



POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Edile – Architettura

Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi

***Determinazione del requisito di resistenza al fuoco
nella riqualificazione di edifici industriali a
struttura metallica***

Relatore: Prof. Paolo SETTI

Tesi di Laurea di Michele CASIRAGHI
Matr: 739861

Anno Accademico. 2010 - 2011



INDICE

Abstract..... - 7 -

Introduzione: - 9 -

1 *Evoluzione normativa e relative problematiche* - 11 -

 1.1 Evoluzione della richiesta normativa del requisito di resistenza al fuoco ... - 12 -

 1.1.1 La circolare n.91 del 1961 - 12 -

 1.1.1. D.M. 9 marzo 2007..... - 14 -

 1.2 Attribuzione del requisito di resistenza al fuoco - 16 -

 1.2.1 La circolare n.91 del 1961 - 16 -

 1.2.2 D.M. 16 febbraio 2007 - 18 -

 1.3 Confronto tra presente e passato - 20 -

 1.3.1 Salto di classe - 20 -

 1.3.2 Stessa classe, requisiti richiesti diversi..... - 20 -

 1.3.3 La classe R15 ?..... - 21 -

 1.3.4 Quando deve essere effettuata la riqualificazione - 22 -

 1.3.5 Problematiche legate alla riqualificazione - 22 -

2 *Evoluzione delle costruzioni metalliche* - 27 -

 2.1 Lo sviluppo delle costruzioni..... - 28 -

 2.1.1 Lo sviluppo delle unioni..... - 31 -

 2.2 Le costruzioni industriali in acciaio - 35 -

 2.2.1 Generalità - 35 -

 2.2.2 Schema statico - 37 -

 2.2.3 Tipologie di coperture - 38 -

 2.2.4 Le colonne - 40 -

 2.2.5 I controventi - 42 -

3 *Scenari di incendio* - 45 -

 3.1 Curve nominali - 46 -

 3.2 Curve parametriche - 48 -

 3.3 Curve di incendi localizzati - 52 -

 3.4 Confronto tra i casi analizzati - 53 -

 3.5 Velocità di rilascio di calore Q - 55 -



4	<i>Comportamento dell'acciaio sotto l'azione del fuoco</i>	59 -
4.1	Proprietà termiche	60 -
4.2	Proprietà meccaniche	61 -
4.2.1	Deformazione termica	61 -
4.2.2	Deformazione dovuta alla viscosità	62 -
4.2.3	Deformazione meccanica	63 -
4.2.4	Resistenza allo snervamento e resistenza convenzionale.....	63 -
4.2.5	Modulo elastico	63 -
4.3	Calcolo della temperature per elementi in acciaio non protetti	69 -
4.3.1	Fattore di sezione.....	69 -
4.3.2	Impiego di formule semiempiriche	69 -
4.3.3	Metodo passo-passo	70 -
5	<i>Progettazione e verifiche delle strutture in acciaio soggette all'azione del fuoco</i> -	77 -
5.1	Progettazione di singoli elementi esposti al fuoco.....	79 -
5.1.1	Elementi in trazione.....	80 -
5.1.2	Elementi di classe 1 e 2 soggetti a flessione	81 -
5.1.3	Elementi di classe 3 soggetti a flessione	86 -
5.1.4	Elementi compressi di classe 1, 2 e 3.....	87 -
5.1.5	Elementi di classe 1, 2 e 3 soggetti a presso-flessione.....	89 -
5.2	Progettazione di insiemi strutturali esposti al fuoco	91 -
5.2.1	Telai.....	91 -
5.2.2	Iperstaticità	91 -
5.2.3	Collasso “a catena” o “incontrollabile”	92 -
5.2.4	Continuità	93 -
5.2.5	Progettazione in campo plastico.....	99 -
5.2.6	Collegamenti imbullonati e saldati.....	102 -
5.2.7	Esempi di analisi di insiemi strutturali	103 -
6	<i>Analisi di un caso reale</i>	107 -
6.1	Considerazioni generali	108 -
6.1.1	Descrizione dell'attività e caratteristiche dei luoghi	109 -
6.1.2	Caratteristiche costruttive.....	110 -
6.1.3	Azioni di calcolo	113 -
6.1.4	Carico di incendio	113 -
6.1.5	Requisito richiesto	117 -
6.1.6	Scelta della metodo di valutazione del requisito R	118 -

6.2	Risultati dell'applicazione del metodo semplificato per il caso di studio .-	120 -
6.3	Applicazione del metodo avanzato - curva nominale standard	133 -
6.3.1	INCENDIO GENERALIZZATO.....	141 -
6.3.2	Calcolo del tempo di raggiungimento della temperatura critica	147 -
6.4	Applicazione del metodo avanzato - incendio localizzato.....	149 -
6.4.1	Analisi delle potenze liberate durante l'incendio	149 -
6.4.2	Temperature dei gas sopra al plume in un incendio localizzato.....	150 -
6.4.3	Temperature dell'ambiente in un incendio localizzato	152 -
6.4.4	INCENDIO LOCALIZZATO 1 - VICINO ALLA COLONNA	155 -
6.4.5	INCENDIO LOCALIZZATO 2 - SOTTO LA MEZZERIA DELLA CAMPATA.....	162 -
6.5	Considerazioni dei dati analizzati	166 -
BIBLIOGRAFIA		169 -
INDICE DELLE FIGURE		171 -



Abstract

The requirements of fire safety of the structures changed during the years, and can be difficult to refer to these rules in case of modifications or changes in the existing construction. The regulation requires to refer to this new norm in case of restructuration.

This problem is important for industrial steel buildings that change from factory to others activities with another fire risk.

To deal with the problem, trying to understand it in each aspect, I decide to analyze the following steps:

- changes in legislation, both fire prevention and cold design, so that I can compare and evaluate the evolution of safety about the structures exposed to fire and the aims that fire prevention engineering wants to achieve;
- analysis and evaluation about the structure's fire resistance, made with sectional analysis, elasto-plastic analysis about structure's portion with advanced software;
- analysis about fire scenarios;
- Simulation of localized fires, analyzing the temperature about gas, elements above plume and other elements not directly affected by fire.



Abstract

Il presente testo affronta i problemi della riqualificazione e dell'adeguamento alla normativa vigente degli edifici industriali realizzati con strutture metalliche negli anni '70.

Tali problemi, dovuti ad una diversa presa di posizione nei confronti delle strutture in acciaio, si traducono, in primo luogo, in una minor valutazione della resistenza degli elementi soggetti all'azione del fuoco e, in secondo luogo, ad una maggior richiesta di "CERTEZZE" della risposta strutturale, a partire dagli edifici ai quali vengono richiesti bassi valori di resistenza al fuoco.

A tali fattori che sono unicamente dovuti ad un cambiamento di linea della normativa antincendio, si devono sommare anche le modifiche apportate dalle normative per la progettazione a freddo.

Per affrontare il problema, cercando di capirlo in ogni suo aspetto, si è deciso di analizzare i seguenti punti:

- Evoluzione normativa, sia antincendio che a freddo, in modo da poter confrontare e valutare l'evoluzione della sicurezza delle strutture esposte al fuoco e gli obiettivi che si prefigge di raggiungere l'ingegneria antincendio;
- Analisi e valutazione della resistenza al fuoco delle strutture, effettuata tramite analisi sezionali, analisi elasto-plastica di porzione delle strutture e codici di calcolo avanzati;
- Analisi degli scenari di incendio;
- Simulazioni di incendi localizzati, analizzando le temperature dei gas e degli elementi al di sopra del plume e quelle degli elementi meno interessati dall'incendio.

Introduzione:

Il presente testo è stato redatto con lo scopo di risolvere un problema che si sta verificando negli ultimi anni legato alla scadenza e al rinnovo dei Certificati di Prevenzione Incendi, rilasciati dai Comandi provinciali dei vigili del fuoco, per edifici industriali in acciaio.

Il problema nasce dal cambiamento della normativa antincendio ed a una diversa presa di posizione nei confronti delle strutture metalliche. Si potrà notare infatti una significativa e comunque giustificata riduzione delle prestazioni attese da tale tipologia di edifici.

Mentre la normativa abrogata aggiudicava un requisito di resistenza al fuoco agli edifici in acciaio pari a R15 qualsiasi fosse la struttura e forma, la normativa vigente, per valori così bassi di requisito permette di seguire due strade.

- Determinazione del requisito tramite livello di prestazione II; che significa garantire agli elementi un requisito pari a R30 tramite l'applicazione di rivestimenti protettivi;
- Determinazione del requisito tramite livello di prestazione III; che consente al progettista di determinare la resistenza della struttura sulla base di analisi numeriche più o meno avanzate.

Trascurando la prima strada, che anche se sicuramente risulta essere la più semplice per effettuare l'adeguamento normativo, è sicuramente la più onerosa e non significativa per lo scopo che si prefigge questo testo, ossia di verificare il comportamento delle strutture così come sono state realizzate.

Seguendo la seconda strada il presente testo cercherà di analizzare la risposta strutturale tramite un'analisi numerica semplificata e una avanzata studiata su un modello di incendio generalizzato, dove nel compartimento si raggiunge il flashover, e un'analisi numerica avanzata su uno scenario di incendio di fuoco localizzato.

Mentre l'analisi numerica semplificata è in funzione solo delle geometrie dei singoli elementi, del loro fattore di utilizzo e della loro massività (che determina l'aumento delle temperature negli elementi), le analisi numeriche avanzate che verranno effettuate terranno in considerazione anche le risorse plastiche delle sezioni e l'iperstaticità della struttura, così da poter determinare l'effettivo comportamento della struttura.

Sarà inoltre interessante andare a confrontare i risultati di tali analisi, valutando il contributo positivo delle risorse plastiche e dell'iperstaticità della struttura e di quello negativo dovuto alle maggior azioni interne dovute alla presenza di dilatazioni termiche impedito.



Prima dello studio del caso reale in oggetto, vengono riportate:

- le nozioni sulle quali si basano le analisi che verranno effettuate, andando ad analizzare l'evoluzione normativa e i motivi della nascita della problematica;
- l'evoluzione delle costruzioni metalliche in modo da poter conoscere le tipologie degli edifici sui quali si possono verificare i problemi che si stanno valutando;
- i possibili scenari di incendio che possono verificarsi all'interno del compartimento;
- il comportamento dell'acciaio sottoposto all'azione termica dell'incendio;
- il comportamento di insiemi strutturali sotto l'azione del fuoco;

1

Evoluzione normativa e relative problematiche



1.1 Evoluzione della richiesta normativa del requisito di resistenza al fuoco

1.1.1 La circolare n.91 del 1961

Il requisito di resistenza al fuoco delle strutture venne introdotto per la prima volta nel 1961 con la circolare n.91 “norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile”, che a fronte del crescente impiego dei profilati d'acciaio per la costruzione delle strutture portanti, si pose il problema di una regolamentazione specifica per evitare un impiego indiscriminato che avrebbe potuto determinare gravi pericoli per la stabilità degli edifici in caso di incendio.

“Esse sono basate sul criterio fondamentale che la struttura debba resistere, senza rovinare, all'incendio delle sostanze combustibili in essa contenute. Pertanto il grado di protezione delle strutture di acciaio varia secondo la qualità e la quantità dei materiali combustibili presenti nei singoli locali, nonché in base alla destinazione dei locali stessi, alla posizione ed al numero delle uscite, al pericolo della propagazione del fuoco ad altri fabbricati e finalmente alla rapidità ed importanza presuntiva del soccorso”.

Il requisito di resistenza al fuoco effettiva di un locale o di una struttura è calcolato sulla base del “carico di incendio” espresso dalla quantità equivalente di legno per m², che si ottiene dividendo per 4400 (potere calorifico superiore del legno), il numero di calorie per unità di superficie orizzontale del locale, o del piano considerato, che al massimo si possono sviluppare per effetto della combustione di tutti i materiali combustibili presenti:

$$q = \frac{\sum_{i=1}^n g_i H_i}{4400 A} \quad [\text{kg legna/m}^2] \quad (1.1)$$

dove

- q è il carico di incendio [kg legna/m²];
- g_i è il peso del generico fra gli n combustibili che si prevedono presenti nel locale o nel piano nelle condizioni più gravose di carico di incendio [kg];
- H_i è il potere calorifico superiore del generico fra gli n_i combustibili di peso g_i [Cal/kg];
- A è la superficie orizzontale del locale o del piano del fabbricato considerato [m²];
- 4400 è il potere calorifico superiore del legno [Cal/kg].

La classe del piano o del locale considerato si determina pertanto in base alla formula:

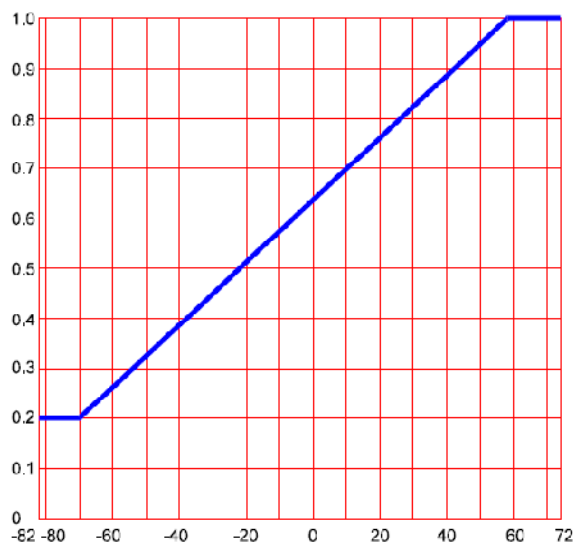
$$C = k q \quad [\text{kg legna/m}^2] \quad (1.2)$$

dove

- C è il numero indicativo della classe;
- k è un coefficiente di riduzione che tiene conto delle condizioni reali di incendio del locale o del piano nel complesso dell'edificio;
- q è il carico di incendio dichiarato [kg legna/m²].

Il valore del coefficiente k , compreso tra 0,2 e 1,0, viene determinato in base alle caratteristiche dell'edificio, alla natura del materiale combustibile presente, alla destinazione, alla distanza da altri edifici ed alle esistenti misure di segnalazione e prevenzione degli incendi. La circolare per ciascuno dei precedenti fattori attribuisce un punteggio, la cui somma algebrica corrisponde al dato con il quale entrando sull'asse delle ascisse nel grafico riportato in figura 1-1, restituisce il valore del coefficiente k .

Figura 1-1: Correlazione fra indice totale di valutazione e coefficiente di riduzione del carico di incendio



Una volta noti il coefficiente k e il carico di incendio q si può determinare la classe di resistenza richiesta, che corrisponde ai minuti per i quali la struttura deve garantire il mantenimento delle sue proprietà meccaniche.



1.1.1. D.M. 9 marzo 2007

Il D.M. 9 marzo 2007 “prestazione di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco”, che ha abrogato difatti la circolare n.91, ha introdotto delle notevoli modifiche nel calcolo della resistenza al fuoco delle strutture. Anche se le formule di calcolo del carico di incendio e quindi della valutazione della resistenza al fuoco da richiedere alle strutture appaiono simili a quelle definite nella circolare n.91, la nuova normativa introduce cambiamenti sull’approccio che il progettista deve tenere; lasciando ad esso la valutazione del livello di prestazione da garantire per la struttura in esame, pur sempre imponendo dei valori minimi di resistenza al fuoco sulla base delle caratteristiche dell’edificio in esame.

Le prestazioni da richiedere ad una costruzione, in funzione degli obiettivi di sicurezza, sono individuate nei seguenti livelli:

- Livello I: nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
- Livello II: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all’evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all’esterno della costruzione;
- Livello III: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell’emergenza
- Livello IV: requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell’incendio, un limitato danneggiamento della costruzione
- Livello V: requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell’incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

Il livello di prestazione I è applicabile solamente a quelle strutture non rientranti tra le attività soggette ai vigili del fuoco;

Per il livello II non è necessario il calcolo del carico di incendio in quanto, se l’edificio in oggetto rientra in determinati parametri forniti dalla norma, la classe di resistenza al fuoco da garantire è

- 30 per costruzioni ad un piano fuori terra, senza interrati;
- 60 per costruzioni fino a due piani fuori terra e un piano interrato.

Se il progettista lo ritiene opportuno, può determinare classi di resistenza inferiore se compatibili con il livello III di prestazione, applicabile a tutte le costruzioni rientranti nel campo di applicazione del suddetto decreto ad esclusione di quelle rientranti nelle categorie IV e V. La classe di resistenza al fuoco per tale livello è in funzione del carico d’incendio specifico di progetto, secondo quanto riportato nella tabella 1-1.

Tabella 1-1: Requisito di resistenza al fuoco sulla base del carico di incendio, determinato per un livello di prestazione III.

Carichi d'incendio specifici di progetto $q_{f,d}$	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	0
Non superiore a 200 MJ/m ²	15
Non superiore a 300 MJ/m ²	20
Non superiore a 450 MJ/m ²	30
Non superiore a 600 MJ/m ²	45
Non superiore a 900 MJ/m ²	60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	180
Superiore a 2400 MJ/m ²	240

Il valore del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) è determinato secondo la seguente relazione:

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_{qn} \times q_f \quad [\text{MJ/m}^2] \quad (1.3)$$

dove

δ_{q1} è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento;

δ_{q2} è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento;

δ_{qn} è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione;

q_f è il valore nominale del carico di incendio specifico da determinarsi secondo la formula:

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i H_i m_i \psi_i}{A} \quad [\text{MJ/m}^2] \quad (1.4)$$

dove

g_i è massa dell'i-esimo materiale combustibile [kg];

H_i è potere calorifico inferiore dell'i-esimo materiale combustibile [MJ/kg];

m_i è il fattore di partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile;

ψ_i è il fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile;

A è la superficie lorda in pianta del compartimento [m²].

Il presente decreto lascia la possibilità al progettista di procedere con un approccio prestazionale basato sulle curve naturali di incendio verificando, rispetto all'azione termica applicata per l'intervallo di tempo necessario al ritorno alla temperatura ordinaria, la capacità portante e/o la capacità di compartimentazione.



1.2 **Attribuzione del requisito di resistenza al fuoco**

1.2.1 **La circolare n.91 del 1961**

Una volta stabilito il requisito di resistenza al fuoco che le strutture dovevano garantire, la circolare n.91 proponeva una serie di tabelle con indicati gli spessori di materiale protettivo che dovevano essere applicati sulle strutture, in modo tale che potessero rispondere al requisito richiesto.

Per la determinazione degli spessori riportati nelle tabelle, sono state effettuate per ciascuna tipologia di elementi portanti, prove in forno sotto carico ammissibile.

Tabella 1-2: Spessore minimo di rivestimento richiesto per elementi in acciaio sollecitati a flessione o a trazione. (Circolare n.91 del 1961)

Tipo di struttura	Spessore in cm del rivestimento richiesto per le seguenti classi di edifici						
	15	30	45	60	90	120	180
Travi principali e secondarie	(1)	(2)	(3)	(3)	(3)	(3)	(3)
Solai metallici continui							
- con riempimento in calcestruzzo e senza intonaco	(4)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)
- idem con vernice isolante	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)
- idem con intonaco normale	0	2.00	2.50	3.25	4.50	--	--
- idem con intonaco isolante	0	1.00	1.75	2.50	3.00	3.70	4.50
- idem con intonaco normale sospeso	0	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
- idem con intonaco isolante	0	1.00	1.50	2.00	2.25	2.75	3.00
- idem con soffitto isolante sospeso	0	0.75	1.50	2.00	2.25	2.75	3.00

(1) Nessun rivestimento; (2) nessun rivestimento se le ali sono riempite di calcestruzzo di cemento; (3) rivestimento pari almeno all'85% dello spessore richiesto per le colonne; (4) ammesso; (5) escluso.

Tabella 1-3: Tipologie e spessori di rivestimento richiesti per elementi in acciaio. (Circolare n.91 del 1961)

Tipo di rivestimento	Spessore in cm richiesto per le seguenti classi di edifici							Osservazioni
	15	30	45	60	90	120	180	
Vernici isolanti auto spandenti	(2)	(3)	(3)	(1)	(1)	(1)	(1)	Tipi da determinare
Semplice riempimento in calcestruzzo tra le ali e nell'interno di una sezione chiusa (profilati e tubi)	(2)	(3)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	
Intonaco di: cemento cem. – calce calce – gesso (su rete o metallo stirato)	0	2	2.50	3.25	4.5	5.75	--	Rapporto di miscelazione con sabbia 1:5 fino a 1:4 1:0.2:3 1:0.2:3
Intonaco di: sabbia – gesso vermiculite – gesso vermiculite – cemento perlite – gesso (su rete o metallo stirato)	0 0 0 0	1.50 1.75 1.25 1.25	2.25 2.25 1.75 1.50	3.00 2.50 2.25 2.00	4.25 3.25 3.00 3.00	5.25 3.75 3.75 3.75	-- 5.25 4.75 5.75	1:1 fino a 3 1:4 1:4 1:2 fino a 2.5
Intonaco di amianto su rete Stauss o direttamente sull'acciaio	0	0.50	1.00	1.75	2.75	4.00	6.25	
Miscele di fibre minerali su lamiera stirata	0	1.25	1.75	2.25	4.00	5.25	7.75	
Lastre di gesso	0	0.75	1.75	3.00	5.00	7.25	8.00	
Intonaco di: cemento – vermiculite calcestruzzo leggero come da Tabella 2	0 0	1.75 1.75	2.25 2.15	2.50 2.50	3.00 3.00	4.00 4.00	5.50 5.00	
Lastra di fibra di amianto	0	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	
Mattoni forati a più serie di fori	0	5.50	8.00	8.00	9.00	10.00	13.00	
Idem, a una serie di fori	0	6.50	7.50	8.50	10.75	12.75	--	
Elementi in conglomerato leggero	0	2.50	2.50	2.50	4.00	5.25	8.00	
Elementi in vermiculite-cemento	0	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	1:5
Lastre ed elementi in gesso	0	1.00	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	
Calcestruzzo normale	0	1.50	2.50	3.00	3.50	4.50	6.00	

(1) Escluso; (2) non occorre; (3) sufficiente

Come si può notare dalle tabelle riportate, nelle strutture in acciaio dove è richiesta la classe R15, la circolare non prevede l'applicazione di alcun rivestimento protettivo.

1.2.2 D.M. 16 febbraio 2007

Il D.M. 16 febbraio 2007 apporta molteplici cambiamenti, sia nella classificazione del requisito al fuoco degli elementi e delle strutture sia nella determinazione di tali valori. Vengono infatti introdotti ulteriori fattori di classificazione oltre alla capacità portante R, la tenuta E e l'isolamento I, tra i quali i più importanti sono l'irraggiamento W, la stabilità meccanica M e la tenuta al fumo S.

Le prestazioni di resistenza al fuoco dei prodotti e degli elementi costruttivi possono essere determinate in base ai risultati di:

- prove;
- calcoli;
- confronti con tabelle.

Per le prime due categorie, il decreto rimanda alla normativa specifica che le regola.

La tabella 1-4 riporta i valori minimi (in mm) dello spessore s di alcune tipologie di rivestimento protettivo sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate, tiranti e colonne al variare del fattore di sezione S/V (m^{-1}), con esclusione dei profili di classe IV ipotizzando per tutte le altre classi di trascurare improvvisi fenomeni di instabilità. Per le colonne valgono le seguenti limitazioni ulteriori; lunghezza effettiva della colonna (da nodo a nodo) $\leq 4,5$ m (per colonne di piani intermedi) ovvero $\leq 3,0$ m (per colonne dell'ultimo piano).

s_t è lo spessore in mm del rivestimento di travi e tiranti

s_c è lo spessore in mm del rivestimento di colonne

Tabella 1-4: Travi tiranti e colonne in acciaio (D.M. 16 febbraio 2007)

INTONACO NORMALE							INTONACO PROTETTIVO ANTINCENDIO						
Classe	Fattore di sezione (m^{-1})						Classe	Fattore di sezione (m^{-1})					
	<50	<100	<150	<200	<250	<300		<50	<100	<150	<200	<250	<300
30	$S_t=10$ $S_c=10$	10 15	10 20	15 25	20 25	20 30	30	$S_t=10$ $S_c=10$	10 10	10 15	10 15	15 20	20 25
60	$S_t=10$ $S_c=15$	20 25	25 35	35 45	40 55	45 65	60	$S_t=10$ $S_c=10$	10 20	20 30	25 35	30 40	40 50
90	$S_t=15$ $S_c=25$	30 40	45 55	55 75	65	75	90	$S_t=15$ $S_c=20$	25 35	35 45	45 60	55 75	65
120	$S_t=20$ $S_c=30$	45 55	60	75			120	$S_t=15$ $S_c=25$	35 45	50 65	65	75	
180	$S_t=35$ $S_c=50$	65					180	$S_t=25$ $S_c=35$	55 65	75			
240	$S_t=50$ $S_c=70$						240	$S_t=35$ $S_c=50$	70				
Intonaco tipo sabbia e cemento, sabbia cemento e calce, sabbia calce e gesso e simili caratterizzato da una massa volumica compreso tra 1000 e 1400 kg/m^3							Intonaco tipo gesso, vermiculite o argilla espansa e cemento o gesso, perlite e gesso e simili caratterizzato da una massa volumica compresa tra 600 e 1000 kg/m^3						

Come si può notare, rispetto alle tabelle della circolare n.91, viene introdotto un parametro, il fattore di sezione S/V , che assume un ruolo importante poiché regolando la velocità di riscaldamento di un elemento in acciaio esposto al fuoco governa anche la velocità d'ingresso del calore. Questo avviene in quanto l'aumento di calore è direttamente proporzionale all'area esposta all'incendio e la conseguente velocità di riscaldamento è inversamente proporzionale alla capacità termica dell'elemento. Si misura come rapporto fra il perimetro riscaldato e l'area della sezione trasversale.



1.3 Confronto tra presente e passato

In questo paragrafo verranno illustrate e messe in evidenza le problematiche legate alle modifiche apportate dalla normativa vigente.

1.3.1 Salto di classe

Il metodo per il calcolo del carico d'incendio, del combustibile presente nel compartimento e dell'energia che esso può rilasciare, è rimasto sostanzialmente il medesimo, ad eccezione che prima veniva misurato in "kg legna/m²", mentre ora si misura in "MJ/m²". Anche il calcolo del carico di incendio specifico viene effettuato in entrambe le norme con lo stesso procedimento, ma utilizzando coefficienti diversi.

Il requisito di resistenza al fuoco che doveva essere garantito, secondo la circolare n.91 era basato su una formula empirica che moltiplicava il carico di incendio per un coefficiente (riduttivo in quanto compreso tra 0,2 e 1) restituendo la classe di resistenza da garantire in minuti. Per giungere alla classe richiesta, nel D.M. 9 marzo 2007, una volta determinato il carico specifico di incendio (dove possono essere utilizzati anche coefficienti superiori a 1), si paragona tale dato con una serie di valori riportati in una tabella della normativa, che in funzione del carico di incendio specifico determina la classe di resistenza da garantire.

Proprio a causa dei differenti coefficienti per passare dal carico di incendio di progetto a quello specifico, il D.M. 9 marzo 2007 risulta più restrittivo della normativa precedente, in quanto in molti casi a parità di materiali presenti, dimensioni dell'edificio, caratteristiche di accessibilità e di impianti di spegnimento e allarme, risulta maggiore la richiesta di resistenza al fuoco. Tale differenza risulta incidere al massimo facendo cambiare di una classe il requisito richiesto.

