



TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO parte 3

Domenico Leone

fare sismica  **APPUNTI**

TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO parte 3

Domenico Leone

Il prof. Domenico Leone vanta un'esperienza più che trentennale nel campo della progettazione e realizzazione di strutture metalliche sia in campo industriale che infrastrutturale e civile ed è titolare del laboratorio di "Costruzione dell'Architettura" presso la facoltà di Architettura di Genova in qualità di professore a contratto.

E' consulente di azienda avendo occupato in precedenza il ruolo di Responsabile del settore di progettazione di opere in carpenteria metallica prima presso la Società Italimpianti S.p.A. e successivamente presso le Società SMSDemag e Paul-Wurth S.p.A.

Ha partecipato alla progettazione di grandi impianti industriali di produzione e trasformazione dell'acciaio e ne ha seguito la realizzazione con le imprese costruttrici e di montaggio acquisendo ampia esperienza in tutti i settori del ciclo di esecuzione delle opere metalliche.

Per il suo impegno in campo internazionale vanta ampia conoscenza delle norme di settore utilizzate in varie nazioni con particolare riguardo agli Eurocodici.

Ha esercitato ed esercita tuttora attività formativa in ambito Aziendale, Universitario, Pubblico, Privato e dell'Ordine Professionale.

È autore del libro "Eurocodice 3" edito da Sistemi Editoriali nonché di numerosi programmi di calcolo automatico dedicati sia alla progettazione di strutture in acciaio di impianti industriali che alla progettazione di componenti strutturali e di dettaglio proprie degli edifici civili e delle infrastrutture (pacchetto SAITU edito da STA DATA S.r.l.) in base agli Eurocodici ed alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

La presente pubblicazione è tutelata dalla legge sul diritto d'autore e non può essere divulgata senza il permesso scritto dell'autore.

S.T.A. DATA srl
Corso Raffaello, 12 - 10126 Torino
tel. 011 6699345 www.stadata.com

Indice

Parte I	TRAVI COMPOSTE	
	ACCIAIO-CALCESTRUZZO - parte	
	3	6

1 TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO - parte 3

TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO Parte 3 - VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

INTRODUZIONE

Questo articolo è una estensione dei due precedenti articoli relativi alla resistenza in condizioni normali di una trave composta acciaio-calcestruzzo qui esaminata in condizioni di incendio standard. Viene presentato un esempio di calcolo eseguito passo-passo a mano ed in parallelo con il programma di calcolo automatico “TraveComp_B” in base alla norma europea EN 1994-1-2. Alcuni cenni e considerazioni sul programma “TraveComp_B” da me realizzato ed edito da Stadata s.r.l. relativamente alla parte per la verifica in condizioni di incendio. Oltre alle caratteristiche illustrate nella parte 1 e parte 2 di questa trattazione, *la versione “B” del programma consente di eseguire le verifiche di resistenza e stabilità in condizioni di incendio standard ovvero in base alla curva termica definita dalla seguente espressione e grafico :*

3.6.1.5.1 Incendio di progetto

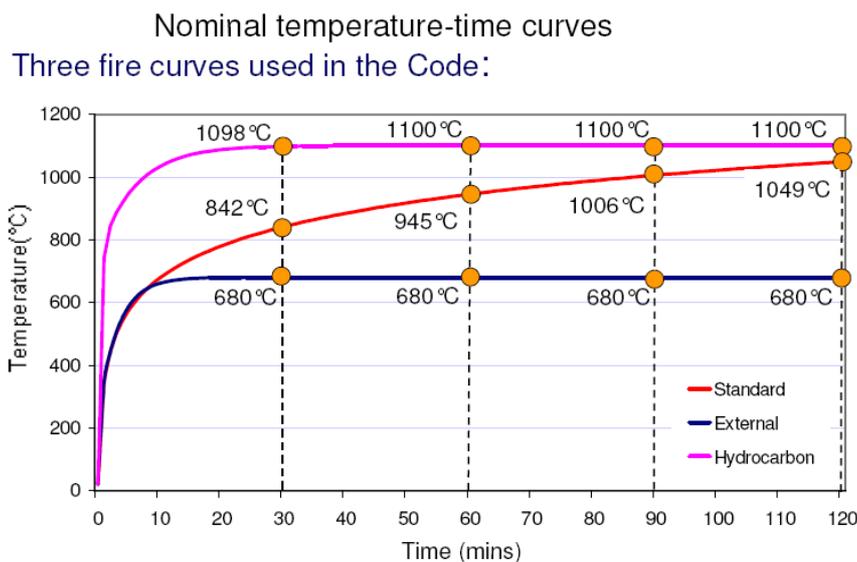
Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a

- una curva di incendio nominale, oppure
- una curva di incendio naturale.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva di incendio nominale standard definita come segue:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.6.2)$$

dove θ_g è la temperatura dei gas caldi e t è il tempo espresso in minuti primi.



Se la soletta collaborante è realizzata con lamiera grecata solidale disposta trasversalmente alla trave gli spazi vuoti tra lamiera grecata e flangia della trave devono essere sigillati

con materiale ignifugo. Per solette piene raccordate alla flangia della trave e per solette su lamiera grecata disposta longitudinalmente, la parte della flangia a contatto con la soletta non deve essere inferiore all'85% della larghezza della flangia stessa.

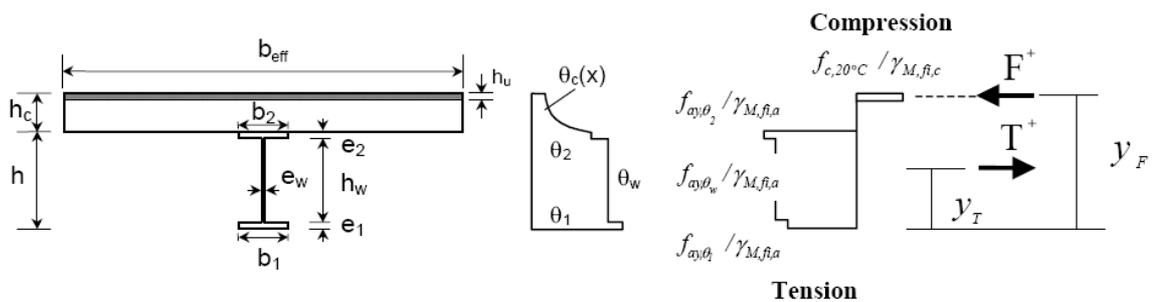
Il collegamento trave-soletta è realizzato per mezzo di pioli elettrosaldati disposti singolarmente oppure accoppiati o ancora in fila di 3 o più calcolati in base ad una temperatura di progetto assunta pari all'80% della temperatura della flangia superiore. La resistenza a schiacciamento del calcestruzzo della soletta è valutata considerando una temperatura del calcestruzzo pari al 40% della temperatura della flangia superiore. La temperatura della faccia esterna della soletta è limitata a 250 °C per non alterare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

La soletta può essere realizzata con calcestruzzo normale o alleggerito e la sezione di acciaio può essere protetta o non protetta. Per sezione protetta è prevista la possibilità di utilizzare sia materiale coibente in aderenza lungo il contorno sia pannelli coibenti di "inscatolamento".

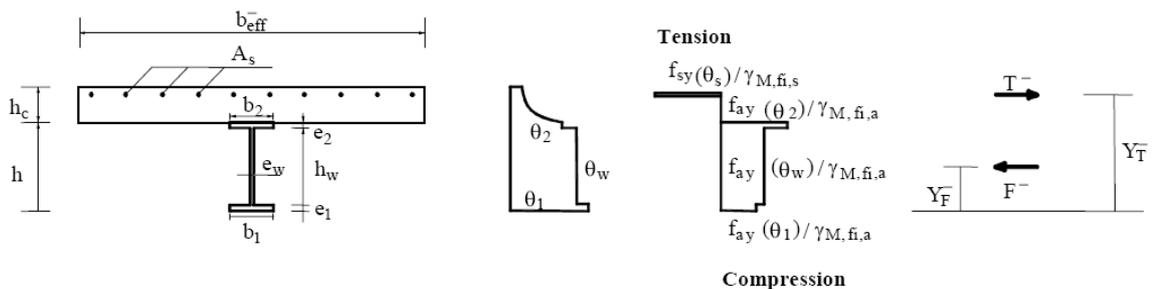
La classificazione della sezione è eseguita anche per la condizione di incendio considerando un valore ridotto del fattore $\varepsilon = 0,85 \cdot [235 / f_y]^{0,5}$.

Nella fase finale la piattabanda superiore viene fatta rientrare nella classe 1 o 2 per il collegamento efficace alla soletta.

Il calcolo può essere eseguito col metodo elastico per qualunque classe della sezione omogenea e/o col metodo plastico per le classi 1 e 2 secondo il seguente schema per i momenti positivi :



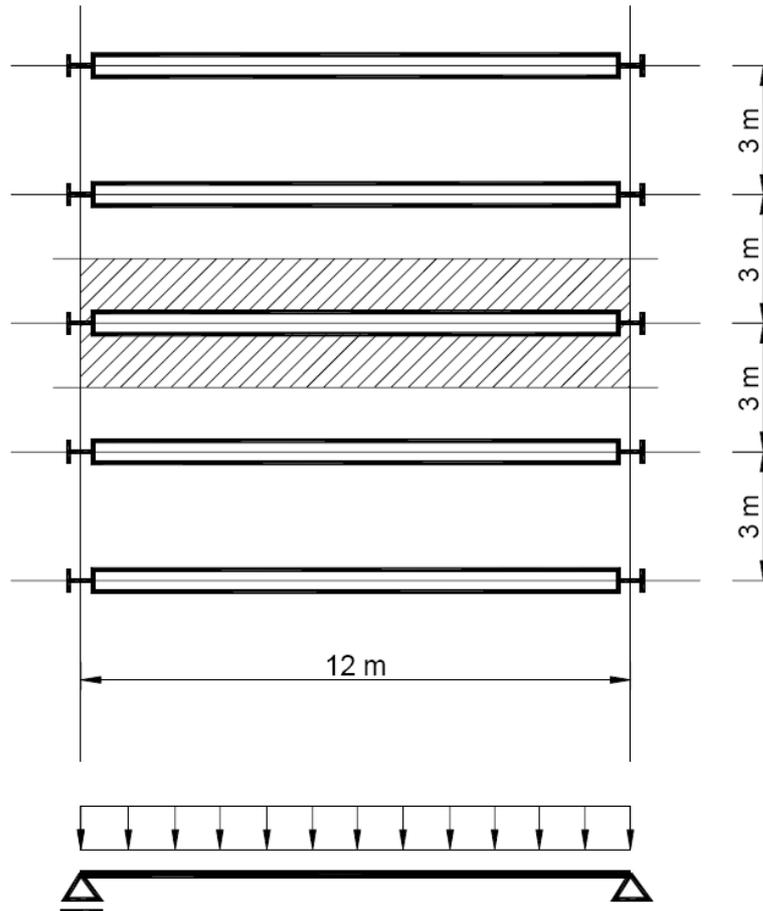
o secondo il seguente schema per i momenti negativi :



Col metodo elastico viene applicata la sovrapposizione degli effetti ovvero delle sollecitazioni calcolate per le due fasi allo S.L.U.. Col metodo plastico si fa riferimento all'intera sezione collaborante per la verifica di resistenza allo S.L.U.

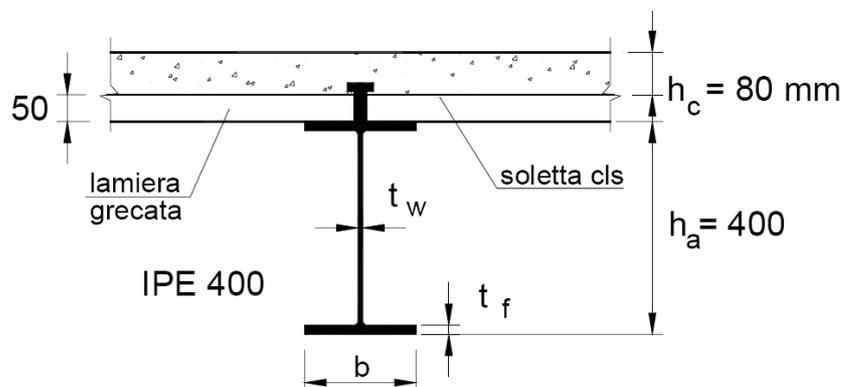
ESEMPIO DI CALCOLO :

Come già esposto nella parte 1 e 2 di questa trattazione, la trave composta fa parte di un solaio oggetto del corso "ESDEP WG 10 : Composite construction – worked example 10.1" in cui non viene eseguita la verifica di resistenza al fuoco.



