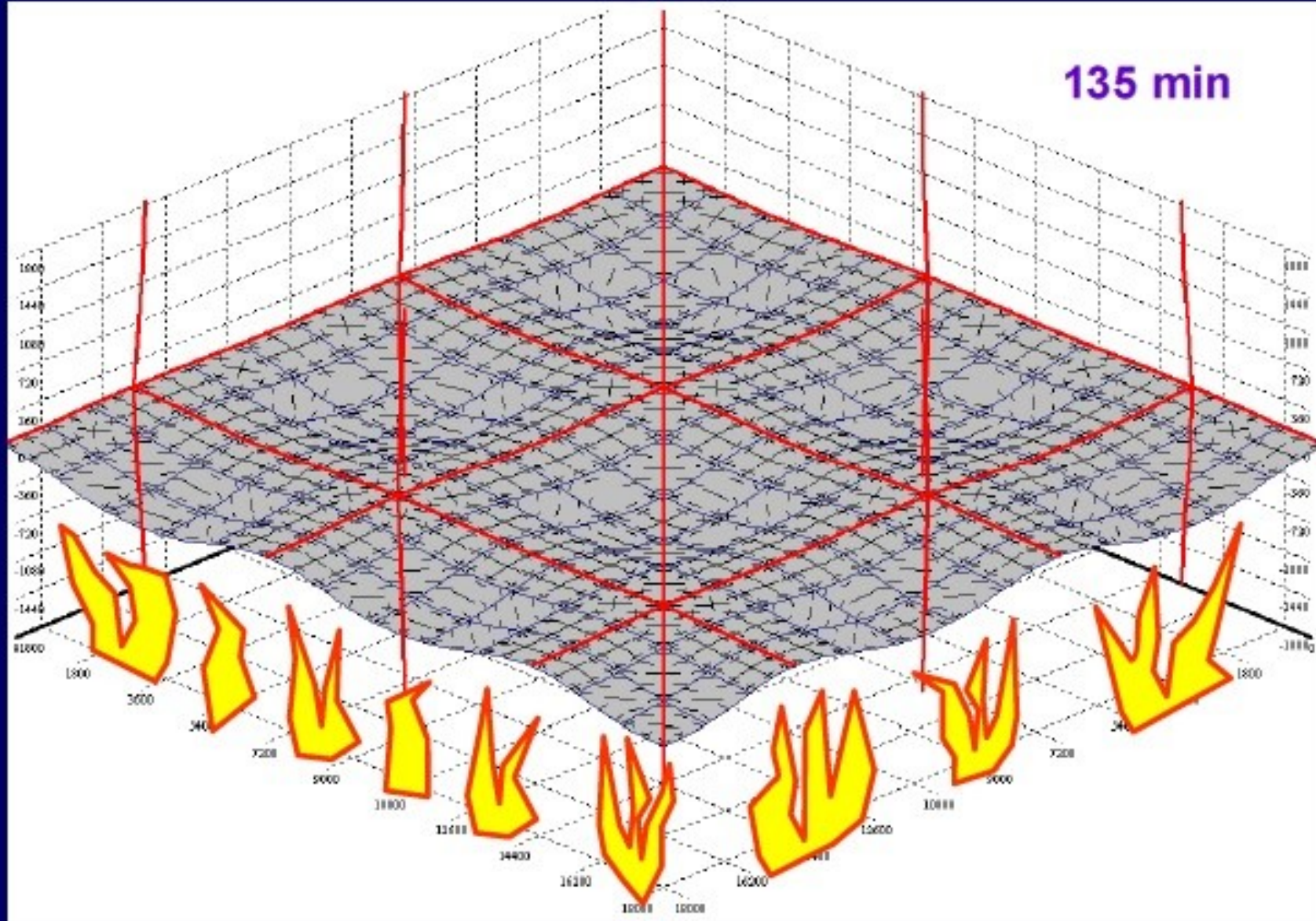
105 min

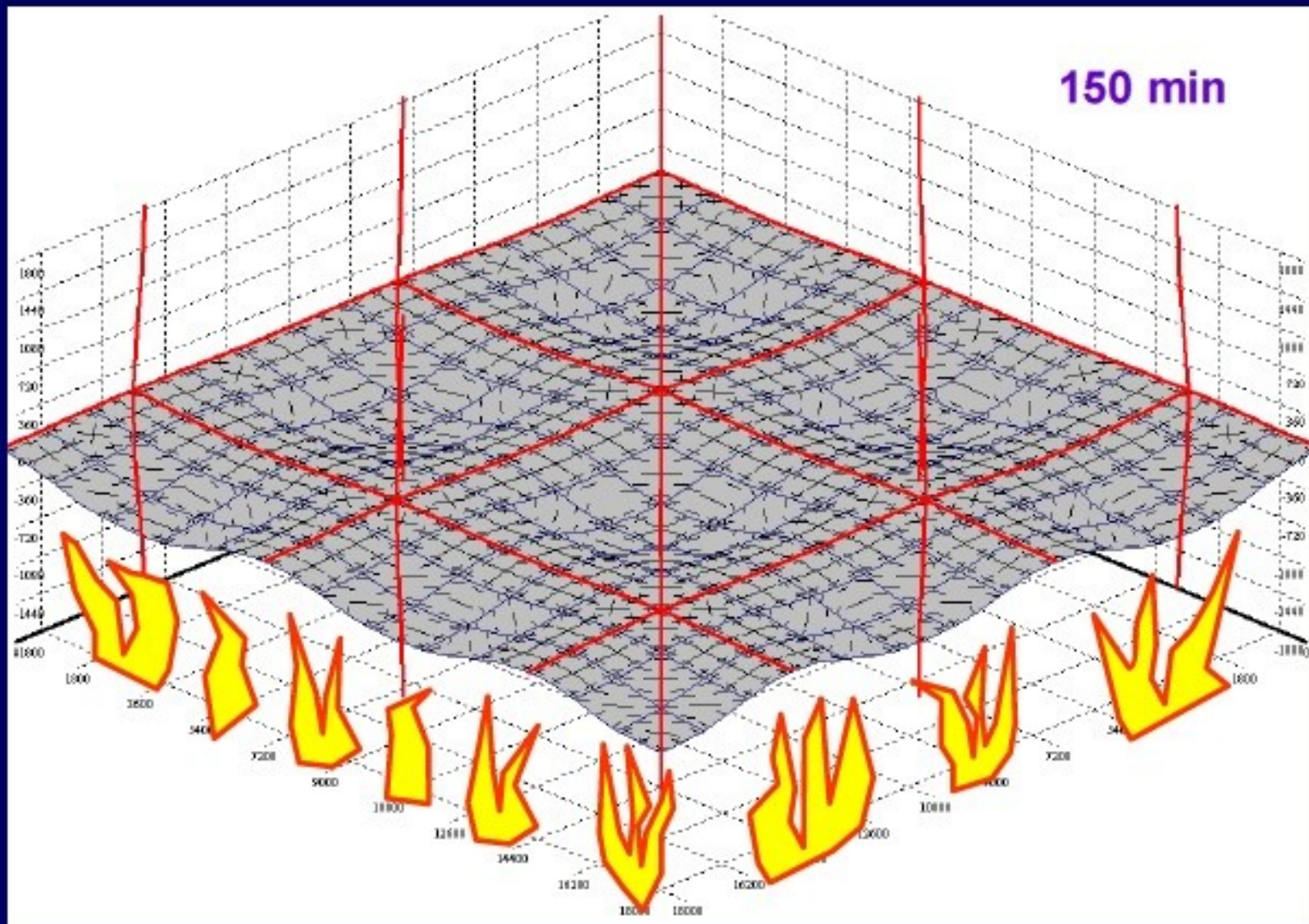


120 min



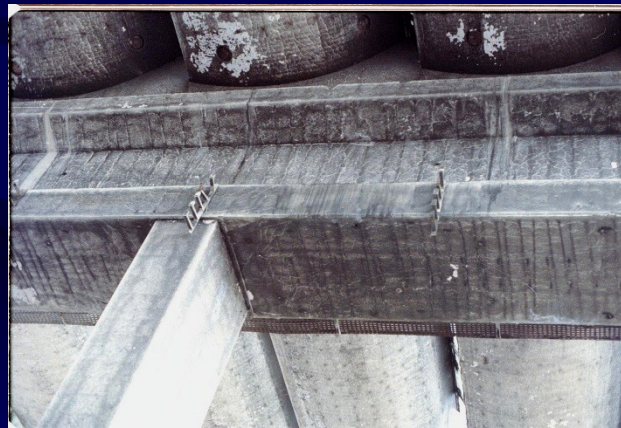
135 min





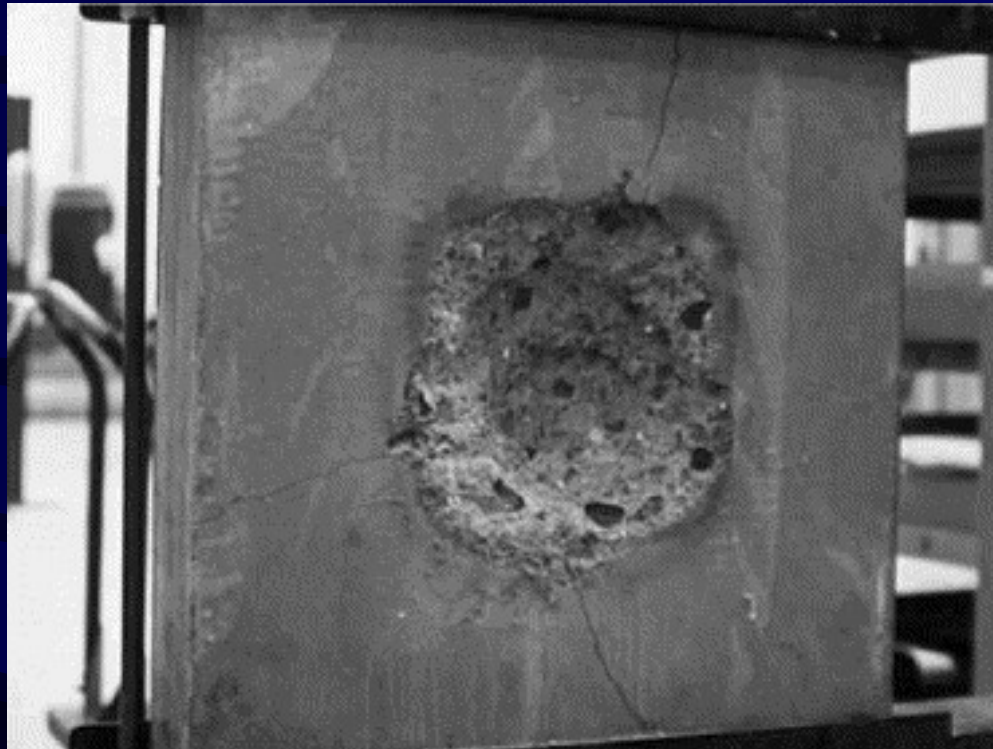
N.B. Il reale comportamento della soletta in c.a. è quello di una membrana. Non si interpreta bene con i modelli delle travi e delle piastre spesse !!!!

STRUTTURE IN C.A. PREFABBRICATO NORMALE E/O PRECOMPRESSO SOTTOPOSTE AD INCENDIO



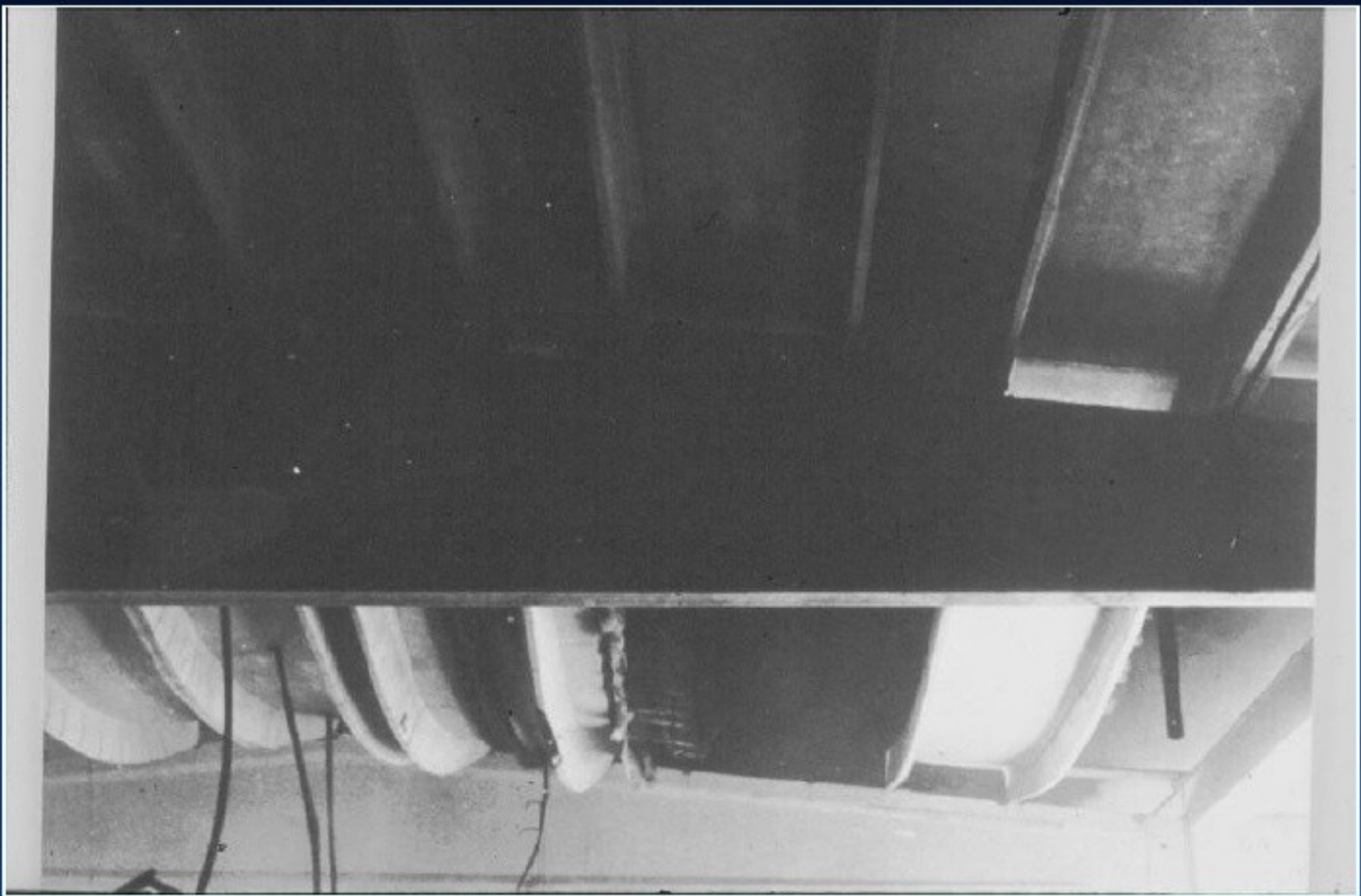


Molto spesso i prefabbricati mostrano fenomeni di 'spalling' molto pronunciati, soprattutto in corrispondenza delle anime, a causa dei ridotti spessori.