1.3.2 Stessa classe, requisiti richiesti diversi

È possibile che valutando il requisito di resistenza al fuoco con le due normative e ipotizzando che tale valore sia il medesimo (uguale classe di resistenza al fuoco) risultino differenti le modalità per garantire tale requisito. Ad esempio se si vuole garantire la capacità portante di una colonna in acciaio per un fissato valore temporale, e se si confrontano i requisiti richiesti dalle due normative si possono verificare le seguenti situazioni:

- I requisiti per garantire le richieste sono uguali per entrambe le normative;
- I requisiti richiesti dalla Circolare n.91 sono maggiori di quelli richiesti dal D.M. 16 febbraio 2007;
- I requisiti richiesti dalla Circolare n.91 sono minori di quelli richiesti dal D.M. 16 febbraio 2007.

Queste differenze sono dovute soprattutto all'introduzione del fattore S/V. All'aumentare di tale fattore, aumentano le probabilità di maggiori richieste da parte del D.M. 16 febbraio 2007 e viceversa.

1.3.3 La classe R15 ?

Nella circolare n.91, nell'ipotesi che all'edificio oggetto di studio venisse richiesta una capacità portante degli elementi strutturali pari a 15 minuti, era stabilito che qualsiasi fosse la forma e la dimensione della struttura in esame, per garantire tale richiesta non fosse necessario alcun accorgimento, presupponendo che per tale durata, la capacità portante fosse sempre garantita. Questa ipotesi si basava sul fatto che l'acciaio perde le sue caratteristiche meccaniche mano a mano che la temperatura dell'elemento aumenta, e se si ipotizza che nella progettazione "a freddo" si utilizzano coefficienti di sicurezza (è ipotizzabile che la struttura sia soggetta al 50-70% dei carichi che la porterebbero al collasso), vi è un lasso di tempo che nonostante la diminuzione della resistenza della sezione, la struttura non perde la sua capacità portante. La stessa considerazione potrebbe sembrare effettuata (fino alle sezioni di classe 3), anche dal D.M. 16 febbraio 2007 che riporta solo i requisiti necessari per garantire la stabilità meccanica degli elementi a partire dalla classe R30.

La differenza tra le due normative anche se pur sottile nella sua esplicitazione è fondamentale nel campo della progettazione.

Il D.M. 16 febbraio 2007 non menzionando le protezioni per le strutture in acciaio in grado di attribuire a tali elementi il requisito di resistenza al fuoco R15, non implica il fatto che tali strutture resistano al fuoco per 15 minuti.

In sostanza lascia al progettista la facoltà di decidere se applicare il livello di prestazione II, dovendo garantire alla struttura una resistenza REI 30, oppure il livello di prestazione III demandando al progettista la valutazione del requisito di resistenza al fuoco, da garantire tramite procedure codificate dal D.M. 9 marzo 2007, che può risultare inferiore a REI 30. Nel caso in cui si ricada in questa ultima ipotesi, non è possibile da parte del progettista una certificazione degli elementi tramite confronto tabellare, in quanto non previsto dal D.M. 16 febbraio 2007, ma è necessaria una verifica con metodo analitico.

Inoltre un altro particolare non trascurabile è che le classi di sezione 4, che vengono trattate come tutte le altre nella circolare n.91 (non considerando la possibilità di collassi per instabilità), nel D.M. 16 febbraio 2007, escludendole da una verifica tramite confronto tabellare, devono essere analizzate di caso in caso tramite procedure di calcolo.



1.3.4 Quando deve essere effettuata la riqualificazione

Un edificio soggetto a prevenzione incendi al quale il Comando provinciale dei Vigili del Fuoco ha rilasciato il Certificato di Prevenzione Incendi “CPI”, alla scadenza dello stesso ha l’obbligo di rinnovarlo ai sensi dell’art. 4 del D.P.R. 37/98.

In allegato alla domanda di rinnovo il titolare dell’attività deve produrre la sola dichiarazione di “nulla mutato” e le perizie di funzionalità ed efficienza degli impianti presenti al momento del rilascio del CPI.

Tale procedura può essere eseguita solo se nell’attività soggetta al controllo dei VV.F. non sono intercorse modifiche che possano influenzare la valutazione del rischio incendio approvata in precedenza, ovvero se non siano mutati i fattori di sicurezza quali le destinazioni d’uso dei locali, le compartimentazioni, le tipologie impiantistiche, i percorsi di esodo, ed i quantitativi e le tipologie di merci e materiali presenti.

In caso contrario occorre ripercorrere la procedura prevista dal D.P.R. 37/98 partendo dall’art. 2, ovvero presentando nuovo progetto al comando Provinciale competente per territorio, valutando le variazioni tecniche e strutturali apportate all’ambiente produttivo. È proprio in questo contesto che si colloca la problematica che vuole analizzare il presente testo.

È molto probabile infatti che gli edifici industriali costruiti negli anni ’70, furono progettati e valutati sulla base delle quantità di merci e prodotti trattate in quegli anni, ed allo stesso tempo è facile pensare che la produzione da quegli anni ad oggi sia notevolmente cambiata sia come modalità di lavorazione sia come quantità di prodotti lavorati.

1.3.5 Problematiche legate alla riqualificazione

La problematica principale che questo testo vuole analizzare è la riqualificazione degli edifici industriali in acciaio aventi un basso carico di incendio che, progettati in accordo alla Circolare 91, risultassero nella classe R15 (nella quale non era richiesta alcuna verifica per determinare la resistenza delle strutture) e che a causa di modifiche descritte nel precedente paragrafo, debbano ottenere il CPI secondo la normativa vigente.

Procedure per l’ottenimento della riqualificazione

Le strade che si possono intraprendere per l’ottenimento del nuovo CPI secondo la normativa vigente sono essenzialmente 2;

- 1) Progettazione con il livello II: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all’evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all’esterno della costruzione; per il quale il DM. 9 marzo 2007 fissa un requisito pari a R30;
- 2) Progettazione con il livello III: mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell’emergenza; per il quale il D.M. 9 marzo 2007 fissa la procedura di calcolo del requisito.

A questo punto, escludendo la remota possibilità che dalla determinazione del requisito possa risultare una classe di resistenza richiesta pari a 0 (il che vorrebbe dire che la struttura potrebbe non avere caratteristiche di resistenza al fuoco), ci si trova dinnanzi ad una scelta.

Seguendo la strada dettata nel punto 1) si verifica che per adeguare gli elementi in acciaio alla classe R30 è necessario applicare un rivestimento protettivo idoneo, utilizzando o un procedimento di calcolo o il metodo tabellare riportato nel D.M. 16 febbraio 2007, il che corrisponderebbe ad un'ingente spesa dettata dal fatto che tutti gli elementi dovrebbero essere protetti.

Seguendo la strada dettata nel punto 2) e ipotizzando di ottenere una richiesta di requisito di resistenza al fuoco pari a R15 / R20, è plausibile pensare di andare ad analizzare la struttura in dettaglio tramite verifiche sezionali in primo luogo, e se si ritiene opportuno o conveniente, anche tramite analisi di sistema che interessino tutta o una parte significativa della struttura sotto l'azione del fuoco generalizzato o sotto l'azione di un fuoco localizzato in funzione dei possibili scenari di incendio.

Fattore di utilizzo

È importante analizzare con attenzione anche i cambiamenti che si sono verificati nella progettazione a freddo, in quanto il collasso di un elemento della struttura dipende dal raggiungimento della tensione critica nell'elemento in analisi.

È ovvio che se si prendono due elementi aventi resistenze differenti, sottoposti alle stesse azioni (sia quelle derivanti dai carichi, sia quelle derivanti dall'azione termica), arriveranno al collasso in tempi differenti. La differenza è dovuta dal rapporto tra le azioni agenti a freddo e la tensione di snervamento a freddo, che in seguito verrà denominato fattore di utilizzo.

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad [-] \quad (1.5)$$

Dove:

μ_0 è il rapporto di utilizzo [-];
 $E_{fi,d}$ sono i carichi calcolati a freddo [N/mm²];
 $R_{fi,d,0}$ è la resistenza di calcolo a freddo [N/mm²].

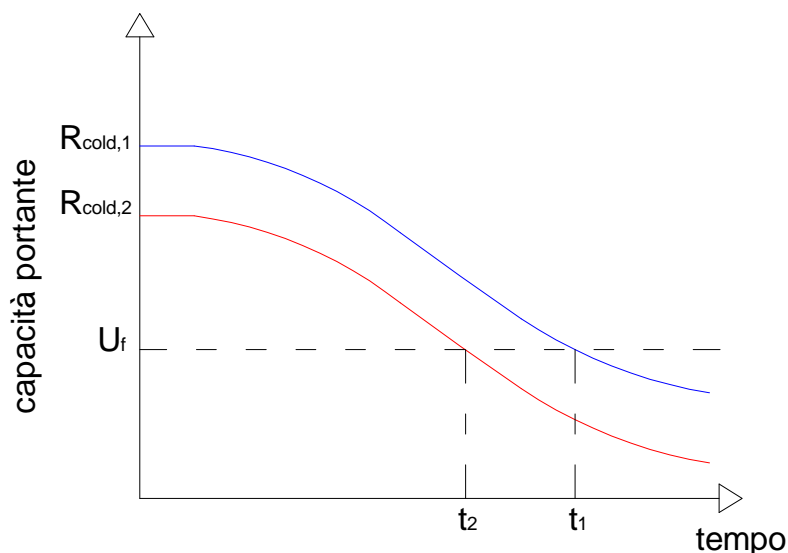
Come si può intuire anche dai grafici di figura 1-2 due sezioni aventi rapporto di utilizzo differenti hanno evidentemente due differenti tempi di raggiungimento del limite di snervamento a caldo.

Più alto è il margine che è stato previsto durante la progettazione a freddo, maggiore sarà la capacità ultima della strutture anche a caldo.

Cambiamenti nella progettazione a freddo

Questa considerazione se pur banale è da tenere bene in considerazione in quanto, gli edifici realizzati negli anni '70 e quasi fino ai giorni nostri, sono stati progettati secondo le tensioni ammissibili che prevedevano che la struttura rimanesse sempre in campo elastico.

Figura 1-2: Confronto del decadimento meccanico di due sezioni aventi differenti resistenze a freddo



Grazie allo sviluppo dei macchinari di prova che hanno permesso una maggior conoscenza del comportamento dei materiali, ed ai miglioramenti apportati in fase di produzione, si è riuscito ad ottenere una caratterizzazione ben definita dei materiali, che hanno permesso e di recente imposto, tramite normativa, la progettazione agli stati limite.

I vantaggi dell'evoluzione normativa sono molteplici, tra i quali sicuramente si possono menzionare il risparmio nell'utilizzo dei materiali, grazie ad una maggiore accuratezza nei calcoli e una maggior conoscenza e utilizzo del campo plastico.

Gli edifici in analisi in questo testo, essendo stati progettati secondo le tensioni ammissibili, verificandoli tramite gli stati limiti ultimi (in quanto l'incendio è considerato come evento eccezionale e per tale motivo si punta ad evitarne solo il collasso a meno che la struttura non abbia una particolare importanza) risultano avere il vantaggio di essere stati progettati e realizzati con elementi sovradimensionati. Questo presupposto si traduce in un coefficiente di utilizzo della struttura sufficientemente basso da poter permettere un'analisi numerica avanzata pensando di non doverla obbligatoriamente proteggere.

Progettazione agli stati limite

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni, sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [-] \quad (1.6)$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj}\gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj}\gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Nella progettazione allo stato limite ultimo, il peso proprio caratteristico è il peso della struttura calcolato dal progettista, come nel caso della progettazione alle tensioni ammissibili. I carichi caratteristici dovuti al contenuto dell'edificio sono specificati dalle norme nazionali in base all'uso dell'edificio; in genere, i valori caratteristici sono quelli che, considerando ciascun carico come variabile aleatoria, hanno probabilità del 5% di essere superati in un periodo di 50 anni (frattile 95%).

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini:

Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella tabella 1-5, per edifici civili e industriali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi le norme tecniche per le costruzioni, recepimento delle norme europee, definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale generalmente (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots \quad (1.7)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto comprendente gli effetti dovuti all'incendio A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (1.8)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nella tabella 1-6.

Tabella 1-5: Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1-6: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

2

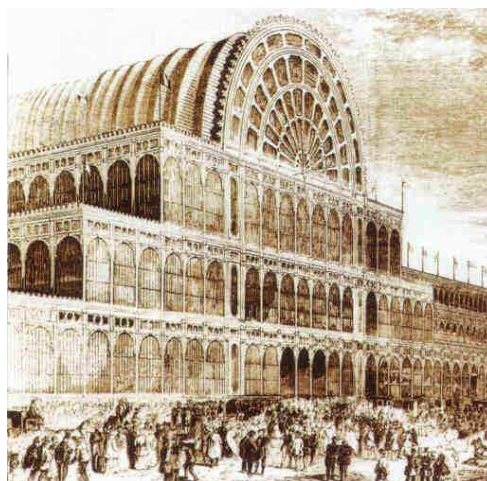
Evoluzione delle costruzioni metalliche

2.1 *Lo sviluppo delle costruzioni*

Le prime costruzioni a struttura metallica furono realizzate in Inghilterra a partire dal 1775; fra esse il ponte in ghisa sul Seven avente luce di 30 m, progettato da A. Derby, il quale consta di cinque archi affiancati aventi profilo pressoché semicircolare.

Prima di allora materiali ferrosi erano utilizzati per singoli elementi strutturali soggetti a trazione; tuttavia, per le difficoltà di lavorazione, non era agevole realizzare profili complessi in grado di formare organismi autonomi. A partire dai primi dell'ottocento la costruzione metallica ebbe notevole sviluppo nella realizzazione di ponti stradali e ferroviari e di edifici civili o industriali avente coperture di grande luce, sostenute da colonne in ferro o in ghisa. Notevoli ponti metallici vennero eseguiti nella prima metà dell'ottocento (1840-1850) lungo la linea ferroviaria Leopolda congiungente Firenze a Livorno. I ponti adottarono lo schema statico di trave armata, ottenuta dalla combinazione di elementi in ghisa aventi ottima resistenza a compressione e di tiranti in ferro ai quali erano principalmente affidati gli sforzi di trazione. A partire dal 1850 l'uso strutturale della ghisa nei ponti subì una notevole contrazione a vantaggio del ferro il quale era in grado di sostenere con maggiore sicurezza sforzi di flessione. Importanti realizzazioni di ponti si susseguirono rapidamente in tutta Europa. Particolare impulso alle costruzioni metalliche nell'edilizia venne dato dalle esposizioni internazionali; a Londra nel 1851 venne edificato, ad opera di Joseph Paxton, il Palazzo di cristallo con struttura in ferro e ghisa. Negli edifici civili ed industriali si ebbe una coesistenza di elementi portanti in muratura ed in metallo, la cortina muraria esterna era costituita da muratura portante in mattoni, le colonne interne erano in ghisa e le travi e i travetti dei solai in ferro. Ulteriori esposizioni svoltesi a Parigi nel 1867, nel 1878 e nel 1889 videro la realizzazione di opere di notevole arditezza, rese possibili tanto dall'utilizzazione di prodotti laminati che dallo sviluppo di adeguati procedimenti di calcolo. Principale simbolo di quest'ultima esposizione di Parigi era la torre Eiffel, la quale prese il nome dal progettista, costruttore di altre importanti opere tra le quali spiccano il magazzino Bon-Marchè di Parigi (1876) ed i ponti ferroviari sul Douro (Portogallo 1875) e di Garabit (1880) costruiti ciascuno da un arco reticolare a due cerniere.

Figura 2-1: Raffigurazione del Palazzo di Cristallo



Le più importanti applicazioni agli edifici si ebbero a partire dal 1885 ed in particolare per merito della Scuola di Chicago, rappresentata da Le Baron Jenney, Adler e Sullivan. Essi applicarono sistematicamente la struttura intelaiata con travi e pilastri in profilati laminati manifestata all'esterno.

Figura 2-2: Viadotto di Garabit - foto d'epoca

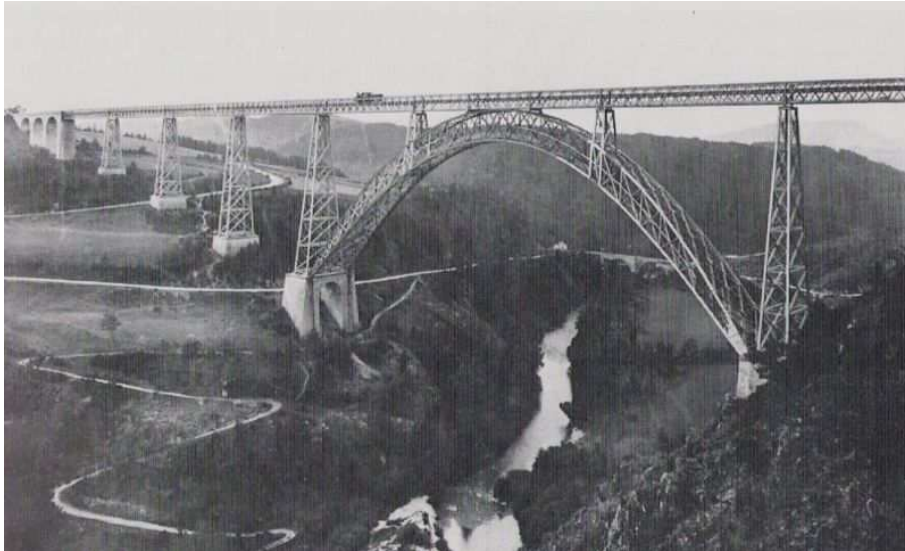


Figura 2-3: Viadotto di Garabit - foto raffigurante lo stato attuale



In Italia importanti applicazioni furono determinate dallo sviluppo delle ferrovie, in particolare nei ponti e nelle stazioni ferroviarie e dalle coperture di ampi spazi pubblici urbani, quali le gallerie ed i mercati, nonché nella coperture di teatri. Tra le più prestigiose realizzazioni si citano la galleria V. Emanuele a Milano ed il ponte stradale e

ferroviario San Michele o come meglio noto ponte di Paderno d'Adda. Il ponte venne costruito tra il 1887 e il 1889 per diventare uno dei pochi collegamenti ferroviari tra l'est e l'ovest dell'Adda, la struttura è interamente chiodata (vennero utilizzati 100.000 chiodi) e non fa uso di saldature: alla fine del XIX secolo quando il ponte fu eretto la tecnica della saldatura richiedeva impianti ancora troppo poco pratici per essere adoperati nei manufatti in opera, specie se di dimensioni così rilevanti e in posizioni poco agevoli. Tra le opere più significative realizzate nei primi anni del novecento si ricorda la stazione di Milano, costruita a partire dal 1929. Agli inizi del secolo si svilupparono i procedimenti di saldatura ossiacetilenica e ad arco con elettrodi rivestiti, i quali furono ampiamente adottati nelle costruzioni meccaniche e navali e nei ponti. Tuttavia il contemporaneo avvento del cemento armato monopolizzò l'attenzione dei progettisti e costruttori civili, divenendo, in breve tempo, il principale materiale strutturale. In tale scelta giocò un ruolo non secondario il costo elevato dei materiali metallici di importazione.

Figura 2-4: Ponte di San Michele - Ponte di Paderno d'Adda



Le costruzioni in acciaio hanno iniziato a diffondersi in larga scala dal dopoguerra grazie allo sviluppo dei prodotti dovuto ad una maggiore conoscenza delle interazioni chimiche tra gli elementi costituenti la lega acciaio ma anche grazie alla possibilità di perfezionare i processi di laminazione con l'impiego di maggiori potenze meccaniche (possibilità di imprimere al materiale grandi deformazioni a più basse temperature) oppure accelerando le transizioni di fase della lega con processi "ad hoc" di tempra e rinvenimento. Negli anni 60-70 in Europa l'espansione delle costruzioni metalliche fu agevolata dalla richiesta di massicce esportazioni di carpenterie in acciaio verso i Paesi in via di sviluppo e nel Medio Oriente. Negli anni novanta l'industria europea dell'acciaio ha sofferto una grave crisi, tuttora in atto, facendo registrare dei momenti difficili anche in Italia, caratterizzati da una bassa produzione di acciaio a fronte di una scarsa richiesta. Negli ultimi decenni la mappa della siderurgia italiana è completamente cambiata per la scomparsa delle acciaierie di stato (l'ILVA è stata ceduta al gruppo Riva), per il cambio di interessi della Falk dalla siderurgia all'energia ed all'ambiente e per numerose fusioni ed incorporamenti di aziende, per la chiusura di centri siderurgici.

2.1.1 Lo sviluppo delle unioni

Prima degli anni '50, il massimo grado di snervamento raggiungibile per i prodotti lunghi in acciaio laminati a caldo erano i 320 MPa (che oltretutto avevano scarsa attitudine alla saldatura e bassi valori di resilienza e duttilità), ai nostri giorni, L'EC1 (1993) riporta valori di snervamento che arrivano fino a 460 MPa.

Figura 2-5: Profilato a sezione aperta in fase finale di laminazione



Anche le tecniche per la creazione dei collegamenti tra i vari elementi è variata, così da poter distinguere le strutture realizzate con collegamenti chiodati risalenti alla fine del '800 e inizi '900, e le più moderne imbullonate o saldate.

Unioni chiodate

Costituiscono il primo sistema di collegamento tra le strutture metalliche e fu utilizzato fino alla prima metà del XX secolo, anche per la realizzazione di costruzioni imponenti come la Torre Eiffel realizzata nel 1889 (figura 2-6-a), dove furono utilizzati 2 milioni e mezzo di chiodi, e il Forth Bridge nel 1990 (figura 2-6-b), dove furono impiegati 8 milioni di chiodi.

Figura 2-6: a) Torre Eiffel; b) Forth Bridge



Per realizzare l'unione si procede nel seguente modo:

- Si forano gli elementi da unire;
- Si inserisce il chiodo, dopo averlo surriscaldato ad una temperatura di circa 1200 °C;
- Subito dopo si ribatte il gambo, formando così un'altra testa;
- Raffreddandosi il chiodo si contrae, ed essendo il suo accorciamento contrastato dagli elementi che unisce, esercita sugli stessi, attraverso le due teste, una pressione di contatto; le aste esercitano una pressione uguale e contraria sulle teste del chiodo, che quindi a raffreddamento avvenuto risultano soggetti a trazione.

Figura 2-7: realizzazione di un'unione chiodata



Unioni imbullonate

Con l'avvento dei bulloni ad alta resistenza, tale sistema è stato preferito alla chiodatura in quanto; è più facile determinare la pressione di contatto da applicare e la relativa forza di trazione indotta sul bullone, la loro messa in opera avviene a freddo e consente una agevole trasformazione delle strutture grazie alla facilità dello smontaggio.

Si possono classificare in base all'azione che agisce sulle viti in:

- Soggette a sforzo tagliante;
- Soggette a sforzo normale;
- Soggette a sforzo misto.

Per realizzare l'unione si procede nel seguente modo:

- Gli elementi arrivano in cantiere già forati;
- Si inserisce il bullone;
- Dopo si avvita il dado all'altra estremità;
- La pressione di contatto tra le varie parti è determinata dal momento di serraggio applicato; tale momento oltre ad indurre forze di compressione tra le aste, induce una forza uguale ed opposta, di trazione, nel bullone.

Figura 2-8: Unioni imbullonate



Unioni saldate

Il collegamento per saldatura si basa sul principio di creare la continuità tra due pezzi da unire mediante fusione.

Vantaggi:

- Possibilità di realizzare giunzioni senza sovrapposizioni;
- Minor peso e costo;
- Strutture monolitiche e continue;

Svantaggi:

- Alto rischio nei cantieri, posa in opera complicata;
- Necessità di controlli in superficie e in profondità;
- Maestranze più specializzate.

Figura 2-9: Saldature



Per la loro maggiore difficoltà di esecuzione è consigliabile studiare il progetto in modo da limitare la loro realizzazione al di fuori delle officine.

2.2 Le costruzioni industriali in acciaio

2.2.1 Generalità

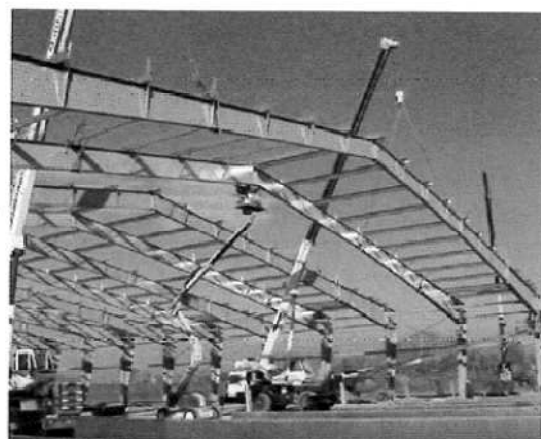
La progettazione di edifici monopiano ad uso industriale deve, come spesso accade, sintetizzare esigenze diverse ed a volte contrastanti, coniugando le necessità architettoniche, tese a ricercare soluzioni sempre più efficaci sotto l'aspetto funzionale evitando soluzioni formali scontate, con le necessità costruttive ed imprenditoriali, volte a ridurre i costi e i tempi di costruzione.

Rispetto a scelte diverse, la soluzione con struttura metallica permette al progettista una maggior libertà espressiva ed una facile integrazione tra elementi costruttivi in materiali diversi, come ad esempio legno e vetro, fornendo in definitiva utili strumenti per ottenere soluzioni formali che superino le consuete soluzioni stereotipate e permettano una caratterizzazione dell'edificio in relazione al contesto ed alle attività produttive che ospita (Figura 2-10-a).

Le soluzioni in acciaio sono inoltre caratterizzate da un'elevata flessibilità, essendo possibile prevedere e realizzare ampliamenti o trasformazioni dell'edificio in modo semplice e rapido o anche integrare all'interno dello stesso progetto diverse funzioni. Dal punto di vista economico, esse possono consentire risparmi anche consistenti nella realizzazione delle opere di fondazione, per i minori carichi gravanti e per i minori volumi di scavo e di rinterro, permettendo di arrivare a riduzioni di costo sino al 75% rispetto a quelli relativi a fondazioni realizzate per opere tradizionali.

Le possibilità di prefabbricazione tipiche delle costruzioni in acciaio, infine, consentono di ridurre i tempi di costruzione e di montaggio in opera, favorendo un miglior controllo della produzione e quindi una maggiore affidabilità rispetto ad opere realizzate prevalentemente in cantiere (Figura 2-10-b).

Figura 2-10: a) Stabilimento SITMA a Spilamberto (MO); b) Centro di Raccolta Buonumore a Taglio di (RO).



Tutti gli aspetti elencati trovano una prima sintesi progettuale nella scelta della tipologia e dello schema strutturale, che variano adattandosi alle molteplici funzioni possibili, spaziando così dalle semplici tettoie per uso agricolo, di modeste dimensioni, ai grandi



complessi industriali per lavorazioni di considerevole mole. La destinazione d'uso quindi determina gli interassi delle colonne in senso longitudinale e trasversale al capannone; la distanza tra il piano di lavoro e l'intradosso della copertura (altezza libera sotto catena); il numero delle navate affiancate; la conformazione geometrica della copertura e delle pareti in relazione al sistema di illuminazione ed aerazione richiesto; la definizione dei carichi permanenti di parete e copertura in rapporto alle esigenze di impermeabilizzazione e di isolamento termico; la definizione dei carichi trasmessi dagli eventuali impianti di sollevamento e trasporto (gru a ponte, a portale zoppo, a bandiera). Inoltre, può essere opportuno impostare il progetto anche in funzione delle possibili modifiche o espansioni future e quindi delle prevedibili variazioni delle condizioni di esercizio: una maggiorazione dell'investimento iniziale per ridurre i potenziali costi futuri possono spesso risultare economicamente conveniente. Una simile varietà di parametri impedisce pertanto, o rende comunque problematica un'elencazione di tutti gli schemi strutturali possibili. In questa sede si esaminano solo alcune delle principali tipologie adottate per edifici ad una sola navata, composti da una successione di telai trasversali in cui si distinguono la trave principale di copertura e le colonne.