Pianta del solaio con travi in acciaio composte semplicemente appoggiate

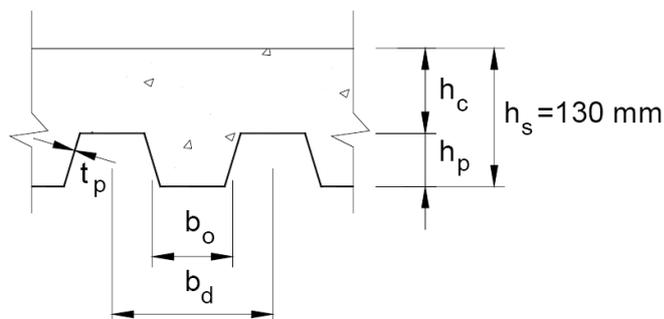
Sezione trasversale della trave composta :

**Materiali :**

- Calcestruzzo alleggerito classe 1,8 ; peso specifico $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ - resistenza C 25/30

- Acciaio per armature : $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio per trave : S 355 EN 10025
- Acciaio per lamiera grecata Fe E 280 GD – $f_{yp} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Connettori a piolo (tipo Nelson) : $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche della soletta :



- Altezza totale della soletta : $h_s = 130 \text{ mm}$
- Altezza della lamiera : $h_p = 50 \text{ mm}$
- Interasse greche : $b_d = 150 \text{ mm}$
- Larghezza media della greca : $b_o = 75 \text{ mm}$
- Area della greca per u.l. : $A_p = 14,12 \text{ cm}^2/\text{m}$

Caratteristiche per la resistenza al fuoco :

si considera inizialmente la trave non isolata soggetta ad una curva di incendio standard e si ricerca il tempo di esposizione massimo che garantisca la piena resistenza del manufatto allo S.L.U.. Successivamente si ricerca l'isolamento termico più idoneo a garantire una resistenza al fuoco per lo S.L.U. di 60 min (classe REI 60).

Carichi di progetto per la condizione di incendio :

fase finale consolidata :

- Azioni permanenti aggiuntive riferite alla fascia di 3 m
 - Controsoffitto : $1,5 \text{ kN/m}$
- Carichi variabili
 - Sovraccarico di esercizio : 15 kN/m ($5 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m}$)

- Tramezzature : 3 kN/m (1 kN/m² x 3 m)

Le sollecitazioni calcolate per la condizione normale con combinazione allo S.L.U vengono ridotte del fattore $\eta=0,65$ per la condizione di incendio (combinazione eccezionale). Tale riduzione è conforme ai seguenti punti della norma :

EN 1993-1-2 item 2.4.2

EN 1994-1-2 item 4.1 (7)P

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

valore raccomandato : $\eta_{fi} = 0,65$

per aree destinate a stoccaggio e di grande affollamento : $\eta_{fi} = 0,70$

Coefficienti di sicurezza :

per le azioni :

- $\gamma_G = 1,35$

- $\gamma_Q = 1,5$

per i materiali :

- $\gamma_{M,fi,a} = 1$

- $\gamma_{M,fi,c} = 1$

- $\gamma_{M,fi,s} = 1$

- $\gamma_{M,fi,v} = 1$ per la verifica di resistenza dei connettori al taglio longitudinale

$\gamma_{M,fi}$ is the partial factor for the relevant material property, for the fire situation.

NOTE 1: For mechanical properties of steel and concrete, the recommended values of the partial factor for the fire situation are $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$. Where modifications are required, these may be defined in the relevant National Annexes of EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2.

NOTE 2: If the recommended values are modified, tabulated data may need to be adapted.

Verifica in assenza di protezione termica :

Condizioni di carico e dati fondamentali sono riportati nella seguente parte del foglio di calcolo iniziale del programma "TraveComp" ripreso dalla parte 1 di questa trattazione.

SCHEMA DI CALCOLO

S.L.U.
 $\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$ $\psi = 1$

S.L.S.
 $\gamma_G = 1$ $\gamma_Q = 1$ $\psi = 1$

fattore di comb. per azioni variabili per lo S.L.S.
 sovraccarico quasi permanente
 Categoria D $\psi_i = 0,6$

	acciaio	calcestruzzo	
MODULO DI ELASTICITA'	E = 210000	20752	N/mm ²
LARGHEZZA FASCIA DI CARICO	B = 3,00	interasse travi	m
DISTANZA TRA GLI APPOGGI	L = INIZIALE 12,00	FINALE 12,00	m
CARICHI PERMANENTI INIZIALI / m	g = 2,045	9,03	kN/m
CARICHI PERMANENTI FINALI / m	p = 2,045	8,28	kN/m
CARICO VARIABILE UNIFORME / m	q = 6	18,00	kN/m
FRECCIA AMMISSIBILE	L / f _a = INIZIALE 300	FINALE 250	
SCHEMA STATICO INIZIALE	elemento appoggiato		
SCHEMA STATICO FINALE	elemento appoggiato		

	iniziale	finale	
ASCISSA DI RIFERIMENTO max M	X = 6,00	6,00	m

Il calcolo automatico delle sollecitazioni produce i seguenti risultati :

SOLLECITAZIONI PER LO STATO LIMITE ULTIMO						calcolo automatico	
REAZIONI - MOMENTI - TAGLI		CARICHI INIZIALI		u.m.	CARICHI FINALI		u.m.
REAZIONE APPOGGIO A	R _A =	75,15		kN	229,05		kN
REAZIONE APPOGGIO B	R _B =	75,15		kN	229,05		kN
SEZIONE DI RIFERIMENTO		CAMPATA	APPOGGIO		CAMPATA	APPOGGIO	
MOMENTO FLETTENTE IN X	M _y =	22544	0	kNcm	68714	0	kNcm
TAGLIO A SX. DELLA SEZ. X	T _{sx} =	0,00	75,15	kN	0,00	229,05	kN
TAGLIO A DX. DELLA SEZ. X	T _{dx} =	0,00	75,15	kN	0,00	229,05	kN
SOLLECITAZIONI PER TEORIA ELASTICA		CARICHI PERMANENTI PER S.L.S.			CARICHI PERM. E VARIABILI PER S.L.U.		
REAZIONI - MOMENTI - TAGLI		CARICHI INIZIALI		u.m.	CARICHI FINALI		u.m.
REAZIONE APPOGGIO A	R _A =	40,66		kN	174,15		kN
REAZIONE APPOGGIO B	R _B =	40,66		kN	174,15		kN
SEZIONE DI RIFERIMENTO		CAMPATA	APPOGGIO		CAMPATA	APPOGGIO	
MOMENTO FLETTENTE IN X	M _y =	12199	0	kNcm	52245	0	kNcm
TAGLIO A SX. DELLA SEZ. X	T _{sx} =	0,00	40,66	kN	0,00	174,15	kN
TAGLIO A DX. DELLA SEZ. X	T _{dx} =	0,00	40,66	kN	0,00	174,15	kN

Le caratteristiche della sezione collaborante non protetta e le sollecitazioni di progetto in condizione di incendio sono riportate nella seguente parte del foglio di calcolo in cui si ipotizza un **tempo minimo di resistenza al fuoco di 15 min (REI 15)**

ANALISI ELASTICA IN CONDIZIONI DI INCENDIO : IN ACCORDO CON EN 1994-1-2 ; NTC 2008										
CALCESTRUZZO :		alleggerito	classe di densità ρ_c :		1,8	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	25	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	16,67	
peso specifico : $\rho_c =$		1800	kg/m^3		sezione di riferimento	campata	$b_0 = \text{cm}$		7,5	
PROTEZIONE TERMICA		NESSUNA			$\rho_p (\text{kg/m}^3)$	$\lambda_p (\text{W/mK})$	$c_p (\text{J/kgK})$	SPESS. (mm)		
					0	0		$\eta_{fi} =$		0,65
TEMPERATURA E FATT. RIDUZ. f_y PARTI TRAVE				REI	Momento flettente :		$M_{Ed,fi} =$	kNcm		44664
$\theta_{a,i} = \text{°C}$	578	$k_{y,\theta,i} =$	0,537	minuti	Taglio congruente :		$V_{Ed,fi} =$	kN		0,00
$\theta_{a,w} = \text{°C}$	578	$k_{y,\theta,w} =$	0,537	15	Compress. assiale :		$N_{Ed,fi} =$	kN		0
$\theta_{a,u} = \text{°C}$	416	$k_{y,\theta,u} =$	0,964	15	Taglio massimo :		$V_{Ed,fi,max} =$	kN		148,88

Si notino il fattore di riduzione delle sollecitazioni normali $\eta_{fi} = 0,65$ e le temperature di progetto delle 3 parti della trave in acciaio cui corrisponde il fattore di riduzione della tensione di snervamento $k_{y,\theta,j}$.

La temperatura della flangia inferiore e dell'anima sono assunte uguali in base alle indicazioni della norma per travi di altezza minore di 500 mm.

Le temperature delle parti della sezione di acciaio sono calcolate col metodo incrementale considerando la variazione della temperatura del gas e dell'acciaio per intervalli di tempo pari a 5 sec.

Il processo di calcolo di seguito illustrato è ricavato dal punto 4.3.4 della norma EN 1994-1-2.

La temperatura delle parti della sezione della trave è definita, per il tempo di esposizione al fuoco richiesto, dalla seguente espressione di variazione incrementale(5 sec) al tempo t :

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{shadow} \left(\frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_i}{V_i} \right) h_{net} \Delta t$$

Il significato dei parametri è riportato al punto 4.3.4.2.2 (3),(4) della norma EN 1994-1-2. Di seguito si riporta il risultato del calcolo iterativo al tempo t = 15 min come eseguito dal programma "TraveComp_B"