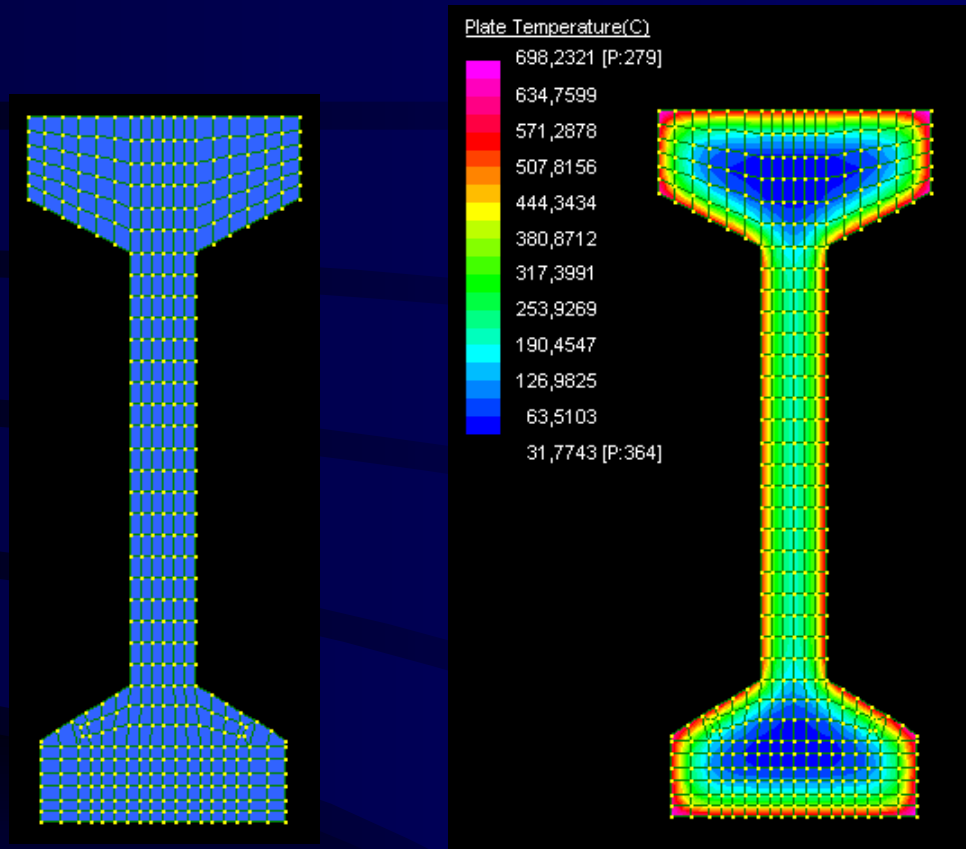


- Sempre per i ridotti spessori, il danno in tali elementi è quantitativamente più importante che in analoghi in C.A., tanto che questi in genere, vanno in crisi per elevata deformazione e non per resistenza.



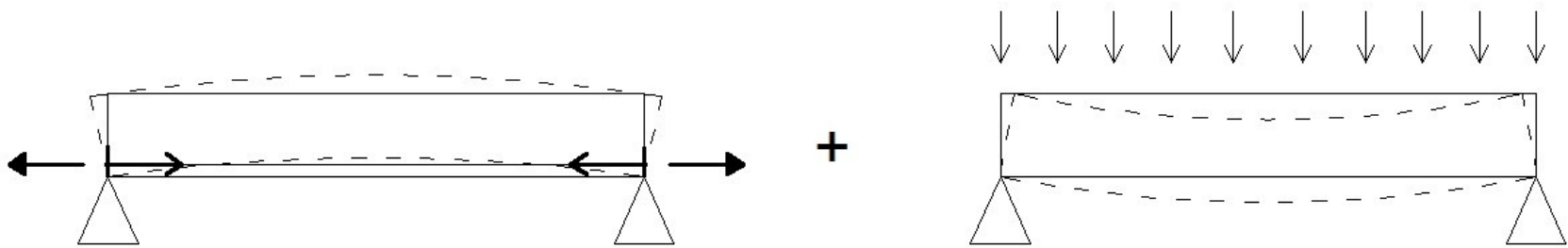


Anche per gli elementi in precompresso, si procede attraverso analisi termica della sezione etc, etc...

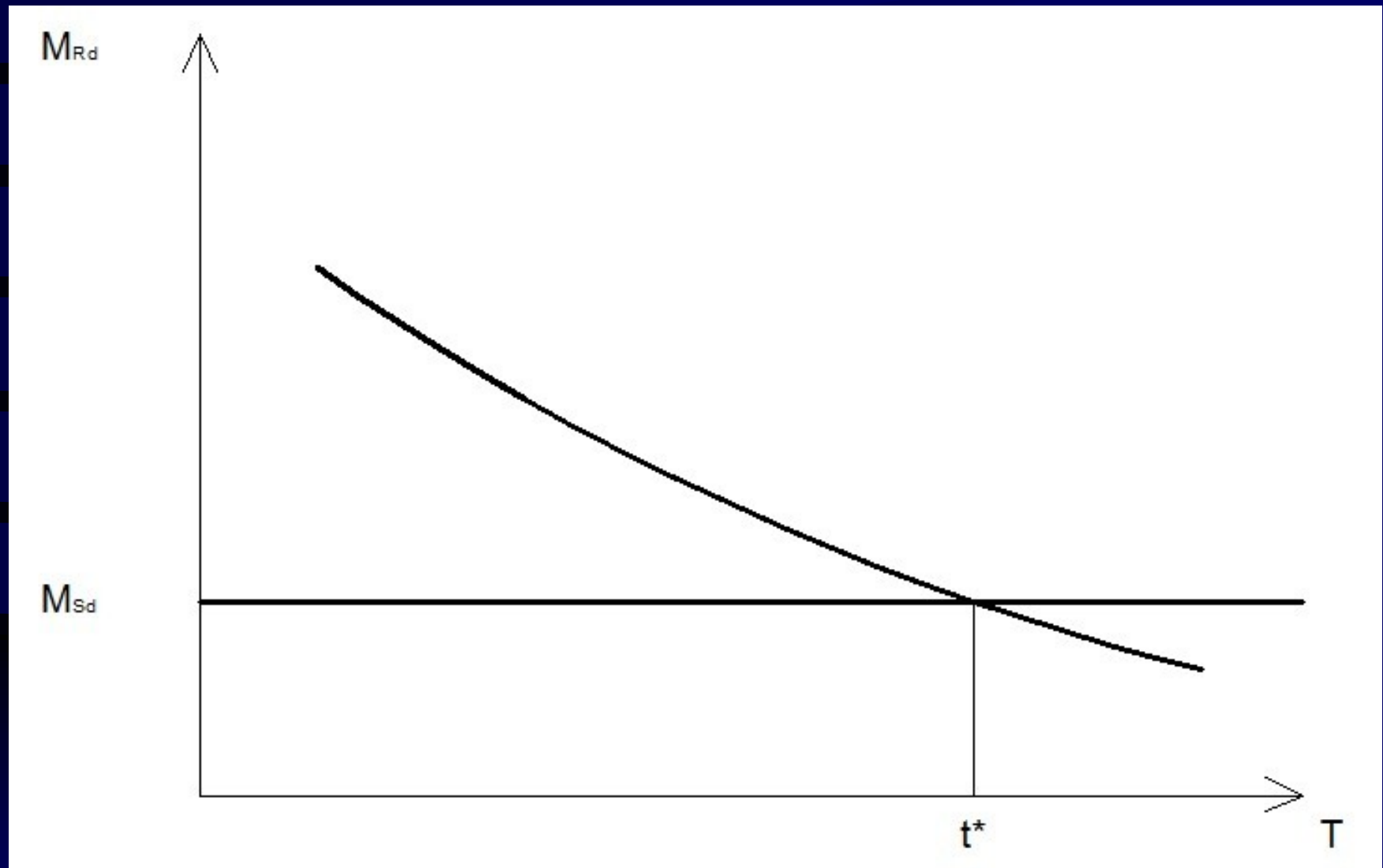


Analisi termica della sezione

- Un aspetto molto importante da considerare, cui sono dovuti gli effetti precedenti, è che riducendosi la tensione limite nell'acciaio, per una certa temperatura, possono 'perdersi' dei trefoli, e quindi parte della precompressione indotta inizialmente.
- Ricordo gli effetti della precompressione su una trave in C.A.



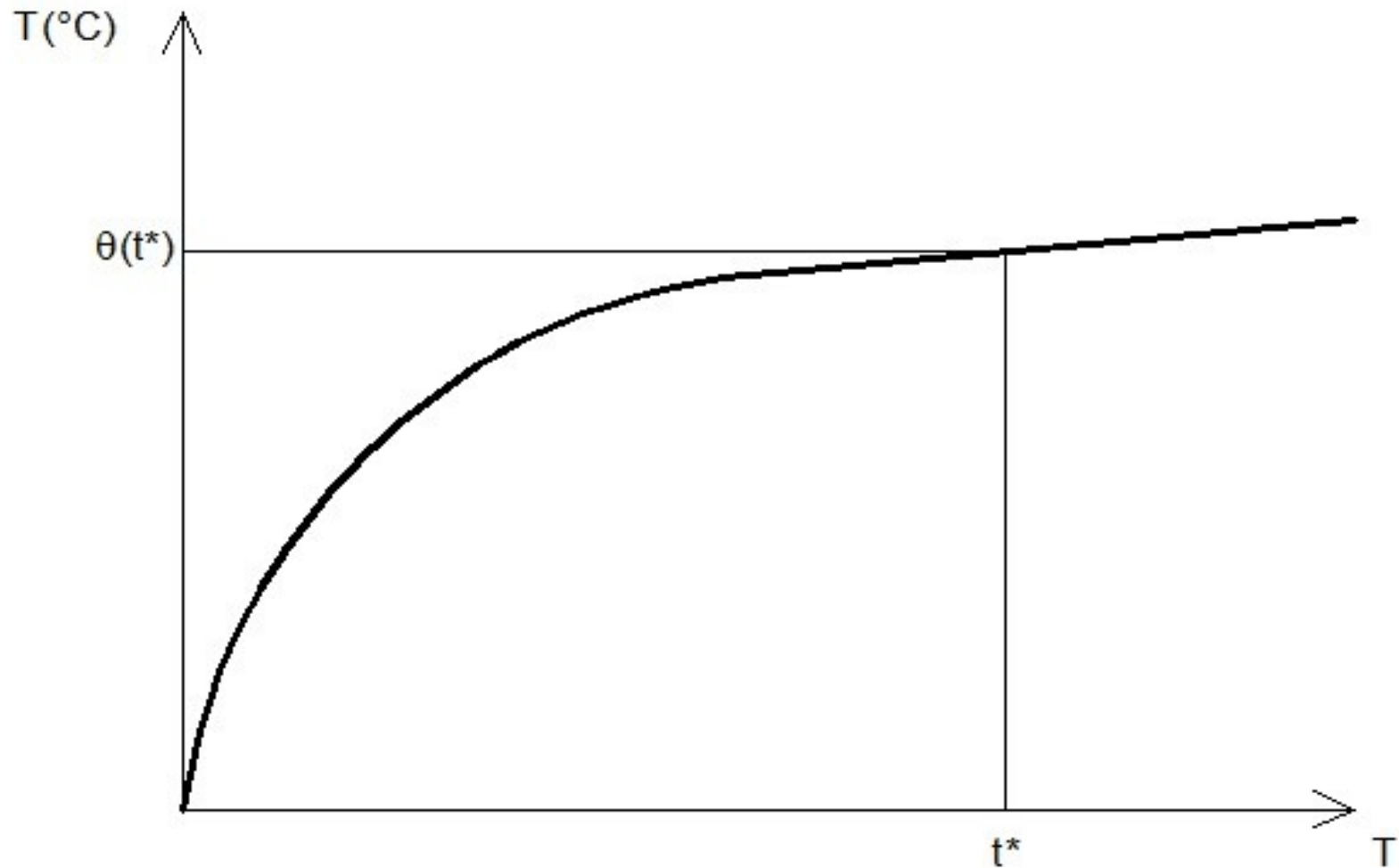
VERIFICA TRAVE IN TERMINI DI TEMPO E TEMPERATURA



Determinato sul grafico il tempo t^* per cui $M_{Rd,fi} = M_{Sd,fi}$, tale tempo coincide con la massima esposizione cui può essere sottoposta la trave.