2.2.2 Schema statico

Si possono individuare tre schemi statici fondamentali:

- colonne incastrate alla base e trave incernierata in sommità (Figura 2-11);
- portale incastrato alla base (Figura 2-12-a);
- portale a due cerniere (Figura 2-12-b).

Figura 2-11: Colonne incastrate alla base con capriata reticolare

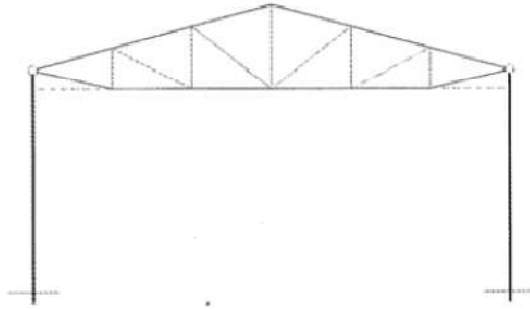
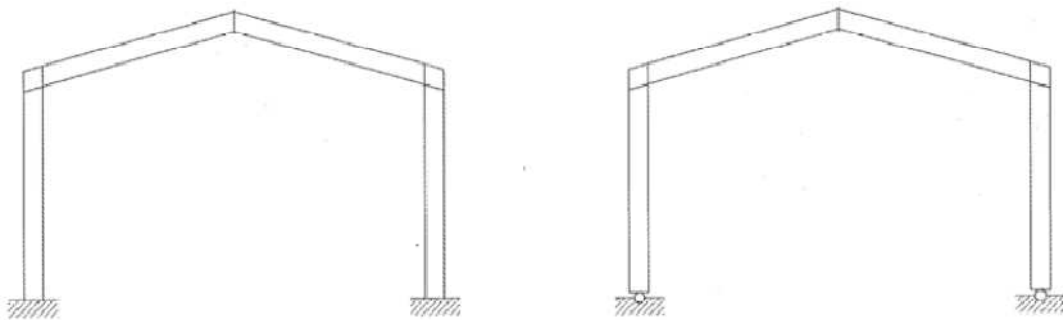


Figura 2-12: portale incastrato (a) o incernierato (b) alla base



Lo schema statico più diffuso sino ad oggi è certamente quello con colonna incastrata alla base e trave incernierata alle estremità. Tale soluzione si distingue per la sua semplicità di calcolo, di fabbricazione in officina e di realizzazione in cantiere nonché per la sua versatilità di utilizzo.

Il progetto della trave in semplice appoggio, nel caso di luci elevate, è frequentemente condizionato dalla verifica della deformabilità in esercizio, che spesso richiede l'utilizzo di inerzie elevate indirizzando quindi la scelta verso la più conveniente tipologia reticolare.

Particolarmente importante è la verifica della stabilità dei correnti compressi in direzione ortogonale al piano del telaio; in particolare del corrente superiore per l'azione dei carichi permanenti e del sovraccarico neve, ed eventualmente del corrente inferiore per l'azione del vento in depressione sulla copertura. Ove occorra, è possibile migliorare le condizioni di stabilità mediante crociere o sbadacchi facenti capo alla controventatura di falda.

La soluzione a portale incastrato alla base può, d'altro canto, risultare vantaggiosa nel caso di capannoni di grande altezza o con gru di grande portata, al fine di limitare le sollecitazioni e gli spostamenti orizzontali delle colonne, oppure nel caso di capannoni di grande luce, al fine di limitare le sollecitazioni e le deformazioni della trave principale di copertura .

Tale soluzione può inoltre trarre vantaggio da un dimensionamento basato sull'analisi plastica che permette di sfruttare la duttilità dei componenti nel caso di trave e pilastri a parete piena.

Nel caso in cui si temano cedimenti fondali, può essere adottata con successo la soluzione a portale incernierato alla base, che però rispetto alla soluzione incastrata risulta essere maggiormente pesante e più deformabile.

2.2.3 Tipologie di coperture

La tipologia, il passo e la luce dei telai trasversali condiziona, insieme alle esigenze di illuminazione e di aerazione ed alla tipologia del manto, la scelta dell'orditura della copertura, costituita dagli arcarecci, dalle travi principali e dai controventi di falda. Per le travi di copertura, disposte solitamente ad un interasse non superiore a 6-7 m (tipicamente 5 m), si possono distinguere: travi reticolari, coperture a shed o travi a parete piena. La scelta progettuale dipende dalla funzione architettonica che la copertura deve svolgere, dalla necessità di ampie vetrate per lucernari o aerazione, dal passo degli arcarecci come anche dalla luce da coprire.

La copertura a capriate è costituita, nel caso più semplice, da una serie di capriate disposte trasversalmente, appoggiate sulla sommità delle colonne. All'estradosso della trave reticolare trovano appoggio i correnti longitudinali (arcarecci) o direttamente una copertura in lamiera grecata per la disposizione di materiale coibente e di impermeabilizzazione. Quando le esigenze funzionali richiedono un notevole interasse longitudinale delle colonne, occorre ricorrere a travi laterali porta-capriate che consentono un'ottimale spaziatura delle capriate di copertura pur incrementando il passo dei telai principali.

Nel caso di travi reticolari, si cerca di concentrare tutti i carichi nei nodi della briglia superiore, in modo da ottenere aste semplicemente tese e aste semplicemente compresse. Qualora questo non fosse possibile occorre valutare se convenga ricorrere ad uno schema con passo ridotto o progettare una capriata le cui briglie superiori siano soggette anche a sollecitazioni di flessione e taglio.

Tra le travi reticolari maggiormente in uso si riportano:

- (a) tipo Mohnié a diagonali tese (Figura 2-13);
- (b) tipo Warren a diagonali tese e compresse (Figura 2-14);
- (c) Polonceau (Figura 2-15-a);
- (d) Inglese (Figura 2-15-b).

Figura 2-13: Capriate tipo Mohnié a diagonali tese

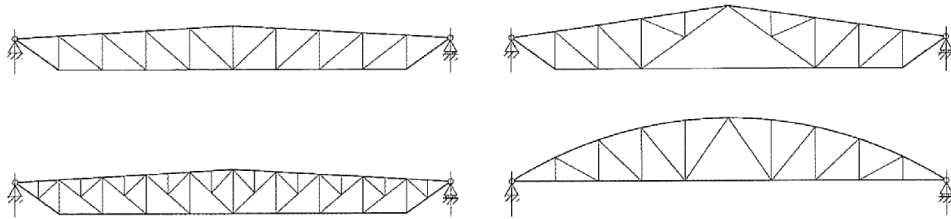


Figura 2-14: Capriate tipo Warren a diagonali tese e compresse

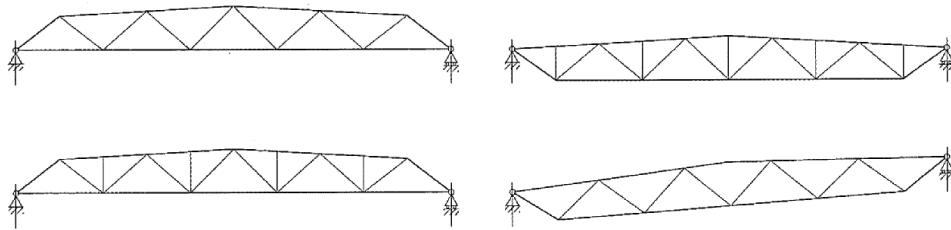
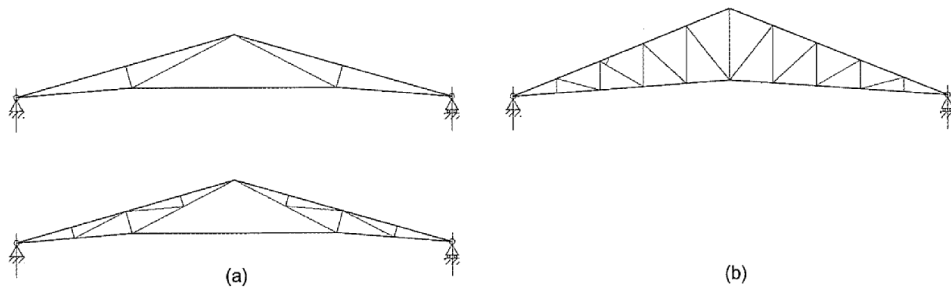


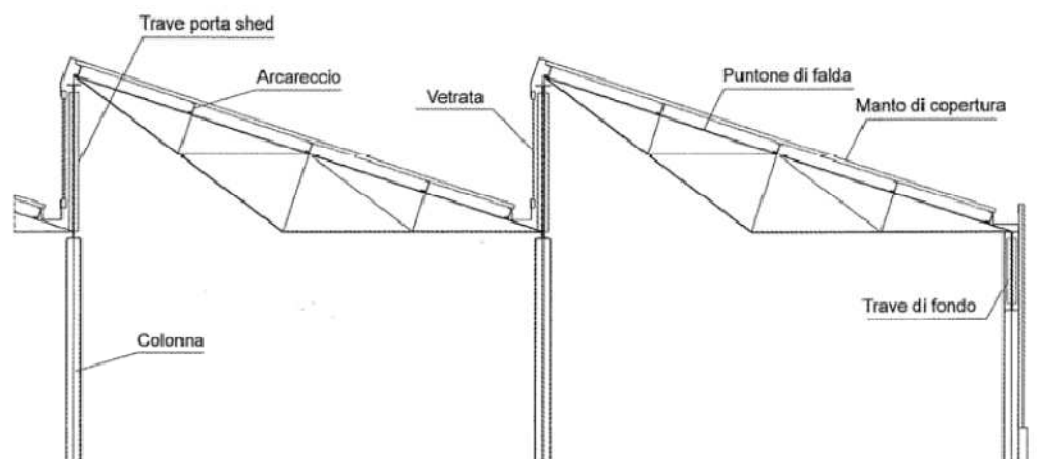
Figura 2-15: Capriata (a) Polonceau (b) tipo Inglese



Le coperture a shed (Figura 2-16), formate da ampie vetrate orientate nella medesima direzione, richiedono un maggior numero di elementi strutturali. Mentre una copertura a falde può essere facilmente realizzata con una serie di travi reticolari sulle quali siano appoggiati gli arcarecci, una copertura a shed necessita di trave portashed, di puntoni di falda, di arcarecci ed infine di correnti porta-vetrate. Le travi principali (porta shed) sono disposte trasversalmente o direttamente appoggiate alle colonne.

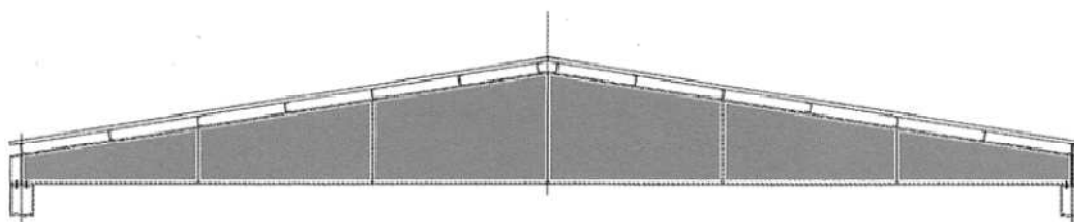
La falda cieca della copertura è supportata da travi secondarie (shed) e collegate alla briglia superiore di una trave principale e a quella inferiore della trave adiacente. Gli arcarecci corrono sulle travi secondarie parallelamente alle travi principali.

Figura 2-16: Trave a shed



Le travi a parete piena sono realizzate con travi laminare o, se risultano di una certa importanza, composte saldate (Figura 2-17). Risultano essere adatte per ambienti polverosi o chimicamente aggressivi, oppure quando si vuole conferire agli elementi di copertura una particolare funzione architettonica.

Figura 2-17: Trave di copertura formata da una trave composta ad anima piena



2.2.4 Le colonne

Le colonne sono, con le travi reticolari, l'elemento fondamentale della costruzione. Il loro schema è generalmente funzione della tipologia della copertura, dei carichi agenti oltre che della tipologia dei controventi. Lo schema più ricorrente è quello di mensola con una iperstatica alla sommità, trasmessa dalla capriata.

Per gli edifici industriali privi di carroponte o altre apparecchiature che trasmettono carichi alle strutture sottostanti, vengono impiegate colonne a sezione costante, realizzate generalmente con profili HE. Si scelgono soluzioni analoghe, a parte l'aggiunta di mensole per l'attacco delle vie di corsa, per costruzioni dotate di carroponte per la movimentazioni dei carichi di modesta entità. Qualora si abbiano fabbricati di notevole dimensione e carroponti di notevole portata, le colonne assumono una particolare conformazione (Figura 2-18). La parte inferiore, dalla fondazione alla quota del carroponte, richiede caratteristiche di resistenza e rigidità maggiori e può essere realizzata mediante fusto con sezione composta saldata o composta con profili trafilati a caldo. La parte superiore di sostegno della copertura viene generalmente realizzata con un unico profilo.

Se le colonne sono di notevoli dimensioni e sopportano carichi di limitata entità, possono essere realizzate con uno schema reticolare.

Figura 2-18: Colonne a sezione variabile con stelo e fusto

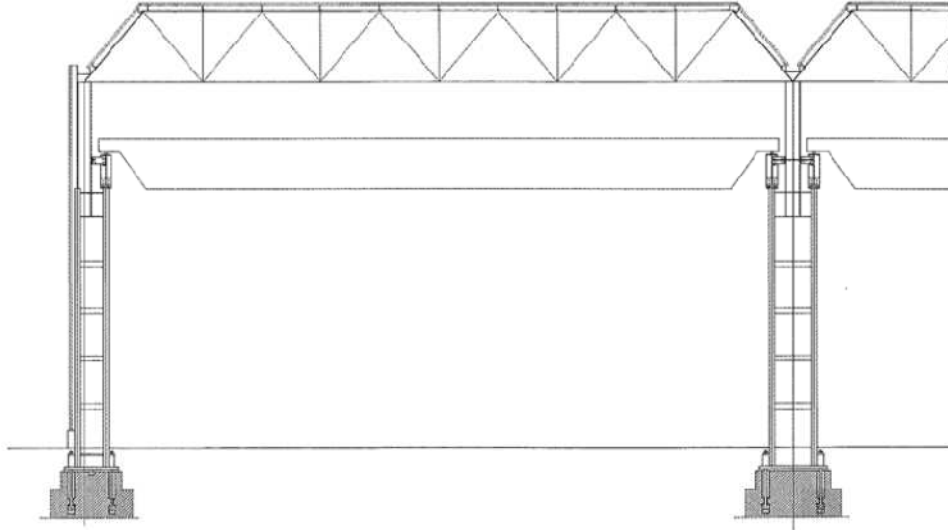
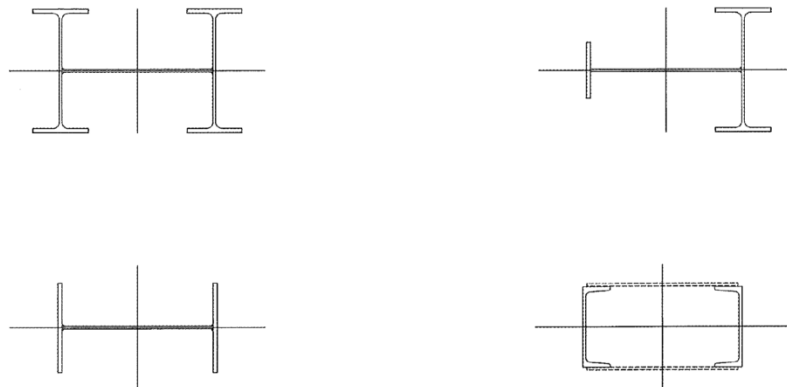


Figura 2-19: Possibili sezioni per il “fusto” delle colonne



I particolari costruttivi più importanti sono l'innesto dello stelo sul fusto, le mensole d'appoggio delle travi di scorrimento e gli ancoraggi alle opere di fondazione. Questi in modo particolare devono esser ben concepiti per facilitare le opere di montaggio. Per opere di modesta entità si possono semplicemente annegare le barre di ancoraggio (tirafondi) nel getto di calcestruzzo, realizzando un ancoraggio alla fondazione tramite l'aderenza tra barra e calcestruzzo. Per le colonne composte si fissano, all'interno del plinto, delle traverse accessibili attraverso pozzetti verticali. In fase di montaggio, le barre di ancoraggio, sagomate con “testa a martello”, vengono introdotti nei pozzetti ed agganciati alle traverse.



2.2.5 I controventi

Il carroponete ed altri particolari meccanismi presenti all'interno dei capannoni industriali e direttamente collegati alle strutture del fabbricato, apportano carichi che si vanno ad aggiungere ai carichi verticali (permanentemente e variabili) ed a quelli orizzontali (vento e sisma).

L'assorbimento delle azioni orizzontali, agenti ortogonalmente al piano dei telai trasversali, è affidato a controventi trasversali di falda in copertura ed a controventi verticali. I controventi di falda hanno anche l'ulteriore funzione di stabilizzazione delle travi di copertura e delle colonne in direzione longitudinale. Essi sono disposti a livello della copertura e realizzano delle travi reticolari che utilizzano come correnti le briglie superiori di due capriate adiacenti e come montanti gli arcarecci.

I controventi verticali hanno il compito di assorbire i carichi orizzontali trasmessi dalla copertura e di trasferirli alle fondazioni. Come tipologie strutturali si possono avere:

- (a) controventi reticolari concentrici (Figura 2-20);
- (b) controventi eccentrici (Figura 2-21).

Tra quelli concentrici si distinguono:

- (1) controventi a croce di Sant'Andrea, in cui le forze orizzontali sono assorbite dalle sole diagonali tese;
- (2) controventi a V o a V rovescia, dove le forze orizzontali sono assorbite sia dalle diagonali tese che da quelle compresse;
- (3) a K, dove il punto di intersezione delle diagonali giace su una colonna.

I controventi eccentrici assicurano un'elevata rigidità elastica e buone doti di duttilità e capacità di dissipare energia. Diagonali e pilastri sono principalmente soggetti a sollecitazioni assiali mentre la trave è sottoposta anche ad azioni flessionali e di taglio per effetto dell'eccentricità dei diagonali. Le sollecitazioni e le deformazioni post-elastiche della trave si concentrano sulle zone più sollecitate, solitamente indicate con il termine "link".

Figura 2-20: Tipologie di controventi concentrici

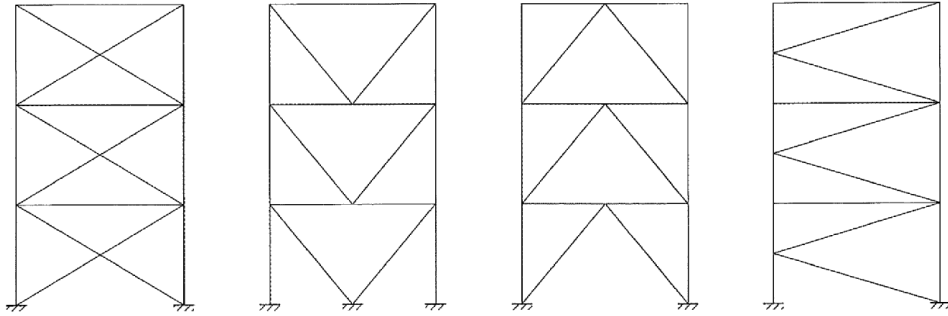
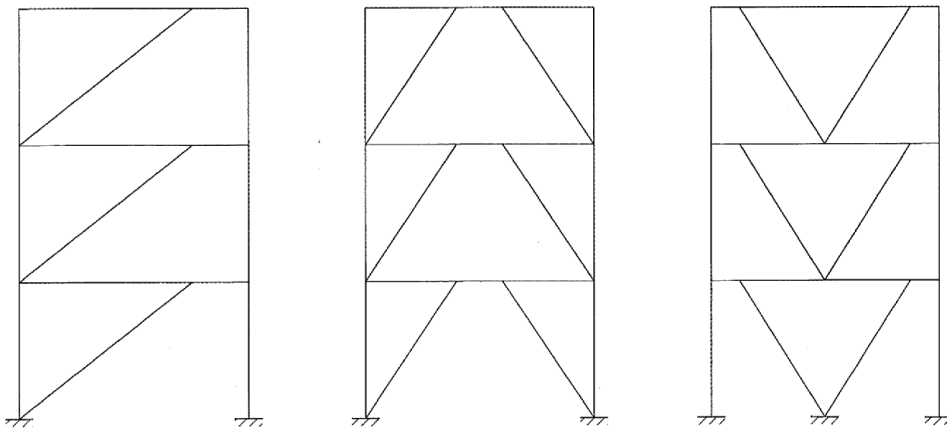


Figura 2-21: Tipologie di controventi eccentrici



Le azioni orizzontali nel piano dei telai trasversali sono assorbite e riportate in fondazione dai telai stessi grazie anche ai controventi longitudinali di falda che hanno anche il compito di stabilizzare le briglie superiori delle travi longitudinali porta capriate intermedie (quando presenti). Essi sono adiacenti alle linee di gronda ed hanno solitamente uno schema a “croce di S. Andrea” utilizzando come correnti una coppia di arcarecci o i correnti superiori delle travi porta capriate.



3

Scenari di incendio



Gli scenari di incendio (in inglese fire scenarios) sono il primo punto da affrontare quando si vuole valutare con le tecniche dell'ingegneria antincendio la sicurezza di un edificio. L'ingegneria antincendio, infatti, permette di simulare un incendio con le tecniche del calcolo automatico e di valutare, sulla base dei valori numerici che la simulazione produce, se è raggiunto il livello minimo di sicurezza. E' chiaro, quindi, che quando il calcolo è svolto correttamente, il risultato della simulazione dipende, dall'oggetto di cui si simula la combustione. Per questo motivo è fondamentale scegliere l'oggetto e le condizioni più utili per il calcolo. Questo vuol dire che si deve trovare un gruppo di condizioni che sia realistico, attività molto delicata, perchè non esistono particolari metodi analitici per la loro determinazione, ma serve soprattutto una notevole esperienza professionale.

La selezione degli scenari di incendio è citata anche nel decreto 9 maggio 2007, che non solo chiede di illustrare nella relazione gli scenari utilizzati nel calcolo, ma di spiegare come si è pervenuti alla loro selezione.

Un esempio di scenario (tratto dal sito www.vigilfuoco.it) è il seguente:

- Edificio per uffici non aperto al pubblico. Presenza di locali destinati a deposito ed archivio.

Lo scenario di incendio selezionato prevede che un innesco involontario coinvolga un materiale a curva di crescita media in un locale non presidiato da impianti automatici di rilevazione o di spegnimento né frequentato dal personale. Si ipotizza che le aperture verso gli ambienti dell'edificio siano aperte, ma non le finestre verso l'esterno. Il personale che interviene non è in grado di utilizzare gli idranti e le persone che si trovano nell'edificio conoscono le vie di esodo alternative a quelle utilizzate per la normale attività.

La scelta dei possibili scenari di incendio è importante per definire l'andamento delle temperature all'interno degli ambienti analizzati, lo sviluppo dei fumi dell'incendio nella fase di pre-flashover che determina la possibilità di esodo delle persone presenti, l'andamento delle temperature degli elementi e quindi il decadimento delle loro caratteristiche fisiche.

Possibili scenari di incendio sono definiti dall'EC1 1991-1-2 nei quale vengono definite le curve nominali di incendio, le curve parametriche e quelle dovute agli incendi localizzati. Ciascun scenario di incendio è basato su delle ipotesi ben precise che verranno definite meglio nei paragrafi successivi.

3.1 Curve nominali

Le curve nominali di incendio sono quelle più utilizzate dai progettisti in quanto descrivono solitamente la condizione più gravosa dell'incendio e sono di facile determinazione in quanto non dipendono da alcun fattore che può variare sulla base dell'edificio analizzato. Si basano sul fatto che all'interno del compartimento si raggiunga sempre la fase di flashover indipendentemente dai materiali presenti e aperture di aerazione.

L'EC1 1991-1-2 riporta tre curve nominali:

- La curva nominale Standard, è definita dalla seguente relazione:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_0 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.1)$$

- La curva di incendio esterno, meno gravosa, si usa nella progettazione di elementi strutturali situati all'esterno del compartimento sede dell'incendio, presupponendo che gli elementi strutturali esterni siano esposti a temperature inferiori rispetto a quelle presenti all'interno del compartimento (se non avvolti dalle fiamme). È definita dalla seguente equazione:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.2)$$

- La curva di incendio da idrocarburi si utilizza quando un elemento strutturale è involuppato dalle fiamme provenienti dalla combustione di materiale liquido. È espressa dalla seguente relazione:

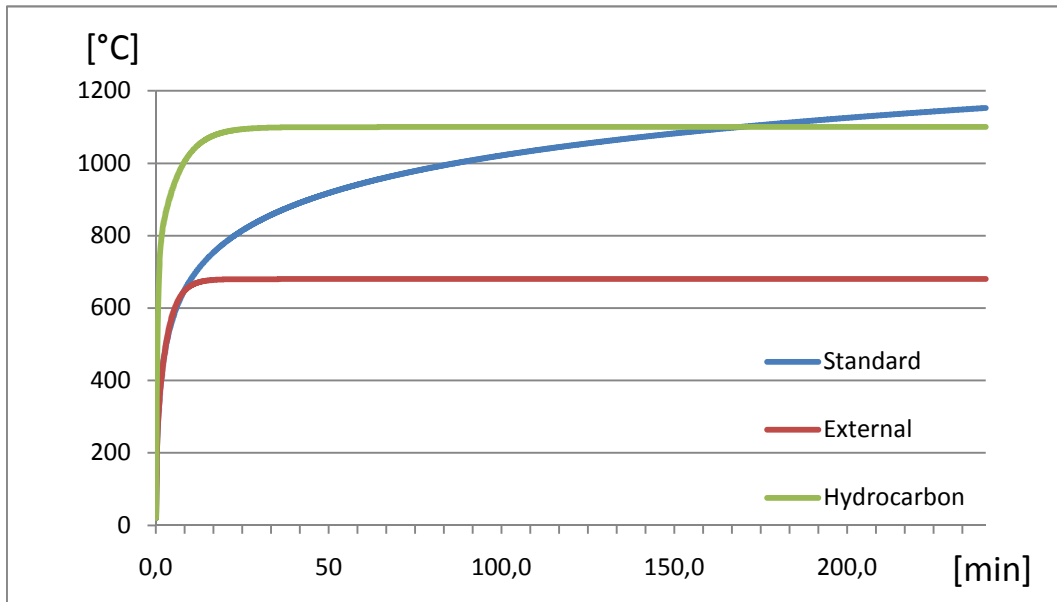
$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,685 e^{-2,5t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.3)$$

Dove

θ_g è la temperatura dei gas nel compartimento [$^{\circ}\text{C}$];

t è il tempo [min].