CA normale e alleggerito				h.net							calore specifico : ca			$\Delta\theta_{a,t}$			$\theta_{a,t}$		sez. non protetta	
$\theta_{a,t,fi,sup}$	$\theta_{a,t,fi,inf}$	$\theta_{a,t,web}$	min	sec	t (min)	eg	$\Delta\theta_{a,t}$	fi. sup.	fi. inf.	anima	fi. sup.	fi. inf.	anima	fi. sup.	fi. inf.	anima	fi. sup.	fi. inf.	anima	
0	0	0	0	0	0	20,0	0,0	0	0	0	439,80	439,80	439,80	0,0000	0,0000	0,0000	20	20	20	
0	0	0	0	5	0,083333	96,5	76,5	2361	2361	2361	439,80	439,80	439,80	0,0000	0,0000	0,0000	20,0	20,0	20,0	
0	0	0	0	10	0,166667	147,0	50,4	4110	4105	4105	439,94	440,06	440,06	0,1942	0,3631	0,3631	20,2	20,4	20,4	
0	0	0	0	15	0,25	184,6	37,7	5548	5534	5534	440,18	440,50	440,50	0,3380	0,6310	0,6310	20,5	21,0	21,0	
0	0	0	0	20	0,333333	214,7	30,1	6791	6766	6766	440,50	441,10	441,10	0,4580	0,8497	0,8497	21,0	21,8	21,8	
0	0	0	0	25	0,416667	239,7	25,0	7898	7859	7859	440,89	441,83	441,83	0,5577	1,0374	1,0374	21,5	22,9	22,9	
0	0	0	0	30	0,5	261,1	21,4	8903	8848	8848	441,35	442,67	442,67	0,6480	1,2031	1,2031	22,2	24,1	24,1	
0	0	0	0	35	0,583333	279,9	18,8	9829	9756	9756	441,86	443,61	443,61	0,7298	1,3519	1,3519	22,9	25,4	25,4	
0	0	0	0	40	0,666667	296,6	16,7	10690	10597	10597	442,42	444,63	444,63	0,8048	1,4875	1,4875	23,7	26,9	26,9	
0	0	0	0	45	0,75	311,6	15,0	11497	11382	11382	443,03	445,73	445,73	0,8741	1,6119	1,6119	24,6	28,5	28,5	
0	0	0	0	50	0,833333	325,2	13,6	12258	12119	12119	443,68	446,91	446,91	0,9388	1,7271	1,7271	25,5	30,3	30,3	
0	0	0	0	55	0,916667	337,7	12,5	12979	12816	12816	444,37	448,14	448,14	0,9995	1,8342	1,8342	26,5	32,1	32,1	
0	0	0	1	60	1	349,2	11,5	13665	13476	13476	445,09	449,44	449,44	1,0567	1,9342	1,9342	27,6	34,0	34,0	
0	0	0	0	65	1,083333	359,9	10,7	14321	14104	14104	445,85	450,78	450,78	1,1107	2,0280	2,0280	28,7	36,1	36,1	
0	0	0	0	70	1,166667	369,9	10,0	14948	14702	14702	446,64	452,17	452,17	1,1620	2,1161	2,1161	29,9	38,2	38,2	
0	0	0	0	75	1,25	379,3	9,4	15551	15275	15275	447,46	453,60	453,60	1,2108	2,1992	2,1992	31,1	40,4	40,4	
0	0	0	0	80	1,333333	388,1	8,8	16130	15823	15823	448,31	455,07	455,07	1,2573	2,2776	2,2776	32,3	42,7	42,7	
0	0	0	0	85	1,416667	396,4	8,3	16689	16350	16350	449,18	456,57	456,57	1,3017	2,3518	2,3518	33,6	45,0	45,0	
0	0	0	0	14	840	728,3	0,9	40883	26174	26174	599,83	708,06	708,06	2,4711	2,5201	2,5201	387,2	549,8	549,8	
0	0	0	0	845	14,08333	729,2	0,9	40871	26052	26052	600,97	710,40	710,40	2,4658	2,5002	2,5002	389,7	552,3	552,3	
0	0	0	0	850	14,16667	730,1	0,9	40857	25930	25930	602,13	712,73	712,73	2,4604	2,4804	2,4804	392,2	554,8	554,8	
0	0	0	0	855	14,25	730,9	0,9	40842	25807	25807	603,29	715,08	715,08	2,4548	2,4606	2,4606	394,6	557,2	557,2	
0	0	0	0	860	14,33333	731,8	0,9	40825	25684	25684	604,46	717,43	717,43	2,4492	2,4410	2,4410	397,1	559,7	559,7	
0	0	0	0	865	14,41667	732,7	0,9	40807	25561	25561	605,65	719,78	719,78	2,4434	2,4214	2,4214	399,5	562,1	562,1	
0	0	0	0	870	14,5	733,5	0,9	40789	25438	25438	606,84	722,14	722,14	2,4376	2,4019	2,4019	402,0	564,5	564,5	
0	0	0	0	875	14,58333	734,4	0,9	40767	25315	25315	608,03	724,51	724,51	2,4316	2,3825	2,3825	404,4	566,9	566,9	
0	0	0	0	880	14,66667	735,2	0,8	40745	25191	25191	609,24	726,87	726,87	2,4256	2,3632	2,3632	406,8	569,2	569,2	
0	0	0	0	885	14,75	736,1	0,8	40721	25067	25067	610,46	729,25	729,25	2,4195	2,3440	2,3440	409,2	571,6	571,6	
0	0	0	0	890	14,83333	736,9	0,8	40696	24944	24944	611,68	731,62	731,62	2,4133	2,3250	2,3250	411,6	573,9	573,9	
0	0	0	0	895	14,91667	737,7	0,8	40670	24820	24820	612,92	734,00	734,00	2,4069	2,3060	2,3060	414,1	576,2	576,2	
416,453334	578,484391	578,484391	15	900	15	738,6	0,8	40642	24696	24696	614,16	736,38	736,38	2,4005	2,2871	2,2871	416,5	578,5	578,5	

Nell'ultima riga, in corrispondenza del tempo t = 15 min , sono riportati i parametri di calcolo e le temperature delle 3 parti della trave.

A_i / V_i rappresenta il fattore di sezione (m^{-1}) di ciascuna parte della trave ovvero il rapporto per

unità di lunghezza dell'**area esposta** rispetto al volume delle flange e dell'anima.

- Per la flangia inferiore :

$$A_i/V_i \text{ or } A_{p,i}/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1 e_1$$

- Per la flangia superiore :

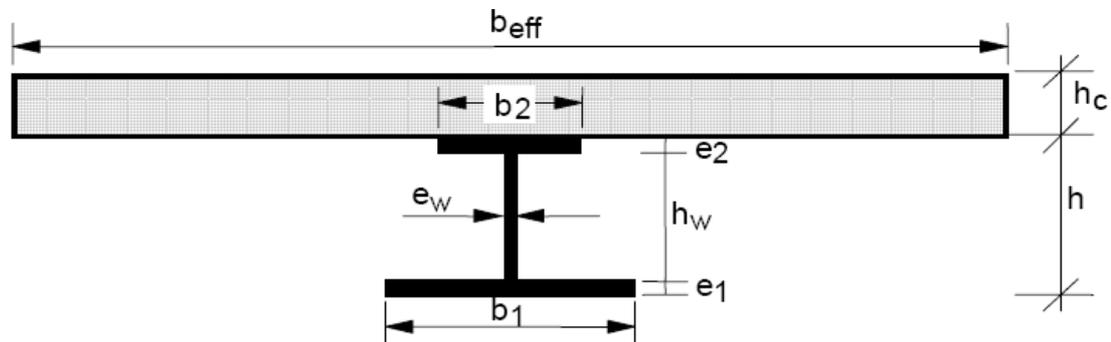
$$A_i/V_i \text{ or } A_{p,i}/V_i = (b_2 + 2 e_2)/b_2 e_2$$

- Per l'anima : $A_i/V_i = 2 h_w / b_w h_w$

K_{shadow} è il fattore di correzione per effetto schermatura che, per un calcolo approssimato, è dato dalla seguente espressione geometrica.

$$k_{shadow} = 0,9 \left(\frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right)$$

Per i parametri geometrici si fa riferimento alla seguente figura :



h_{net} rappresenta il valore di progetto del flusso di calore per unità di area ed è dato dalle seguenti espressioni :

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$$

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t})$$

$$\dot{h}_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) [(\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4]$$

In cui ε_m e ε_f sono valori di emissività ricavabili dalla norma EN1992-1-2 e valgono rispettivamente :

$$\varepsilon_m = 0,7 ; \varepsilon_f = 1$$

c_a è il calore specifico dell'acciaio alla temperatura di riferimento per ciascuna parte della trave

ρ_a è la densità dell'acciaio riferita alla temperatura ambiente (7850 kg/m³)

θ_t è la temperatura del gas al tempo t

$\theta_{a,t}$ è la temperatura dell'acciaio al tempo t supposta uniforme in ciascuna parte della trave

Δ_t è l'intervallo di tempo dell'iterazione (5 sec)

I fattori di riduzione delle caratteristiche dell'acciaio ad alte temperature sono ricavati dalla seguente tabella :

Table 3.2: Reduction factors k_θ for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures.

Steel Temperature θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420		1,00
500	0,60	0,360		0,78
600	0,31	0,180		0,47
700	0,13	0,075		0,23
800	0,09	0,050		0,11
900	0,0675	0,0375		0,06
1000	0,0450	0,0250		0,04
1100	0,0225	0,0125		0,02
1200	0	0		0

La classificazione della sezione in condizioni di incendio, di seguito riportata, evidenzia che le tensioni limite su ciascun pannello d'anima sono calcolate sia per un comportamento elastico che per un comportamento plastico della sezione controllando per ciascuna parte compressa il rapporto larghezza / spessore.

Nel caso dell'esempio l'anima non è irrigidita e la classificazione è eseguita controllando i rapporti larghezza/spessore delle parti sporgenti della piattabanda superiore e dell'anima.

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE									
		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄				
Larghezza/spessore :	Anima	d/t _w =	38,49					$\alpha_y =$	0,500
	Piattabande	c/t =	4,79					$\psi_y =$	-1,000
		$\alpha_y =$	0,500						
asse neutro el. = cm 20,000		$\phi_a =$	-1,000						
		$c_y =$	1,000						
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	58,58				49,79	0,00	0,00	0,00
	classe 2	67,45				57,34	0,00	0,00	0,00
	classe 3	100,89				85,76	0,00	0,00	0,00
	$k_\theta =$								
						d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7,32				1	1	1	1
	classe 2	8,14				1	1	1	1
	classe 3	11,39				1	1	1	1
						classe dell'anima			
						in cond. di incendio			
						classe piattabanda			
						1			
						CLASSE SEZIONE			
						1			

La sezione è di classe 1 anche in condizione di incendio (comportamento plastico) e quindi il calcolo della sezione composta può essere eseguito sia col metodo plastico che col metodo elastico.

C'è qui da precisare che in fase consolidata la classe della piattabanda compressa viene posta automaticamente pari a 1 disponendo opportunamente i pioli di collegamento per eliminare effetti di instabilità locale. La classe della sezione è quindi definita dalla sola anima.

Vengono quindi calcolate le caratteristiche geometriche, termiche e meccaniche della sezione soggetta ad alta temperatura come di seguito riportato da uno stralcio del programma TraveComp_B

ANALISI IN CONDIZIONI DI INCENDIO : IN ACCORDO CON EN 1994-1-2 ; NTC 2008									
CALCESTRUZZO :		alleggerito	classe di densità $\rho_c :$	1,8	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	25	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	16,67	
peso specifico : $\rho_c =$		1800	kg/m ³	sezione di riferimento	campata		$b_0 = \text{cm}$	7,5	
PROTEZIONE TERMICA				NESSUNA	$\rho_p (\text{kg/m}^3)$	0	$\lambda_p (\text{W/mK})$	0	$C_p (\text{J/kgK})$
								SPESS. (mm)	$\eta_{fi} =$
									0,65
TEMPERATURA E FATT. RIDUZ. f_y PARTI TRAVE				REI	Momento flettente :		$M_{Ed,fi} =$	kNcm	44664
$\theta_{a,l} = \text{°C}$	578	$k_{y,\theta,l} =$	0,537	minuti	Taglio congruente :		$V_{Ed,fi} =$	kN	0,00
$\theta_{a,w} = \text{°C}$	578	$k_{y,\theta,w} =$	0,537	15	Compress. assiale :		$N_{Ed,fi} =$	kN	0
$\theta_{a,u} = \text{°C}$	416	$k_{y,\theta,u} =$	0,964	15	Taglio massimo :		$V_{Ed,fi,max} =$	kN	148,88
		soletta in C.A. e armatura		sp. soletta	$h_c = \text{cm}$	8	temperat.	$\theta_c = \text{°C}$	167
				h raccordo	$h_p = \text{cm}$	5	fatt. riduz.	$k_{c,\theta} =$	1,0000
				largh. a sx.	$b_1 = \text{cm}$	150	h critica	$h_{cr} = \text{cm}$	0,00
				largh. a dx.	$b_2 = \text{cm}$	150	$h_{cr} \leq h_c - h_u = \text{cm}$	7,62	
				area armatura metallica tesa			$A_{sd} = \text{cm}^2$	14	
				largh. fessura $w_k = \text{mm}$		> 0,4	diam. barre $\phi = \text{mm}$	16	
				distanza armatura da bordo superiore			$d_{sd} = \text{cm}$	3,5	
				snervam. $f_s = \text{N/mm}^2$		500	limite snerv. $\sigma_s = \text{N/mm}^2$	500	
				coefficiente di sicurezza armatura			$\gamma_{fi,s} =$	1	
				connettori		altezza pioli	$h_{sc} = \text{cm}$	9,5	temperat.
diam. pioli	$d = \text{cm}$	1,9	fatt. riduz.			$k_{u,\theta} =$	1,1671		
tensione di rottura dell'acciaio			$f_u = \text{N/mm}^2$			450			
coefficiente di sicurezza			$\gamma_{fi,v} =$			1			
		lunghezza efficace trave		$L_e = \text{cm}$	1200				
				larghezza efficace a sx		$b_{e1} = \text{cm}$	150,00		
				larghezza efficace a dx		$b_{e2} = \text{cm}$	150,00		
				fattore di riduz. b_{e1} su appoggio est.		$\beta_1 =$	1,00		
				fattore di riduz. b_{e2} su appoggio est.		$\beta_2 =$	1,00		
				larghezza efficace : $b_{eff} = \sum \beta_i \cdot b_{ei}$		$b_{eff} = \text{cm}$	300,00		
				modulo di elasticità min. della trave		$E_{fi} = \text{N/mm}^2$	78203		
				coeff. di omogeneizz. : $n =$		6	6		
						area della soletta		$A_c = \text{cm}^2$	2438
						posiz. baricentro soletta		campata $z_c = \text{cm}$	48,90
mom. di inerzia soletta		campata $J_c = \text{cm}^4$	14438						
altezza totale sezione		campata $H = \text{cm}$	53						

Di seguito alcuni chiarimenti sul foglio di calcolo e **analisi critica della norma** :

- La temperatura della soletta (167 °C) è pari al 40% della temperatura della flangia superiore (416 . 0,4) (item 4.3.4.2.5 (2) EN 1994-1-2)
- Il fattore di riduzione ($k_{c,\theta}$) della resistenza del calcestruzzo normale o alleggerito ad alte temperature è ottenuto dalla seguente tabella :

Table 3.3: Values for the two main parameters of the stress-strain relationships of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) at elevated temperatures.