Volendo riportare la verifica in termini di temperatura critica, basta riferirsi alla curva d'incendio adottata per la verifica.

Attenzione, questa è la temperatura critica dell'elemento strutturale non dell'acciaio!!!!



ALCUNI ESEMPI DI STRUTTURE IN C.A. SOTTOPOSTE AD INCENDI REALI

CONDOMINIO IN ROMA





L'incendio che si è verificato nei locali del piano seminterrato e parte dei locali al piano terra è stato di vaste proporzioni

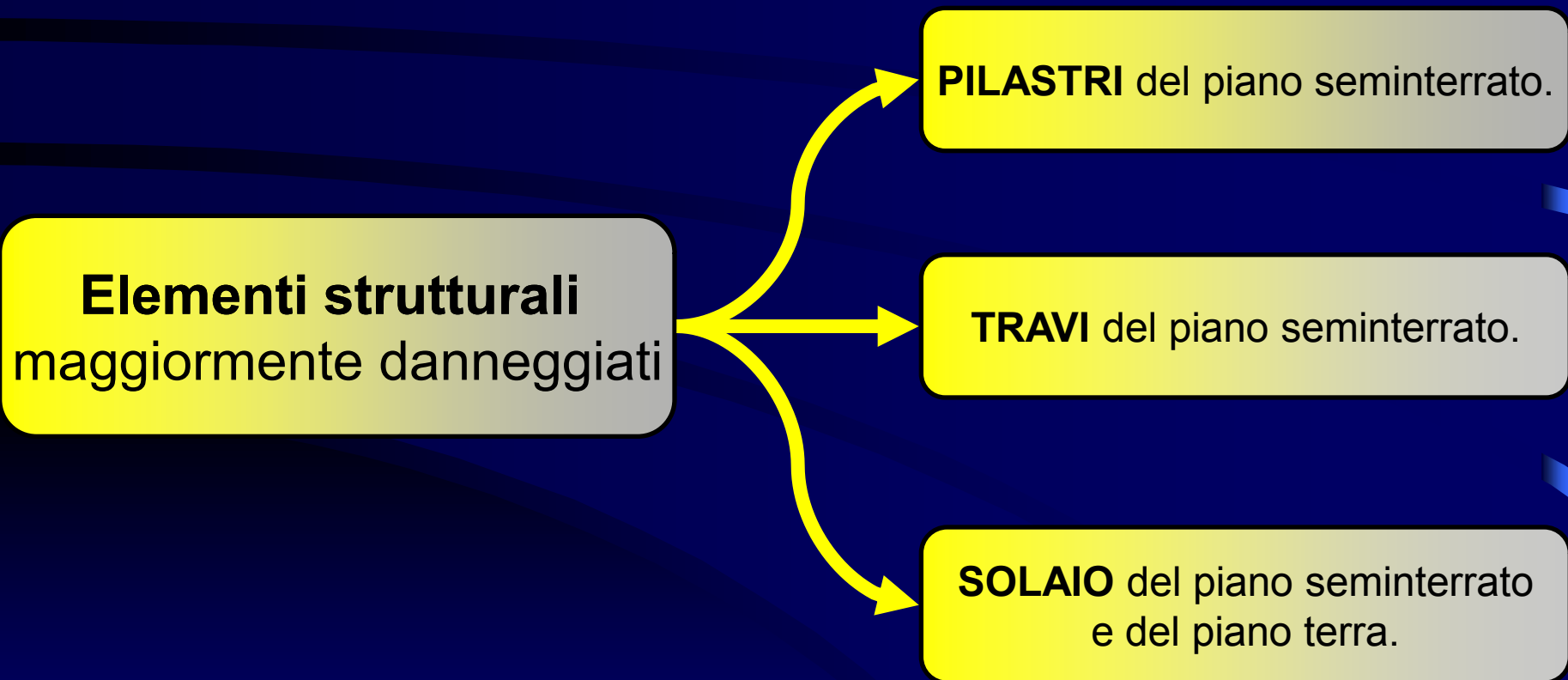


INCENDIO REALE VERIFICATOSI NELL'EDIFICIO



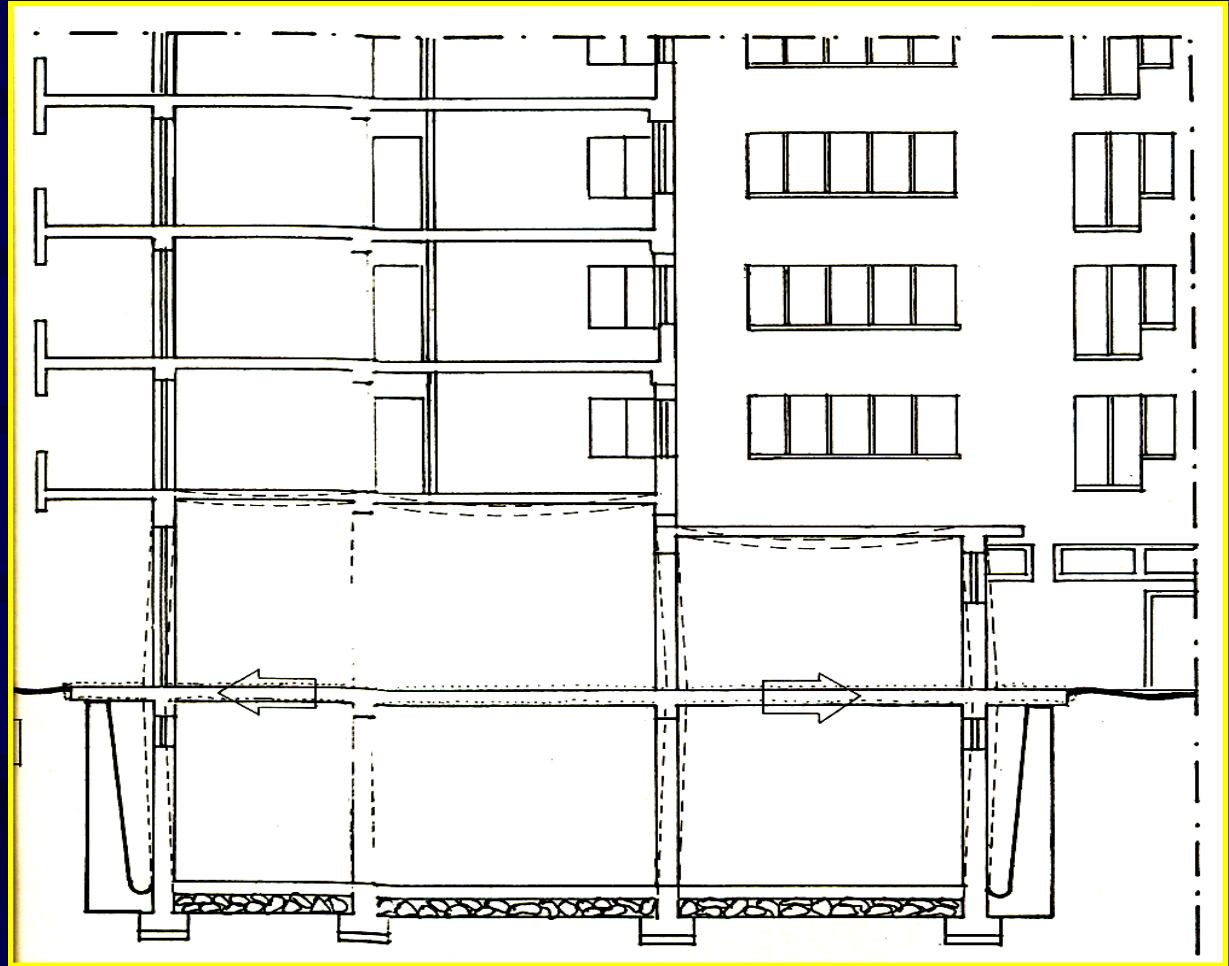
ELEMENTI STRUTTURALI DANNEGGIATI

L'incendio ha prodotto un notevole innalzamento della temperatura nelle strutture del piano seminterrato e del piano terra.



ELEMENTI STRUTTURALI DANNEGGIATI

Il notevole aumento della temperatura del primo impalcato, lambito inferiormente dalle fiamme, ne ha prodotto una elevata dilatazione che conseguentemente ha causato la rottura di quasi tutti i pilastri del piano seminterrato che sono stati soggetti ad elevatissimi sforzi di taglio trasversali.





PILASTRI

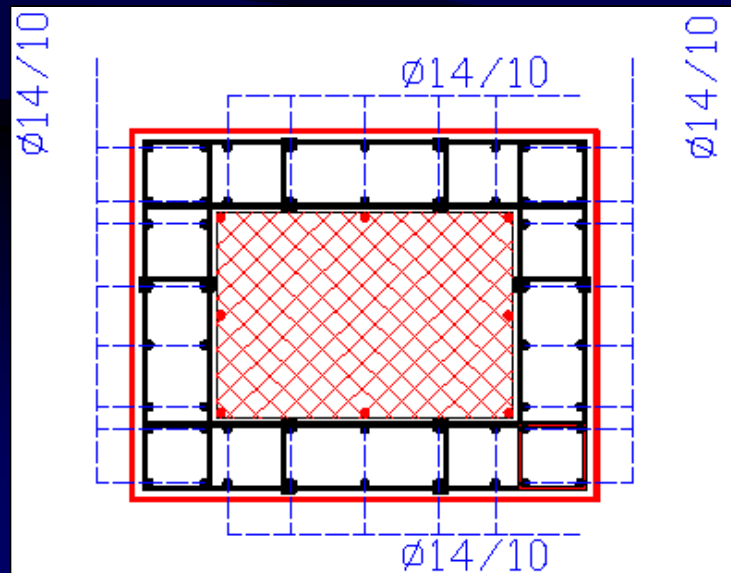
ELEMENTI STRUTTURALI DANNEGGIATI

- In effetti, nel calcestruzzo di tutte le strutture del piano seminterrato sono state evidenziate lesioni trasversali, distacchi superficiali, sgretolamenti e sfaldamenti superficiali, tutti **danni** attribuibili alla prolungata esposizione del materiale ad elevate temperature.
- Per quanto riguarda le armature in acciaio è stato riscontrato che, specialmente per effetto dell'espulsione del copriferro (**spalling**), le barre sono state esposte direttamente all'azione del calore, si sono avute deformazioni plastiche, perdite di aderenza e snervamenti localizzati, e in alcuni casi (come mostrato in figura), si è arrivati alla rottura trasversale della barre.



RISANAMENTO STATICO DEI PILASTRI

- Per i pilastri maggiormente danneggiati si è provveduto ad una loro sostanziale ristrutturazione mediante una incamiciatura in cemento armato con caratteristiche dimensionali tale da assicurare il ripristino della capacità originaria di resistenza.