Figura 3-1: Confronto tra le curve nominali dell'EC3



3.2 Curve parametriche

L'Eurocodice (EC1 1991-1-2) dà un'equazione per gli incendi parametrici, che consente di ricavare la relazione temperatura-tempo per qualsiasi combinazione di carico d'incendio, di fattore di ventilazione e di materiale per il rivestimento delle pareti. Le curve dell'incendio parametrico dell'Eurocodice permettono di valutare la durata della fase di combustione stabilizzata. Le curve parametriche possono essere utilizzate solo sotto determinate ipotesi:

- Compartimenti antincendio fino a 500 m² di area in pianta;
- Nessuna apertura nella copertura;
- Altezza massima del compartimento pari a 4 m.
- Il carico d'incendio del compartimento sia bruciato fino ad estinzione.

Se il caso in studio rientra tra le ipotesi sopra descritte la relazione temperatura tempo, durante il periodo di combustione stabilizzata è data da:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204 e^{-1,7t^*} - 0,472 e^{-19t^*}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.4)$$

Dove

θ_g è la temperatura del gas nel compartimento [$^{\circ}\text{C}$];

$t^* = t \cdot \Gamma$ è un tempo fittizio [h];

con

t tempo [h];

$\Gamma = (O/b)^2 / (0,04/1160)^2$ [-];

$b = \sqrt{(\rho c \lambda)}$ con i limiti $100 \leq b \leq 2200$ [$\text{J}/\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$];

ρ è la massa volumica della superficie esterna del compartimento [kg/m^3];

c è il calore specifico della superficie del compartimento [$\text{J}/\text{kg K}$];

λ è la conducibilità termica del compartimento [$\text{J}/\text{kg K}$];

$O = A_v \sqrt{h_{eq}} / A_t$ è il fattore di apertura con i limiti $0,02 \leq O \leq 0,20$ [$\text{m}^{1/2}$];

A_v è l'area totale delle aperture verticali sulle pareti [m^2];

h_{eq} media pesata delle altezze delle finestre [m];

A_t area totale del compartimento [m^2].

La precedente formulazione della curva d'incendio parametrico presume che le pareti e il soffitto del compartimento siano fatti di un solo strato di materiale. Se vi sono due o più strati di materiali diversi, l'Eurocodice fornisce una formula per il calcolo del valore efficace del fattore b .

La massima temperatura θ_{max} nella fase di riscaldamento si verifica per il tempo

$t^* = t_{max}^*$ dove

$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma$ [h];

Con $t_{max} = \max [(0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/O); t_{lim}]$ [h];

dove:

- $q_{t,d}$ è il valore di progetto del carico di incendio specifico relativo all'area totale A_t del compartimento di modo che $q_{t,d} = q_{f,d} A_f/A_t$ [MJ/m²], con il rispetto dei seguenti limiti: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ [MJ/m²].
- $q_{f,d}$ è il valore di progetto del carico d'incendio specifico relativo all'area in pianta A_f del pavimento [MJ/m²].
- t_{lim} dipende dalla velocità di crescita dell'incendio [h];
- velocità di crescita bassa, $t_{lim} = 25$ minuti;
 - velocità di crescita media, $t_{lim} = 20$ minuti;
 - velocità di crescita rapida, $t_{lim} = 15$ minuti.

Il tempo t_{max} corrisponde alla massima temperatura raggiunta ed è fornito da t_{lim} nel caso in cui l'incendio sia controllato dal combustibile. Se t_{lim} è dato da $0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/O$, significa che l'incendio è controllato dalla ventilazione.

Quando $t_{max} = t_{lim}$, il valore t^* nell'equazione 6.4 è sostituito da:

$$t^* = t \cdot \Gamma_{lim}$$

Con:

$$\Gamma_{lim} = (O_{lim}/b)^2 / (0,04/1160)^2$$

Dove

$$O_{lim} = 0,1 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/t_{lim}.$$

Le curve temperatura-tempo nella fase di raffreddamento sono date dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625(t^* - t_{max}^* \cdot x) && \text{per } t_{max}^* \leq 0,5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max}^* \cdot x) && \text{per } 0,5 \leq t_{max}^* \leq 2 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(t^* - t_{max}^* \cdot x) && \text{per } t_{max}^* \geq 2 \end{aligned} \quad [^\circ\text{C}] \quad (3.5)$$

Dove:

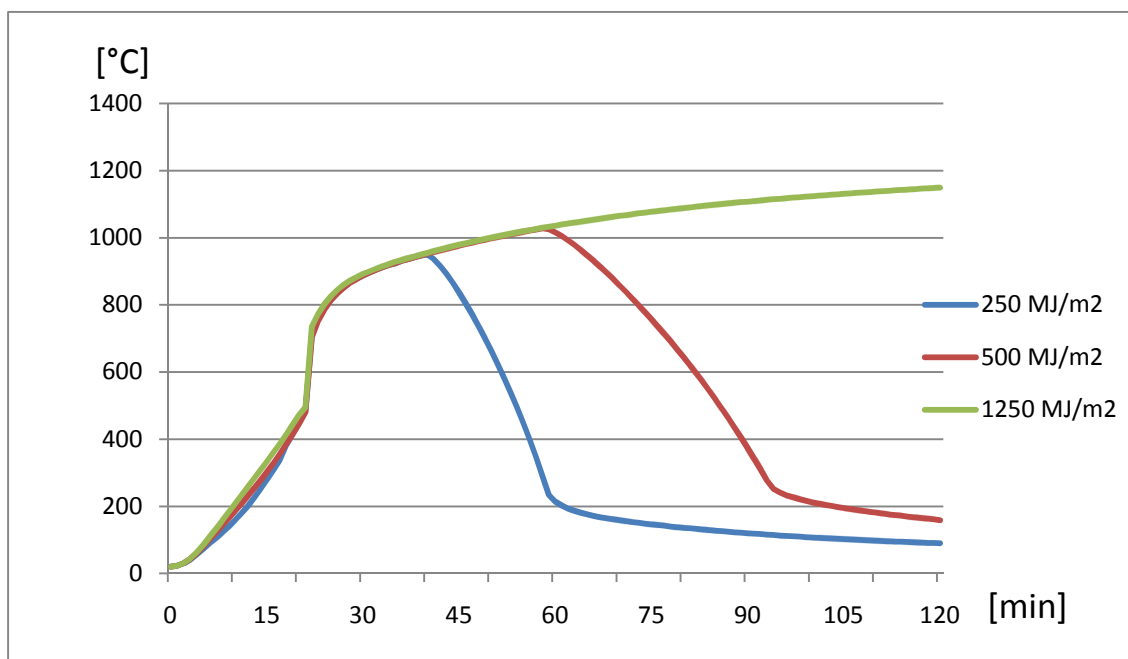
$$t^* = t \cdot \Gamma$$

$$t_{max}^* = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/O) \cdot \Gamma$$

$$x = 1,0 \text{ se } t_{max} > t_{lim}, \text{ oppure } x = t_{lim} \cdot \Gamma/t_{max}^* \text{ se } t_{max} = t_{lim}$$

Di seguito vengono riportati dei grafici temperatura-tempo ricavati tramite l'utilizzo delle curve parametriche, mantenendo costante la geometria dell'edificio in esame e variando o la velocità di crescita dell'incendio o il carico di incendio.

Figura 3-2: Curve temperatura-tempo al variare del carico di incendio



Il grafico in figura 3-2 descrive l'andamento delle temperature in funzione del tempo al variare del carico di incendio al m². Rispetto alle curve temperatura-tempo nominali, dopo una iniziale crescita delle temperature, è presente un ramo discendente determinata dal raggiungimento della combustione del 70% del materiale presente nel compartimento. Inoltre si può evidenziare l'influenza del fattore di crescita dell'incendio, il quale fino all'inizio del ramo decrescente, mantiene le temperature dei casi analizzati pressoché identiche.

Nel grafico di figura 3-3, sono riportate le curve parametriche calcolate con il medesimo carico di incendio al variare della velocità di accrescimento dell'incendio. Si può notare che le temperature raggiungono tutte lo stesso livello e risultano essere scostate le une dalle altre, lungo l'asse del tempo, di un coefficiente che dipende dal fattore di accrescimento dell'incendio. Tale fattore risulta incidere solo durante la fase iniziale dell'incendio, mentre in seguito (dopo il completo sviluppo delle fiamme nel compartimento) le curve mantengono tra di esse ad una distanza pari a quella raggiunta in precedenza.

Figura 3-3: Curve temperature-tempo al variare della velocità di accrescimento dell'incendio

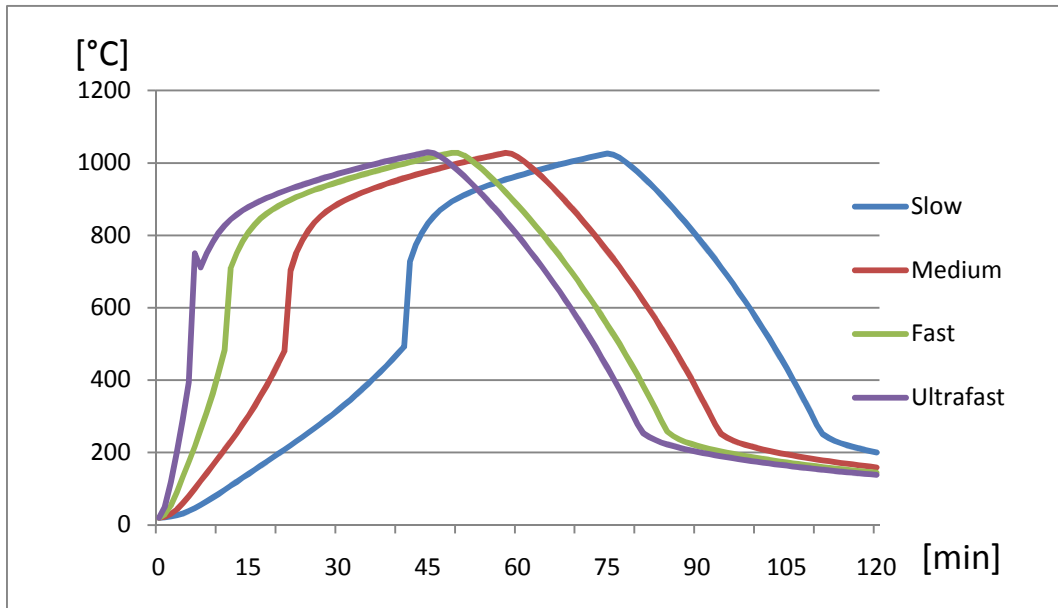
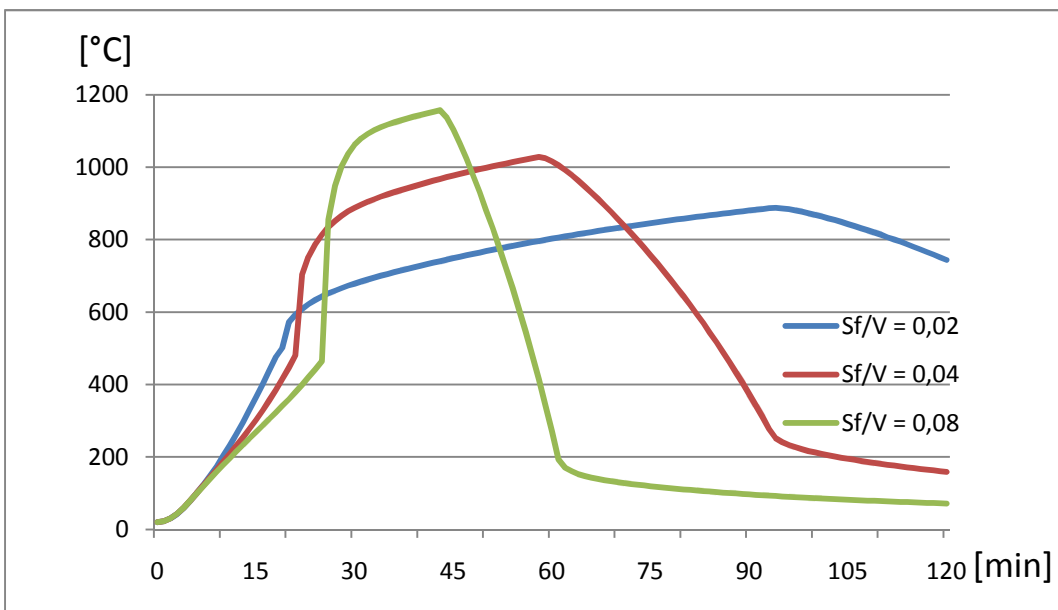


Figura 3-4: Curve temperature-tempo al variare del rapporto S_f/V



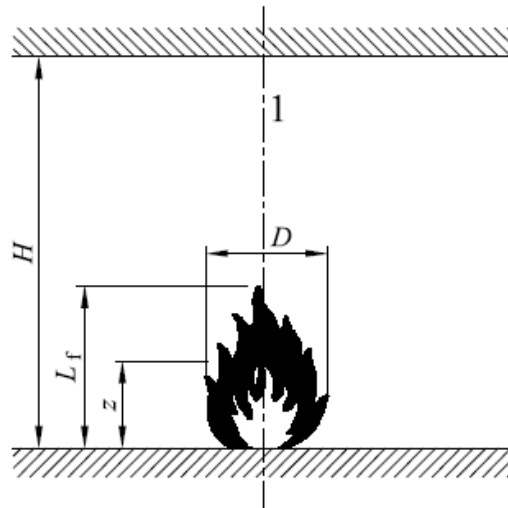
Il grafico in figura 3-4 focalizza l'attenzione sull'incidenza del rapporto superfici aperte/volume. Come si può notare dalle curve sopra riportate, definite da incendio con fattore di crescita medio e un carico di incendio di 500 MJ/m^2 , il fattore di ventilazione determina un più lento accrescimento delle temperature nella fase iniziale, quando l'incendio è controllato dalla combustione del materiale l'apporto di aria fresca ritarda l'innalzamento delle temperature, mentre quando l'incendio diviene controllato dalla ventilazione, ovviamente dove essa è maggiore le temperature aumentano maggiormente rispetto alle altre curve.

3.3 Curve di incendi localizzati

Le curve fino ad ora descritte presuppongono che l'incendio raggiunga il completo sviluppo, in modo da creare le stesse condizioni di temperatura in tutto il compartimento. Tuttavia, in molti casi, ad esempio in spazi grandi con poco materiale combustibile oppure in presenza di incendio confinato grazie all'intervento dei nebulizzatori, si può verificare un incendio localizzato con un effetto differente sulla struttura dell'edificio rispetto a un incendio completamente sviluppato.

L'azione termica di un incendio localizzato può essere valutata utilizzando le espressioni fornite dall'EC1 1991-1-2. Alcune differenze devono essere considerate con riferimento all'altezza relativa della fiamma rispetto al soffitto.

Figura 3-5: Sviluppo verticale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1 1991-1-2)



1 - Asse di simmetria della fiamma

Lo sviluppo della fiamma L_f di un incendio localizzato è fornito da:

$$L_f = -1,02 D + 0,00148 Q^{2/5} \quad [\text{m}] \quad (3.6)$$

Quando la fiamma non impatta sul soffitto del compartimento ($L_f < H$), o nel caso di incendio all'aria aperta, la temperatura $\theta_{(z)}$ nel pennacchio lungo l'asse verticale di simmetria è fornita dalla relazione:

$$\theta_{(z)} = 20 + 0,25 Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad [^\circ\text{C}] \quad (3.7)$$

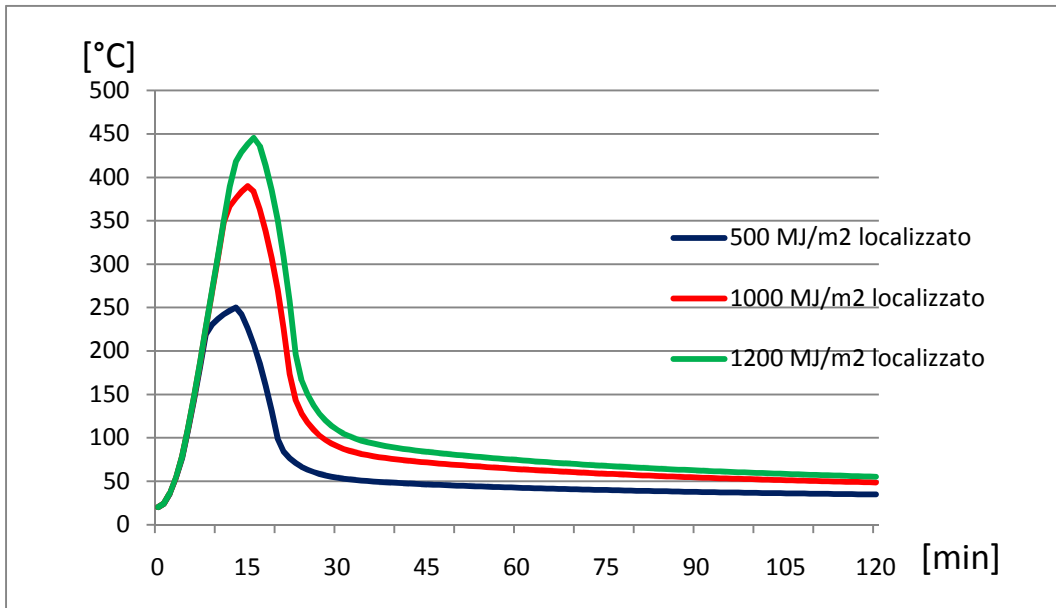
dove:

- D è il diametro dell'incendio [m];
- Q è la velocità di rilascio di calore [W] dell'incendio;
- Q_c è la parte convettiva del rilascio di calore [W], con $Q_c = 0,8Q$ per definizione;
- z è l'altezza [m] lungo l'asse della fiamma;
- H è la distanza [m] tra la sorgente della fiamma e il soffitto.

L'origine virtuale z_0 dell'asse della fiamma è dato da:

$$z_0 = 1,02 D + 0,00524 Q^{2/5} \quad [\text{m}] \quad (3.8)$$

Figura 3-6: confronto tra curve di incendio localizzato al variare del carico di incendio



Dal grafico in figura 3-6 dove sono riportate tre curve di incendi localizzati, ipotizzando che il fuoco sia esteso solo ad una superficie di 5 m² del compartimento, al variare del carico di incendio si nota che l'andamento delle curve mantiene sempre lo stesso andamento, con un picco iniziale seguito da successivo e veloce raffreddamento dovuto all'estinguersi dell'incendio a causa della mancanza di combustibile o all'intervento di impianti di spegnimento.

3.4 Confronto tra i casi analizzati

Il grafico riportato in figura 3-7 descrive bene l'andamento delle tre tipologie di curve temperature-tempo descritte in precedenza;

la curva nominale standard:

- non presenta il ramo di temperature discendenti, ipotizzando che la combustione all'interno del compartimento continui all'infinito;
- ha una crescita iniziale molto marcata, che spesso determina temperature molto superiori delle altre curve;
- dopo una crescita iniziale molto ripida, tende ad un asintoto orizzontalmente.

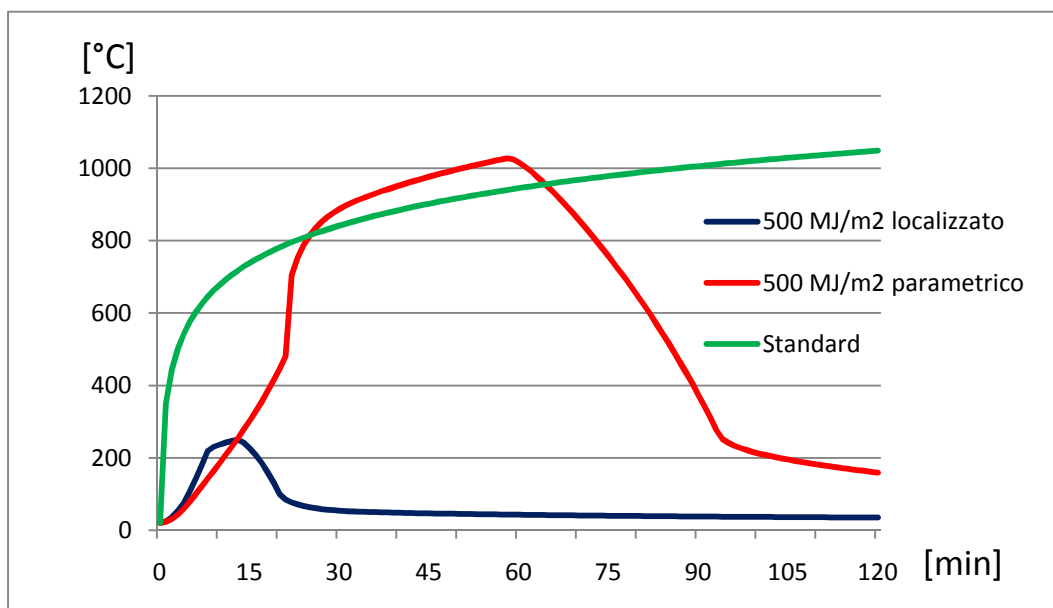
Le curve parametriche:

- hanno la tendenza ad avere un ramo di crescita iniziale poco pendente, ma quando l'incendio è pienamente sviluppato le temperature raggiunte superano quella della curva nominale standard;
- fino a quando il materiale presente non è del tutto combusto, nella fase di pieno sviluppo del fuoco, mantiene un andamento molto simile a quello della curva nominale standard, mentre nella fase successiva si denota il ramo di raffreddamento.

Le curve di incendio localizzato:

- hanno un picco iniziale più marcato delle curve parametriche, a parità di carico di incendio, al quale segue quasi immediatamente un decremento delle temperature dovuto all'estinguersi dell'incendio;
- all'aumentare dal carico di incendio può verificarsi che il picco iniziale di temperature raggiunte dalla curva di incendio localizzata superi le temperature dalla la curva standard, essendo quest'ultima indipendente da tale fattore;
- Per il calcolo delle temperature degli elementi in acciaio bisogna tenere in considerazione anche l'effetto dell'irraggiamento della fiamma.

Figura 3-7: Confronto tra le curve analizzate



3.5 Velocità di rilascio di calore Q

Per qualsiasi incendio, la potenza termica rilasciata in MW può essere calcolata se si conosce la quantità di calore emessa in MJ in un certo tempo (in secondi). Pertanto il valor medio della potenza termica rilasciata Q (indicata in inglese con “velocità di rilascio del calore” - “heat release rate”) è data dalla seguente espressione:

$$Q = E/t \quad [\text{MJ/sec}] \quad (3.9)$$

dove E è l'energia potenziale termica totale contenuta nel materiale combustibile (MJ) e t rappresenta la durata della combustione stabilizzata (sec). Non essendo di facile determinazione, l'EC1 1991-1-2 suggerisce, in fase progettuale l'utilizzo delle curve t^2 , che determinano la quantità di calore rilasciato ad ogni istante sulla base del fattore di un fattore di rilascio, della potenza termica disponibile nel compartimento e dal fattore di ventilazione. La prima parte della curva ha un andamento parabolico che segue la relazione

$$Q = 10^6 (t/t_\alpha)^2 \quad [\text{W}] \quad (3.10)$$

Dove:

Q è la velocità di rilascio di calore in [W];

t è il tempo in [s];

t_α è il tempo necessario a raggiungere una velocità di rilascio di calore di 1 MW.

Tabella 3-1: velocità di crescita incendi t^2

Crescita dell'incendio	Valore di α (sec/MW ^{0,5})	Incendio tipico
Lenta	600	Oggetti di legno accatastati
Media	300	Mobili in legno massiccio (ad esempio tavoli da lavoro). Singoli mobili con finiture in plastica
Veloce	150	Mobili imbottiti (non tutti). Cataste di legname impilato Scatoloni su piattaforme di legno
Ultraveloce	75	Mobili imbottiti (la gran parte) Materiale plastico impilato. Mobili con pareti in legno sottili (ad esempio armadi)

Sulla base delle relazioni precedentemente descritte, la fase iniziale dell'incendio t^2 avrà un andamento di quelli riportati in figura 3-8, che dipende unicamente dal fattore di accrescimento.

La fase di crescita è limitata da un plateau orizzontale corrispondente a uno stato stazionario e a un valore di Q fornito da $(RHR_{fi} \cdot A_{fi})$, dove:

A_{fi} è la massima area dell'incendio [m^2] che è il compartimento antincendio nel caso di carico di incendio uniformemente distribuito, ma che può essere un valore inferiore nel caso d'incendio localizzato;

RHR_{fi} è la massima velocità di rilascio di calore prodotto da $1 m^2$ di fuoco in caso di condizioni controllate dal combustibile [kW/m^2].

In figura 3-9 è riportato il caso di incendi con diversi fattori di crescita, ma uguali RHR_{fi} e A_{fi} . Come si può notare, tutte le curve sono caratterizzate da avere lo stesso rilascio di calore dopo il completo sviluppo dell'incendio.

Figura 3-8: : fase di accrescimento di un incendio t^2

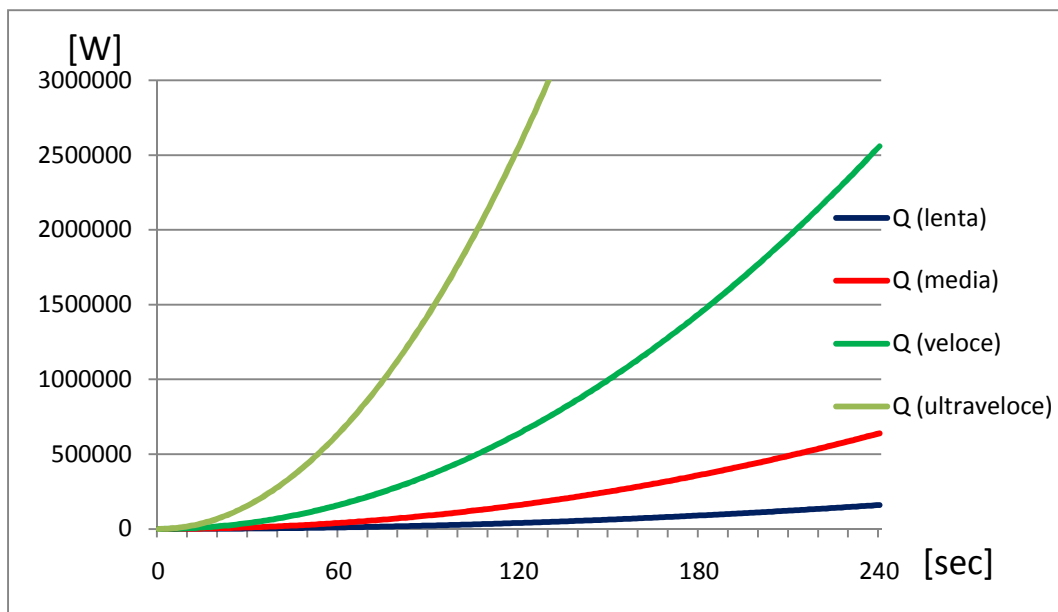
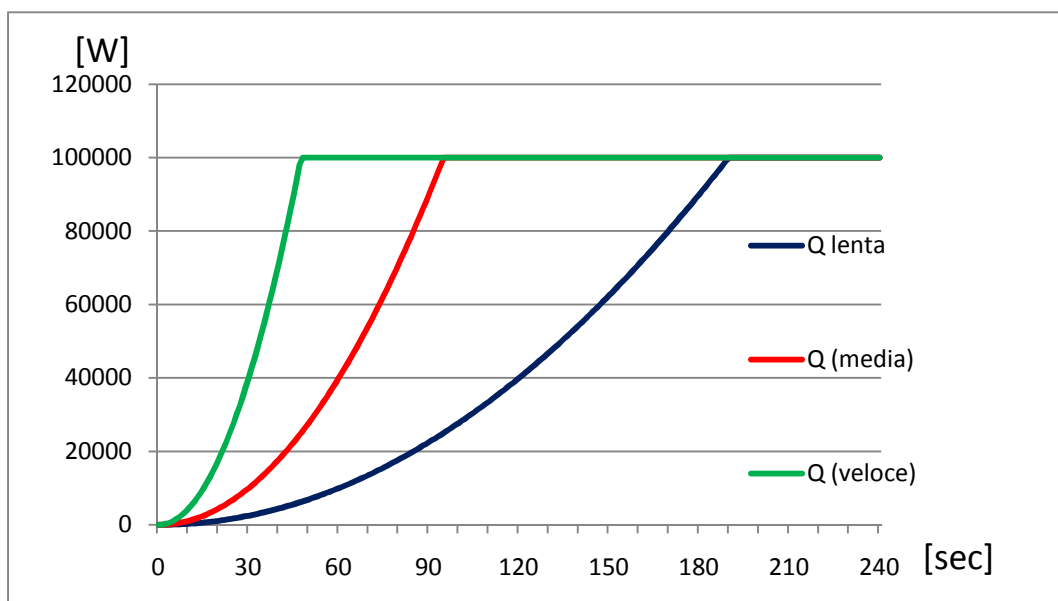


Figura 3-9: curve t^2 con diverse velocità di accrescimento



Nel caso in cui l'incendio fosse controllato dalla ventilazione, il plateau deve essere ridotto in conseguenza del contenuto d'ossigeno disponibile; tale riduzione può esser automatica, nel caso di uso di un programma di calcolo basato su di un modello a una zona, o attraverso l'espressione semplificata:

$$Q_{\max} = 0,10 \cdot m \cdot \Delta H_c \cdot A_v \cdot \sqrt{h_{eq}} \quad [\text{MW}] \quad (3.11)$$

Dove:

A_v è l'area delle aperture [m^2];

h_{eq} è l'altezza media delle aperture [m];

ΔH_c è il potere calorifico netto del legno, con $\Delta H_c = 17,5 \text{ MJ/kg}$;

m è il fattore di combustione con $m = 0,8$.