Concrete Temperature θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

- L'altezza critica della soletta è lo spessore entro il quale, per l'uso del programma, non è superata la temperatura critica di 250 °C ed è ottenuta dalla seguente tabella :

Table D.5: Temperature distribution in a solid slab of 100 mm thickness composed of normal weight concrete and not insulated.

Depth x mm	Temperature θ_c [°C] after a fire duration in min. of					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

1 – Heated lower side of slab

- Il coefficiente di omogeneizzazione n per gli effetti nel breve e lungo termine è ottenuto in base al modulo di elasticità dell'acciaio E_{fi} riferito alla temperatura massima della sezione.
- La temperatura di progetto dei pioli (333 °C) è pari all'80% della temperatura della flangia superiore (416 · 0,8) (item 4.3.4.2.5 (2) EN 1994-1-2). Il valore nominale del coefficiente di "riduzione" della tensione di rottura del piolo (f_u) alla temperatura di progetto vale $k_{u,\theta} = 1,1671$ che nel calcolo della resistenza del piolo al taglio longitudinale deve essere moltiplicato per 0,8. Il suo **valore reale** è quindi $k_{u,\theta} = 1,1671 \cdot 0,8 = 0,934$.

Note critiche sulle indicazioni della norma relativamente alla resistenza dei pioli al taglio longitudinale.

La resistenza dei pioli al taglio longitudinale nelle condizioni termiche di progetto è calcolata come nel caso normale (parte 1 e 2 della trattazione) ma tenendo conto dei fattori di riduzione k_0 prima definiti :

Nell'ipotesi di una sola fila di pioli disposta lungo il piano dell'anima la resistenza offerta da ciascun piolo è $P_{fi,Rd} = 64,1$ kN come di seguito riportato dal foglio di calcolo automatico.

CONNETTORI A TAGLIO :		soletta su lamiera grecata trasv.	numero pioli / greca	$n_r =$	1
resistenza del singolo piolo :		$P_{fi,Rd} = \text{MIN} [(0,64 \cdot k_{u,\theta} \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4) / \gamma_{fi,v} ; 0,29 \cdot k_{c,\theta} \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_{fi,v}]$			
$\alpha = 0,2 \cdot [h_{sc} / d + 1]$ per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$		$\alpha = 1$ per $h_{sc} / d > 4$		$\alpha =$	1,00
k = fattore di riduzione per soletta su lamiera grecata :		k =	0,850	$k \cdot P_{fi,Rd} =$ kN	64,10
t = spessore lamiera grecata trasversale :		t = mm	1	$k_{max} =$	0,85

Paradossalmente la resistenza in condizioni di incendio risulta superiore a quella calcolata in condizioni normali (vedere parte 1 e 2 della trattazione : $P_{Rd} = 51,28$ kN) come di seguito dettagliatamente dimostrato.

L'item di riferimento è estratto dalla norma EN 1994-1-2 :

4.3.4.2.5 Verification of shear resistance of stud connectors

(1) The design shear resistance in the fire situation of a welded headed stud should be determined both for solid and steel deck-concrete slab systems in accordance with EN 1994-1-1, except that the partial factor γ_v should be replaced by $\gamma_{M,fi,v}$ and the smaller of the following reduced values is to be used:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ with } P_{Rd} \text{ as obtained from equation 6.18 of EN 1994-1-1 or} \quad (4.11a)$$

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ with } P_{Rd} \text{ as obtained from equation 6.19 of EN 1994-1-1 and} \quad (4.11b)$$

La resistenza dei pioli è calcolata sia a taglio sul gambo (4.11a) che a schiacciamento del calcestruzzo (4.11b) ; i due casi sono di seguito esaminati :

- **Resistenza a taglio del piolo in condizioni di incendio**

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}$$

$k_{u,\theta}$ è ricavato dalla tabella 3.2 soprariportata con riferimento ad una temperatura del piolo di 333 °C

$$k_{u,\theta} = 1,1671$$

Il valore della resistenza a taglio del piolo in condizioni normali (temperatura ambiente) come proposto dalla norma EN 1994-1-1 è dato dalla seguente espressione (6.18) :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}$$

moltiplicata per il fattore k_t limitato a 0,85 per soletta su lamiera grecata trasversale con 1 fila di pioli e spessore lamiera ≤ 1 mm (item 6.6.4.2 EN 1994-1-1)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

e con $\gamma_v = 1,25$

$$P_{Rd} = 0,85 \cdot (0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 1,9^2 / 4) / 1,25 = 69,41 \text{ kN}$$

In condizioni di incendio, secondo l'espressione 4.11a del punto 4.3.4.2.5 della norma EN1994-1-2 si ha

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,0} \cdot P_{Rd} \cdot \gamma_v / \gamma_{v,fi} \quad \text{con } \gamma_{v,fi} = 1$$

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot 1,1671 \cdot 69,41 \cdot 1,25 / 1,00 = 81,01 \text{ kN} > 69,41 \text{ kN}$$

Analoga situazione si ha per la resistenza a schiacciamento del calcestruzzo :

- Resistenza a schiacciamento del calcestruzzo in condizioni di incendio

$$P_{fi,Rd} = k_{c,0} \cdot P_{Rd}$$

$k_{c,0}$ è ricavato dalla tabella 3.3 con riferimento ad una temperatura della soletta di 167°C

$$k_{c,0} = 1$$

Il valore della resistenza a schiacciamento del calcestruzzo in condizioni normali (temperatura ambiente) come proposto dalla norma EN 1994-1-1 è dato dalla seguente espressione (6.19) :

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

moltiplicata per il fattore $k_t = 0,85$ limitato a $0,85$ per soletta su lamiera grecata trasversale con 1 fila di pioli e spessore lamiera $\leq 1 \text{ mm}$ (item 6.6.4.2 EN 1994-1-1)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

e con $\gamma_v = 1,25$

Il valore di α nell'espressione di P_{Rd} è dato da :

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4$$

$\alpha = 1$ essendo $h_{sc} / d = 9,5 / 1,9 = 5 > 4$

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ (senza riduzione per temperature inferiori a 250°C & 4.3.4.2.2 EN 1994-1-2)

$$E_{cm} = 20752 \text{ N/mm}^2 = 2075,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{Rd} = [0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \cdot (2,5 \cdot 2075,2)^{0,5}] / 1,25 = 51,28 \text{ kN}$$

In condizioni di incendio, secondo l'espressione 4.11a del punto 4.3.4.2.5 della norma EN1994-1-2 si ha

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd} \cdot \gamma_v / \gamma_{v,fi} \quad \text{con } \gamma_{v,fi} = 1$$

$$P_{fi,Rd} = 1 \cdot 51,28 \cdot 1,25 / 1,00 = 64,1 \text{ kN} > 51,28 \text{ kN}$$

Inoltre, poiché la sollecitazione tagliante sui pioli in condizione di incendio dipende dal valore del momento resistente plastico della sezione che è minore ad alte temperature, è evidente che il **numero di pioli resistenti al taglio longitudinale è definito dal calcolo in condizioni normali.**

Verifica di resistenza allo S.L.U. :

- **Teoria elastica**

La verifica è eseguita come per la condizione normale (temperatura ambiente) con valori delle sollecitazioni e delle resistenze dovute alla condizione di incendio per una **esposizione al fuoco di 15 min.**

ANALISI DELLA TRAVE COMPOSTA OMOGENEA IN CAMPATA			
Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	40,07 cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd,fi} = A_v \cdot (f_{y\theta,w} / 3^{1/2}) / \gamma_{M0,fi}$	$V_{pl,Rd,fi} =$	441 kN
$V_{Ed,fi,max} < 50\% V_{pl,Rd,fi}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed,fi} / V_{pl,Rd,fi} - 1)^2$	$\rho =$	0,000
Verifica di resistenza per sezione di classe 1		$\gamma_{M0,fi} =$	1
tensione di progetto minima		$f_d = f_{y\theta,min} / \gamma_{M0,fi} =$	19,05 kN/cm ²
tensione di progetto riferita alla flangia inferiore		$f_d = f_{y\theta,i} / \gamma_{M0,fi} =$	19,05 kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0,000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0,500
$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) =$	1,000	$r =$ fattore di riduzione	
$N_{1,Rd} = 0,25 \cdot N_{pl,Rd} =$	2319	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	306
$N_{V,Rd} = A_v \cdot (1-\rho) \cdot f_y$	$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$		0
NO carico assiale			0,736
in assenza di taglio :		$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd} \quad \text{o} \quad [N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$	0,736 < 1
in presenza di taglio :		$k = 4$	
$M_{NV,Rd} = [W_{pl,y,fi} + v \cdot (1-\rho) \cdot A_v^2 / (k \cdot t_w) - v \cdot N_{Ed}^2 / ((1-\rho) \cdot f_y^2 \cdot 4 \cdot t_w)] \cdot f_d \leq M_{N,Rd}$			----- kNcm
$v =$ <i>fattore di simmetria</i> =	$2 \cdot [(1 - (z_G - t_i) / h_w)^2 + ((z_G - t_i) / h_w)^2] =$		3,06273 <i>per sez. di classe <= 2</i>
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$ resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1-ρ)		$R_{M,N,V} =$	----- < 1

Sono evidenziati con colorazione marrone i dati modificati nella verifica in condizioni di incendio rispetto a quelli relativi alla verifica in condizioni normali.