TRAVI

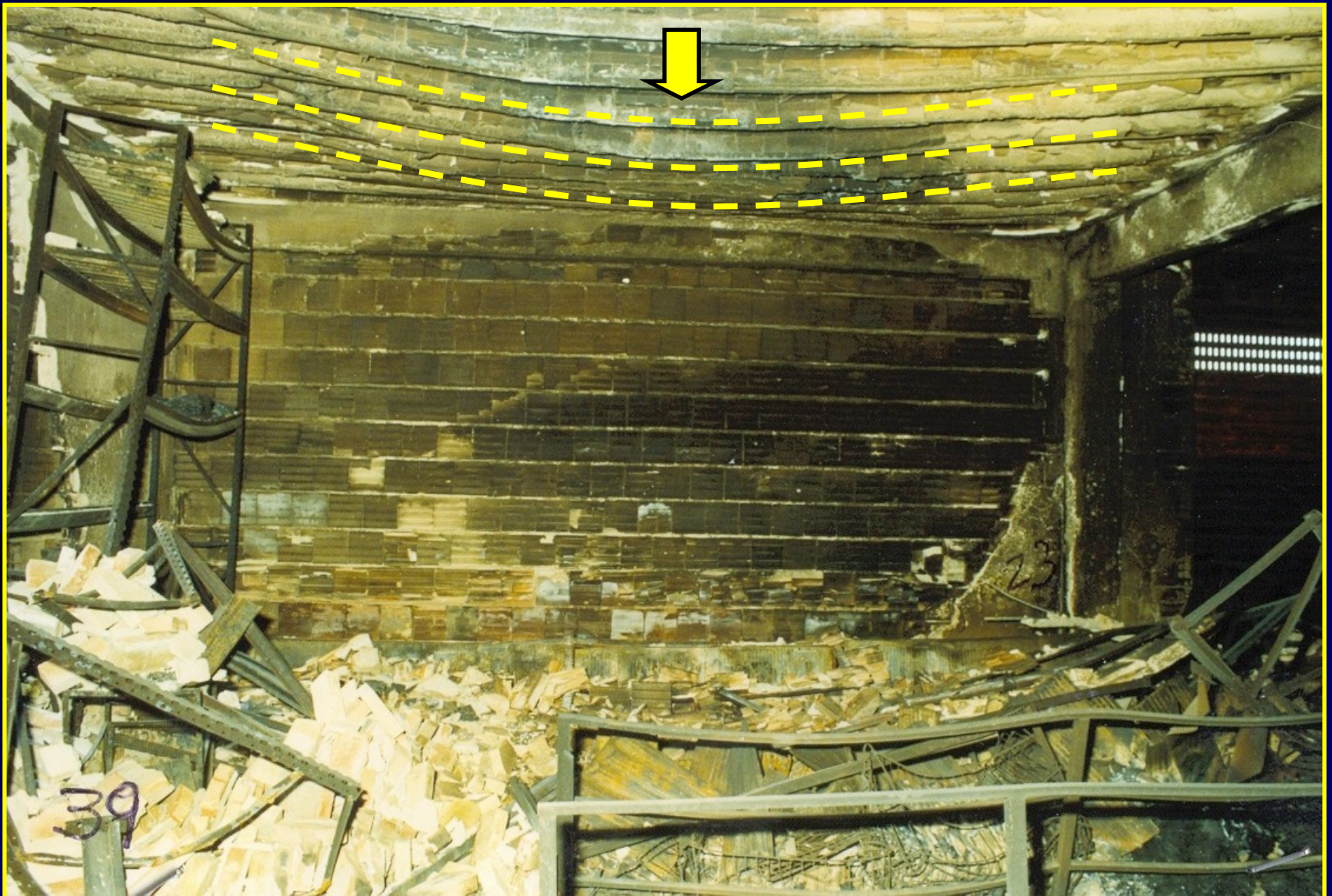








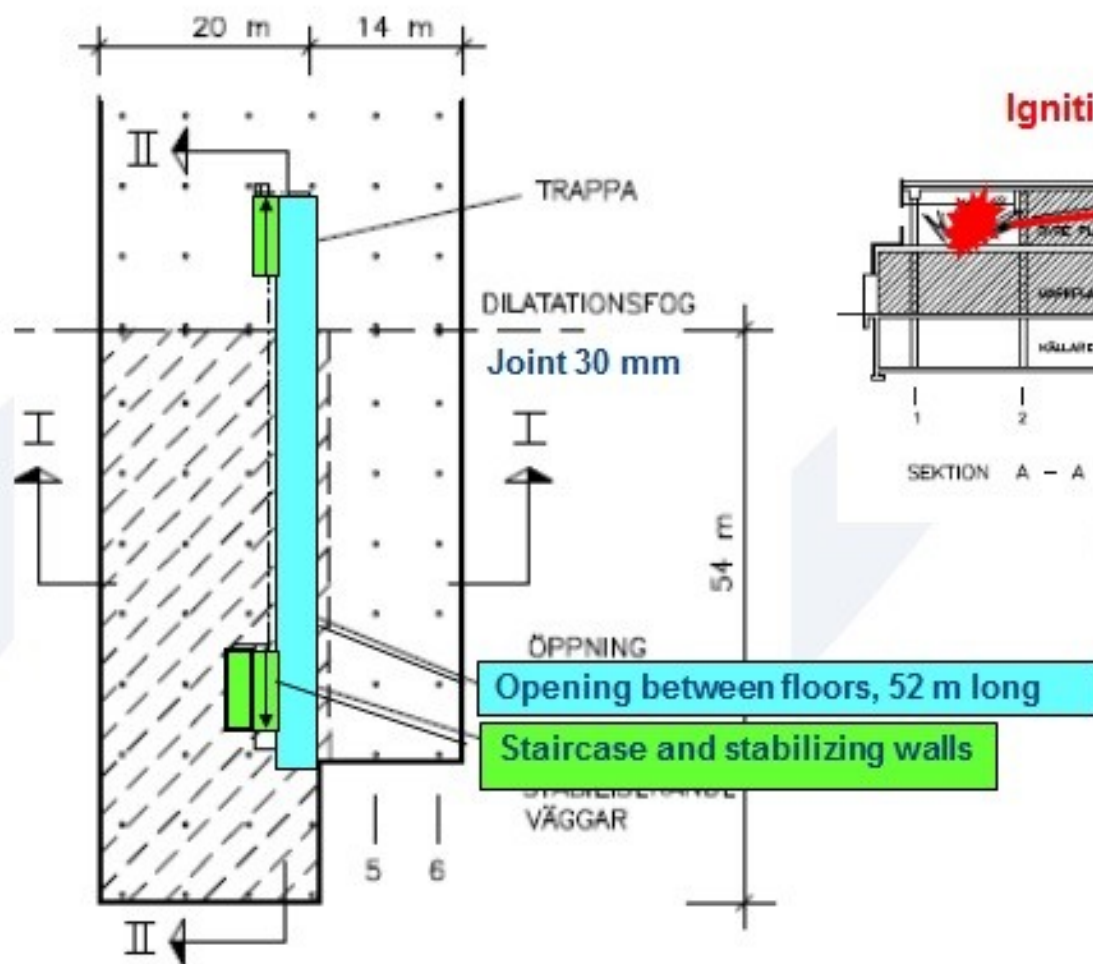
SOLAI



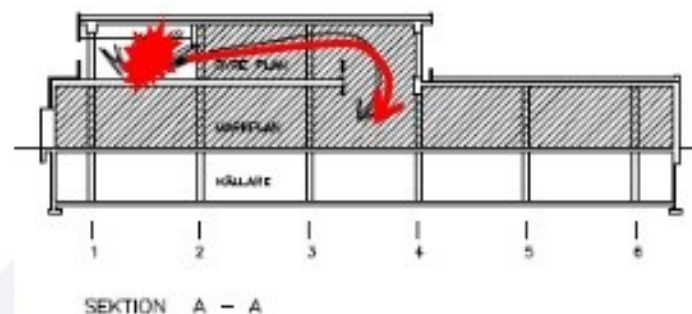


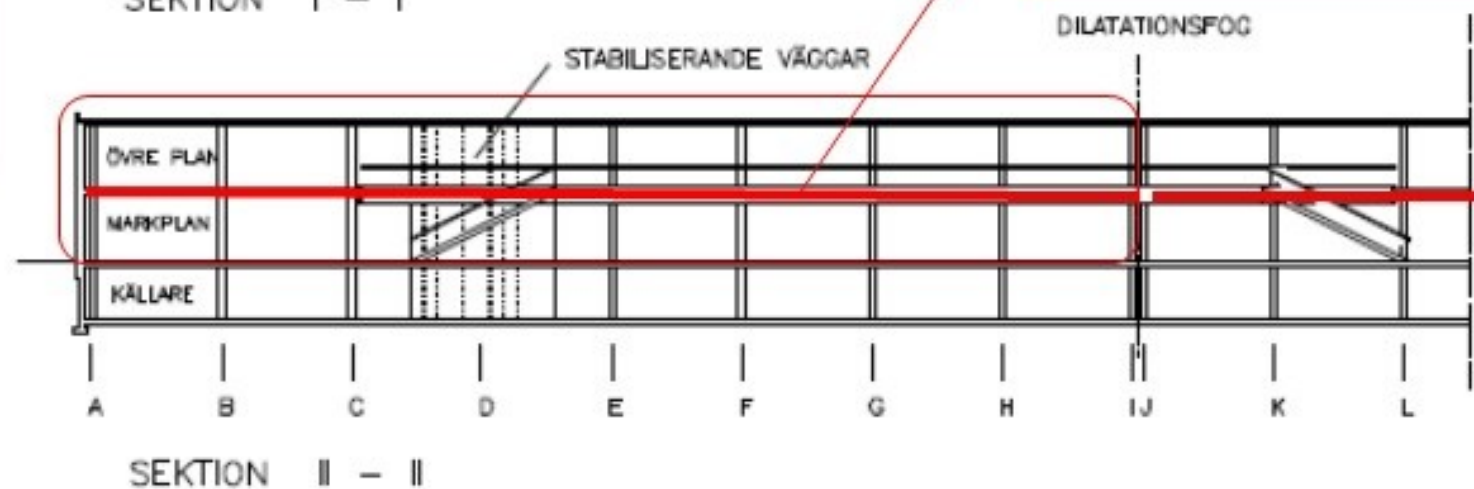
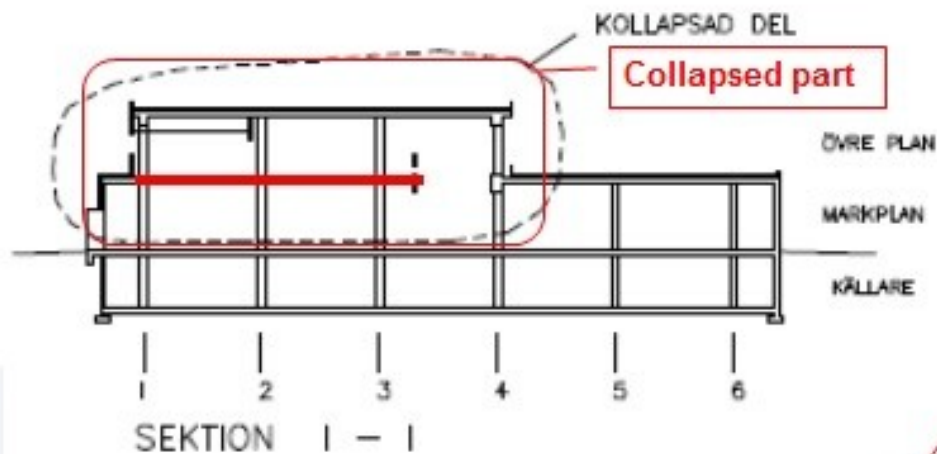
Library collapse in Linköping in Sweden 1996
concrete structure designed for 60 minutes collapsed 47 minutes
after fire alarm and 30 minutes after flash-over in heavy fire



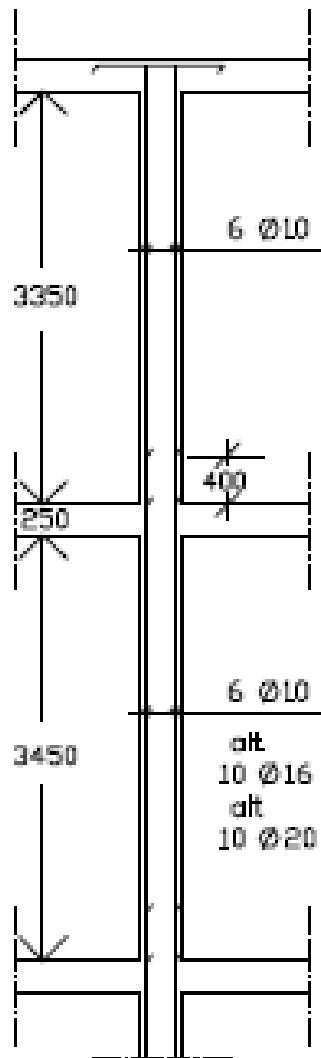


Ignition and fire spread



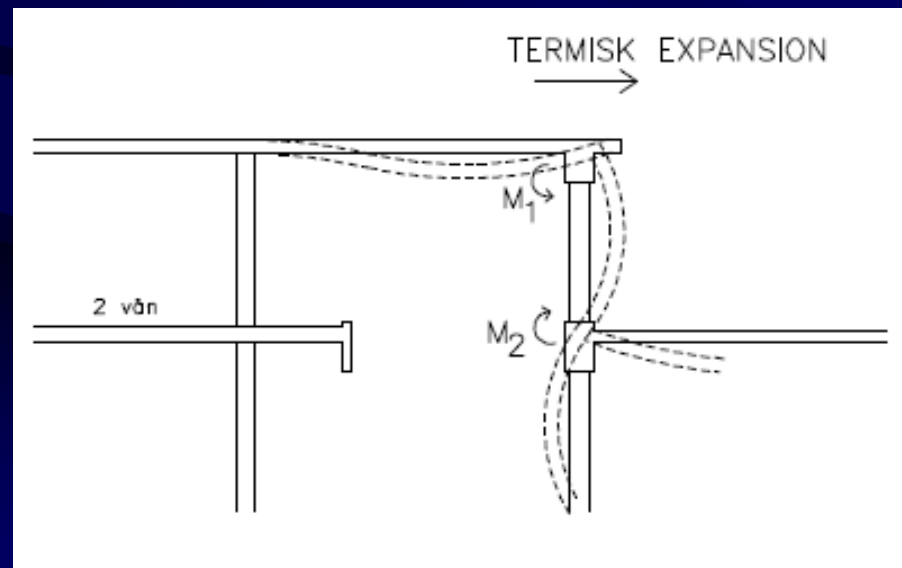


Cast in situ flat slab 250 mm with columns Ø 350 mm



This collapse was result of several reasons:

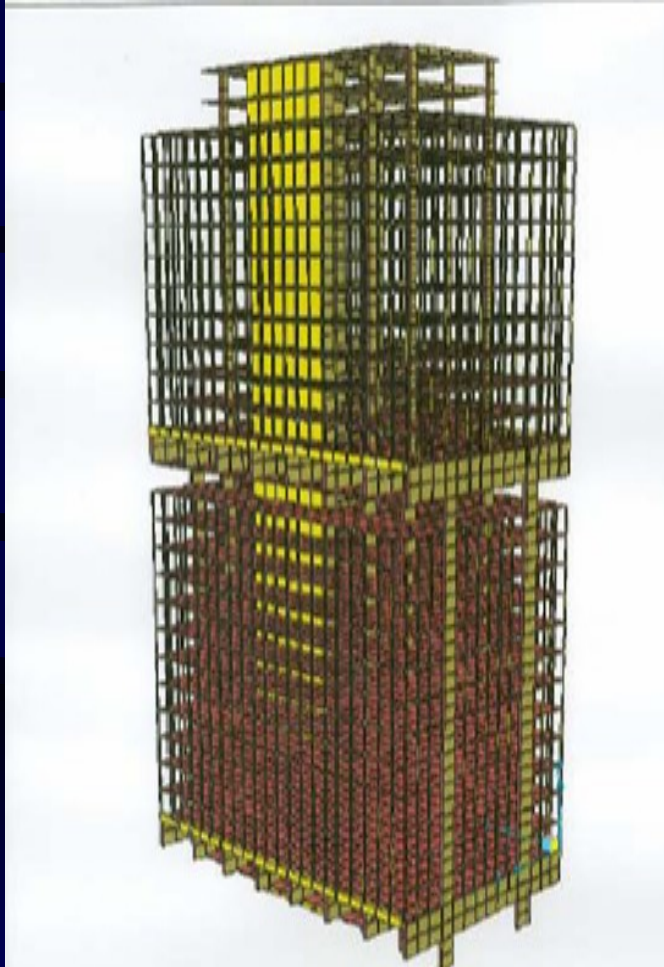
- The slab was exposed to fire on both sides – higher temperature and only small thermal deflection
- Too few expansion joints – 54 m long slab
- Too few stabilizing walls
- High fire load: library, wooden suspended ceiling
- Sensitive structural systems



Madrid Windsor Tower fire in February 2005



- fire started on 21st storey of 29-storey office building in Madrid's financial district
- the building was being refurbished, including fireproofing steel perimeter columns and new external escape stairs
- 22 office floors were in use

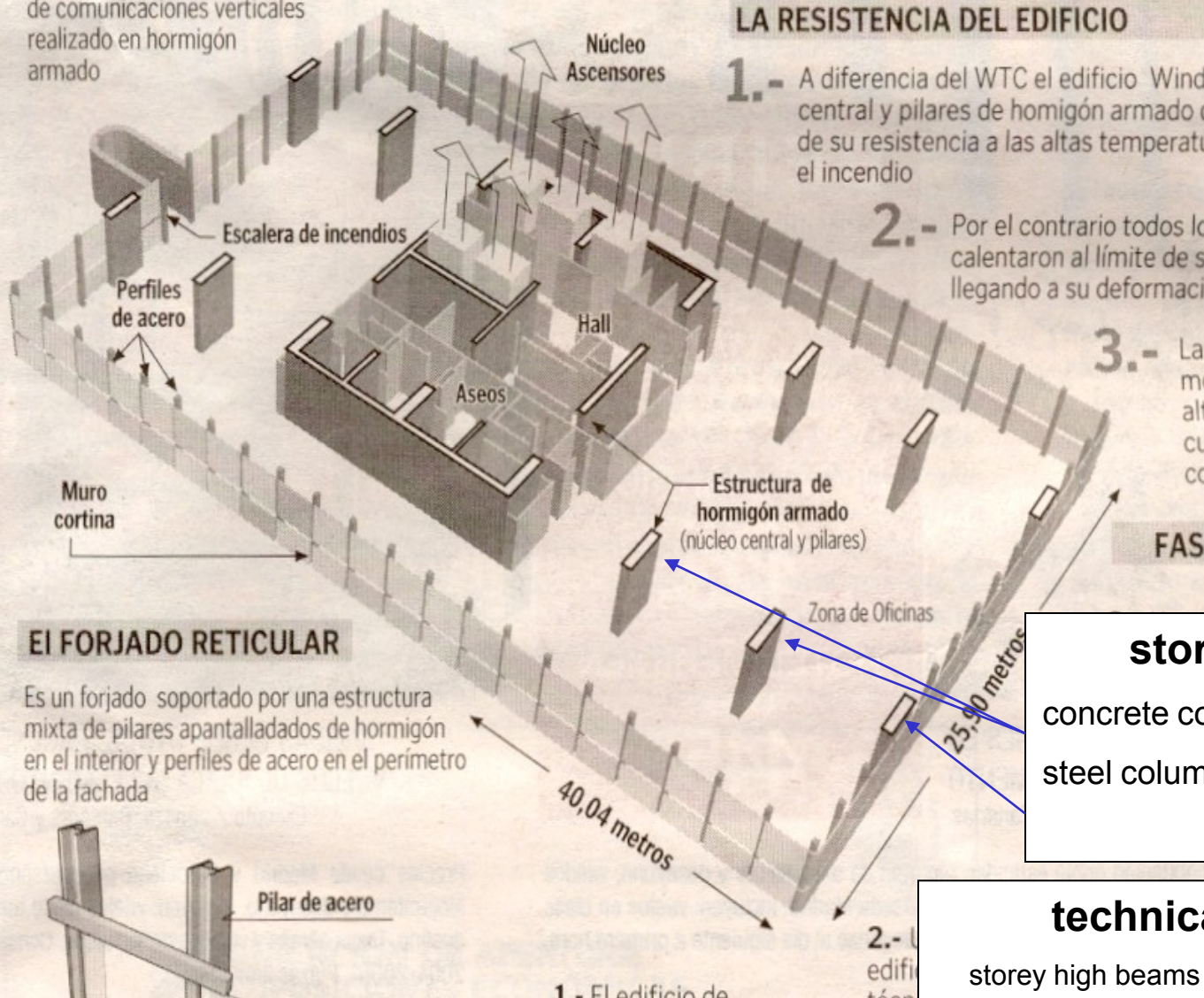


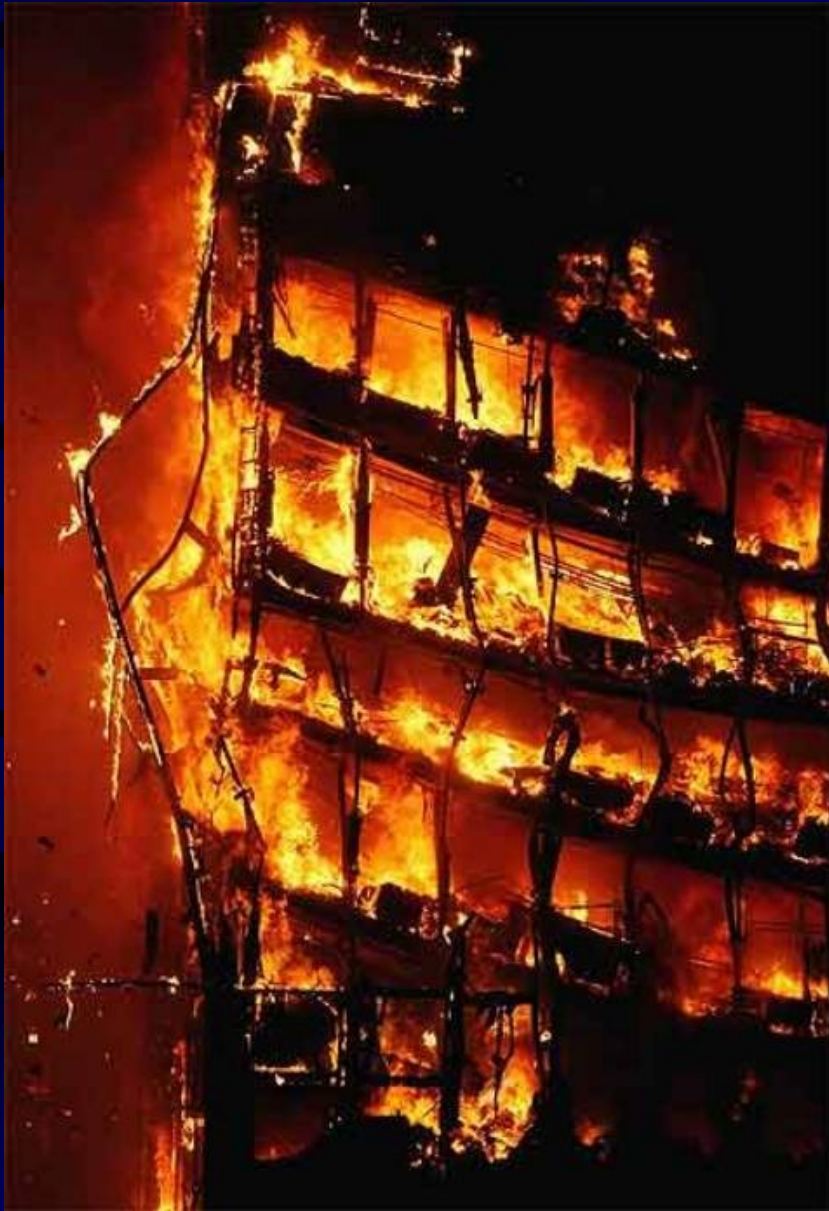
STRUCTURAL SYSTEM

- Technical floors above 3rd and 16th floors
- normal strength concrete central core, columns and waffle slab floors
- steel perimeter columns
- when fire broke out steel columns above technical storey 2 had not yet been fireproofed

storeys 4 to 16

éstas con el fuerte núcleo central de comunicaciones verticales realizado en hormigón armado





- 23:05 Fire alarm on 21st storey (other sources say at 23:16)
- 23:25 Fire brigade arrives
- 23:35 21st storey was completely in flames
- 0:20 Fire had reached storey 28
- 1:00 Large portions of the façade began to fall off
- 1:15 Northeast corner of the building above technical floor collapsed







- The fire spread downwards and reached 5th storey at 7:00
- The fire was considered to be under control at 15:00



The spread of the fire to neighbouring construction works was avoided because the concrete frame resisted the whole fire without collapse.

It was decided to demolish the building

Technical investigation was made and published by INTEMAC, NIT 2 – 05, in Spanish and English



Damage Assessment in Actual Fire Situations by Means of Non-Destructive Techniques and Concrete Tests

Andrea BENEDETTI
Professor
DISTART Department
University of Bologna
Bologna, Italy

Enrico MANGONI
Associate Professor
Civil Engineering Dept.
University of Florence
Florence, Italy

Summary

Damage assessment in post-fire situations is discussed with reference to integrated non-destructive test procedures, that are presented within the context of a real fire accident, where extensive laboratory and site analyses were carried out. The investigation on the fire compartment and the tests on concrete make it possible to define the damage field in the structural elements, and to identify the optimal repair and strengthening technique, in order to achieve a safety margin comparable to the original one.

Keywords: precast concrete, P/C members, real fires, concrete damage, ultrasonic investigation, drilled concrete cores, disk test (on concrete).

1. Introduction

The assessment of the damage suffered by a R/C structure in case of fire requires the coupling of a great experimental skill and of a sound theoretical understanding of the physical phenomena that lead to such a damage. Furthermore, the damage levels are not uniformly distributed and are time-dependent after the event, as a consequence of quenching, wetting, pollution, stress-induced corrosion and chemical reactions.

Modern fire investigation is a constantly-evolving discipline due to the impact of the fire-simulation capabilities allowed by computational fluid dynamics (CFD); moreover, starting from the pioneeristic work at Lund University [1], concrete nonlinear thermo-mechanical softening has been thoroughly investigated, and a family of constitutive laws of increasing complexity and efficacy have been formulated [2].

However, the experimental evaluation of the damage level presents some critical aspects and - though many nondestructive techniques are found in the literature [3] - the comparison of the experimental results with the prediction of the theoretical models has been so far successful only with reference to the laboratory tests carried out in a furnace. Due to its practical relevance, site investigation of fire accidents is well documented in the literature, but the assessment of the damage field is hardly feasible [4]. Consequently, it is important to define standardized investigation procedures, in order to make it possible to compare different field measurements.

2. The fire in the Ferrari's Test Center

The Ferrari's Test Center is a typical industrial compartment, placed inside a larger building and limited by internal partitions; the windows and doors of the compartment comply with strict functionality (access from other compartments, need of natural lighting and car access, Figs. 1,2 and 3). The office zone is divided by a mezzanine. The roof of the building consists of precast shed elements supported by a series of large-span, P/C beams; the roof windows are equipped with polycarbonate alveolar glazing sheets.

The fire load present in the building falls in three main categories: (a) office and laboratory furniture; (b) cars and car components; and (c) flammable materials for installations and finishing.

The causes of the accident are not known, but after the flash-over, people working in the night shift in nearby buildings launched the alarm because flames were visible from the windows and the gases were given off the roof.