Il tratto orizzontale è limitato dalla fase di riduzione che comincia quando il 70% del carico d'incendio totale è stato consumato.



4

Comportamento dell'acciaio sotto l'azione del fuoco

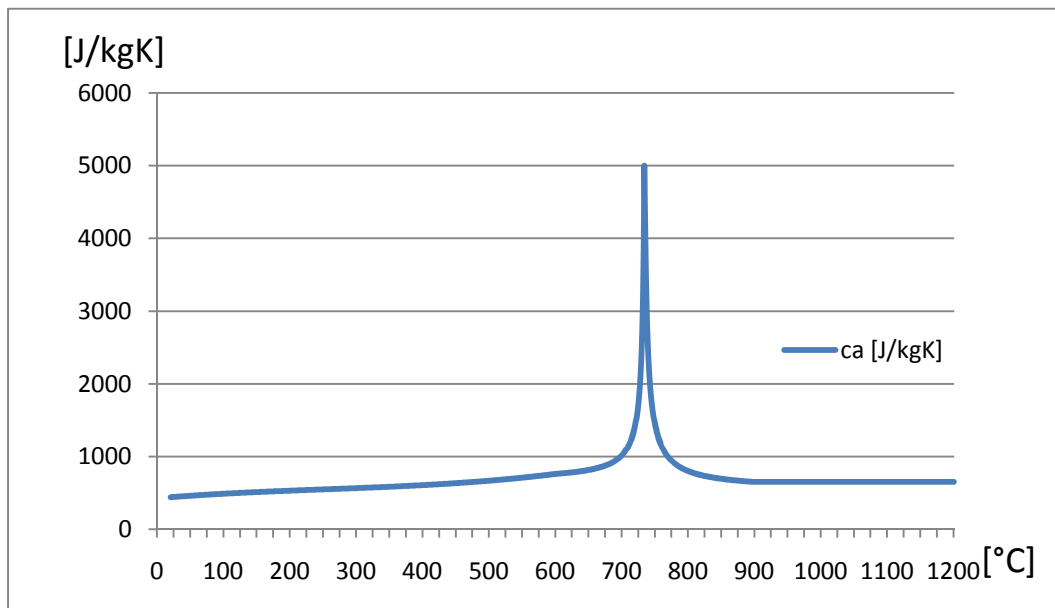
4.1 Proprietà termiche

Allo scopo di eseguire i calcoli delle temperature in strutture esposte al fuoco, è necessario conoscere le proprietà termiche dei materiali. La massa volumica dell'acciaio è 7850 kg/m^3 e rimane praticamente costante con la temperatura. Il calore specifico dell'acciaio varia a seconda della temperatura come indicato nella figura 4-1 (EC3, 1993-1-2) dove il picco è il risultato di una trasformazione di tipo metallurgico che avviene a circa 730°C . Nel caso di calcoli semplici, il calore specifico c_a (J/kgK) può essere considerato costante e pari a 600 J/kgK , ma per una maggiore precisione si possono utilizzare le seguenti equazioni:

$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3$	$20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$	[J/kgK] (4.1)
$c_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a)$	$600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$	
$c_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731)$	$735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$	
$c_a = 650$	$900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$	

dove θ_a è la temperatura dell'acciaio ($^\circ\text{C}$).

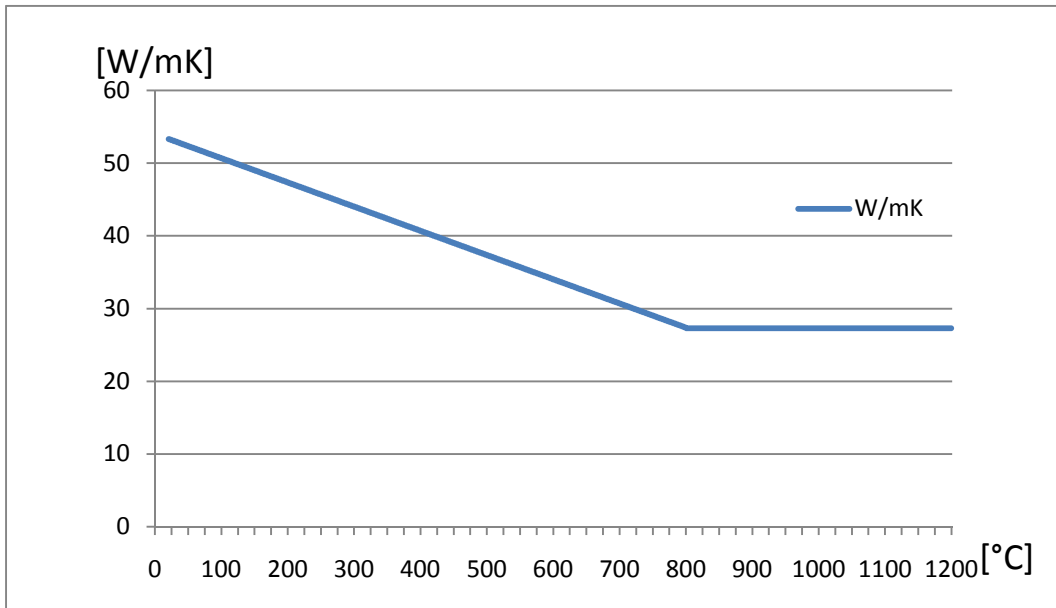
Figura 4-1: Calore specifico in funzione della temperature



La conducibilità termica dell'acciaio varia con la temperatura come indicato nella figura 4-2, riducendosi linearmente da 54 W/mK a 20°C fino a $27,3 \text{ W/mK}$ a 800°C (EC3, 1993-1-2). Nei casi più semplici, la conducibilità termica λ_a (W/mK) può essere considerata uguale a 45 W/mK ma si ottengono risultati più precisi utilizzando le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} \lambda_a &= 54 - 3,33 \cdot 10^{-2}\theta_a & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \\ \lambda_a &= 27,3 & 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad [\text{W/mK}] \quad (4.2)$$

Figura 4-2: Conducibilità termica in funzione della temperatura



4.2 Proprietà meccaniche

Questa sezione tratta gli effetti che le proprietà meccaniche dell'acciaio alle alte temperature hanno sul comportamento al fuoco delle strutture in acciaio.

Componenti della deformazione

La deformazione dell'acciaio a temperatura elevata è solitamente descritta supponendo che intervengano tre componenti:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon - \varepsilon_i = \varepsilon_\sigma(\sigma, \theta) + \varepsilon_{th}(\theta) + \varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t) \quad [m] \quad (4.3)$$

dove ε è la deformazione totale al tempo t , ε_i è la deformazione iniziale al tempo $t = 0$, ε_{th} è la deformazione termica funzione solo della temperatura θ , ε_σ è la deformazione meccanica, funzione sia della tensione applicata σ che della temperatura θ , e ε_{cr} la deformazione di tipo viscoso, funzione della tensione, della temperatura e del tempo.

Queste tre componenti della deformazione sono qui di seguito trattate in maggior dettaglio. Nel caso di elementi strutturali semplici come le travi isostatiche, occorre prendere in considerazione solo la deformazione meccanica, potendo così calcolare la resistenza ridotta a temperatura elevata senza riferimento alle deformazioni. Nel caso di sistemi strutturali più complessi, soprattutto quando gli elementi sono vincolati ad altre parti della struttura, occorre prendere in considerazione anche la deformazione termica e quella dovuta alla viscosità, ricorrendo al calcolo automatico per l'analisi strutturale.

4.2.1 Deformazione termica

La deformazione termica consegue alla dilatazione termica tipica della maggior parte dei materiali riscaldati. A temperatura ambiente, il coefficiente di dilatazione termica è

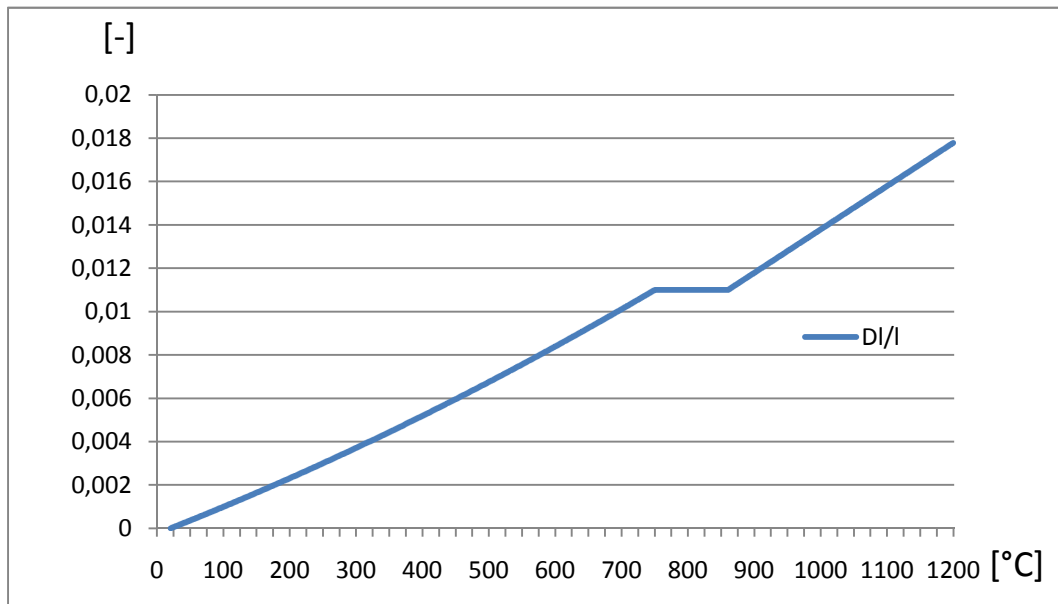
di solito $11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. A temperatura elevata, il coefficiente aumenta e una discontinuità si verifica tra 700 e 800°C , in concomitanza con la trasformazione metallurgica già citata a proposito del calore specifico. Per scopi di normale progettazione, l'Eurocodice 3 (EC3, 2005) suggerisce tre valori per il coefficiente di dilatazione termica sulla base della fascia di temperature raggiunte dall'acciaio:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} & 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 750^{\circ}\text{C} \\ \Delta l/l &= 1,1 \cdot 10^{-2} & 750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C} \\ \Delta l/l &= 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} & 860^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad [-] \quad (4.4)$$

Dove l è la lunghezza alla temperatura di 20°C , Δl è l'allungamento dovuto alla temperatura, e θ_a è la temperatura dell'acciaio.

La figura 4-3 riporta l'andamento della deformazione termica in funzione della temperatura utilizzando le formule sopra descritte:

Figura 4-3: variazione della dilatazione termica in funzione della temperatura



4.2.2 Deformazione dovuta alla viscosità

A temperatura normale la viscosità nell'acciaio strutturale è trascurabile, ma diventa molto importante a temperature superiori a 400 o 500°C .

Nonostante la grande importanza delle deformazioni di tipo viscoso nelle strutture in acciaio esposte al fuoco che siano prossime al collasso, della viscosità di solito non si tiene esplicitamente conto nel processo di progettazione antincendio, neanche qualora si ricorra ai metodi basati sul calcolo automatico, e questo per la mancanza di dati e per la difficoltà dei calcoli. Di solito si utilizzano delle leggi sforzo-deformazione che includono implicitamente le deformazioni viscoso prevedibili alle tipiche velocità di riscaldamento strutturale in caso di incendio ($2-50^{\circ}\text{C}/\text{min}$, EC3, 2005).

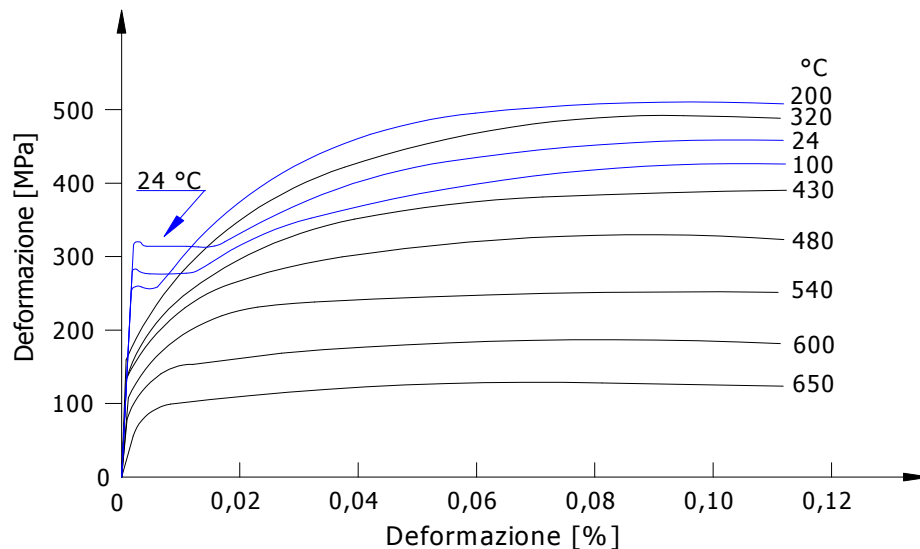
4.2.3 Deformazione meccanica

Le leggi sforzo-deformazione ad alta temperatura possono essere ottenute direttamente da prove in condizioni stazionarie a temperature prefissate o possono essere ricavate da prove di tipo transitorio. Le tipiche leggi sforzo-deformazione per l'acciaio strutturale a temperature elevate sono riportate nella figura 4-4, dove si può vedere che la tensione di snervamento e il modulo elastico diminuiscono entrambi con l'aumento della temperatura, ma la resistenza ultima a trazione aumenta leggermente a temperature moderate prima di diminuire a temperature più elevate.

4.2.4 Resistenza allo snervamento e resistenza convenzionale

La progettazione di elementi in acciaio strutturale a temperature normali richiede la conoscenza della resistenza allo snervamento dell'acciaio. La maggior parte dei normali acciai da costruzione presenta una resistenza allo snervamento ben definita a temperature normali, ma ciò non è più vero a temperature elevate, come indicato nella figura 4-4. Anche per la progettazione a temperature elevate è necessario disporre del valore della resistenza allo snervamento

Figura 4-4: Curve sforzo deformazione a temperatura elevata per acciaio laminato a caldo



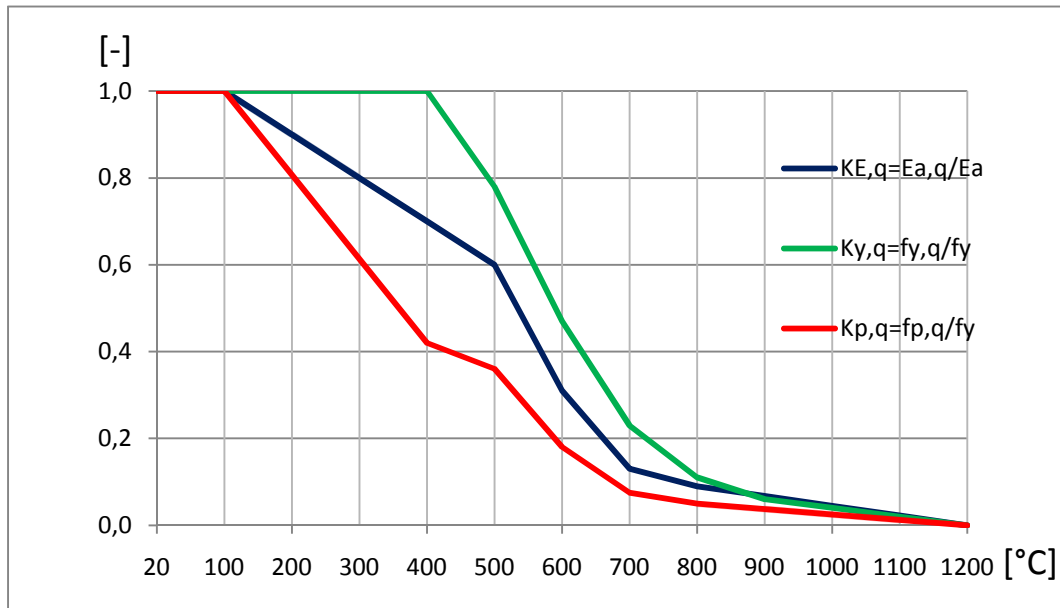
4.2.5 Modulo elastico

Il decadimento del modulo elastico ha effetti importanti sull'instabilità strutturale e sulle deformazioni elastiche. Queste ultime sono però relativamente poco importanti ad alta temperatura, ove assumono ben altro rilievo le deformazioni plastiche. La riduzione del modulo elastico mostra lo stesso andamento qualitativo della riduzione della resistenza allo snervamento. Tuttavia, L'Eurocodice 3 prevede un decadimento più sensibile del modulo nel campo di temperature di interesse per le applicazioni strutturali, il che può rendere l'elemento strutturale più sensibile ai fenomeni di instabilità. In particolare, nell'attribuzione della classe di duttilità di una sezione in condizioni di incendio la norma citata fa riferimento ad un minor valore della snellezza convenzionale calcolato

mediante il coefficiente riduttivo 0,85, costante con la temperatura (in modo da non rendere necessari aggiornamenti della classe di duttilità di una stessa sezione durante l'evolvere dell'incendio).

$$\varepsilon = 0,85[235/f_y]^{0,5} \quad [-] \quad (4.5)$$

Figura 4-5: : Fattori di riduzione del modulo elastico, della tensione di snervamento e del relativo limite di proporzionalità



Valori di progetto

A scopo di progetto l'EC3 riporta come indicato nella tabella 4-1, la deformazione e la resistenza allo snervamento dell'acciaio all'aumentare della temperatura, per incendi con aumento di calore compresi tra 2 e 50 °C/min.

Tabella 4-1: fattori di riduzione della resistenza allo snervamento e del modulo elastico all'aumentare della temperatura da EC3

Steel Temperature θ_a	Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for proportional $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,0000	1,0000	1,0000
100 °C	1,0000	1,0000	1,0000
200 °C	1,0000	0,8070	0,9000
300 °C	1,0000	0,6130	0,8000
400 °C	1,0000	0,4200	0,7000
500 °C	0,7800	0,3600	0,6000
600 °C	0,4700	0,1800	0,3100
700 °C	0,2300	0,0750	0,1300
800 °C	0,1100	0,0500	0,0900
900 °C	0,0600	0,0375	0,0675
1000 °C	0,0400	0,0250	0,0450
1100 °C	0,0200	0,0125	0,0225
1200 °C	0,0000	0,0000	0,0000

NOTE: for intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used

Dove:

- θ_a è la temperatura dell'acciaio [°C];
- $k_{y,\theta}$ è il fattore di riduzione del campo di snervamento [-];
- $k_{p,\theta}$ è il fattore di riduzione del campo elastico [-];
- $k_{E,\theta}$ è il fattore di riduzione del modulo elastico [-];
- f_y è la tensione di snervamento a 20°C [N/mm²];
- E_a è il modulo elastico a 20°C [N/mm²].

Nella figura 4-5 è mostrata la riduzione della tensione di snervamento, del relativo limite di proporzionalità e del modulo elastico in funzione della temperatura secondo l'Eurocodice 3, dove si prevedono valori non nulli di resistenza e rigidezza fino a 1200°C.

Di seguito vengono riportate le tabelle dettate dall' EC 1993-1-1 per il calcolo a freddo della classe di sezione; l'unica differenza che si deve effettuare per il medesimo calcolo effettuato a caldo è quello di sostituire il coefficiente ε riportato nelle tabelle con quello calcolato nell'equazione 4-5 sopra riportata.

Figura 4-6: Verifica della classe di sezione per parti interne soggette a compressione

Parti interne in compressione						
Classe	Parte soggetta a momento	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a momento e compressione			
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	se $\alpha > 0,5$:	$c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
			se $\alpha \leq 0,5$:	$c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	se $\alpha > 0,5$:	$c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
			se $\alpha \leq 0,5$:	$c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	Se $\psi > -1$	$c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 033\psi}$		
			$\psi \leq -1^*)$	$c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
*) si applica se la tensione di compressione $\sigma < f_y$ o la deformazione a trazione $\varepsilon_y < f_y/E$						

Figura 4-7: Verifica della classe di sezione per le piattabande esterne

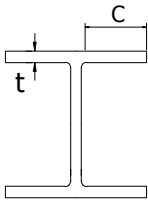
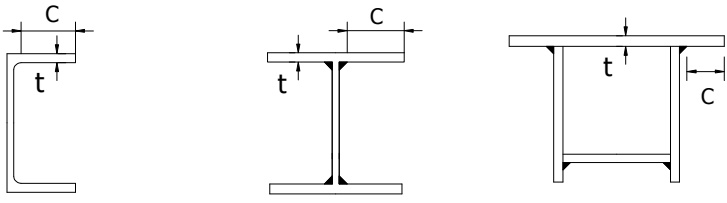
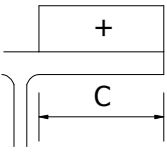
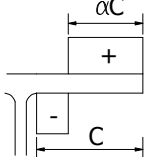
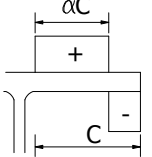
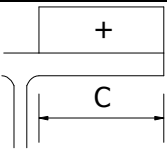
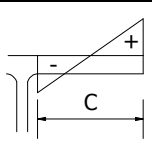
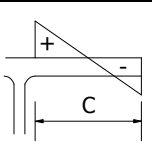
Piattabande esterne						
 Profili laminati a caldo		 Sezioni saldate				
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\varepsilon$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$		$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 4-8: Verifica della classe di sezione per gli angolari

Angolari						
		<ul style="list-style-type: none"> - Riferirsi anche alle piattabande esterne - Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti 				
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni. (positivi di compressione)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$			$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$		
Sezioni tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
Per $d/t > 90\varepsilon^2$ riferirsi alla EN 1993-1-6						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.3 Calcolo della temperatura per elementi in acciaio non protetti

Gli elementi in acciaio non protetti possono riscaldarsi rapidamente in presenza di incendio, soprattutto se sono sottili e presentano una grande superficie esposta al fuoco. Nel seguito sono riportati due metodi per il calcolo della temperatura basati sulla "massa concentrata". L'Eurocodice 3 (1993-1-2) ammette, nel calcolo di elementi inflessi con l'approccio semplificato, di considerare ugualmente una temperatura uniforme e di tenere conto successivamente dell'effetto dei gradienti termici sulla resistenza della sezione mediante opportuni coefficienti correttivi.

4.3.1 Fattore di sezione

La velocità di riscaldamento di un elemento in acciaio strutturale protetto o non protetto esposto al fuoco dipende dal *fattore di sezione, o fattore di massività*, misurato come rapporto fra il perimetro riscaldato e l'area della sezione trasversale. Il fattore di sezione è importante poiché la velocità d'ingresso del calore è direttamente proporzionale all'area esposta all'incendio e la conseguente velocità di riscaldamento è inversamente proporzionale alla capacità termica dell'elemento (uguale al prodotto del calore specifico, della densità e del volume del segmento di acciaio).

Il fattore di sezione può essere espresso in uno dei modi seguenti:

- il rapporto tra l'area della superficie laterale esposta all'incendio e il volume dell'elemento F/V [m^{-1}];
- il rapporto tra il perimetro riscaldato e l'area della sezione, A_m/V , [m^{-1}].

Nel caso di profili aventi sezione trasversale uniforme l'area F (m^2) e il volume V (m^3) possono essere riferiti ad una lunghezza unitaria dell'elemento strutturale, venendo quindi a coincidere rispettivamente con il perimetro riscaldato A_m (m) e l'area V della sezione (m^2). La superficie riscaldata è rappresentata (a) dall'effettiva area laterale del profilo metallico per elementi non protetti e per elementi dotati di protezione antincendio aderente, e (b) dall'area laterale del più piccolo prisma rettangolare racchiudente la sezione, in presenza di protezione scatolare. In entrambi i casi vanno trascurate le eventuali superfici non esposte.

4.3.2 Impiego di formule semiempiriche

Un'espressione empirica approssimata per prevedere il tempo t in minuti necessario affinché un elemento in acciaio non protetto raggiunga una temperatura limite θ_{cr} ($^{\circ}C$) in presenza di incendio standard è:

$$t = 0,54(\theta_{cr} - 50)/(A_m/V)^{0,6} \quad [\text{min}] \quad (4.6)$$

dove A_m/V è il fattore di sezione (m^{-1}) già definito in precedenza.

Questa espressione è valida per A_m/V nell'intervallo da 10 a 300 m^{-1} e θ_{cr} nell'intervallo da 400 $^{\circ}C$ a 600 $^{\circ}C$, per tempi tra 10 e 80 min. Questa formula fornisce risultati ragionevolmente vicini alle previsioni con gli elementi finiti e il suo campo di



applicabilità può essere esteso a un intervallo da 100°C a 800°C per le dimensioni delle comuni sezioni. L'equazione può essere invertita per ottenere la temperatura prevista ad una data durata di incendio.

Nel caso di progettazione più accurata, si raccomanda di calcolare le temperature utilizzando un metodo agli elementi finiti o il metodo passo-passo descritto qui di seguito.