Il calcolo del momento resistente di progetto in condizioni di incendio è eseguito tenendo conto della minima tensione di snervamento della sezione di acciaio alla temperatura conseguente all'esposizione al fuoco per un **tempo di 15 min.**

Per una esposizione al fuoco di 20 min la situazione di progetto sarebbe la seguente :

ANALISI ELASTICA IN CONDIZIONI DI INCENDIO : IN ACCORDO CON EN 1994-1-2 ; NTC 2008									
CALCESTRUZZO :		alleggerito	classe di densità ρ_c :	1,8	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	25	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	16,67	
peso specifico : $\rho_c =$		1800	kg/m^3	sezione di riferimento		campata	$b_0 = \text{cm}$	7,5	
PROTEZIONE TERMICA		NESSUNA		$\rho_p (\text{kg/m}^3)$	$\lambda_p (\text{W/mK})$	$C_p (\text{J/kgK})$	SPESS. (mm)		
				0	0		$\eta_{fi} =$	0,65	
TEMPERATURA E FATT. RIDUZ. f_y PARTI TRAVE				REI	Momento flettente :		$M_{Ed,fi} =$	kNcm	44664
$\theta_{a,i} = \text{°C}$	686	$k_{y,\theta,i} =$	0,264	minuti	Taglio congruente :		$V_{Ed,fi} =$	kN	0,00
$\theta_{a,w} = \text{°C}$	686	$k_{y,\theta,w} =$	0,264	20	Compress. assiale :		$N_{Ed,fi} =$	kN	0
$\theta_{a,u} = \text{°C}$	546	$k_{y,\theta,u} =$	0,637	20	Taglio massimo :		$V_{Ed,fi,max} =$	kN	148,88

ANALISI DELLA TRAVE COMPOSTA OMOGENEA IN CAMPATA							
Area resistente a taglio :		$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$		$A_v =$	40,07	cm^2	
Limite di resistenza plastica a taglio :		$V_{pl,Rd,fi} = A_v \cdot (f_{y\theta,w} / 3^{1/2}) / \gamma_{M0,fi}$		$V_{pl,Rd,fi} =$	217	kN	
$V_{Ed,fi,max} < 50\% V_{pl,Rd,fi}$		$\rho = (2 \cdot V_{Ed,fi} / V_{pl,Rd,fi} - 1)^2$		$\rho =$	0,000		
Verifica di resistenza per sezione di classe				1	$\gamma_{M0,fi} =$	1	
tensione di progetto minima				$f_d = f_{y\theta,min} / \gamma_{M0,fi} =$	9,36	kN/cm^2	
tensione di progetto riferita alla flangia inferiore				$f_d = f_{y\theta,i} / \gamma_{M0,fi} =$	9,36	kN/cm^2	
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0,000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0,500	$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d =$	29801	kNcm	
$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) =$	1,000	$r =$ fattore di riduzione		$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} =$	29801	kNcm	
$N_{1,Rd} = 0,25 \cdot N_{pl,Rd} =$	1139	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	150	$N_{Ed} \leq N_{V,Rd} (cl \leq 2) =$	0	kN	
$N_{V,Rd} = A_v \cdot (1-\rho) \cdot f_y$	$N_{Ed} < \min (N_{1,Rd} ; N_{2,Rd})$		NO carico assiale		1,499	1,499	
in assenza di taglio :		$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$	$[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$		1,499	< 1	
in presenza di taglio :		$k = 4$					
$M_{NV,Rd} = [W_{pl,y,fi} + v \cdot (1-\rho) \cdot A_v^2 / (k \cdot t_w) - v \cdot N_{Ed}^2 / ((1-\rho) \cdot f_y^2 \cdot 4 \cdot t_w)] \cdot f_d \leq M_{N,Rd}$				$M_{NV,Rd} =$	-----	kNcm	
$v =$ fattore di simmetria		$= 2 \cdot [(1 - (z_G - t_f) / h_w)^2 + ((z_G - t_f) / h_w)^2]$		$=$	3,06273	per sez. di classe ≤ 2	
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$		resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1- ρ)		$R_{M,N,V} =$	-----	< 1	

Che evidenzia una situazione finale della trave mista non verificata ancor prima della sovrapposizione degli effetti.

Sempre con riferimento ad un tempo di esposizione al fuoco di **15 min** è riportata di seguito la verifica completa con la teoria elastica che risulta soddisfatta con la sovrapposizione degli effetti.

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA ELASTICA							
SEZIONE IN CAMPATA :							
Esterno piattabanda inferiore trave :		fase iniziale di getto :		$R_i =$	0,405		
		fase finale consolidata :		$R_f =$	0,560		
		sovrapposizione degli effetti :		$R_{tot} =$	0,965	< 1	
Esterno piattabanda superiore trave :		fase iniziale di getto :		$R_i =$	0,405		
		fase finale consolidata :		$R_f =$	0,560		
		sovrapposizione degli effetti :		$R_{tot} =$	0,965	< 1	
Esterno soletta in C.A. omogeneizzata :		compressione massima (N/mm^2) :		$\sigma_{c,max} =$	6,25	< 16,67	
Stabilità al taglio dell'anima :		fase iniziale di getto :		$R_i =$	0,000		
		fase finale consolidata :		$R_f =$	0,000		
		sovrapposizione degli effetti :		$R_{tot} =$	0,000	< 1	

La resistenza al taglio longitudinale con la teoria elastica a completo ripristino e in condizioni di incendio produce il seguente risultato :

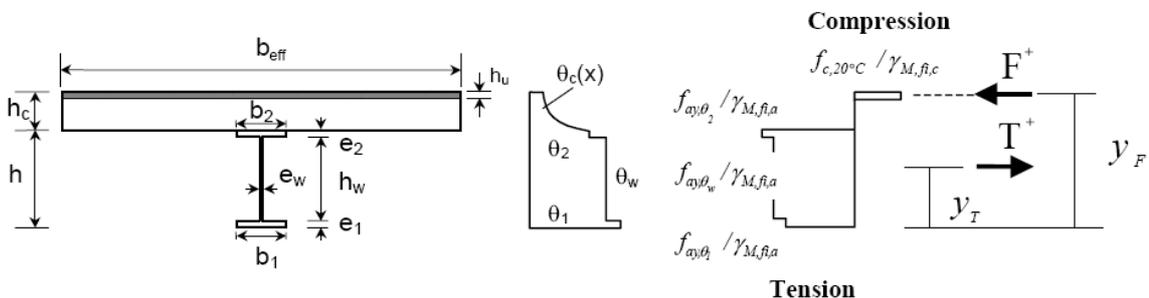
RESISTENZA AL TAGLIO LONGITUDINALE A COMPLETO RIPRISTINO		
SEZIONE IN CAMPATA :		
braccio di leva della coppia interna :	$z = z_c - z_a$	$z = 29,89$ cm
forza di taglio longitudinale :	$V_L = M_{eI} (M_{pl,Rd}) / z$	$V_L = 2030$ kN
numero pioli su metà trave :	$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd})$	$n_p = 32$
disposizione dei pioli : singoli	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} = 18,75$ cm
	passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} = 16,48$ cm
	interasse di progetto	$p_{sc,d} = 16,48$ cm > 5.d

Che dimostrerebbe l'uso di un minor numero di pioli maggiormente distanziati rispetto al progetto eseguito in condizioni normali (vedere parte 1 e 2 della trattazione) . Tale situazione è dovuta alla maggior resistenza calcolata per i pioli in condizione di incendio ed al minor valore del momento resistente plastico.

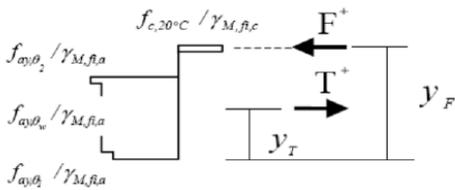
E' evidente che il progetto finale farà riferimento alla situazione peggiore che, per la connessione acciaio-calcestruzzo, è la condizione normale (temperatura ambiente).

- **Teoria plastica**

Per sezioni di **classe** ≤ 2 è possibile eseguire la verifica di resistenza col metodo plastico ovvero, per il calcolo del momento resistente plastico si fa riferimento al seguente schema e diagramma di tensioni.



Il foglio di calcolo automatico illustra la verifica nei seguenti passaggi :

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA PLASTICA PER CLASSE <= 2																																
SEZIONE IN CAMPATA :																																
Sollecitazioni in fase consolidata :	Momento flettente Taglio congruente massimo Compressione assiale Forza di trazione nella trave spessore della zona compressa posizione forza di trazione braccio di leva rapporto x_{pl} / H fattore di riduzione del $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico	<table border="1"> <tr><td>$M_{Ed,fi} =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">44664</td><td>kNcm</td></tr> <tr><td>$V_{ed,fi} =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">0,00</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$N_{Ed,fi} =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">0</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$T^+ =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">1905,58</td><td>kN</td></tr> <tr><td>$h_u =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">0,381</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$y_T =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">23,74</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$\Delta_y =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">29,07</td><td>cm</td></tr> <tr><td>$x_{pl} / H =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">0,007</td><td></td></tr> <tr><td>$\beta =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">1,000</td><td></td></tr> <tr><td>$M_{pl,Rd} =$</td><td style="background-color: #e91e63; color: white;">55401</td><td>kNcm</td></tr> </table>	$M_{Ed,fi} =$	44664	kNcm	$V_{ed,fi} =$	0,00	kN	$N_{Ed,fi} =$	0	kN	$T^+ =$	1905,58	kN	$h_u =$	0,381	cm	$y_T =$	23,74	cm	$\Delta_y =$	29,07	cm	$x_{pl} / H =$	0,007		$\beta =$	1,000		$M_{pl,Rd} =$	55401	kNcm
$M_{Ed,fi} =$	44664	kNcm																														
$V_{ed,fi} =$	0,00	kN																														
$N_{Ed,fi} =$	0	kN																														
$T^+ =$	1905,58	kN																														
$h_u =$	0,381	cm																														
$y_T =$	23,74	cm																														
$\Delta_y =$	29,07	cm																														
$x_{pl} / H =$	0,007																															
$\beta =$	1,000																															
$M_{pl,Rd} =$	55401	kNcm																														
Caratteristiche plastiche :																																
Verifica di resistenza :	$R_{pl} = M_{Ed,fi} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} =$ 0,806 < 1																														
Stabilità al taglio dell'anima :	rapporto tagli ; $\eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd}$	$\eta_3 =$ 0,000 < 1																														

La forza di trazione nella trave è calcolata con la seguente espressione (E.1 (1) EN 1994-1-2):

$$T^+ = \left[f_{ay,\theta 1} (b_1 e_1) + f_{ay,\theta w} (h_w e_w) + f_{ay,\theta 2} (b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a}$$

Mentre la posizione della forza di trazione è data dalla seguente espressione :

$$y_T = \left[f_{ay,\theta 1} (b_1) (e_1^2 / 2) + f_{ay,\theta w} (h_w e_w) (e_1 + h_w / 2) + f_{ay,\theta 2} (b_2 e_2) (h - e_2 / 2) \right] / (T^+ \gamma_{M,fi,a})$$

L'altezza della zona compressa h_u della soletta è ottenuta dalla seguente espressione :

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c})$$

Il criterio di calcolo plastico sopra esposto è applicabile poiché risulta soddisfatta la seguente relazione :

$$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$$

Il rapporto tensionale calcolato con la teoria plastica ($R_{pl} = 0,806$) risulta correttamente più permissivo di quello calcolato con la teoria elastica ($R_{pl} = 0,965$) a dimostrazione del maggior sfruttamento delle capacità di resistenza del materiale quando la sezione è di classe <= 2.

Verifica in presenza di protezione termica :

Si richiede la resistenza al fuoco della trave composta per un tempo non inferiore a 60 min (classe **REI 60**) prevedendo una protezione termica in aderenza lungo il contorno costituita da **cimento vermiculite ad alta densità dello spessore minimo di 7 mm**. Le caratteristiche del materiale isolante sono le seguenti :

- Densità $\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$
- Conduttività termica $\lambda_p = 0,12 \text{ W/mk}$
- Calore specifico $c_a = 1100 \text{ J/kgK}$

Le caratteristiche della sezione collaborante protetta, le sollecitazioni di progetto in condizione di incendio, le temperature delle parti di acciaio della sezione e i relativi fattori di riduzione della resistenza a snervamento sono riportate nella seguente parte del foglio di calcolo in cui si ipotizza un **tempo minimo di resistenza al fuoco di 60 min (REI 60)**

ANALISI ELASTICA IN CONDIZIONI DI INCENDIO : IN ACCORDO CON EN 1994-1-2 ; NTC 2008										
CALCESTRUZZO :		alleggerito	classe di densità $\rho_c :$	1,8	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	25	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	16,67		
peso specifico : $\rho_c =$		1800	kg/m^3	sezione di riferimento	campata		$b_0 = \text{cm}$	7,5		
PROTEZIONE TERMICA		IN ADERENZA LUNGO IL CONTORNO		$\rho_p (\text{kg/m}^3)$	$\lambda_p (\text{W/mK})$	$c_p (\text{J/kgK})$	SPESS. (mm)			
		cimento e vermic. ad alta densità		550	0,12	1100	$\eta_{fi} =$	7,00		0,65
TEMPERATURA E FATT. RIDUZ. f_y PARTI TRAVE				REI	Momento flettente :		$M_{Ed,fi} =$	kNcm		44664
$\theta_{a,l} = \text{°C}$	555	$k_{y,\theta,l} =$	0,609	R 60	Taglio congruente :		$V_{Ed,fi} =$	kN		0,00
$\theta_{a,w} = \text{°C}$	555	$k_{y,\theta,w} =$	0,609		Compress. assiale :		$N_{Ed,fi} =$	kN		0
$\theta_{a,u} = \text{°C}$	563	$k_{y,\theta,u} =$	0,585	60	Taglio massimo :		$V_{Ed,fi,max} =$	kN		148,88

Le temperature delle parti della sezione di acciaio sono calcolate col metodo incrementale considerando la variazione della temperatura del gas e dell'acciaio protetto per intervalli di tempo pari a 5 sec.