The damage pattern inside the building suggests a strong temperature anisotropy in the transversal section; in particular, the geometry of the openings and the presence of the mezzanine

[illegible]

A detailed architectural drawing of a long, two-story building facade. The building features a series of rectangular windows arranged in a regular pattern across both floors. A central entrance is marked by a small, elevated platform with a set of stairs leading up to it. The drawing is a black and white line sketch, showing the structural elements and window placements.

PROSPETTO EST

The temperature distribution can be worked out once the heat-release rate (HRR) has been defined on the basis of the fire load. With reference to [5], the HRR of closely-spaced cars can be assessed taking advantage of the calorimeter data measured in the tests on burning cars. In particular, the main characteristic of car fires is a total energy release close to 4 GJ per car (burning time from 30 to 40 minutes).

In the present analysis, the HRR of four Ferrari cars has been added to the HRR of office furniture and flammable car components. These assumptions led to the temperature-time curve shown in Fig. 6.

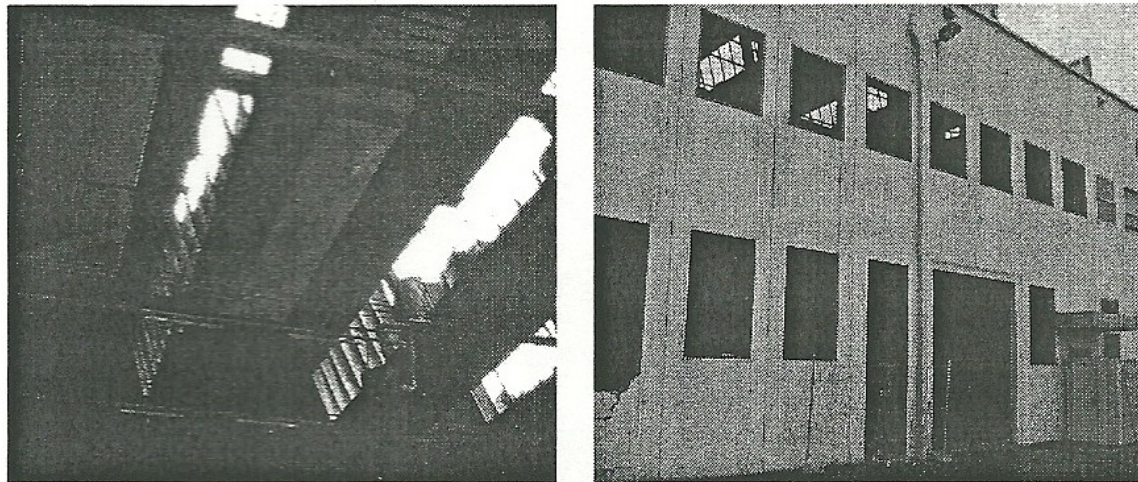


Fig. 4 - Views of the roof and of the external wall after the fire.

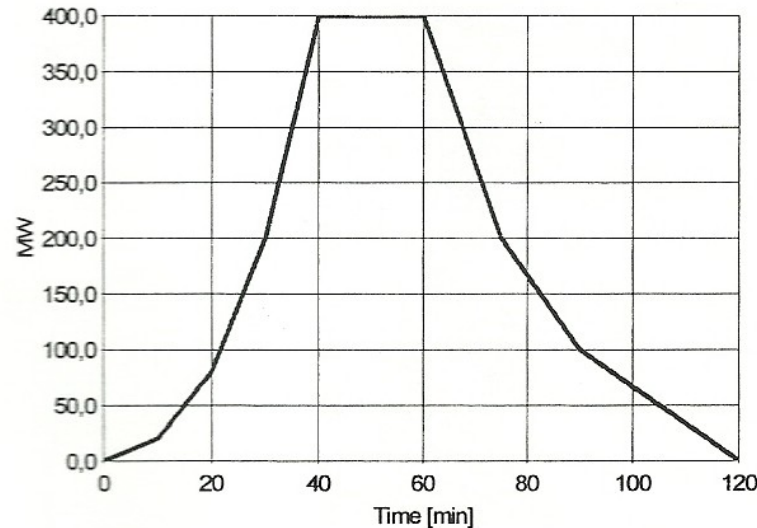


Fig. 5 - HRR curve of the fire compartment.

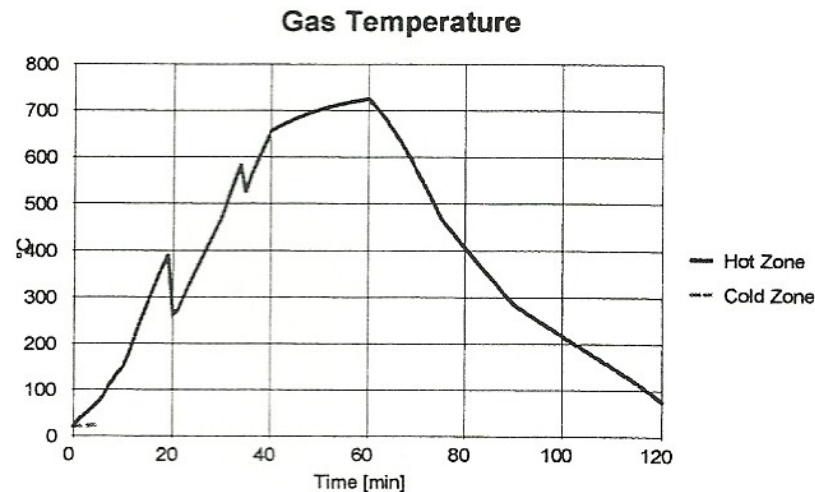
It should be mentioned that the burning of cars and car components was only partial, so that an efficiency factor (< 1) was applied to their fire load.

The temperature analysis required the definition of the compartment characteristics; looking for a simple two-zone transient solution [6], the geometry of the perimeter walls had to be defined for each side.

In the present case different opening factors for each wall were introduced, but the temperature time-evolution did not include the spatial distribution of the temperature (Fig. 6).

One of the most critical issue is the time evolution of the opening areas; in particular, it was decided to adopt an initial value for the opening area corresponding to the compartment leakage, and to consider the subsequent glass breaking due to the flash-over. The melting of the polycarbonate was supposed to occur at a gas temperature of 150°C .

Concrete and steel damage can be ascertained once the temperature distribution inside any R/C element is known. To this end, the thermal analysis was carried out by using the code STRAND 7, which solves nonlinear thermal problems in accordance with any given temperature-time curve (Fig. 6). All the thermal properties of the materials were introduced in agreement with [6] and [7].



Analysis Name:

Fig. 6 - Computed time-temperature curve of the compartment fire.

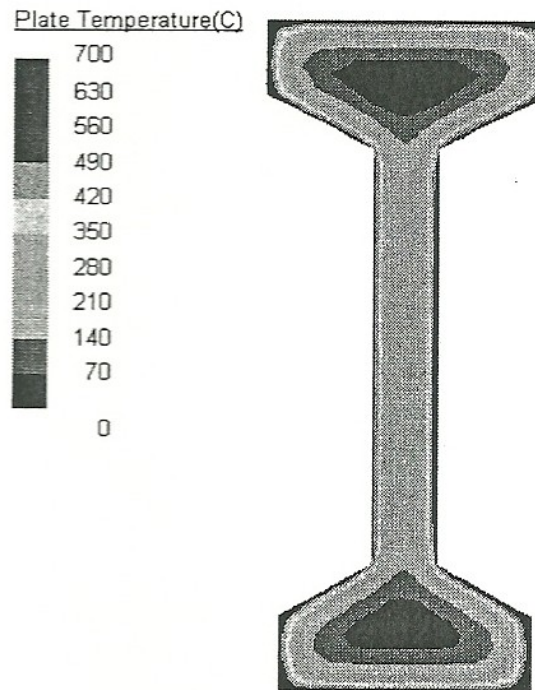


Fig. 7 - Temperature distribution across the beam main section.

Fig. 7 illustrates the thermal map of the main beam section at the peak of the fire.

In order to perform a damage analysis, it is necessary to introduce appropriate stress-strain laws for both the concrete and the reinforcement, taking into account the temperature-induced strength and stiffness decay.

According to the full-damage hypothesis, no strength recovery was assumed after concrete quenching. In so doing, the damage level is directly related to the peak temperature reached in each concrete fibre.

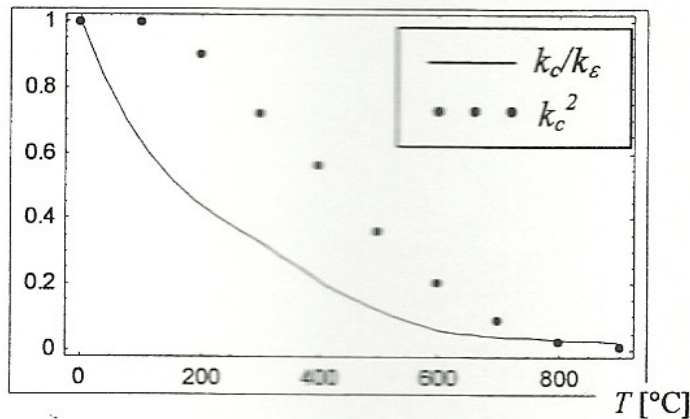
In the following the attention is focused on the comparison between the computed damage level and the damage level obtained by means of non-destructive site and laboratory tests on concrete structures and drilled cores.

3. Analytical fire-damage evaluation

The fire damage can be expressed in terms of reduction of concrete compressive strength and elastic modulus. The exact evaluation of the damage should take into account microcrack formation due to the thermal, load-induced and transient-creep strains, but also steam pressure and chemical deterioration due to dehydration should be considered. However the strength-reduction curves incorporate all relevant factors in an heuristic way, so that - as a first approximation - these curves can be directly used to quantify the scalar damage in terms of properties decrease.

Concerning the elastic modulus, attention has to be paid to the correct evaluation of its temperature-dependent evolution; more precisely, the initial modulus can be defined as the tangent to the concrete mono-axial compressive stress-strain curve; thus the temperature influence can be introduced in the following way:

$$E_{c,\theta} = E_{c0} k_E(\theta_c) = \frac{3}{2} \frac{f_{ck,fi}}{\varepsilon_{c1,fi}} = E_{c0} \frac{k_c(\theta)}{k_c(\theta)} \quad (1)$$



A direct definition of the elastic-modulus reduction curve is given in [6], as the square of the compressive-strength reduction factor. The diagrams corresponding to the two formulations are plotted in Fig. 8.

By using the temperature distribution given by the section maps, it is possible to compute the local cumulative damage level, by using the temperature-dependent damage relationships.

Fig. 8 - Elastic-modulus reduction curves used in the analysis.

In order to compare the analytical results with those coming from the nondestructive investigations, the three main paths shown in Fig. 9 were taken into account. The ultrasonic pulse-velocity was monitored in 10 contiguous beams, in different sections: a preliminary investigation was carried out in 3 sections of 2 side beams; afterwards, all beams were monitored in 5 sections 5.0 m apart. Finally, a number of closely-spaced sections were monitored in a reference beam (sections 0.8 m apart).

The travelling time of an ultrasonic pulse passing through one of the reference sections can be readily computed once the local elastic modulus distribution is known. Using the ratio of the actual velocity to the initial one as a damage indicator, the theoretical damage due to flaws and micro cracks can be obtained as follows:

$$\alpha_{us} = \frac{V_{us}(\theta)}{V_{us0}} = \frac{x_2 - x_1}{\int_{x_1}^{x_2} \frac{ds}{\sqrt{k_E(\theta(s))}}} \quad (2)$$

In Fig. 10 the distribution of the damage index α_{ws} is plotted along the path B for the two expressions of the elastic-modulus degradation.

Due to the asymmetry of the ambient temperature field, the computed values are reliable only close to the external wall. Furthermore, the comparison with the experimental values of the ultrasonic pulse-velocity requires a suitable across-compartment shape-function; the experimental evidence seems to suggest a logarithmic data-distribution. In Table 1, the mean deviation of the experimental points is reported with reference to three distribution functions.

Interpolation	Data Set A	Data Set B	Data Set C
Stepwise	755.51	575.78	469.82
Linear	696.36	689.37	479.73
Logarithmic	643.03	715.23	472.05
	[m/s]	[m/s]	[m/s]

Table 1 - Interpolation error of the transversal distribution function.

However, by assuming a very simple linear interpolation of the values, with no damage in correspondence of the inner partition wall, it is possible to check the validity of the above-mentioned hypotheses on the evaluation of the damage field along the concrete beams. Figs. 11, 12 and 13 show the results concerning the three paths introduced in Fig. 9.

The existence of a continuous damage distribution along any line at right angles to the external surfaces of the concrete elements exposed to the fire has been pointed out by many researchers; Benedetti [8] introduced an optimization procedure to describe the residual-modulus distribution in a concrete section, by using indirect or side ultrasonic-pulse measurements.

Other techniques can be used for the damage assessment, like drilling concrete cores in the damaged elements. These cores should be drilled only in "regularly-damaged zones", i.e. far from spalling-prone zones and localized cracks.