4.3.3 Metodo passo-passo

Il metodo di calcolo passo-passo per strutture in acciaio non protette si basa sul principio che il flusso di calore entrante nell'elemento in acciaio attraverso la superficie esposta nel tempuscolo Δt è uguale al calore richiesto per innalzare la temperatura dell'acciaio di $\Delta\theta_{a,t}$ supponendo che la sezione dell'acciaio sia una massa concentrata a temperatura uniforme, cosicché:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.7)$$

Dove:

- k_{sh} è il fattore di correzione dovuto agli effetti di ombreggiamento [-];
- A_m/V è il fattore di sezione [m^{-1}];
- c_a è il calore specifico dell'acciaio [J/kgK];
- \dot{h}_{net} è il valore di progetto del flusso netto di calore per unità di area [W/m^2];
- Δt è l'intervallo di tempo [sec];
- ρ_a è la massa volumica dell'acciaio [kg/m^3];

Per le sezioni ad I esposte all'azione del fuoco nominale, il fattore di correzione dovuto all'ombreggiamento k_{sh} è definito:

$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad [-] \quad (4.8)$$

Dove:

- $[A_m/V]_b$ è rapporto tra il perimetro esposto del più piccolo contorno convesso che circonda la sezione e l'effettivo perimetro esposto del profilato [-].

Per tutte le altre sezioni:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad [-] \quad (4.91)$$

Calcolo del flusso netto per incendi nominali e parametrici

Il flusso di calore entrante nell'acciaio, a sua volta è la somma di due termini come riportato nell'equazione 4.10; il flusso netto convettivo che è in funzione della temperatura dei gas nell'intorno dell'elemento e del e del moto dei gas nelle vicinanze dell'elemento, e il flusso netto radiativo che dipende anche dal fattore di vista tra una superficie emittente (il fuoco) ed una ricevente. Il flusso di calore si calcola con le seguenti relazioni:

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad [\text{W/m}^2] \quad (4.10)$$

Dove

$\dot{h}_{\text{net,c}}$ è il flusso netto convettivo (W/m^2);

$\dot{h}_{\text{net,r}}$ è il flusso netto radiativo (W/m^2).

Il flusso netto convettivo è determinato dalla seguente espressione:

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad [\text{W/m}^2] \quad (4.11)$$

Dove

α_c è il coefficiente di trasferimento del calore per convezione [$\text{W/m}^2\text{K}$];

θ_g è la temperatura dell'ambiente nelle vicinanze dell'elemento esposto al fuoco [$^{\circ}\text{C}$];

θ_m è la temperatura della superficie dell'elemento [$^{\circ}\text{C}$].

Il valore del coefficiente α_c deve essere assunto pari a:

- $\alpha_c = 25$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] qualora si utilizzino le curva nominali temperatura-tempo standard e da fuoco esterno, per un elemento esposto al fuoco;
- $\alpha_c = 50$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] qualora si utilizzi la curva nominale temperatura-tempo da idrocarburi, per un elemento esposto al fuoco;
- $\alpha_c = 4$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] quando si calcola il flusso netto convettivo sul lato di un elemento non esposto al fuoco;
- $\alpha_c = 9$ [$\text{W/m}^2\text{K}$] quando si calcola il flusso netto convettivo sul lato di un elemento non esposto al fuoco, assumendo che esso comprenda anche il flusso radiativo.

Il flusso netto radiativo è determinato dalla seguente espressione:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2] \quad (4.12)$$

Dove

ϕ è il fattore di configurazione;

ε_m è l'emissività dell'elemento;

ε_f è l'emissività del fuoco;

σ è la costante di Stephan Boltzmann ($=5,65 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$);

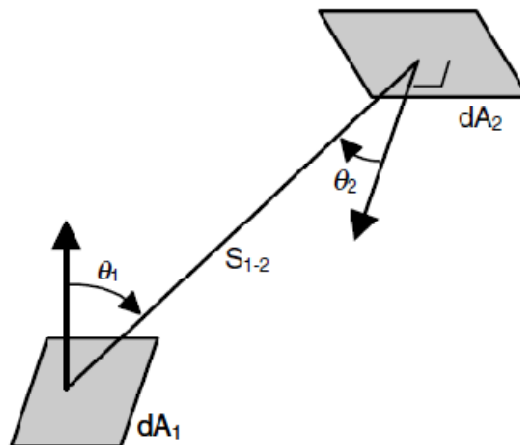
θ_r è l'effettiva temperatura dell'ambiente [$^{\circ}\text{C}$];

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento [$^{\circ}\text{C}$].

Se non è nota l'emissività del materiale, l'EC1 1991-1-2, suggerisce di utilizzare $\varepsilon_m = 0,8$, mentre per quella del fuoco, $\varepsilon_f = 1$.

Il fattore configurazione ϕ è definito come la frazione di energia irradiata dalla generica superficie A e incidente su B, dipende dalla dimensione della superficie radiante, dalla distanza e dall'orientamento delle due superfici, come è illustrato in figura 4-9; l'EC1 suggerisce di utilizzare $\phi = 1$ quando non si ha la certa della posizione esatta della superficie emittente (localizzazione del fuoco).

Figura 4-9: Trasferimento del calore per irraggiamento tra due aree infinitesimi



Matematicamente è definita dalla seguente relazione:

$$dF_{d1-d2} = \frac{\cos \theta_1 \cos \theta_2}{\pi S_{1-2}^2} dA_2 \quad [\text{W/m}^2] \quad (4.13)$$

Per l'applicazione del metodo di calcolo delle temperature degli elementi in acciaio, l'Eurocodice 3 suggerisce un intervallo di tempo di non oltre 5 sec, mentre per soddisfare l'ipotesi di uniformità della temperatura all'interno della sezione viene richiesto un valore minimo del fattore di forma A_m/V pari a 10 m^{-1} , condizione verificata per tutti i profili di comune impiego.

All'estremo opposto c'è il caso in cui il fattore di sezione sia molto elevato, rendendo lo scambio termico così efficace da poter assumere per la temperatura dell'acciaio lo stesso valore della temperatura dei gas nel comparto incendiato (per $A_m/V > 300 \text{ m}^{-1}$).

Dal grafico di figura 4-10 si nota come al variare del fattore di sezione, nei primi minuti, le diverse sezioni mantengono un andamento distaccato le une dalle altre, mentre una volta superati i 60 minuti non si riesce più a distinguere l'andamento delle differenti sezioni in acciaio.

Il grafico riportato in figura 4-11 concentra l'attenzione nei primi 60 minuti di esposizione all'incendio nominale standard, evidenziando con quale facilità al variare del fattore di sezione si possono ottenere differenze di temperature superiore a 200°C ,

inoltre si può notare che tutte le curve hanno un cambio di flessa tra i 700°C e gli 800°C dovuto all'andamento del calore specifico dell'acciaio.

Figura 4-10: Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 240 minuti.

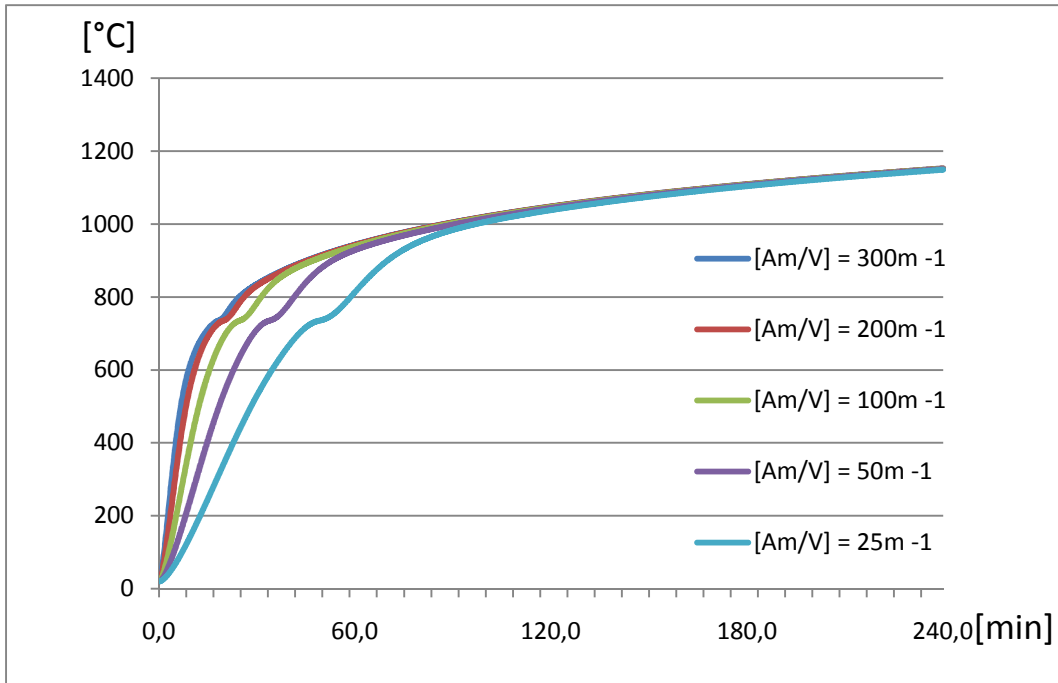
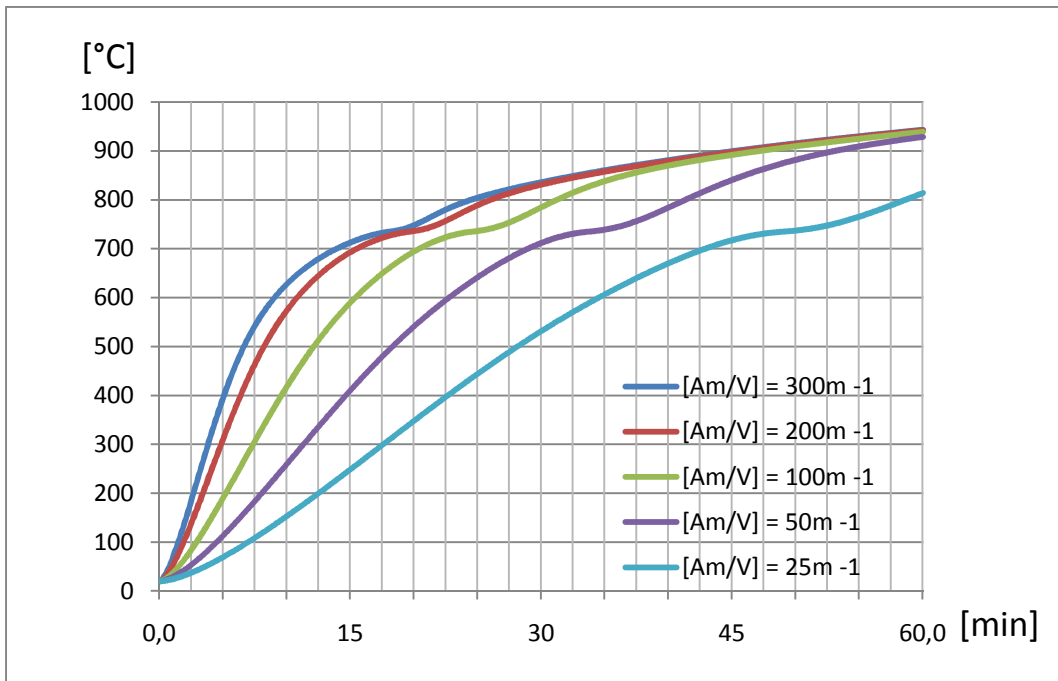


Figura 4-11: Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore A_m/V ; fondo scala pari a 60 minuti.



Calcolo del flusso termico netto per incendi localizzati

Il calcolo del flusso termico netto per incendi localizzati viene determinato sulla base di differenti considerazioni, e più precisamente sul fatto di conoscere l'altezza della fiamma, il diametro che coinvolge l'incendio e lo sviluppo delle fiamme.

Quando la fiamma tocca il soffitto ($L_f < H$), il flusso termico \dot{h} [W/m^2] ricevuto dalla superficie unitaria del soffitto esposto alla fiamma, è dato da:

$$\begin{aligned} \dot{h} &= 100000 && \text{Se } y \leq 0,30 \\ \dot{h} &= \text{da } 136000 \text{ a } 121000 y && \text{Se } 0,30 \leq y \leq 1,0 \\ \dot{h} &= 15000 y^{-3,7} && \text{Se } y \geq 1,0 \end{aligned} \quad [\text{W}/\text{m}^2] \quad (4.14)$$

Dove:

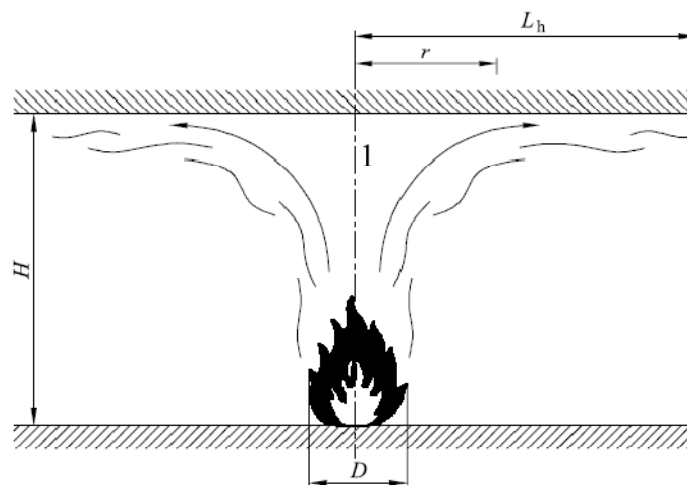
y è un parametro adimensionale [-] fornito dalla relazione:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} \quad [-] \quad (4.15)$$

Dove:

- r è la distanza orizzontale [m] tra l'asse verticale dell'incendio e il punto appartenente al soffitto nel quale viene calcolato il flusso di calore;
- H è la distanza [m] tra la sorgente dell'incendio e il soffitto.

Figura 4-12: Sviluppo orizzontale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1 1991-1-2)



1 - Asse di simmetria della fiamma

L'ingombro orizzontale della fiamma L_h è dato dalla seguente relazione:

$$L_h = (2,9 H (\dot{Q}_H)^{0,33}) - H \quad [\text{m}] \quad (4.16)$$

Dove \dot{Q}_H è la velocità adimensionale di rilascio di calore fornita dalla relazione:

$$\dot{Q}_H = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot H^{2,5}) \quad [-] \quad (4.17)$$

z' è la posizione della sorgente di calore virtuale [m] ed è data:

$$\begin{aligned} z' &= 2,4 D (\dot{Q}_D^{2/5} - \dot{Q}_D^{2/3}) && \text{Quando } \dot{Q}_D < 1,0 \\ z' &= 2,4 D (1 - \dot{Q}_D^{2/5}) && \text{Quando } \dot{Q}_D \geq 1,0 \end{aligned} \quad [m] \quad (4.18)$$

Dove:

$$\dot{Q}_D = Q / (1,11 \cdot 10^6 \cdot D^{2,5}) \quad [-] \quad (4.19)$$

Le equazioni fino ad ora riportate sono valide solo sotto l'ipotesi che:

- il diametro del fuoco è limitato a $D \leq 10$ m;
- la velocità di rilascio del fuoco è limitata a $Q \leq 50$ MW.

Il flusso termico netto \dot{h}_{net} ricevuto dall'area esposta di superficie unitaria posta a livello del soffitto, è data da:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c (\Theta_m - 20) - \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\Theta_m + 273)^4 - (293)^4] \quad [W/m^2] \quad (4.20)$$

Nel caso di diversi incendi localizzati e separati, l'espressione 6.15 può essere utilizzata per ottenere i differenti flussi termici individuali $\dot{h}_1, \dot{h}_2, \dots$ ricevuti dalle superfici di area unitaria esposte al fuoco a livello del soffitto. Il flusso termico complessivo può essere preso come:

$$\dot{h}_{tot} = \dot{h}_1 + \dot{h}_2 + \dots \leq 100000 \quad [W/m^2] \quad (4.21)$$



5

Progettazione e verifiche delle strutture in acciaio soggette all'azione del fuoco



La progettazione della resistenza al fuoco richiede di verificare che la resistenza al fuoco garantita dalla struttura superi la gravità dell'incendio di progetto. La verifica può avvenire nel *dominio del tempo*, nel *dominio della temperatura* o nel *dominio della resistenza*. Tutti e tre i domini sono utilizzabili per valutare la resistenza al fuoco di strutture in acciaio. Viene descritto per primo il metodo più tradizionale, basato sull'attribuzione di classi di resistenza al fuoco nel dominio del tempo.

Nel dominio del tempo, la resistenza al fuoco richiesta può essere prescritta da una norma o, se sono noti il carico d'incendio e la ventilazione, può essere calcolata mediante le formule che forniscono il tempo equivalente di un incendio standard della stessa gravità. La resistenza al fuoco richiesta può allora essere confrontata con la durata della resistenza al fuoco dell'insieme prescelto, spesso indicata come *classe di resistenza*. Quest'ultima si può ottenere da elenchi generici, relativi a configurazioni e materiali ordinari, da elenchi di valori sperimentali legati a specifici prodotti commerciali o da valori fondati su pareri di esperti qualificati, tutti basati sulla prova d'incendio standard. In alternativa, la classe di resistenza al fuoco di un insieme strutturale può essere ottenuta mediante il calcolo del tempo necessario per raggiungere la temperatura limite durante l'esposizione all'incendio standard di riferimento.

La verifica nel dominio della temperatura viene condotta confrontando la temperatura limite dell'acciaio con la massima temperatura raggiunta nell'esposizione all'incendio di progetto. La temperatura limite dell'acciaio è quella in corrispondenza della quale la capacità portante dell'elemento è esattamente uguale ai carichi di progetto oppure la temperatura al di sopra della quale è previsto il collasso dell'elemento. L'Eurocodice 3 fornisce la temperatura limite in funzione del grado di sollecitazione del materiale, per il progetto antincendio di elementi singoli non soggetti a fenomeni di instabilità. Questo tipo di calcolo serve soprattutto quando si suppone che la sezione d'acciaio si trovi a temperatura uniforme.

Infine, nel dominio della resistenza la capacità portante è confrontata con i carichi previsti sull'elemento al momento dell'incendio. Diversamente dai precedenti consente di valutare con precisione (a) il comportamento strutturale in presenza di gradienti di temperatura nelle sezioni e (b) la risposta all'incendio di intere strutture.

5.1 Progettazione di singoli elementi esposti al fuoco

Esistono due metodi principali per la progettazione strutturale di strutture in acciaio esposte al fuoco: il *metodo semplificato* per elementi singoli e il *metodo generale* per elementi vincolati, assieme più complessi o grandi strutture (EC3 1993-1-2, 2005). In questa sezione è descritto il metodo semplificato.

Verifica

Come per gli elementi di qualsiasi materiale, la verifica nel dominio della resistenza richiede che:

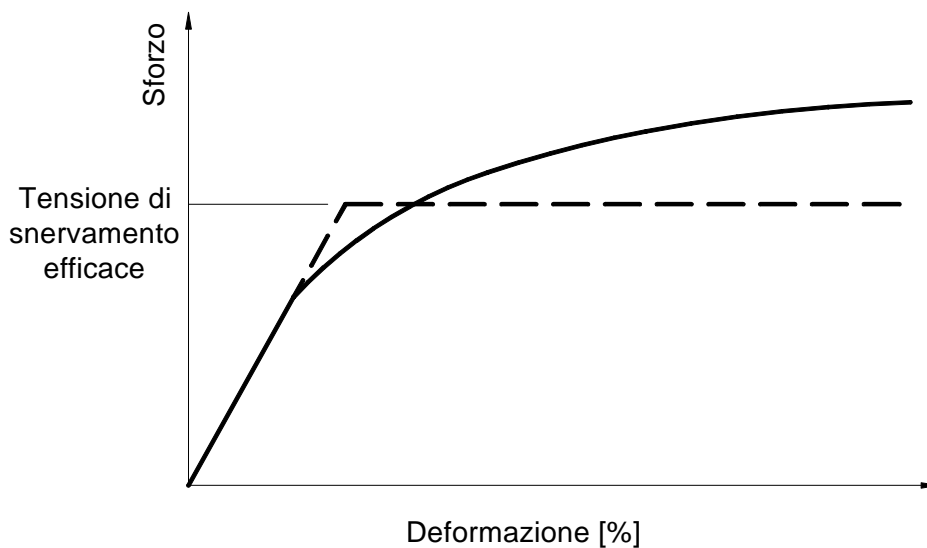
$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (5.1)$$

Dove

$E_{fi,d}$ è l'effetto delle azioni di progetto;

$R_{fi,d,t}$ è la resistenza di progetto dell'elemento, con riferimento alle condizioni di incendio al tempo t

Figura 5-1: Curva sforzo-deformazione con approssimazione di tipo elasto-plastico



L'effetto delle azioni di progetto viene determinato mediante la normale analisi strutturale. Di seguito sono descritti i calcoli per la determinazione della capacità portante, basati sulle proprietà meccaniche dell'acciaio a temperatura elevata. L'effetto delle azioni $E_{fi,d}$ può essere una forza assiale $N_{fi,Ed}$, un momento flettente $M_{fi,Ed}$ o una forza di taglio $V_{fi,Ed}$ presenti singolarmente o in varie combinazioni. Di conseguenza la capacità portante $R_{fi,d,t}$ sarà calcolata come forza assiale $N_{fi,t,Rd}$, momento flettente $M_{fi,t,Rd}$ o forza di taglio $V_{fi,t,Rd}$ nella medesima combinazione.

Le raccomandazioni per la progettazione di elementi strutturali, presentate qui di seguito, sono basate sul metodo semplificato dell'Eurocodice 3 (EC3, 2005). Il metodo semplificato segue il metodo della progettazione della capacità portante ultima per le



temperature normali, tranne per il fatto di tenere conto di carichi inferiori e di valori ridotti del modulo elastico e della resistenza allo snervamento dell'acciaio a temperature elevate. Non vengono però presi in considerazione gli effetti dei vincoli in presenza di deformazioni termiche.

È possibile tenere conto della continuità flessionale attraverso la formazione delle cerniere plastiche e del conseguente cinematismo di collasso.

La progettazione delle strutture in acciaio si basa sull'ipotesi che l'acciaio sia duttile, con un lungo tratto plastico, cosicché in condizioni d'incendio la legge sforzo-deformazione segue la bilatera tratteggiata nella figura 5-1, invece della curva reale continua. Tale modo di procedere è conservativo se la curva reale sale di molto al di sopra del ramo orizzontale, in funzione dei criteri adottati per ricavare la "resistenza nominale di snervamento" dalla legge reale sforzo-deformazione.

La progettazione strutturale a temperatura normale richiede di evitare il collasso (stato limite ultimo) e le deformazioni eccessive (stato limite di esercizio). La progettazione all'incendio si preoccupa soprattutto di evitare il collasso. Nonostante si possano prevedere grandi deformazioni in caso di esposizione all'incendio, queste di solito non si calcolano, a meno che non influiscano sulle prestazioni strutturali.

5.1.1 Elementi in trazione

Gli elementi singoli soggetti a trazione sono relativamente semplici da progettare poiché non vi sono rischi d'instabilità e le tensioni sono uniformi su tutta la sezione. La disequazione di progetto è

$$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd} \quad [N/mm^2] \quad (5.2)$$

La progettazione antincendio deve tener conto se la temperatura sia uniforme o meno nella sezione. Se la temperatura è uniforme, la capacità portante dell'elemento sottoposto a trazione si ottiene da

$$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y \quad [N/mm^2] \quad (5.3)$$

Dove

A è l'area della sezione [mm^2];

$k_{y,\theta}$ è il fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ ;

f_y è la resistenza allo snervamento dell'acciaio a 20°C [MPa].

Nell'improbabile caso che esista un gradiente di temperatura sulla sezione, la resistenza dell'elemento può essere ottenuta sommando i contributi delle diverse parti, considerando la riduzione della resistenza allo snervamento per effetto della temperatura di ciascuna parte. Questa equazione, come altre a seguire, si basa sull'ipotesi che l'acciaio sia un materia duttile, cosicché sia possibile per ogni fibra di allungarsi abbastanza da sviluppare la sua resistenza allo snervamento. L'equazione è:

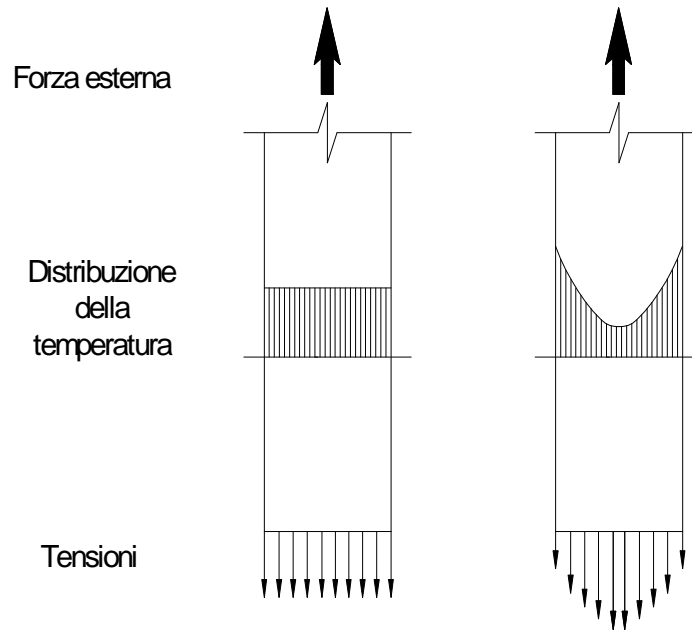
$$N_{fi,\theta,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_y \quad [N/mm^2] \quad (5.4)$$

Dove

A_i è l'area della fibra elementare della sezione con una temperatura θ_i ;

$k_{y,\theta,i}$ è il fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ_i .

Figura 5-2: Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a trazione



La figura 5-2 mostra la distribuzione delle forze interne al carico ultimo per un elemento di acciaio rettangolare ideale sottoposto a trazione con temperatura uniforme e non uniforme.

5.1.2 Elementi di classe 1 e 2 soggetti a flessione

La disequazione di progetto per la flessione è data da

$$M_{fi,Ed} < M_{fi,\theta,Rd} \quad [Nmm] \quad (5.5)$$

Come nel caso degli elementi in trazione, la resistenza degli elementi in flessione in caso d'incendio dipende dal fatto che la temperatura sia o meno uniforme nella sezione. Nel caso delle travi, occorre in più tenere conto della suscettibilità della sezione a fenomeni d'instabilità locale.

Se la temperatura è uniforme, la capacità portante di progetto si ottiene da:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta,i} f_y \quad \text{Progetto elastico} \quad [Nmm] \quad (5.6)$$

Oppure:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{pl} k_{y,\theta,i} f_y \quad \text{Progetto elastico} \quad [\text{Nmm}] \quad (5.7)$$

Dove

- W_{el} è il modulo di resistenza a flessione in campo elastico [mm^3];
 W_{pl} è il modulo di resistenza a flessione in campo plastico [mm^3];
 $k_{y,\theta,i}$ è il fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ [-];
 f_y è la resistenza allo snervamento dell'acciaio a 20°C [MPa].

La decisione se utilizzare l'equazione di progetto in campo elastico o in campo plastico dipende dalla compattezza della sezione prescelta. La figura 5-3 mostra i diagrammi momento flettente-freccia a metà campata per una trave in acciaio semplicemente appoggiata, evidenziando come un eccellente comportamento plastico si possa raggiungere per sezioni compatte, ma non per altre.

L'equazione per la progettazione plastica si applica se la forma della sezione in acciaio è tale che si possa raggiungere il massimo momento plastico senza che si verifichino fenomeni d'instabilità locale (sezione di classe 1 o classe 2 negli Eurocodici).

L'equazione per il progetto elastico andrebbe utilizzata per sezioni in acciaio dove è possibile raggiungere solo il momento elastico senza che si verifichino instabilità locali (sezione di classe 3 o "non compatta"). Nel caso delle sezioni leggere laminate a freddo soggette a instabilità locali (classe 4), un semplice criterio di progettazione è quello di garantire che la temperatura dell'acciaio non superi i 350°C.