Il processo di calcolo di seguito illustrato è ricavato dal punto 4.3.4 della norma EN 1994-1-2.

La temperatura delle parti della sezione della trave è definita, per il tempo di esposizione al fuoco richiesto, dalla seguente espressione di variazione incrementale(5 sec) al tempo t :

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\left(\frac{\lambda_p/d_p}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left(\frac{1}{1+w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[\left(e^{w/10} - 1 \right) \Delta\theta_t \right]$$

In cui :

$$w = \left(\frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right)$$

Il significato dei simboli è riportato al punto 4.3.4.2.2 (6) della norma EN 1994-1-2. Di seguito si riporta il risultato del calcolo iterativo al tempo $t = 60 \text{ min}$ come eseguito dal programma "TraveComp_B"

Δθa,t			θa,t			sez. non protetta			w : sezione protetta			Δθa,t,p			θa,t,p			sez. protetta		
fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima
0,0000	0,0000	0,0000	20	20	20	0,104494	0,195358	0,195358	0	0	0	0	0	0	20	20	20	20	20	20
0,0000	0,0000	0,0000	20,0	20,0	20,0	0,104494	0,195358	0,195358	0	0	0	0	0	0	20	20	20	20	20	20
0,1942	0,3631	0,3631	20,2	20,4	20,4	0,104494	0,195358	0,195358	0	0	0	0	0	0	20	20	20	20	20	20
0,3381	0,6313	0,6313	20,5	21,0	21,0	0,104494	0,195358	0,195358	0	0	0	0	0	0	20	20	20	20	20	20
0,4563	0,8511	0,8511	21,0	21,8	21,8	0,104494	0,195358	0,195358	0	0	0	0	0	0	20	20	20	20	20	20
0,5586	1,0405	1,0405	21,5	22,9	22,9	0,10448	0,195358	0,195358	0,082031	0	0	0	0	0	20,08203	20	20	20	20	20
0,6496	1,2086	1,2086	22,2	24,1	24,1	0,104449	0,195358	0,195358	0,185903	0	0	0	0	0	20,26793	20	20	20	20	20
0,7320	1,3607	1,3607	22,9	25,5	25,5	0,104404	0,195341	0,195341	0,266957	0,055831	0,055831	0,055831	0,055831	0,055831	20,53489	20,05583	20,05583	20,05583	20,05583	20,05583
0,8078	1,5001	1,5001	23,7	27,0	27,0	0,104348	0,195295	0,195295	0,332806	0,145969	0,145969	0,145969	0,145969	0,145969	20,8677	20,2018	20,2018	20,2018	20,2018	20,2018
0,8781	1,6290	1,6290	24,6	28,6	28,6	0,104284	0,195226	0,195226	0,387878	0,219917	0,219917	0,219917	0,219917	0,219917	21,25557	20,42172	20,42172	20,42172	20,42172	20,42172
0,9438	1,7490	1,7490	25,6	30,3	30,3	0,104211	0,195137	0,195137	0,434946	0,282084	0,282084	0,282084	0,282084	0,282084	21,69052	20,7038	20,7038	20,7038	20,7038	20,7038
1,0056	1,8614	1,8614	26,6	32,2	32,2	0,104132	0,195033	0,195033	0,475858	0,335353	0,335353	0,335353	0,335353	0,335353	22,16638	21,03915	21,03915	21,03915	21,03915	21,03915
1,0639	1,9672	1,9672	27,6	34,2	34,2	0,104048	0,194914	0,194914	0,511896	0,381694	0,381694	0,381694	0,381694	0,381694	22,67827	21,42085	21,42085	21,42085	21,42085	21,42085
0,2376	0,2216	0,2216	927,5	935,3	935,3	0,064292	0,121428	0,121428	0,490923	0,495347	0,495347	0,495347	0,495347	0,495347	556,9266	549,2383	549,2383	549,2383	549,2383	549,2383
0,2371	0,2213	0,2213	927,7	935,5	935,5	0,06425	0,121349	0,121349	0,490253	0,494683	0,494683	0,494683	0,494683	0,494683	557,4168	549,733	549,733	549,733	549,733	549,733
0,2367	0,2209	0,2209	927,9	935,7	935,7	0,064208	0,121271	0,121271	0,489585	0,494021	0,494021	0,494021	0,494021	0,494021	557,9064	550,227	550,227	550,227	550,227	550,227
0,2363	0,2206	0,2206	928,2	936,0	936,0	0,064166	0,121192	0,121192	0,488917	0,49336	0,49336	0,49336	0,49336	0,49336	558,3953	550,7204	550,7204	550,7204	550,7204	550,7204
0,2358	0,2203	0,2203	928,4	936,2	936,2	0,064124	0,121114	0,121114	0,488251	0,4927	0,4927	0,4927	0,4927	0,4927	558,8836	551,2131	551,2131	551,2131	551,2131	551,2131
0,2354	0,2199	0,2199	928,6	936,4	936,4	0,064082	0,121035	0,121035	0,487586	0,492041	0,492041	0,492041	0,492041	0,492041	559,3712	551,7051	551,7051	551,7051	551,7051	551,7051
0,2350	0,2196	0,2196	928,9	936,6	936,6	0,06404	0,120957	0,120957	0,486922	0,491383	0,491383	0,491383	0,491383	0,491383	559,8581	552,1965	552,1965	552,1965	552,1965	552,1965
0,2345	0,2193	0,2193	929,1	936,8	936,8	0,063998	0,120878	0,120878	0,486259	0,490726	0,490726	0,490726	0,490726	0,490726	560,3444	552,6873	552,6873	552,6873	552,6873	552,6873
0,2341	0,2189	0,2189	929,3	937,1	937,1	0,063956	0,1208	0,1208	0,485597	0,490069	0,490069	0,490069	0,490069	0,490069	560,83	553,1773	553,1773	553,1773	553,1773	553,1773
0,2337	0,2186	0,2186	929,6	937,3	937,3	0,063914	0,120722	0,120722	0,484936	0,489415	0,489415	0,489415	0,489415	0,489415	561,3149	553,6667	553,6667	553,6667	553,6667	553,6667
0,2333	0,2183	0,2183	929,8	937,5	937,5	0,063872	0,120644	0,120644	0,484277	0,488761	0,488761	0,488761	0,488761	0,488761	561,7992	554,1555	554,1555	554,1555	554,1555	554,1555
0,2329	0,2180	0,2180	930,0	937,7	937,7	0,06383	0,120565	0,120565	0,483618	0,488108	0,488108	0,488108	0,488108	0,488108	562,2828	554,6436	554,6436	554,6436	554,6436	554,6436
0,2324	0,2176	0,2176	930,3	937,9	937,9	0,063788	0,120487	0,120487	0,482961	0,487456	0,487456	0,487456	0,487456	0,487456	562,7658	555,1311	555,1311	555,1311	555,1311	555,1311

CA normale e alleggerito			h.net			calore specifico : ca							
θa,t,fl.sup	θa,t,fl.inf	θa,t,web	min	sec	t (min)	θg	Δθg,t	fl. sup.	fl. inf.	anima	fl. sup.	fl. inf.	anima
0	0	0	0	0	0	20,0	0,0	0	0	0	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	5	0,083333	96,5	76,5	2361	2361	2361	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	10	0,166667	147,0	50,4	4110	4105	4105	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	15	0,25	184,6	37,7	5548	5534	5534	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	20	0,333333	214,7	30,1	6791	6766	6766	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	25	0,416667	239,7	25,0	7898	7859	7859	439,80	439,80	439,80
0	0	0	0	30	0,5	261,1	21,4	8903	8848	8848	439,99	439,80	439,80
0	0	0	0	35	0,583333	279,9	18,8	9829	9755	9755	440,18	439,84	439,84
0	0	0	0	40	0,666667	296,6	16,7	10690	10596	10596	440,41	439,94	439,94
0	0	0	0	45	0,75	311,6	15,0	11497	11380	11380	440,69	440,10	440,10
0	0	0	0	50	0,833333	325,2	13,6	12257	12117	12117	440,99	440,30	440,30
0	0	0	0	55	0,916667	337,7	12,5	12978	12813	12813	441,33	440,54	440,54
0	0	0	1	60	1	349,2	11,5	13664	13472	13472	441,69	440,80	440,80
0	0	0	59	3540	59	942,8	0,2	4686	2315	2315	714,81	707,57	707,57
0	0	0	0	3545	59,08333	943,0	0,2	4680	2313	2313	715,27	708,03	708,03
0	0	0	0	3550	59,16667	943,2	0,2	4674	2311	2311	715,74	708,49	708,49
0	0	0	0	3555	59,25	943,5	0,2	4669	2309	2309	716,21	708,95	708,95
0	0	0	0	3560	59,33333	943,7	0,2	4663	2307	2307	716,68	709,41	709,41
0	0	0	0	3565	59,41667	943,9	0,2	4658	2305	2305	717,16	709,87	709,87
0	0	0	0	3570	59,5	944,1	0,2	4653	2303	2303	717,63	710,33	710,33
0	0	0	0	3575	59,58333	944,3	0,2	4647	2301	2301	718,10	710,79	710,79
0	0	0	0	3580	59,66667	944,5	0,2	4642	2299	2299	718,57	711,25	711,25
0	0	0	0	3585	59,75	944,7	0,2	4636	2297	2297	719,04	711,71	711,71
0	0	0	0	3590	59,83333	944,9	0,2	4631	2295	2295	719,51	712,17	712,17
0	0	0	0	3595	59,91667	945,1	0,2	4626	2293	2293	719,99	712,63	712,63
562,765753	555,131064	555,131064	60	3600	60	945,3	0,2	4621	2291	2291	720,46	713,09	713,09

Nell'ultima riga, in corrispondenza del tempo $t = 60$ min, sono riportati i parametri di calcolo e le temperature delle 3 parti della trave.

$A_{p,i} / V_i = A_i / V_i$ rappresenta il fattore di sezione (m^{-1}) di ciascuna parte della trave protetta ovvero il rapporto per unità di lunghezza dell'area esposta rispetto al volume delle flange e dell'anima.

- Per la flangia inferiore :

$$A_i / V_i \text{ or } A_{p,i} / V_i = 2(b_1 + e_1) / b_1 e_1$$

- Per la flangia superiore :

$$A_i / V_i \text{ or } A_{p,i} / V_i = (b_2 + 2e_2) / b_2 e_2$$

- Per l'anima : $A_i / V_i = 2 h_w / b_w h_w$

Per gli altri parametri fare riferimento al calcolo della sezione non protetta.

Vengono quindi calcolate le caratteristiche geometriche, termiche e meccaniche della sezione soggetta ad alta temperatura come di seguito riportato da uno stralcio del programma TraveComp_B

	soletta in C.A. e armatura	sp. soletta	$h_c = \text{cm}$	8	temperat.	$\theta_c = \text{°C}$	225
		h raccordo	$h_p = \text{cm}$	5	fatt. riduz.	$k_{c,\theta} =$	1,0000
		largh. a sx.	$b_1 = \text{cm}$	150	h critica	$h_{cr} = \text{cm}$	5,00
		largh. a dx.	$b_2 = \text{cm}$	150	$h_{cr} \leq h_c - h_u = \text{cm}$	7,66	
		area armatura metallica tesa			$A_{sd} = \text{cm}^2$	14	
		largh. fessura	$w_k = \text{mm}$	> 0,4	diam. barre	$\phi = \text{mm}$	16
		distanza armatura da bordo superiore			$d_{sd} = \text{cm}$	3,5	
		snervam.	$f_s = \text{N/mm}^2$	500	limite snerv.	$\sigma_s = \text{N/mm}^2$	500
		coefficiente di sicurezza armatura			$\gamma_{fi,s} =$	1	
			connettori	altezza pioli	$h_{sc} = \text{cm}$	9,5	temperat.
diam. pioli	$d = \text{cm}$			1,9	fatt. riduz.	$k_{u,\theta} =$	0,8895
tensione di rottura pioli				$f_u = \text{N/mm}^2$	450		
coefficiente di sicurezza				$\gamma_{fi,v} =$	1		
lunghezza efficace trave				$L_e = \text{cm}$	1200		
larghezza efficace a sx				$b_{e1} = \text{cm}$	150,00		
larghezza efficace a dx				$b_{e2} = \text{cm}$	150,00		
fattore di riduz. b_{e1} su appoggio est.				$\beta_1 =$	1,00		
fattore di riduz. b_{e2} su appoggio est.				$\beta_2 =$	1,00		
larghezza efficace : $b_{eff} = \sum \beta_i \cdot b_{ei}$				$b_{eff} = \text{cm}$	300,00		
modulo di elasticità min. della trave			$E_r = \text{N/mm}^2$	92425			
coeff. di omogeneizz. : $n =$			7	7			
area della soletta			$A_c = \text{cm}^2$	2438			
posiz. baricentro soletta			campata $z_c = \text{cm}$	48,90			
mom. di inerzia soletta			campata $J_c = \text{cm}^4$	14438			
altezza totale sezione			campata $H = \text{cm}$	53			

Valgono le stesse considerazioni e critiche già espone per la trave non protetta. In questo caso si noti la variazione del coefficiente di omogeneizzazione in funzione del modulo di elasticità dell'acciaio calcolato per una temperatura massima (flangia superiore) di 563 °C. La temperatura della flangia inferiore e dell'anima è di poco inferiore (555 °C) per via del contorno protetto dalla coibentazione.