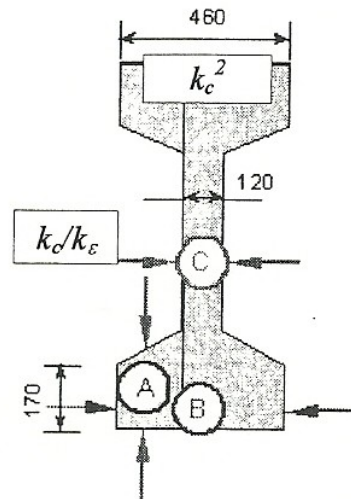


Fig. 9 - NDT measurement paths in the beams.

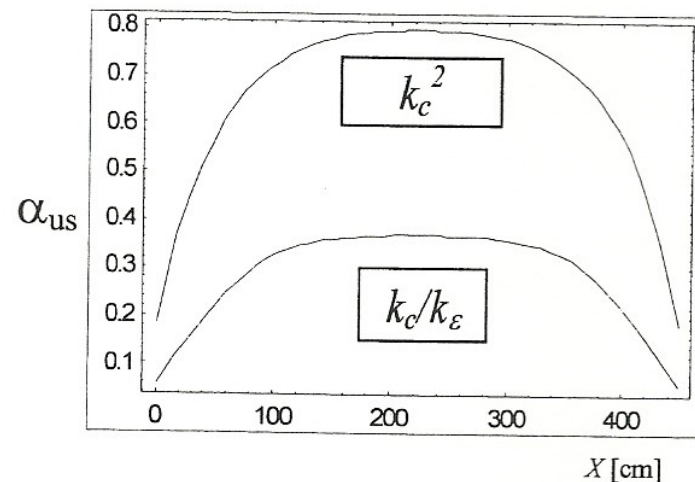


Fig. 10 - Damage index $\alpha_{us} = V_{us}(\theta)/V_{us0}$ along the path B, as a function of the distance from the vertical left face of the lower flange.

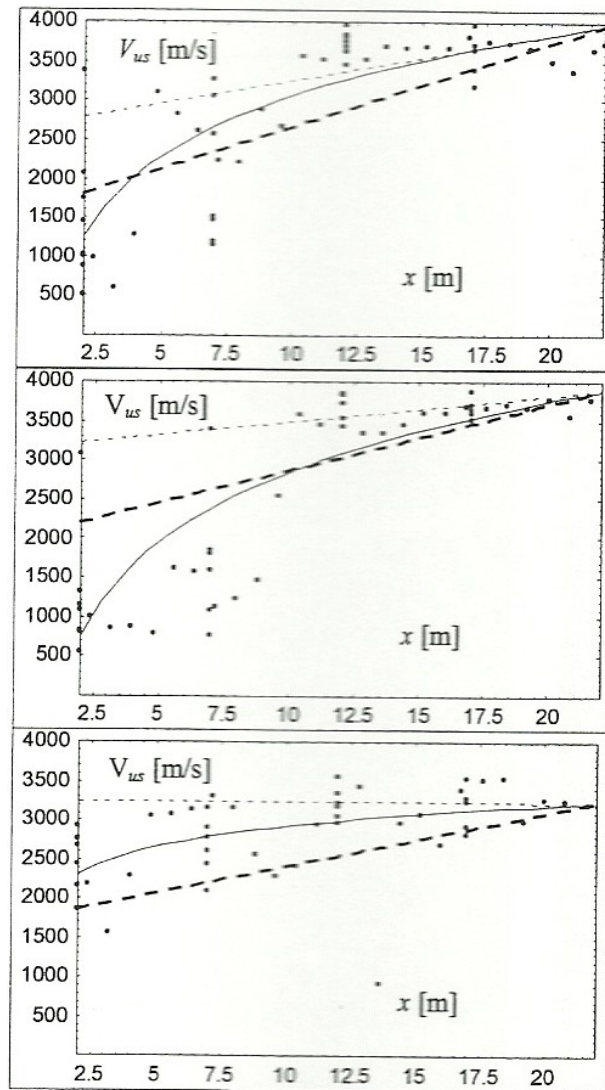
The cores can be scanned on paths orthogonal to the axis, but a correlation between the pulse velocity and the local strength is mandatory if the damage has to be reliably assessed.

By cutting the cores in standard cylinders (height equal to the diameter), the resolution is too low since the damaged external layer is typically 40 to 80 mm thick.

However, it is possible to obtain an indication of the strength decay by using the so-called “flat-disk punching test”. This test is carried out by pressing a disk (thickness $t_D = 1/4 - 1/5$ of the diameter d_D) between two small cylinders (diameter close to t_D , Fig. 14), that are in turn pressed between the platens of a press. Further details of the testing procedure can be found in [9, 10].

Cutting drilled cores into thin disks allows for many types of investigation, since each disk is almost uniformly damaged by the heating. Among the several parameters that may be investigated in this way, pulse velocity, microcrack density, porosity, color hues and calcium-oxide content can be cited.

Last but not least, the compressive strength obtained by punching the disks makes it possible to establish a relationship between various NDT techniques and the damage expressed as a function of the strength reduction. The correlation curve can be used to grade the measurements obtained on site and to build up the spatial distribution of the damage in the compartment.

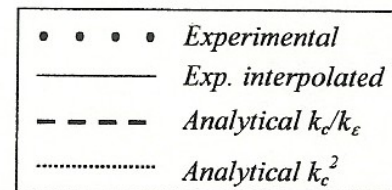


Figs. 11, 12 and 13 - Comparison of the experimental and analytical pulse-velocities along the paths A, B and C (see Fig. 9).

In Fig. 15 the optimal correlation curve between the ultrasonic pulse-velocity and the residual strength is plotted. The scatter is in general less than that of the pulse velocity.

The residual-strength profiles in the beam webs were determined by using the above-mentioned procedure (three contiguous 20 mm-thick disks and a 60 mm-long control cylinder of 60 mm). In Fig. 16 the theoretical profile is compared with the mean values obtained by averaging the results obtained in 10 drilled cores.

As shown in Fig. 16, the mean values very well confirm the hypothesis of no recovery from the deterioration induced by the peak temperature. However it should be observed that the scattering of the experimental values is as large as $\pm 25\%$, which is very common in the site investigations of real fire accidents.



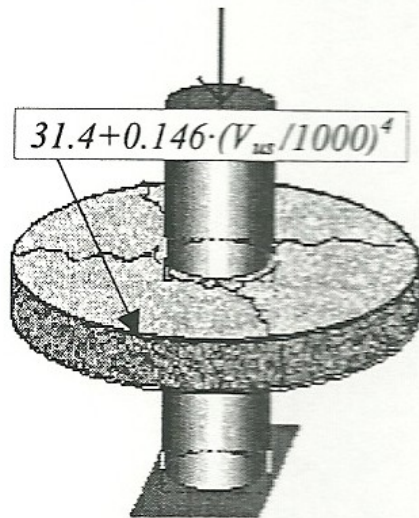


Fig. 14 - Disk punching-test for the evaluation of the compressive strength.

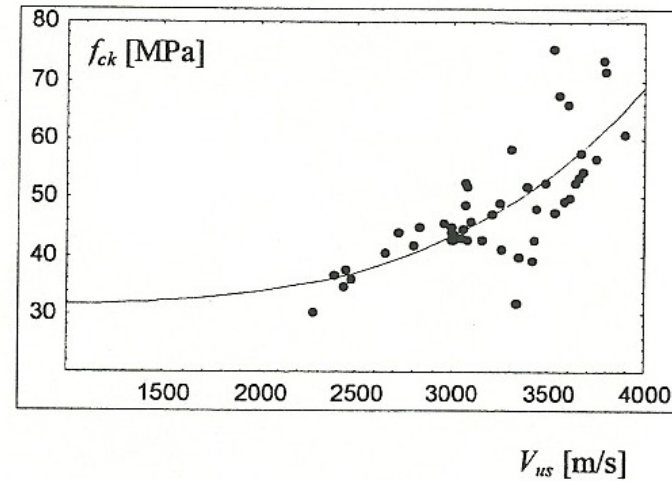


Fig. 15 - Correlation between the disk strength and the pulse velocity.

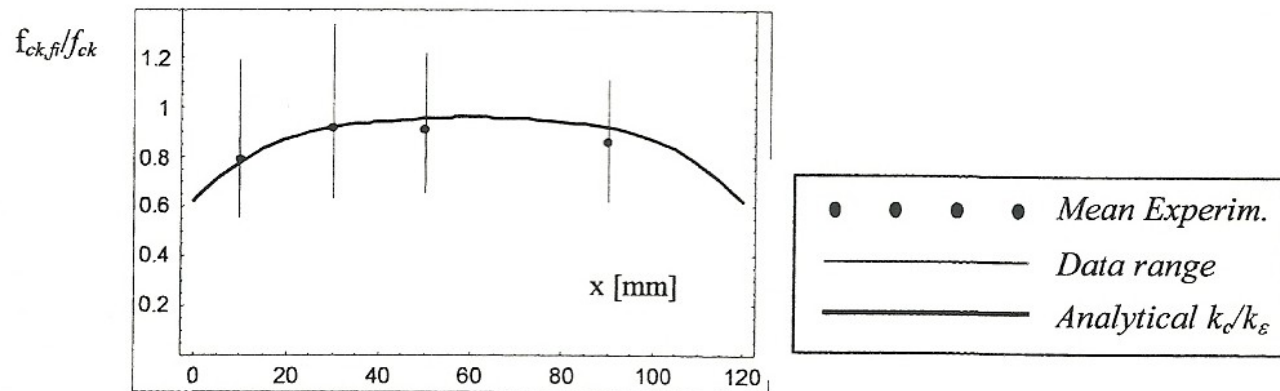


Fig. 16 - Beam-web damage measured from drilled cores and computed from temperature.

4. Strengthening procedure

The damaged layer of the concrete is approximately 20 mm thick. As a consequence, the reduction of beam capacity is very limited, as far as concrete is concerned. However, once the validity of the data interpretation is confirmed and the yield-stress reduction of the prestressing wires is evaluated (on the basis of the thermal maps), the safety check at the ultimate limit state in post-fire conditions can be easily performed.

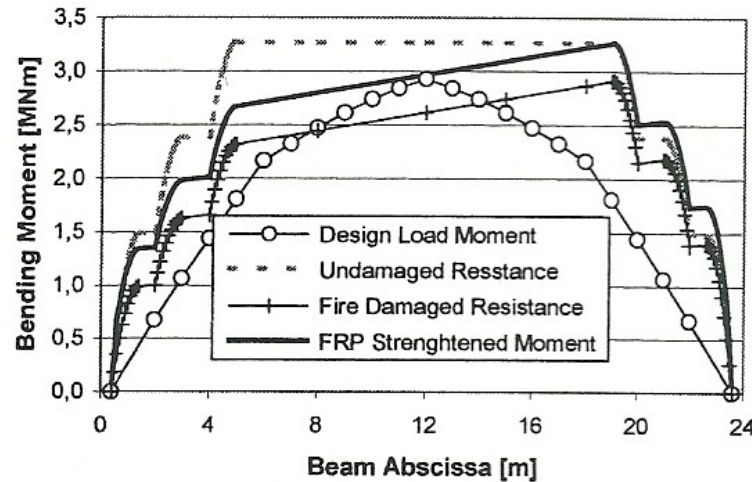


Fig. 17 - Bending-moment diagrams in the thermally-damaged and repaired beams.

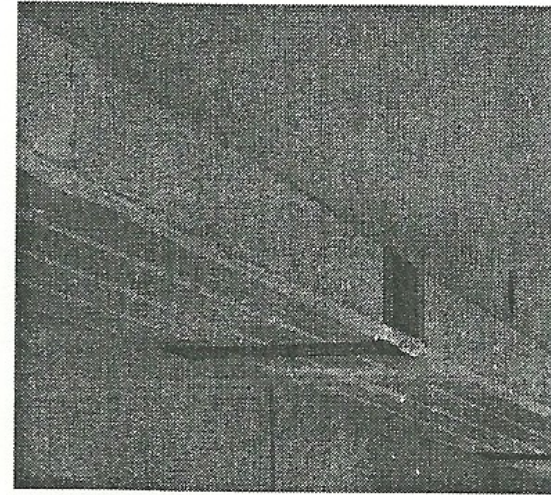


Fig. 18 - Repaired beam strengthened with four C-FRP laminas glued to the extrados.

Each beam is prestressed by means of 26 ½ “ strands, placed in such a way that the computed temperature peaks ranged from 150°C to 380°C. According to the thermal analysis, the strength-reduction factors had values comprised between 0.08 to 0.42 (mean value 0.22; needless to say, the residual strength was the unity minus the reduction factor, times the initial strength).

Since the residual resistant moment appeared to be slightly insufficient to cover the bending-moment diagram of the design live loads (Fig. 17), the beams were strengthened by applying a set of 4 carbon-fibre (FRP) laminas to the extrados of the lower flange, for a total external reinforcement area of 500 mm². The FRP anchorages were dimensioned by adopting a recently-published design procedure [11]. In the end, the safety factor turned out to be larger than the initial one, which means that the original capacity of the beams was fully recovered.

5. Conclusions

In this paper a few experimental and analytical procedures are examined with reference to a real fire. The proposed techniques can predict the damage distribution in any R/C and P/C member subjected to a fire-induced thermal shock, by assuming that (a) the strength and stiffness reductions after the fire are related only to the maximum temperature reached during the fire in any point of the structure, and (b) these reductions are not affected by the water poured on the structure to extinguish the fire.