Se sulla sezione esiste un gradiente termico, esistono diverse opzioni di progettazione. Il metodo più preciso per sezioni di classe 1 e 2 è quello di calcolare la temperatura di ciascuna porzione, cosicché la resistenza dell'elemento possa essere ottenuta sommando i contributi delle rispettive parti, considerando la resistenza allo snervamento ridotta per effetto termico in ciascuna parte, secondo l'equazione (5.8).

$$M_{fi,\theta,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} f_y \quad [\text{Nmm}] \quad (5.8)$$

Dove

z_i è la distanza tra l'asse neutro plastico e il baricentro dell'area elementare A_i e gli altri termini sono come definiti sopra.

L'asse neutro in campo plastico di una sezione inflessa con distribuzione non uniforme della temperatura è costituito dall'asse perpendicolare al piano di flessione in modo che le aree elementari che si snervano in trazione e compressione su entrambi i lati dell'asse siano in equilibrio. L'asse è quindi posizionato in modo che

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_y = 0 \quad [\text{N}] \quad (5.9)$$

La figura 5-4 mostra la distribuzione delle tensioni in un elemento rettangolare semplice sottoposto a flessione con una temperatura uniforme e non uniforme.

Figura 5-3: Diagrammi momento flettente-freccia per una trave in acciaio

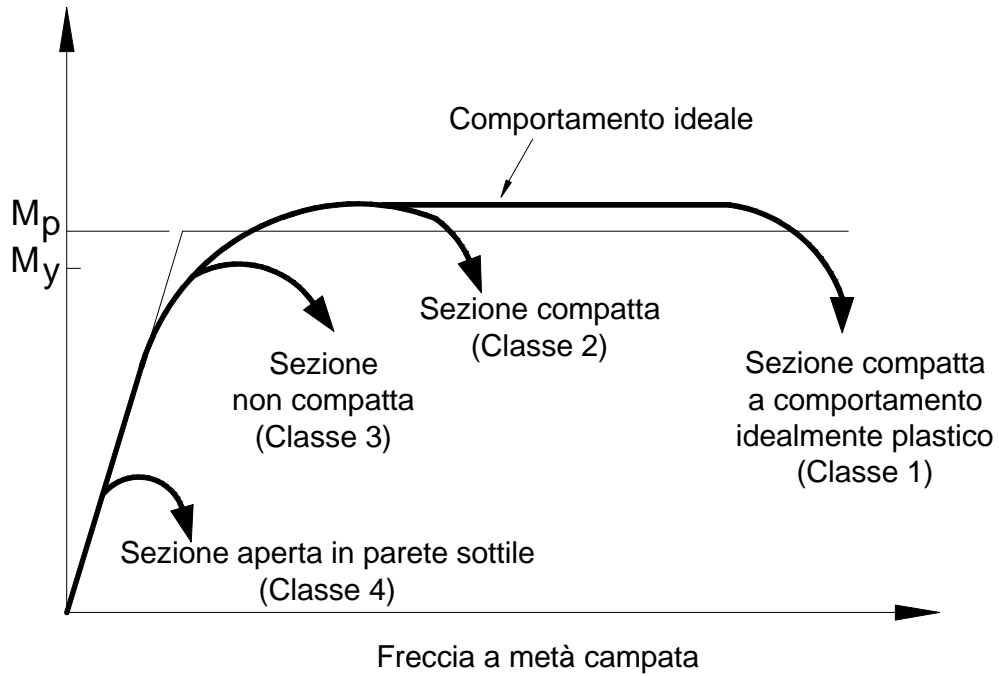
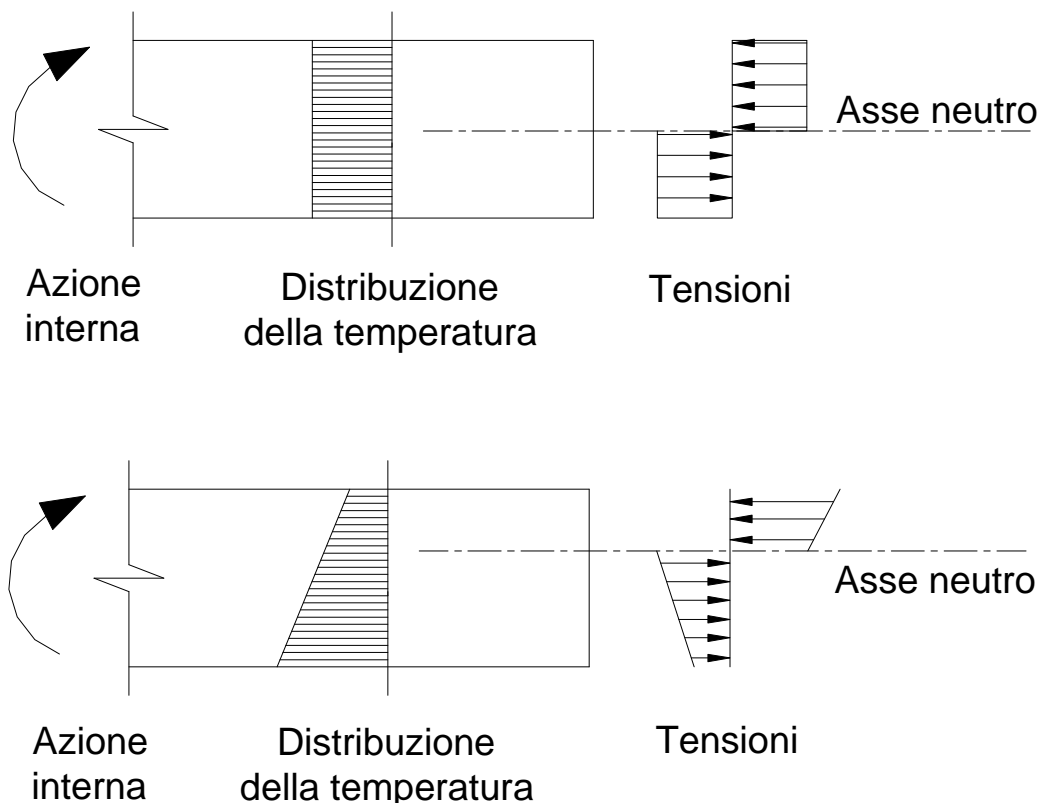


Figura 5-4: Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a flessione



Instabilità torsionale laterale

Per le travi va presa in considerazione l'instabilità flessio-torsionale. Le travi snelle senza vincoli laterali al lembo compresso possono cedere per instabilità prima che si raggiunga il momento resistente di progetto della sezione.

L'instabilità flessio-torsionale non si manifesta se il bordo in compressione è vincolato lateralmente o se la sezione è ragionevolmente compatta e la snellezza non è eccessiva. Nella normale progettazione delle travi in acciaio si tiene conto dell'instabilità attraverso il fattore d'instabilità χ_{LT} che riduce la resistenza di progetto di una quantità dipendente dal carico critico elastico della trave (e quindi dalla sua lunghezza di libera inflessione) e dalle imperfezioni (che dipendono dal tipo di sezione).

In condizioni di incendio l'Eurocodice (EC3, 2005) prevede una formulazione analoga, dove il fattore di instabilità tiene conto del decadimento delle proprietà meccaniche (aumenta così la snellezza adimensionale della trave).

Il momento resistente dell'instabilità flessio-torsionale di progetto è

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y \quad [\text{Nmm}] \quad (5.10)$$

Dove

$\chi_{LT,fi}$ è il fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale nella situazione di progetto all'incendio;

$k_{y,\theta,com}$ è il fattore di riduzione della resa della sezione, riferito alla massima temperatura raggiunta nella flangia compressa raggiunta al tempo t.

Nel caso in cui fosse conservativo, $\theta_{a,com}$ può essere assunta pari alla temperatura uniforme nella sezione θ_a .

Il valore di $\chi_{LT,fi}$ è matematicamente determinato dalla seguente relazione

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\Phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} \quad (5.11)$$

Con

$$\Phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2 \right] \quad (5.12)$$

E

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (5.13)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} [k_{y,\theta,com}/k_{E,\theta,com}]^{0,5}$$

Dove

$k_{E,\theta,com}$ è il fattore di riduzione della sezione, dovuto al decadimento del modulo elastico, riferito alla massima temperatura raggiunta nella flangia compressa $\theta_{a,com}$ al tempo t.

5.1.3 Elementi di classe 3 soggetti a flessione

Per sezioni di classe 3, l'EC3 permette di progettarle fino al raggiungimento del limite elastico della sezione, in quanto si potrebbero verificare fenomeni di instabilità locale. Il calcolo per sezioni soggette a temperatura uniforme è

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta} f_y \quad [\text{Nmm}] \quad (5.14)$$

Mentre per le sezioni a temperature non uniformi

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_{el} k_{y,\theta,\max} f_y / \kappa_1 \kappa_2 \quad [\text{Nmm}] \quad (5.15)$$

Dove

- κ_1 è un fattore di riduzione per temperature non uniformi nella sezione;
- κ_2 è un fattore di riduzione per temperature non uniformi lungo l'asse della trave.

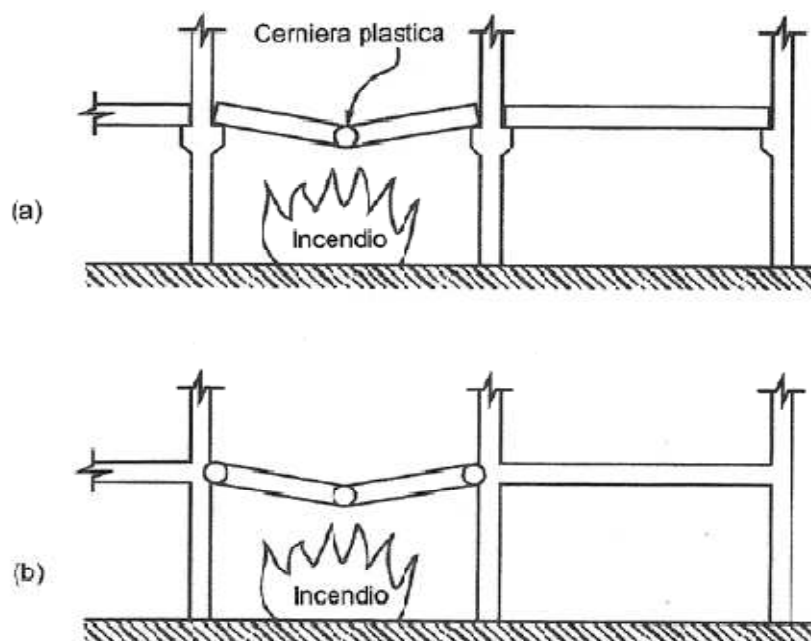
Il fattore di riduzione κ_1 per temperature non uniformi nella sezione è:

- $\kappa_1 = 1$ per le travi esposte al fuoco su tutti 4 i lati;
- $\kappa_1 = 0,7$ per una trave non protetta esposte su 3 lati e con un rivestimento o una lastra in calcestruzzo sull'altra;
- $\kappa_1 = 0,85$ per una trave protetta esposte su 3 lati e con un rivestimento o una lastra in calcestruzzo sull'altra;

Il fattore di riduzione κ_2 per temperature non uniformi lungo l'asse della trave, dovrebbe essere preso:

- $\kappa_2 = 0,85$ per una staticamente indeterminata dotata di continuità agli appoggi;
- $\kappa_2 = 1$ in tutti gli altri casi.

Figura 5-5: Meccanismo di collasso per travi semplicemente appoggiate (a) e continue (b)



5.1.4 Elementi compressi di classe 1, 2 e 3

La progettazione delle colonne è spesso più difficile di quella delle travi poiché occorre tenere conto dell'instabilità laterale, ragion per cui la previsione del comportamento può essere meno affidabile. La disequazione di progetto per elementi compressi, soggetti a instabilità laterale è

$$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd} \quad [N/mm^2] \quad (5.16)$$

Dove la resistenza di progetto all'instabilità è data da

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y \quad [N/mm^2] \quad (5.17)$$

Dove

χ_{fi} è il fattore di riduzione per instabilità flessione nelle condizione di incendio;
 $k_{y,\theta}$ è il fattore di riduzione della resistenza allo snervamento dell'acciaio alla temperatura θ .

Il valore di χ_{fi} deve essere preso pari al minore tra $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$ calcolato come segue:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (5.18)$$

Con

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (5.19)$$

E

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (5.20)$$

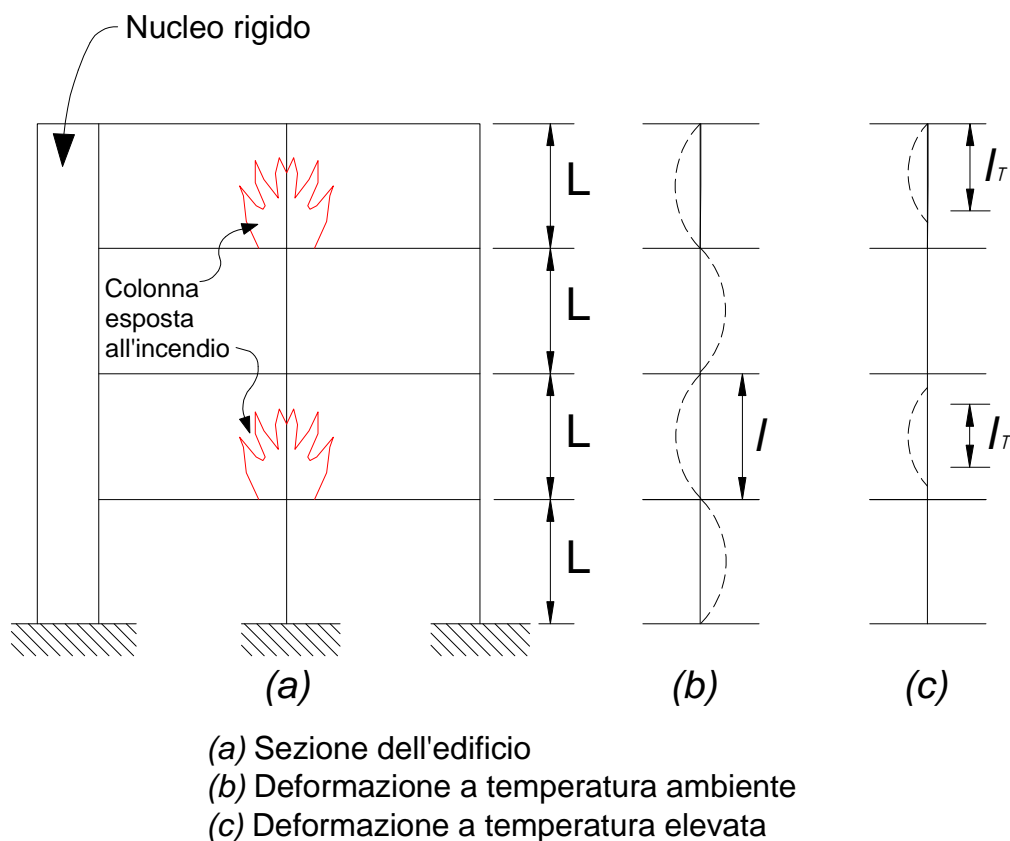
La snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{\theta}$ in funzione della temperatura θ_a è data da

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5} \quad (5.21)$$

Come per le travi soggette a instabilità flesso-torsionale, il fattore d'instabilità viene calcolato modificando la snellezza adimensionale sulla base del decadimento del modulo elastico e della resistenza allo snervamento alla temperatura del profilato.

La lunghezza di libera d'inflessione di una colonna andrebbe calcolata nello stesso modo utilizzato per la progettazione a temperatura normale. Tuttavia, in un telaio controventato la lunghezza libera d'inflessione può essere determinata considerando le colonne riscaldate come perfettamente incastrate in corrispondenza dei piani contigui, come indicato nella figura 5-6, a condizione che l'incendio non sia in grado di propagarsi a un piano superiore.

Figura 5-6: Lunghezze di libera inflessione di colonne esposte al fuoco ad alt in una struttura multipiano (EC3 2005).



5.1.5 Elementi di classe 1, 2 e 3 soggetti a presso-flessione

La resistenza all'instabilità $R_{fi,t,d}$ al tempo t di un elemento soggetto all'azione combinata di una forza assiale di compressione e di un momento deve essere calcolata tramite le espressioni 5.22a e 5.22b per gli elementi aventi classi di sezione 1 e 2, o con le espressioni 5.22c e 5.22d per gli elementi aventi classi di sezione 3.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-] \quad (5.22a)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-] \quad (5.22b)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-] \quad (5.22c)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} f_y} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-] \quad (5.22d)$$

Dove

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 1 \quad [-] \quad (5.23)$$

Con

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{z,\theta} - \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9 \quad [-] \quad (5.24)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 3 \quad [-] \quad (5.25)$$

Con

$$\mu_y = (1,2 \beta_{M,y} - 3) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44 \beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8 \quad [-] \quad (5.26)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} f_y} \leq 3 \quad [-] \quad (5.27)$$

Con

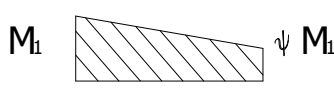
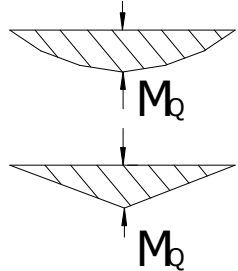
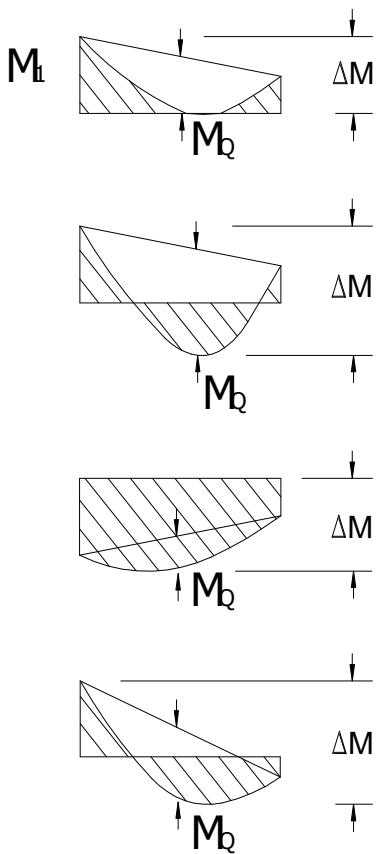
$$\mu_z = (2 \beta_{M,z} - 5) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44 \beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8 \quad [-] \quad (5.28)$$

E

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1,1 \quad [-] \quad (5.29)$$

I valori del fattore del momento equivalente β_M si può ricavare dalla tabella 5-1 riportata nell'EC3

Tabella 5-1: Valori del fattore del momento equivalente in funzione della tipologia di diagramma (EC 1993-1-2)

<i>Distribuzione del momento flettente del momento flettente</i>	<i>Fattore correttivo del momento equivalente</i>
<p>End moment</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments due to in-plane lateral loads</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments due to in-plane lateral loads plus end moments</p>  <p>M_1 ΔM</p> <p>M_Q</p> <p>ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $\beta_Q = \max M \text{ due to lateral load only}$ $\Delta M \begin{cases} \max M \\ \max M + \min M \end{cases}$ <ul style="list-style-type: none"> - The first for moment diagram without change of sign - The second for moment diagram with change of sign

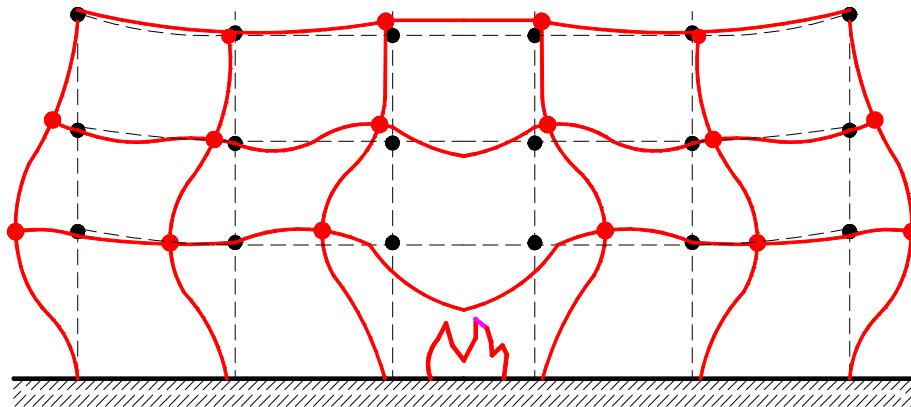
5.2 Progettazione di insiemi strutturali esposti al fuoco

La trattazione precedente ha riguardato singoli elementi. Questa sezione descrive come il comportamento strutturale di un elemento esposto al fuoco possa risultare migliore per effetto dell'appartenenza ad un insieme strutturale.

5.2.1 Telai

Il comportamento dei telai resistenti a flessione è più complesso di quello dei singoli elementi (travi e pilastri), a causa della continuità fra elementi adiacenti, dei vincoli assiali, e dell'influenza che le deformazioni degli elementi direttamente coinvolti dall'incendio hanno sugli altri elementi, vicini e lontani, non soggetti a riscaldamento. Per esempio, la figura 5-7 mostra le deformazioni calcolate per un edificio multipiano soggetto ad incendio in un compartimento al piano terra. Di norma, la continuità a flessione aumenta la resistenza al fuoco dei singoli elementi di un telaio, cosicché la progettazione elemento-per-elemento con i metodi sopra descritti è a favore di sicurezza.

Figura 5-7: Deformazioni di travi e colonne in una struttura multipiano soggetta ad incendio al piano terra



In genere, la progettazione all'incendio di grandi strutture o di strutture speciali (contenenti ad esempio telai multipli, piani o spaziali) richiede l'utilizzo di specifici codici di calcolo, tanto più se i telai non sono controventati, in quanto in tale caso occorre considerare anche gli effetti del 2° ordine.

5.2.2 Iperstaticità

Molte strutture presentano basso grado di *iperstaticità* e quindi il collasso di un singolo elemento può provocare il collasso dell'intera struttura. Viceversa, le strutture molteplicemente *iperstatiche* sono capaci di una notevole redistribuzione del carico, cosicché il cedimento di un elemento è accompagnato dalla trasmissione dei suoi carichi ad altri elementi più rigidi e resistenti. Questo processo è concettualmente simile alla redistribuzione dei momenti all'interno di un singolo elemento strutturale, anche se qui si tratta di una redistribuzione dei carichi da elemento a elemento. Quanto maggiore è il grado di iperstaticità, tanto più numerosi sono i percorsi alternativi della redistribuzione



del carico, e tanto più improbabile è il collasso dell'intero edificio a causa di un incendio localizzato, che provochi il collasso di uno o più elementi strutturali.

Iperstaticità e rapporto di utilizzo sono correlati, in quanto, se i carichi totali agenti su una struttura all'atto dell'incendio sono molto inferiori al carico di progetto (basso rapporto di utilizzo), è sufficiente una minore iperstaticità, a condizione che esistano sufficienti percorsi alternativi per la redistribuzione dei carichi agli elementi non danneggiati dall'incendio.

L'iperstaticità è sempre considerata vantaggiosa nella progettazione strutturale all'incendio, ma mentre nelle costruzioni in calcestruzzo l'iperstaticità è connaturata alla loro monoliticità, nelle costruzioni metalliche ed in quelle in legno l'iperstaticità va realizzata attraverso un attento progetto dei collegamenti fra elemento ed elemento.

Per strutture molto iperstatiche esposte al fuoco, e quindi con una molteplicità di percorsi alternativi per la redistribuzione dei carichi, come nei moderni edifici multipiano con struttura in acciaio, l'insorgere di grandi deformazioni non conduce a significative perdite di capacità portante, a condizione che la struttura disponga di una sufficiente duttilità per adattarsi alle suddette grandi deformazioni. Pertanto, in tali edifici definire il collasso come perdita di capacità portante o come eccessiva deformazione di un qualsivoglia elemento strutturale non ha più significato, poiché i carichi possono essere portati da altri elementi strutturali.

5.2.3 Collasso “a catena” o “incontrollabile”

Il collasso a catena od incontrollabile è concettualmente l'opposto del collasso in presenza di iperstaticità strutturale. Mentre una struttura iperstatica può sopportare il collasso di una o più delle sue parti senza collassare nella sua globalità, altre strutture (in genere isostatiche o con parti isostatiche) sono suscettibili di collasso con conseguenze a catena, cioè incontrollabili, tali da essere molto più gravi delle conseguenze dirette dell'evento iniziale (in altri termini, gli effetti finali sono *sproporzionati* rispetto alla causa prima). In Gran Bretagna questo tipo di collasso ha destato grandi preoccupazioni negli anni sessanta del secolo scorso, in occasione del disastro della torre di Ronan Point nel 1968, dove l'esplosione avvenuta in un locale d'angolo provocò il collasso progressivo di un'intera ala dell'edificio, con perdita di numerose vite umane. Per prevenire questo tipo di collasso, il progettista deve prevedere una certa “robustezza” strutturale con percorsi alternativi per i carichi nel caso di collasso di uno o più elementi strutturali.

Il collasso a catena od incontrollabile può avvenire anche in presenza di vincoli laterali a travi e colonne, qualora gli elementi che garantiscono il vincolo laterale siano distrutti dall'incendio e permettano quindi il successivo collasso dell'elemento principale.

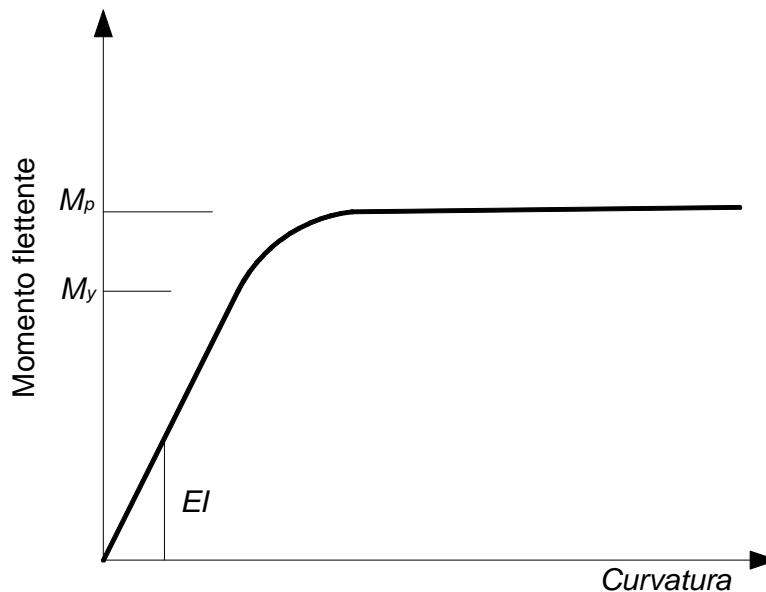
5.2.4 Continuità

La continuità flessionale delle Travi continue, migliora in generale la resistenza al fuoco di una trave inflessa.

La trave continua è infatti un elemento staticamente indeterminato (iperstatico), il cui collasso avviene solo dopo il cedimento di un numero di sezioni pari al grado dell'iperstaticità flessionale aumentato di una unità. Se il grado di iperstaticità flessionale è zero come nella trave semplicemente appoggiata, basta il cedimento della sezione più sollecitata (in generale quella di mezzera) per provocare il collasso dell'elemento strutturale. Viceversa, se il grado di iperstaticità è n (trave su $2 + n$ appoggi, oppure vincolata a colonne appartenenti ad un telaio), il collasso avviene solo dopo il cedimento di $n + 1$ sezioni (le più sollecitate), ed il cedimento progressivo delle suddette sezioni è accompagnato da una redistribuzione dei carichi, con variazione dell'andamento delle azioni interne. Tutto ciò avviene anche nelle strutture esposte al fuoco, man mano che le zone interessate dal calore perdono resistenza.