Verifica di resistenza allo S.L.U. :

- Teoria elastica

La verifica è eseguita come per la condizione normale (temperatura ambiente) con valori delle sollecitazioni e delle resistenze dovute alla condizione di incendio per una **esposizione al fuoco della sezione protetta di 60 min.**

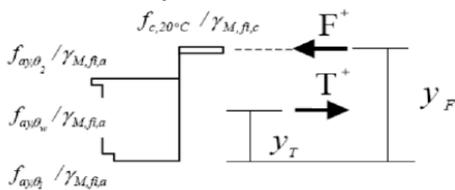
ANALISI DELLA TRAVE COMPOSTA OMOGENEA IN CAMPATA			
Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	40,07 cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd,fi} = A_v \cdot (f_{y0,w} / 3^{1/2}) / \gamma_{M0,fi}$	$V_{pl,Rd,fi} =$	500 kN
$V_{Ed,fi,max} < 50\% V_{pl,Rd,fi}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed,fi} / V_{pl,Rd,fi} - 1)^2$	$\rho =$	0,000
Verifica di resistenza per sezione di classe		1	
tensione di progetto minima		$\gamma_{M0,fi} =$	1
tensione di progetto riferita alla flangia inferiore		$f_d = f_{y0,min} / \gamma_{M0,fi} =$	20,78 kN/cm ²
		$f_d = f_{y0,i} / \gamma_{M0,fi} =$	21,62 kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0,000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0,500
$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) =$	1,000	$r =$ fattore di riduzione	
$N_{1,Rd} = 0,25 \cdot N_{pl,Rd} =$	2228	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	333
$N_{V,Rd} = A_v \cdot (1-\rho) \cdot f_y$		$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$	NO carico assiale
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$	$[N_{Ed} / A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$	0,706 < 1
in presenza di taglio :	$k = 4$		
$M_{NV,Rd} = [W_{pl,y,fl} + v \cdot (1-\rho) \cdot A_v^2 / (k \cdot t_w) - v \cdot N_{Ed}^2 / ((1-\rho) \cdot f_y^2 \cdot 4 \cdot t_w)] \cdot f_d <= M_{N,Rd}$		$M_{NV,Rd} =$	----- kNcm
$v =$ fattore di simmetria =	$2 \cdot [(1-(z_G-t_i)/h_w)^2 + ((z_G-t_i)/h_w)^2]$		3,06273 per sez. di classe <= 2
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1-ρ)	$R_{M,N,V} =$	----- < 1

La sovrapposizione degli effetti produce infine il seguente quadro tensionale che valida la soluzione scelta :

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA ELASTICA			
SEZIONE IN CAMPATA :			
Esterno piattabanda inferiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,405
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,537
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	0,942 < 1
Esterno piattabanda superiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,405
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,537
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	0,942 < 1
Esterno soletta in C.A. omogeneizzata :	compressione massima (N/mm ²) :	$\sigma_{c,max} =$	5,88 < 16,67
Stabilità al taglio dell'anima :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,000
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,000
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	0,000 < 1

- Teoria plastica

Per sezioni di classe <= 2 è possibile eseguire la verifica di resistenza col metodo plastico (come esposto per la sezione non protetta) che produce il seguente risultato.

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA PLASTICA PER CLASSE <= 2		
SEZIONE IN CAMPATA :		
Sollecitazioni in fase consolidata :	Momento flettente Taglio congruente massimo Compressione assiale Forza di trazione nella trave spessore della zona compressa posizione forza di trazione braccio di leva	$M_{Ed,fi} =$ 44664 kNcm $V_{ed,fi} =$ 0,00 kN $N_{Ed,fi} =$ 0 kN $T^+ =$ 1724,07 kN $h_u =$ 0,345 cm $y_T =$ 19,77 cm $\Delta_y =$ 33,06 cm $x_{pl} / H =$ 0,007 $\beta =$ 1,000 $M_{pl,Rd} =$ 56992 kNcm
Caratteristiche plastiche : 	Forza di trazione nella trave spessore della zona compressa posizione forza di trazione braccio di leva rapporto x_{pl} / H fattore di riduzione del $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico	$T^+ =$ 1724,07 kN $h_u =$ 0,345 cm $y_T =$ 19,77 cm $\Delta_y =$ 33,06 cm $x_{pl} / H =$ 0,007 $\beta =$ 1,000 $M_{pl,Rd} =$ 56992 kNcm
Verifica di resistenza :	$R_{pl} = M_{Ed,fi} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} =$ 0,784 < 1
Stabilità al taglio dell'anima :	rapporto tagli ; $\eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd}$	$\eta_3 =$ 0,000 < 1

Il rapporto tensionale calcolato con la teoria plastica ($R_{pl} = 0,784$) risulta correttamente più permissivo di quello calcolato con la teoria elastica ($R_{pl} = 0,942$) a dimostrazione del maggior sfruttamento delle capacità di resistenza del materiale quando la sezione è di classe <= 2.

Il calcolo del momento resistente di progetto (elastico o plastico) in condizioni di incendio è eseguito tenendo conto della minima tensione di snervamento della sezione di acciaio protetta con **cemento vermiculite ad alta densità applicato sul contorno, dello spessore di 7 mm ed esposta al fuoco per un tempo di 60 min.**

Per uno spessore della protezione di 6 mm la sezione composta non sarebbe verificata con la teoria elastica mentre sarebbe accettabile con la teoria plastica.

Di seguito si riportano i fogli di calcolo del programma Travecomp_B che evidenziano la situazione di progetto nel caso in cui si vari il solo spessore dello strato isolante da 7 a 6 mm.

ANALISI ELASTICA IN CONDIZIONI DI INCENDIO : IN ACCORDO CON EN 1994-1-2 ; NTC 2008									
CALCESTRUZZO :		alleggerito	classe di densità ρ_c :		1,8	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	25	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	16,67
peso specifico : $\rho_c =$		1800	kg/m ³		sezione di riferimento	campata		$b_0 = \text{cm}$	7,5
PROTEZIONE TERMICA		IN ADERENZA LUNGO IL CONTORNO			ρ_p (kg/m ³)	λ_p (W/mK)	C_p (J/kgK)	SPESS. (mm)	6,00
		cemento e vermic. ad alta densità			550	0,12	1100	$\eta_{fi} =$	0,65
TEMPERATURA E FATT. RIDUZ. f_y PARTI TRAVE					REI	Momento flettente :		$M_{Ed,fi} =$	kNcm
$\theta_{a,i} = \text{°C}$	598	$k_{y,\theta,i} =$	0,476	R 60	Taglio congruente :		$V_{Ed,fi} =$	kN	0,00
$\theta_{a,w} = \text{°C}$	598	$k_{y,\theta,w} =$	0,476		Compress. assiale :		$N_{Ed,fi} =$	kN	0
$\theta_{a,u} = \text{°C}$	604	$k_{y,\theta,u} =$	0,460	60	Taglio massimo :		$V_{Ed,fi,max} =$	kN	148,88
		soletta in C.A. e armatura		sp. soletta	$h_c = \text{cm}$	8	temperat.	$\theta_c = \text{°C}$	242
				h raccordo	$h_p = \text{cm}$	5	fatt. riduz.	$k_{c,\theta} =$	1,0000
				largh. a sx.	$b_1 = \text{cm}$	150	h critica	$h_{cr} = \text{cm}$	5,00
				largh. a dx.	$b_2 = \text{cm}$	150	$h_{cr} \leq h_c - h_u = \text{cm}$	7,73	
				area armatura metallica tesa		$A_{sd} = \text{cm}^2$	14		
				largh. fessura $w_k = \text{mm}$		> 0,4	diam. barre $\phi = \text{mm}$	16	
				distanza armatura da bordo superiore		$d_{sd} = \text{cm}$	3,5		
				snervam. $f_s = \text{N/mm}^2$		500	limite snerv. $\sigma_s = \text{N/mm}^2$	500	
				coefficiente di sicurezza armatura		$\gamma_{fi,s} =$	1		
				connettori		altezza pioli	$h_{sc} = \text{cm}$	9,5	temperat.
				diam. pioli	$d = \text{cm}$	1,9	fatt. riduz.	$k_{u,\theta} =$	0,8170
				tensione di rottura pioli	$f_u = \text{N/mm}^2$	450			
				coefficiente di sicurezza	$\gamma_{fi,v} =$	1			
		lunghezza efficace trave		$L_e = \text{cm}$	1200				
		larghezza efficace a sx		$b_{e1} = \text{cm}$	150,00				
		larghezza efficace a dx		$b_{e2} = \text{cm}$	150,00				
		fattore di riduz. b_{e1} su appoggio est.		$\beta_1 =$	1,00				
		fattore di riduz. b_{e2} su appoggio est.		$\beta_2 =$	1,00				
		larghezza efficace : $b_{eff} = \sum \beta_i \cdot b_{ei}$		$b_{eff} = \text{cm}$	300,00				
		modulo di elasticità min. della trave		$E_f = \text{N/mm}^2$	66354				
		coeff. di omogeneizz. : $n =$		5	5				
		area della soletta		$A_c = \text{cm}^2$	2438				
		posiz. baricentro soletta campata		$z_c = \text{cm}$	48,90				
mom. di inerzia soletta campata		$J_c = \text{cm}^4$	14438						
altezza totale sezione campata		$H = \text{cm}$	53						
sezione efficace omogenea in campata					sezione efficace reagente sugli appoggi				
area sezione efficace omogenea	$A_{om} = \text{cm}^2$	568	area sezione efficace reagente	$A_{om} = \text{cm}^2$					
posizione asse neutro sez. reagente	$z_n = \text{cm}$	44,80	posizione asse neutro sez. reagente	$z_n = \text{cm}$					
momento di inerzia efficace	$J_{om} = \text{cm}^4$	82572	momento di inerzia efficace	$J_{om} = \text{cm}^4$					
modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	17215	modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$					
modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	1843	modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$					
modulo di res. esterno soletta C.A.	$W_{y_{cs}} = \text{cm}^3$	10065	modulo di res. armatura metallica	$W_{y_{cs}} = \text{cm}^3$					
modulo di res. interno soletta C.A.	$W_{y_{ci}} = \text{cm}^3$	405492	modulo di res. interno soletta C.A.	$W_{y_{ci}} = \text{cm}^3$					
modulo di res. min. trave acciaio	$W_{el,min} = \text{cm}^3$	1843	modulo di res. min. trave acciaio	$W_{el,min} = \text{cm}^3$					
posizione asse neutro plastico	$x_{pl} = \text{cm}$	6,21	posizione asse neutro plastico	$x_{pl} = \text{cm}$					
modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	3383	modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$					