These hypotheses are instrumental in identifying the damage profiles, starting from the calculated thermal maps; at the same time, the damage levels are directly evaluated by testing a number of specimens extracted from the structural members. With regard to this point, the combination of a recently-introduced technique (involving the testing of thin disks cut from drilled concrete cores) with the analytical results seems to be very promising.

The experimental investigation presented and discussed in this paper makes it possible to verify the potential of combining various techniques to assess the distributed deterioration of concrete. More specifically, the disk-cutting technique applied to drilled cores appears to be a valuable tool for studying the possible correlation among several parameters related to concrete deterioration. With reference to this issue, the theoretical and experimental damage distributions turned out to be in very good agreement.

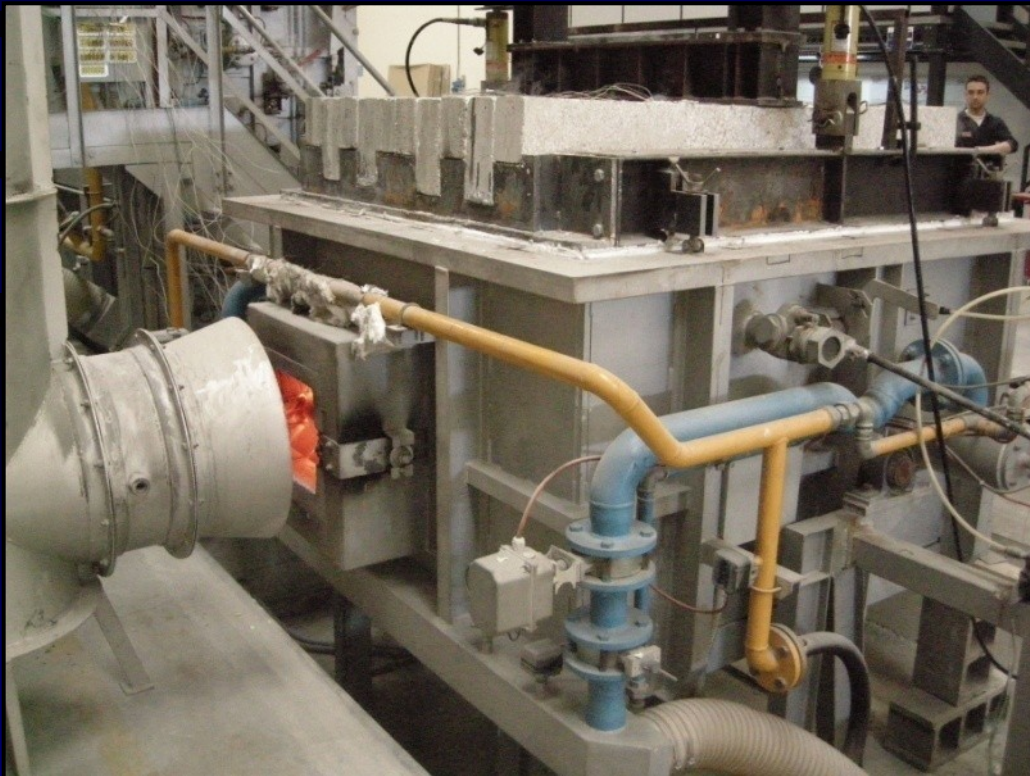
Last but not least, this paper is focused on how to repair and strengthen a series of fire-damaged beams, in order to restore their original load-bearing capacity. Contrary to the limited reduction of concrete mechanical properties, the yielding strength of the strands exhibits a sizeable fire-induced reduction, and the ensuing capacity loss is close to 25 % of the original capacity of the beams. Consequently, high-strength carbon laminas were adopted as the best means to increase the safety margin to a sufficient level.

References

- [1] ANDERBERG, Y., THELANDERSSON J., "Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures" *Technical report 54, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden*, 1976.
- [2] LUCCICONI B.M, FIGUEROA M.I., DANESI R.F., "Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures", *Engineering Structures*, 25, 2003, pages 729–742
- [3] TAY D. C. K., TAM C. T., "In situ investigation of the strength of deteriorated concrete", *Construction and Building Materials*, 10, n. 1, February 1996, Pages 17-26.
- [4] BENEDETTI A., "Damage evolution and strengthening of industrial buildings acted on by large fires", *LABSE Symposium*, S. Francisco, 1995.
- [5] JOYEUX D., "Natural Fires in Closed Car Parks – Car Fire Tests", *CTICM Report INC – 96/294d – DJ/NB*, august 1997, pages 1-32.
- [6] ENV 1991-1-2: 2002, "Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire", CEN, Brussels
- [7] ENV 1992-1-2: 2002, "Eurocode 2: Actions on Structures – Part 1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire", CEN, Brussels
- [8] BENEDETTI A., "On the Ultrasonic Pulse Propagation into Fire Damaged Concrete", *ACI Structural Journal*, 95, n. 3, May 1998.
- [9] CHEN W. F., *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier, 1975.
- [10] HENZEL J., SIEGHART K., "Determination of the strength of mortar by compression tests on small specimens", *Darmstadt Concrete*, 2, 1987.
- [11] APRILE A., BENEDETTI A., "Coupled flexural-shear design of R/C beams strengthened with FRP", *Composites Part B: Engineering*, 35, Issue 1, January 2004, Pages 1-25.

NOSTRE PROVE AL FORNO SU TRAVETTI IN C.A. RINFORZATI CON FRP E SOTTOPOSTI AD INCENDIO

La resistenza al fuoco di compositi realizzati con resina epossidica è piuttosto modesta, a causa della resina, non della fibra. Prove eseguite in laboratorio attestano che anche in questo caso, utilizzando protezioni o matrici adeguate possono aversi ottimi risultati.



Comportamento al fuoco di rinforzo
in FRP senza protezione.



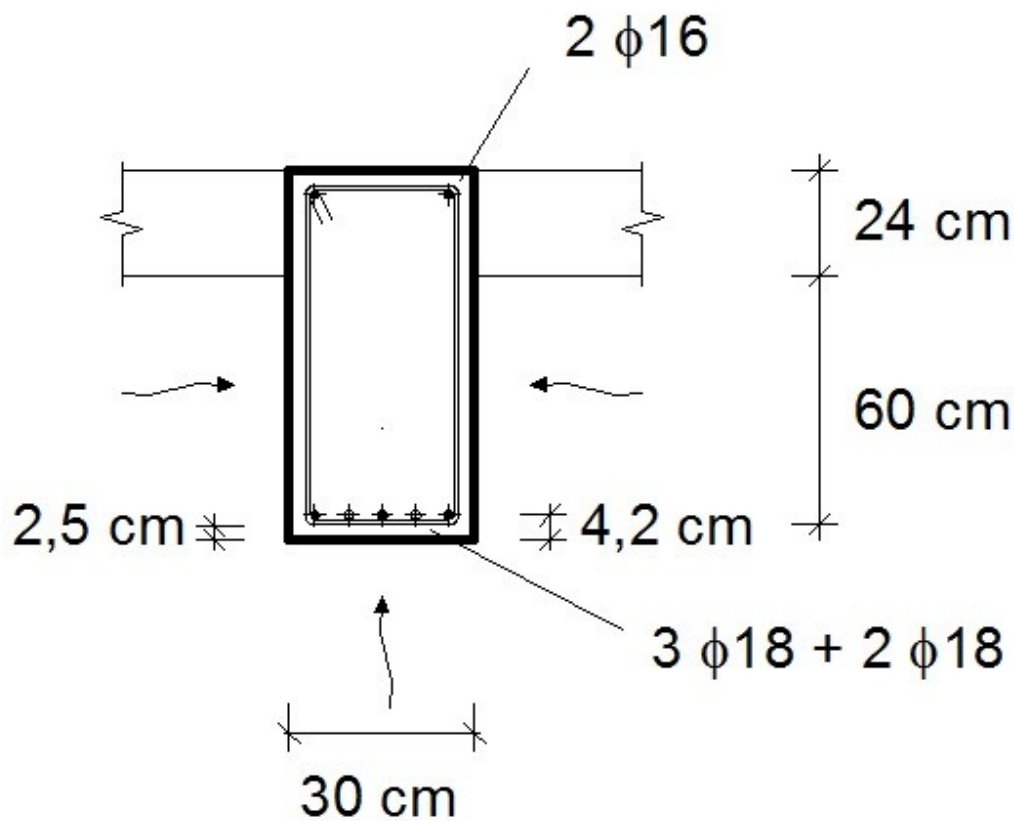
Comportamento al fuoco di rinforzo in
FRP con resina intumescente .



Comportamento al fuoco di rinforzo in tessuto
in fibra d'acciaio e malta cementizia.

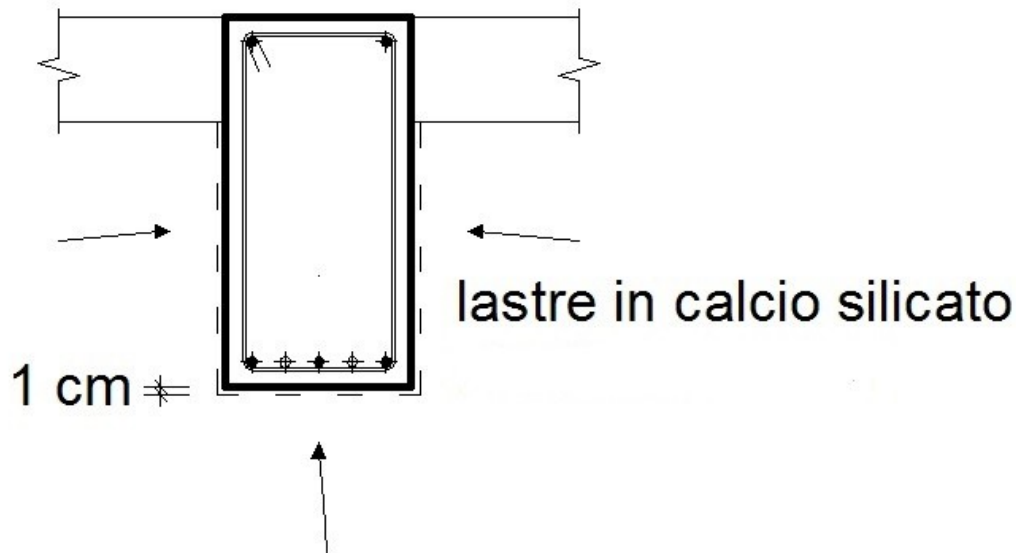
UNA RIFLESSIONE FINALE !!!

La trave esaminata,
presenta inizialmente
R 90



Ipotizziamo di dover raggiungere R 120

I Ipotesi- Utilizzo di protettivi sulla sezione progettata inizialmente



Ipotesi I = rivestimento della trave con lastre in calcio silicato.

Come è possibile osservare nella tabella sottostante una lastra di spessore 1 cm di classe R120 equivale ad uno spessore aggiuntivo di calcestruzzo sulla trave di 5 cm.

**Spessore equivalente di calcestruzzo
per isolante con $sp = 10$ mm**

tempo [min]	d_{cp} [mm]	$T(d_{cp})$ [°C]	d_{cc} [mm]	ϵ [mm]
30	25	97	67	42
60	25	173	81	56
90	25	290	80	55
<u>120</u>	25	396	75	<u>50</u>
180	25	573	71	46

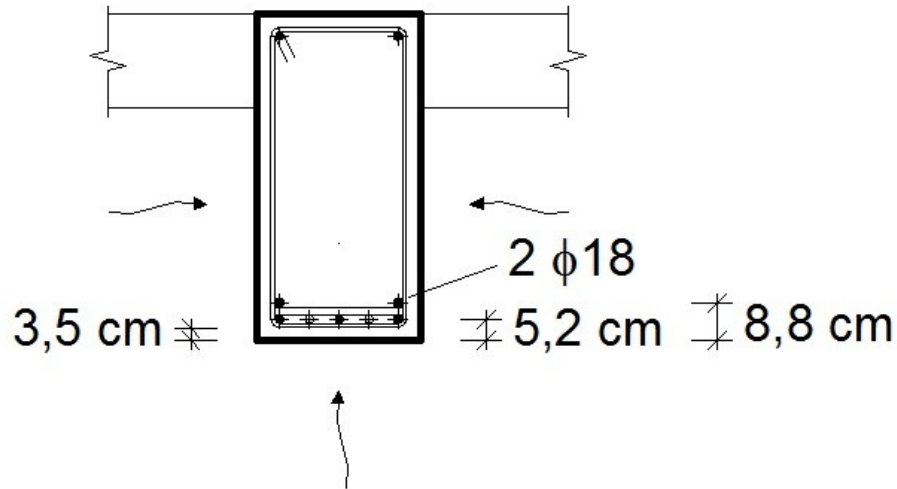
$t = 120$ min

$M_{Rd,fi} = 440$ KNm $>$ 171 KNm $= M_{Sd,fi}$

$R > 180$

Incremento costo = 50€/ml trave

II Ipotesi- Riprogetto strutturalmente la sezione a caldo



$$R > 150$$

Incremento il copriferro di 1cm+utilizzo di barre in acciaio aggiuntive

$$M_{Rd,fi} = 268 \text{ KNm} > 171 \text{ KNm} = M_{Sd,fi}$$

Per $t = 120$

Incremento di costo = 10 €/ml trave

GRAZIE PER L'ATTENZIONE!