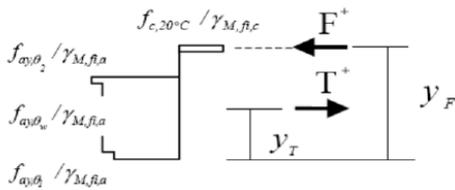
ANALISI DELLA TRAVE COMPOSTA OMOGENEA IN CAMPATA			
Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	40,07 cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd,fi} = A_v \cdot (f_{y0,w} / 3^{1/2}) / \gamma_{M0,fi}$	$V_{pl,Rd,fi} =$	391 kN
$V_{Ed,fi,max} < 50\% V_{pl,Rd,fi}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed,fi} / V_{pl,Rd,fi} - 1)^2$	$\rho =$	0,000
Verifica di resistenza per sezione di classe		$\gamma_{M0,fi} =$	1
tensione di progetto minima		$f_d = f_{y0,min} / \gamma_{M0,fi} =$	16,35 kN/cm ²
tensione di progetto riferita alla flangia inferiore		$f_d = f_{y0,i} / \gamma_{M0,fi} =$	16,91 kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0,000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0,500
$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) =$	1,000	$r =$ fattore di riduzione	
$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d =$		$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} =$	55294 kNcm
$N_{1,Rd} = 0,25 \cdot N_{pl,Rd} =$	2322	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	262
$N_{Ed} \leq N_{V,Rd}$ (cl <=2) =			0 kN
$N_{V,Rd} = A_v \cdot (1-\rho) \cdot f_y$		$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$	NO carico assiale
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$	o $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$	0,808 < 1
in presenza di taglio :	$k = 4$		
$M_{NV,Rd} = [W_{pl,y,fl} + v \cdot (1-\rho) \cdot A_v^2 / (k \cdot t_w) - v \cdot N_{Ed}^2 / ((1-\rho) \cdot f_y^2 \cdot 4 \cdot t_w)] \cdot f_d \leq M_{N,Rd}$		$M_{NV,Rd} =$	----- kNcm
$v =$ <i>fattore di simmetria</i> =	$2 \cdot [(1-(z_G-t_i)/h_w)^2 + ((z_G-t_i)/h_w)^2]$		3,06273 per sez. di classe <= 2
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1-ρ)	$R_{M,N,V} =$	----- < 1

Il rapporto tensionale per la situazione finale è ancora nel limite.

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA ELASTICA			
SEZIONE IN CAMPATA :			
Esterno piattabanda inferiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,405
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,614
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	1,019 < 1
Esterno piattabanda superiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,405
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,614
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	1,019 < 1
Esterno soletta in C.A. omogeneizzata :	compressione massima (N/mm ²) :	$\sigma_{c,max} =$	6,75 < 16,67
Stabilità al taglio dell'anima :	fase iniziale di getto :	$R_i =$	0,000
	fase finale consolidata :	$R_f =$	0,000
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} =$	0,000 < 1

La sovrapposizione degli effetti (fase iniziale + fase finale) segnala in rosso che la riduzione dello spessore del materiale isolante non consente di soddisfare la verifica di resistenza (di poco) con la teoria elastica.

Il calcolo con la teoria plastica evidenzia che il rapporto tensionale è pari al limite di sicurezza richiesto :

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA PLASTICA PER CLASSE ≤ 2		
SEZIONE IN CAMPATA :		
Sollecitazioni in fase consolidata :	Momento flettente Taglio congruente massimo Compressione assiale Forza di trazione nella trave spessore della zona compressa posizione forza di trazione braccio di leva	$M_{Ed,fi} =$ 44664 kNcm $V_{ed,fi} =$ 0,00 kN $N_{Ed,fi} =$ 0 kN $T^+ =$ 1350,63 kN $h_u =$ 0,270 cm $y_T =$ 19,80 cm $\Delta_y =$ 33,06 cm $x_{pl} / H =$ 0,005 $\beta =$ 1,000 $M_{pl,Rd} =$ 44654 kNcm
Caratteristiche plastiche : 	Forza di trazione nella trave spessore della zona compressa posizione forza di trazione braccio di leva rapporto x_{pl} / H fattore di riduzione del $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico	$T^+ =$ 1350,63 kN $h_u =$ 0,270 cm $y_T =$ 19,80 cm $\Delta_y =$ 33,06 cm $x_{pl} / H =$ 0,005 $\beta =$ 1,000 $M_{pl,Rd} =$ 44654 kNcm
Verifica di resistenza :	$R_{pl} = M_{Ed,fi} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} =$ 1,000 < 1
Stabilità al taglio dell'anima :	rapporto tagli ; $\eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd}$	$\eta_3 =$ 0,000 < 1

Conclusioni e considerazioni :

- In base alla norma EN 1994-1-2 la verifica di resistenza al fuoco può essere eseguita con la teoria plastica per sezioni di qualunque classe *ad eccezione delle sezioni di classe 4 per le quali deve essere applicata la teoria elastica (quest'ultima affermazione non è detta ma pare implicita)*.

4.3.4.1.2 Bending resistance of cross-sections of beams

(1) The design bending resistance may be determined by plastic theory for any class of cross sections except for class 4.

Questa affermazione stona con quella riportata nella norma EN 1994-1-1 in base alla quale la verifica di resistenza (a temperatura ambiente) può essere eseguita con la teoria elastica per sezioni di qualunque classe e può essere eseguita con la teoria plastica per sezioni di classe ≤ 2 .

6.2.1.1 General

(1)P The design bending resistance shall be determined by rigid-plastic theory only where the effective composite cross-section is in Class 1 or Class 2 and where pre-stressing by tendons is not used.

(2) Elastic analysis and non-linear theory for bending resistance may be applied to cross-sections of any class.

Ciò vuol dire, ad esempio, che per sezioni di classe 3 si **deve** eseguire la verifica di resistenza in condizioni normali esclusivamente con la teoria elastica mentre in condizioni di incendio la stessa sezione **può** essere esaminata con la teoria plastica attribuendo così alla sezione composta una maggior resistenza ; ciò porterebbe al paradosso di avere una sezione che resiste di più ad alte temperature che a temperatura ambiente.

Premesso che la classe di una sezione può essere diversa tra la condizione normale e la condizione di incendio (ad esempio si può facilmente avere una sezione di classe 3 in condizioni normali che diventa di classe 4 in condizioni di incendio per la riduzione del fattore ϵ moltiplicato per 0,85) il

programma automatico TraveComp_B esegue la verifica di resistenza in condizioni normali con la **teoria plastica esclusivamente per le sezioni composte di classe ≤ 2** ma consente di effettuare per queste classi anche la verifica con la teoria elastica. Identica situazione è impostata per il calcolo in condizioni di incendio con riferimento però alla classe della sezione definita per questa condizione.

La norma italiana NTC 2008 conferma quanto asserito dalla norma europea EN 1994-1-1 per le verifiche di resistenza in condizioni normali aggiungendo la possibilità di verifica in campo elasto-plastico e cioè :

4.3.4.2.1 Resistenza a flessione

Il momento resistente della sezione composta può essere ricavato utilizzando differenti metodi: elastico, applicabile a qualunque tipo di sezione e limitato al comportamento lineare dei materiali, plastico, quando la sezione è di classe 1 o 2; elasto-plastico, applicabile a qualunque tipo di sezione.

e rimanda direttamente alla norma EN 1994-1-2 per le verifiche di resistenza al fuoco

4.3.9 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1994-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (v. § 4.3.8) relativi alle combinazioni eccezionali.

- 2) La verifica di resistenza delle connessioni in condizioni di incendio deve, a mio avviso, essere rivista poiché, come precedentemente dimostrato, porta, in alcuni casi, al paradosso di una maggior resistenza della connessione in condizioni di incendio rispetto alla condizione normale.

4.3.4.2.5 Verification of shear resistance of stud connectors

(1) The design shear resistance in the fire situation of a welded headed stud should be determined both for solid and steel deck-concrete slab systems in accordance with EN 1994-1-1, except that the partial factor γ_v should be replaced by $\gamma_{M,fi,v}$ and the smaller of the following reduced values is to be used:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ with } P_{Rd} \text{ as obtained from equation 6.18 of EN 1994-1-1 or} \quad (4.11a)$$

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ with } P_{Rd} \text{ as obtained from equation 6.19 of EN 1994-1-1 and} \quad (4.11b)$$

where values of $k_{u,\theta}$ and $k_{c,\theta}$ are taken from Tables 3.2 and 3.3 respectively.

(2) The temperature θ_v [°C] of the stud connectors and θ_c [°C] of the concrete may be taken as 80 % and 40 % respectively of the temperature of the upper flange of the beam.

Nelle formule sopra riportate P_{Rd} è dato dalle seguenti espressioni ricavate dalla norma EN 1994-1-1 :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

in cui il fattore di sicurezza è al denominatore e quindi, se ridotto come richiesto per la verifica di resistenza al fuoco, incrementa la resistenza del piolo **finchè il prodotto $0,8 \cdot k_{u,0}$ risulta maggiore di 0,8 ovvero $k_{u,0} > 1$ ovvero la temperatura del piolo è < 400 °C ovvero la temperatura della flangia superiore della trave è < 500 °C**. Ciò è vero per solette piene mentre per solette grecate viene applicato un fattore di riduzione k_t alla resistenza P_{Rd} del piolo che corrisponde al raggiungimento di temperature di progetto maggiori di 400 °C come spiegato più avanti per il caso esaminato.

Stesso discorso vale per la resistenza a schiacciamento del calcestruzzo. In questo caso la resistenza del piolo è maggiore in condizioni di incendio finchè $k_{c,0}$ è **maggiore di 0,8 ovvero la temperatura media della soletta di calcestruzzo è < 480 °C ovvero la temperatura della flangia superiore è < 1200 °C**. Questa condizione limite non viene mai raggiunta poiché la resistenza minima è data dalla resistenza a taglio del piolo.

Nell'esempio proposto in questa trattazione (soletta su lamiera grecata trasversale) la resistenza allo scorrimento per taglio longitudinale in condizioni di incendio uguaglia la stessa in condizioni normali ($P_{Rd} = P_{fi,Rd} = 51,3$ kN) quando la temperatura del piolo raggiunge 513 °C ovvero la temperatura della flangia è di 642 °C (513 / 0,8). In queste condizioni, essendo la temperatura della soletta pari al 40% della temperatura della flangia ovvero 257 °C il fattore $k_{c,0} = 1$ per calcestruzzo alleggerito e la resistenza a schiacciamento vale $P_{Rd} = 64$ kN $> 51,3$ kN.

Per temperature del piolo inferiori a 513 °C **ma comunque alte**, la resistenza al taglio longitudinale in condizioni di incendio è maggiore della resistenza in condizioni normali (20 °C) il che non è facilmente “digeribile” almeno dal punto di vista fisico.

Si fa notare infine che la sollecitazione tagliente sui pioli in condizione di incendio dipende dal valore del momento resistente plastico della sezione ovvero, per travi semplicemente appoggiate di classe ≤ 2 , dalla forza di trazione T^+ nella trave equilibrata dalla forza di compressione F^- nella soletta che, ad alte temperature, decresce più rapidamente con la riduzione della tensione di snervamento $f_{y,fi}$ che con la riduzione del coefficiente di sicurezza γ_v ($\gamma_{M,fi,a}$) da 1,25 a 1.

$$T^+ = \left[f_{ay,\theta 1}(b_1 e_1) + f_{ay,\theta w}(h_w e_w) + f_{ay,\theta 2}(b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a}$$

Mettendo insieme le due cose (maggior resistenza dei pioli e minor sollecitazione tagliente ad alte temperature) si arriva a definire inutile il calcolo dei pioli in condizione di incendio.

A mio avviso dovrebbero essere imposti valori inferiori di quelli oggi tabellati dalle norme ai fattori $k_{u,0}$ e $k_{c,0}$ per tener conto anche della riduzione della forza di taglio longitudinale ad alte temperature o per lo meno introdurre un nuovo fattore di riduzione nelle espressioni 4.11° e 4.11b della norma EN 1994-1-2.

Il alternativa definire non necessario il calcolo della connessione in condizioni di incendio.

I calcoli delle resistenze allo scorrimento in condizioni di incendio offerte dai pioli sono stati eseguiti con riferimento alle seguenti tabelle dei fattori di riduzione per l'acciaio e per il calcestruzzo normale e alleggerito.

Table 3.2: Reduction factors k_{θ} for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures.

Steel Temperature θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

Table 3.3: Values for the two main parameters of the stress-strain relationships of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) at elevated temperatures.

Concrete Temperature θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-