I vantaggi della continuità flessionale si hanno soprattutto nel caso di elementi duttili, in grado di sopportare grandi rotazioni in corrispondenza delle “cerniere plastiche”.

Figura 5-8: Diagramma momento-curvatura per una trave di materiale duttile



Le cerniere plastiche sono costituite da altrettanti conci di trave dove avvengono grandi rotazioni senza aumento significativo del momento flettente, e ciò grazie alla plasticizzazione dell'acciaio a trazione-compressione. La figura 5-8 mostra il diagramma momento-curvatura nel caso di una trave di materiale duttile come l'acciaio. Per bassi valori del momento flettente, la relazione tra momento e curvatura è di tipo lineare e la pendenza della retta è data dal prodotto EI . Infatti la curvatura elastica κ di una trave è espressa dalla ben nota relazione:

$$\kappa = M/EI \quad [1/m] \quad (5.30)$$

dove M è il momento flettente, E è il modulo elastico del materiale e I è il momento d'inerzia della sezione. La relazione diventa non lineare all'atto dello snervamento delle fibre più lontane dall'asse neutro (momento flettente $M = f_y b d^2 / 6$ nel caso di sezione rettangolare). Il massimo momento flettente sostenibile dalla sezione retta è il momento plastico $M = f_y b d^2 / 4$ sempre nel caso di sezione rettangolare).

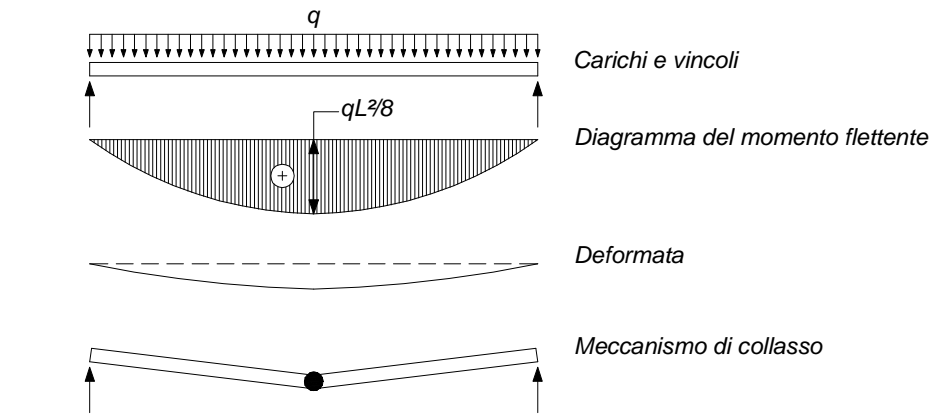
Per determinare i possibili vantaggi della ridistribuzione dei momenti, occorre prendere in considerazione il cinematiso di collasso. La figura 5-9 mostra tre diverse condizioni di vincolo per una trave uniformemente caricata (carico q) di luce L . Le tre condizioni di vincolo sono: (a) semplici appoggi alle estremità; (b) continuità con incastri ad entrambe le estremità; e (c) continuità ad un'estremità ed appoggio semplice all'altra estremità. I casi (b) e (c) rappresentano rispettivamente una qualsiasi campata interna ed una delle campate di estremità in una trave continua su molti appoggi. Per ciascuno dei tre casi di vincolo sono riportati il diagramma del momento flettente e la deformata, nonché il cinematiso di collasso con le cerniere plastiche (qualora i carichi aumentassero fino al collasso strutturale oppure la resistenza diminuisse a causa dell'esposizione al fuoco). Si noti che nella figura 5-9 è riportata una sola deformata per ciascun caso, in quanto le deformate in campo elastico ed al collasso sono qualitativamente simili, benché la seconda comporti spostamenti molto maggiori.

Nella figura 5-9-a, la trave semplicemente appoggiata arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta e superata a metà campata, ove si crea una cerniera plastica. Come già si è detto, in assenza di iperstaticità il collasso della sezione più sollecitata comporta il collasso dell'intera struttura.

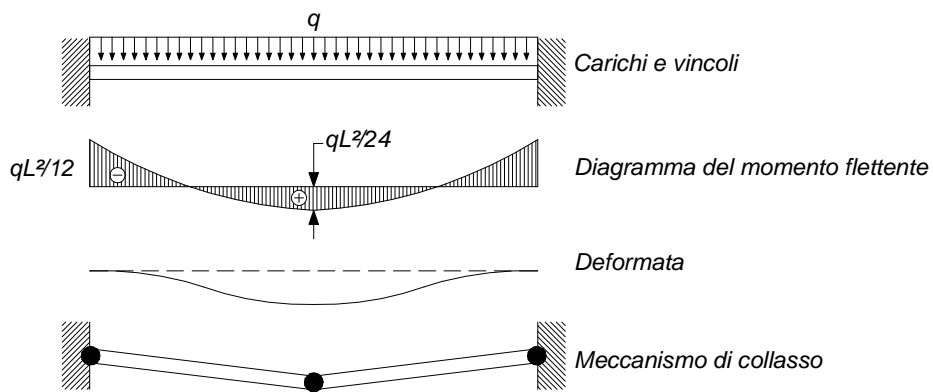
Nella figura 5-9-b, la trave arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta in tre sezioni, con la formazione di altrettante cerniere plastiche. Se la capacità resistente di progetto è la medesima per tutte le sezioni, ed è uguale al positivo ed al negativo, il diagramma del momento flettente all'atto del collasso comporta valori uguali in corrispondenza delle tre cerniere plastiche, a differenza del diagramma del momento flettente in campo elastico, ove il momento positivo in mezzeria è il 50% del momento flettente negativo alle estremità. Dato che il raggiungimento del collasso avviene per progressivo aumento del carico, o per progressiva diminuzione della resistenza nel caso di incendio, si formano per prime le due cerniere plastiche agli estremi, e poi segue la formazione della terza cerniera plastica in mezzeria (nel caso di distribuzione termica uniforme, come succede in generale negli elementi metallici).

Nella figura 5-9-c, la situazione vincolare è intermedia fra i due casi precedenti: la trave arriva al collasso quando la capacità resistente viene raggiunta in due sezioni, con la formazione di altrettante cerniere plastiche. Se, come nel caso precedente, la capacità resistente di progetto è la medesima per tutte le sezioni, ed è uguale al positivo ed al negativo, il diagramma del momento flettente all'atto del collasso comporta valori uguali in corrispondenza delle due cerniere plastiche a differenza del diagramma del momento flettente in campo elastico, ove il momento positivo in prossimità della mezzeria (ma in una sezione leggermente spostata verso l'appoggio) è circa il 60% del momento flettente negativo all'estremità incastrata. In analogia con il caso precedente, si forma per prima la cerniera plastica all'estremità incastrata, e poi segue la formazione della seconda cerniera plastica in prossimità della mezzeria.

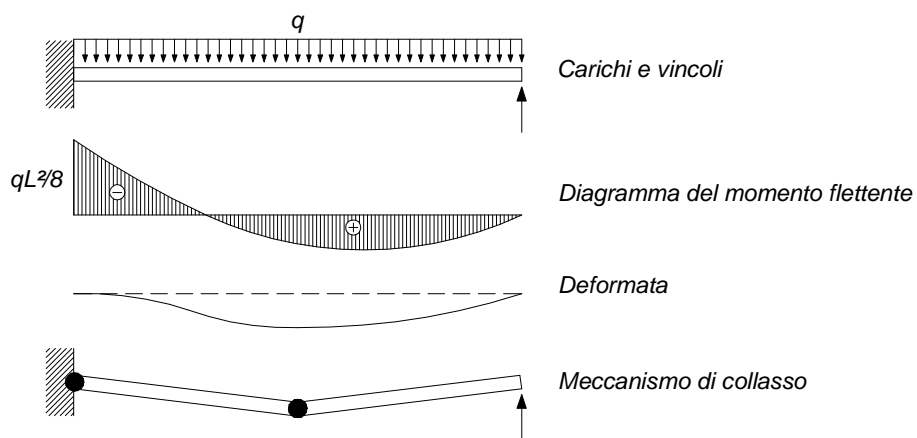
Figura 5-9: Travi variamente vincolate agli estremi: (a) appoggi semplici; (b) incastri simulanti la continuità a flessione; e (c) incastro ed appoggio semplice



(a) TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA



(b) TRAVE CONTINUA



(c) CAMPATA TERMINALE

Il cambiamento nel diagramma del momento flettente fra la situazione elastica e quella all'atto del collasso è noto come *ridistribuzione del momento*. La ridistribuzione del momento è tanto più pronunciata, quanto maggiore è il grado di iperstaticità della struttura.

La ridistribuzione del momento flettente è trattata in maggior dettaglio con riferimento alle figure 5-10 e 5-11, ove è mostrata la generica campata di una trave continua su più appoggi. Si consideri la figura 5-10, che presenta la stessa situazione indicata nella figura 5-9-b. A freddo in presenza della combinazione dei carichi permanenti e di neve il momento flettente in fase elastica è rappresentato dalla curva continua contrassegnata da M_{cold} . Questa curva ha esattamente la stessa forma della curva di una trave vincolata su due appoggi, ma la presenza del vincolo di incastro alle estremità fa sì che la curva si sposti in modo tale che il momento alle estremità sia doppio di quello in mezzeria.

Figura 5-10: Ridistribuzione del momento nel caso di momenti resistenti uguali al positivo ed al negativo

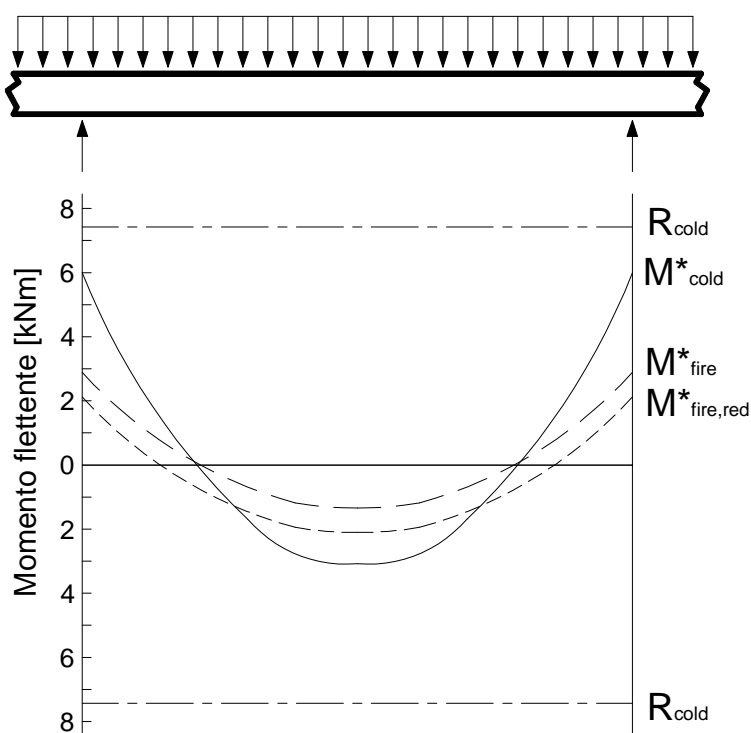
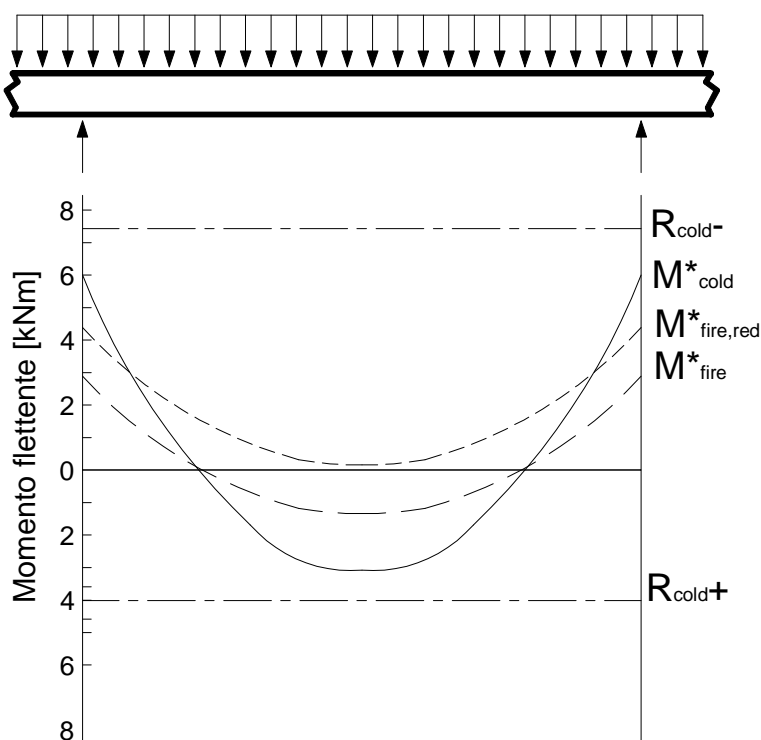


Figura 5-11: Ridistribuzione dei momenti nel caso di momenti resistenti diversi al positivo ed al negativo



Prevedendo carichi ridotti in caso d'incendio, il momento flettente si riduce a quello indicato dalla curva M_{fire} . Se la trave presenta sezione a doppia simmetria, come nel caso delle sezioni a I, i momenti resistenti di progetto al positivo ed al negativo sono uguali in condizioni ambientali ordinarie, e sono rappresentati dalle rette orizzontali a punto e tratto contrassegnate $M_{fi,Rd} = M_{fi,Rd}^- = M_{fi,Rd}^+$.

Nel caso di incendio, allorché il momento resistente diminuisce rispetto al valore $M_{fi,Rd}$, si crea una cerniera plastica in corrispondenza degli appoggi, quando il momento resistente raggiunge il valore M_{fire} . Successivamente, al diminuire del momento resistente a causa dell'aumento di temperatura, si verificano rotazioni plastiche in corrispondenza degli appoggi ed il momento flettente a metà campata aumenta a causa della ridistribuzione di cui si è detto. Il collasso si verifica quando si crea una cerniera plastica a metà campata e il diagramma dei momenti flettenti diviene quello indicato con $M_{fire,red}$, ove i valori massimi al positivo ed al negativo sono uguali rispettivamente ai momenti resistenti plastici della trave riscaldata $M_{fi,\theta,Rd}$.

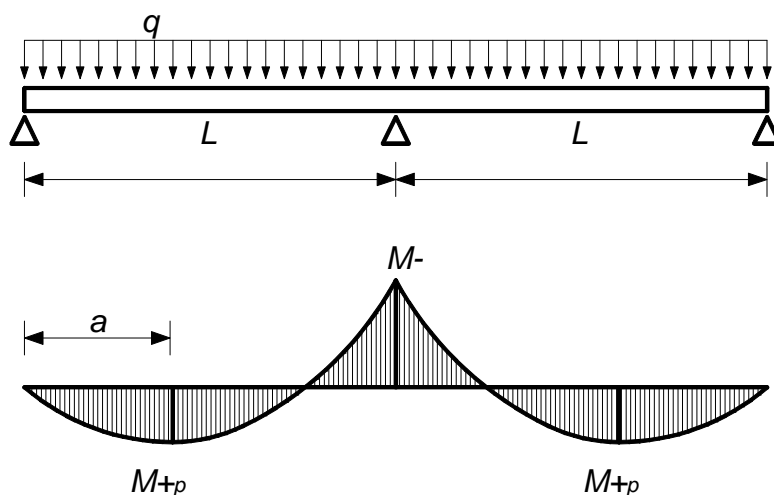
Questa situazione cambia se la trave presenta momenti resistenti di progetto diversi nella flessione positiva ed in quella negativa. Nella figura 5-11 la curva continua M_{cold} e quella tratteggiata M_{fire} sono esattamente le stesse della figura 5-10. Tuttavia, le rette contrassegnate con $M_{fi,Rd}$ presentano valori diversi nella flessione positiva e negativa $M_{fi,Rd}^- \neq M_{fi,Rd}^+$, in quanto si presuppone che durante la progettazione sia stata scelta una sezione, che tramite il momento di inerzia, possa corrispondere al diagramma del momento flettente M_{cold} . Se l'esposizione al fuoco fa sì che il momento resistente al positivo $M_{fi,Rd}^+$ della trave si azzeri a metà campata, la trave non collasserà fin tanto

che il momento resistente al negativo $M_{fi,Rd}^-$ raggiunga il valore $M_{fire,red}$ in corrispondenza degli appoggi. Nel caso limite $M_{fi,Rd}^- = M_{fire,red}$, la trave porta l'intero carico a sbalzo a partire dagli appoggi. Il diagramma del momento flettente $M_{fire,red}$ è uguale al diagramma M_{fire} , ma è spostato più in alto per tenere conto della ridistribuzione dei momenti.

Pertanto, il diagramma dei momenti flettenti M_{fire} può spostarsi in alto o in basso (sempre nel rispetto della resistenza sezionale), man mano che si creano le cerniere plastiche.

Infine, è utile conoscere l'andamento del diagramma dei momenti flettenti nel caso della campata d'estremità in una trave a più campate (figura 5-12).

Figura 5-12: Diagramma del momento flettente in una trave continua a due campate



Se è nota la capacità resistente al positivo in regime plastico M_{pl}^+ (kNm), il momento negativo M^- (kNm) in corrispondenza dell'appoggio di continuità è espresso dalla seguente relazione:

$$M^- = qL^2/2 - qL^2 \sqrt{2M_{pl}^+/qL^2} \quad [\text{kNm}] \quad (5.31)$$

dove q è il carico uniformemente distribuito sulla trave (kN/m), L è la luce della trave (m) e M_{pl}^+ è la capacità resistente a flessione positiva (kNm).

La distanza “a” (m) della sezione di momento positivo massimo dall'appoggio di estremità è espressa dalla seguente relazione:

$$a = (2M_{pl}^+/q)^{0,5} \quad [\text{m}] \quad (5.32)$$

Pertanto, al diminuire di M_{pl}^+ a causa dell'aumento della temperatura durante l'incendio, la capacità resistente della trave è assicurata fin tanto che $M^- \leq M_{pl}^-$. Allorché risulti $M^- = M_{pl}^-$ si ha il collasso della trave.

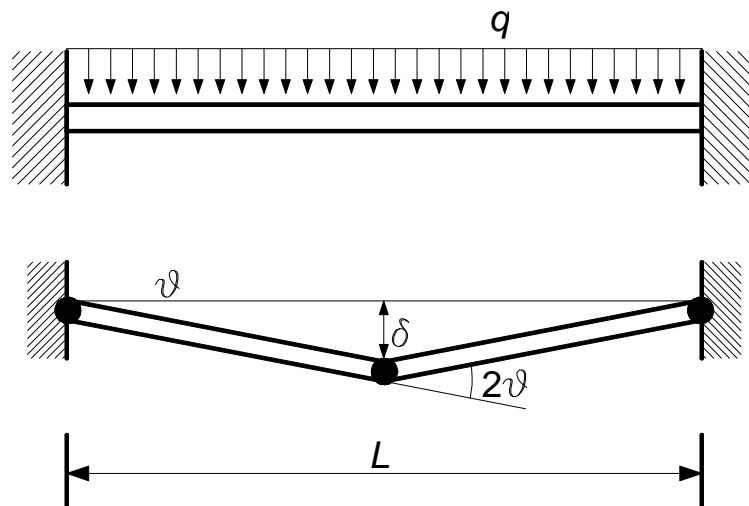
5.2.5 Progettazione in campo plastico

Come già in parte anticipato, nel calcolo strutturale all'incendio riferito al dominio delle resistenze, risulta di uso particolarmente agevole il metodo cosiddetto “delle cerniere plastiche”, basato sul teorema cinematico della teoria della plasticità e sull'uso del principio dei lavori virtuali. Tale metodo permette di ricavare la capacità portante della struttura in esame, trave o telaio che sia, all'evolvere dell'incendio e del corrispondente campo termico.

La capacità portante è espressa spesso in termini di “carico resistente”, con cui occorre confrontare il carico applicato durante l'incendio.

La figura 5-13 mostra una trave di luce L con le estremità incastrate e soggetta ad un carico uniformemente distribuito q . E' rappresentata sia la con figurazione indeformata, che quella deformata in regime di grandi deformazioni plastiche.

Figura 5-13: Comportamento rigido-plastico di una trave incastrata alle estremità



Le deformazioni plastiche prevalgono nelle sezioni più sollecitate ed anzi sono ritenute concentrate in tali sezioni nel metodo delle cerniere plastiche, mentre nelle altre zone, prevalendo le (piccole) deformazioni elastiche, le deformazioni sono ritenute trascurabili. Pertanto, nello stato di deformazione plastica la trave può essere considerata come composta da due barre rigide ciascuna soggetta ad una rotazione ϑ , cui corrisponde una freccia a metà campata pari a $\delta = \vartheta L/2$.

Il principio dei lavori virtuali permette, sotto larghe ipotesi, di studiare l'equilibrio di un sistema di carichi e tensioni attraverso il suo lavoro indiretto per un sistema qualsiasi ma congruente di spostamenti e deformazioni (*spostamenti e deformazioni virtuali*).

Negli elementi monodimensionali oggetto di questa sezione, il carico è incognito (si tratta del carico resistente in condizioni di incendio q_r), le tensioni sono rappresentate dai momenti plastici trasmessi dalle cerniere plastiche, le deformazioni sono rappresentate dalle rotazioni plastiche in corrispondenza delle cerniere plastiche e gli

spostamenti sono quelli conseguenti alle rotazioni plastiche. L'equazione risolvente consiste nello scrivere che il lavoro indiretto esterno compiuto dai carichi per gli spostamenti dei propri punti di applicazione è uguale al lavoro indiretto interno compiuto dai momenti plastici per le rotazioni plastiche.

Nel caso di figura 5-13 il carico resistente totale sulla trave è $q_r L$ e lo spostamento verticale medio è $\delta/2$. Le due cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità sono sede del momento plastico M_{pl}^- e della rotazione ϑ , mentre la cerniera plastica centrale è sede del momento plastico M_{pl}^+ e della rotazione 2ϑ . L'equazione dei lavori virtuali si scrive nel modo seguente:

$$\begin{aligned} \text{lavoro esterno} &= \text{lavoro interno} \\ q_r L \cdot \delta/2 &= 2\vartheta M_{pl}^- + 2\vartheta M_{pl}^+ \quad [\text{m}] \quad (5.33) \end{aligned}$$

Sostituendo δ con $\vartheta L/2$ si ottiene:

$$q_r = 8(M_{pl}^- + M_{pl}^+)/L^2 \quad [\text{kN/m}] \quad (5.34)$$

Se i momenti plastici positivo e negativo sono uguali, risulta $q_r = 16M_{pl}/L^2$. Se i momenti plastici sono diversi, l'uno può essere determinato in funzione dell'altro.

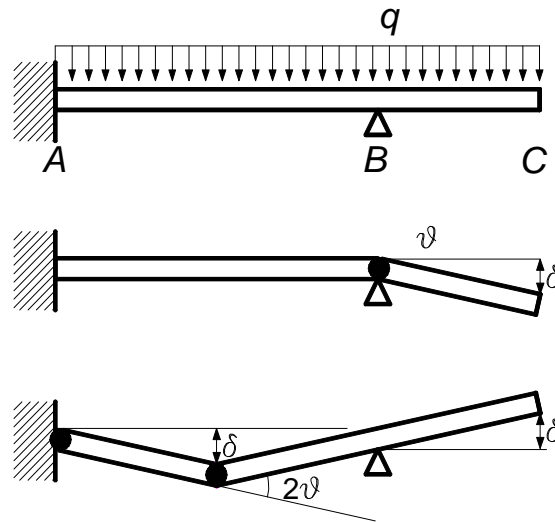
Il metodo delle cerniere plastiche è utilizzabile per qualsiasi sistema di travi continue e di telai, purché il comportamento delle sezioni sia *illimitatamente* duttile, il che di fatto si verifica nel caso di materiali duttili (ad esempio l'acciaio) e nella gran parte delle sezioni composte, in cui almeno un componente sia duttile (ad esempio l'armatura metallica nel caso del c.a.). Occorre inoltre che nelle colonne l'azione assiale non sia tale da ridurre troppo la duttilità delle sezioni.

Se il cinematismo di collasso non è noto con esattezza, si può tentare con diversi cinematismi alternativi, e quello che fornisce la minima quantità di lavoro interno (o il minimo carico resistente) costituisce la risposta corretta, seppure in un ambito di valutazione per eccesso del "vero" carico resistente.

In genere, la posizione delle cerniere plastiche non è nota a priori, salvo che nei casi di vincoli di estremità, di carichi concentrati, e di simmetria geometrica e di carico. La corretta posizione delle cerniere plastiche va determinata attraverso la minimizzazione del lavoro interno, scrivendo tante condizioni di minimo quanti sono i parametri indipendenti che caratterizzano il cinematismo di collasso. Tuttavia, nel caso di carichi distribuiti uniformemente e di vincoli di estremità di incastro o semi-incastro è sufficiente ipotizzare che le cerniere plastiche positive si trovino a metà campata, facilitando così la soluzione del problema. Costituisce un'eccezione la campata d'estremità di una trave continua, dove la cerniera plastica positiva si trova più vicina all'appoggio. Tuttavia, anche in tal caso ritenere la cerniera plastica in mezzzeria non comporta un grave errore.

Come ulteriore esempio di trave continua, si consideri il caso di un estremo incastrato e di un appoggio interno (fig. 5-14). Occorre prendere in considerazione due diversi cinematismi di collasso, di cui il primo “parziale” (collassa solo la parte a sbalzo) ed il secondo “globale” (collassa l'intera trave). L'eventualità di differenti cinematismi di collasso è molto frequente, specialmente nelle strutture bidimensionali (piastre, muri di sostegno, platee di fondazione), per le quali il metodo delle cerniere plastiche viene generalizzato nel “metodo delle linee di plasticizzazione”.

Figura 5-14: Cinematismi di collasso in una trave iperstatica





5.2.6 Collegamenti imbullonati e saldati

In condizioni d'incendio, i collegamenti saldati si comportano bene o addirittura meglio degli elementi collegati. In generale i collegamenti imbullonati si comportano bene nonostante la diminuzione di resistenza dei bulloni alle temperature elevate. Non sono state fatte molte ricerche sulle prestazioni in caso d'incendio dei collegamenti in acciaio imbullonati. Lawson (1990) provò otto collegamenti trave-colonna, con alcune travi che sostenevano solette miste in calcestruzzo. Tutti i collegamenti furono esposti alla curva temperatura-tempo standard della ISO 843. Si riscontrò che le temperature dei bulloni erano inferiori a quelle delle ali esposte e i bulloni di classe 8.8 si comportarono molto bene. Non si verificarono cedimenti di bulloni o saldature; le rotazioni in corrispondenza dei collegamenti furono il risultato della deformazione flessionale locale verificatasi nelle piastre terminali saldate alle estremità delle travi. Più di recente Al-Jabri *et al.* (1998) provarono una serie di collegamenti imbullonati, concludendo che i tipici collegamenti considerati incernierati a temperatura normale sono in grado di resistere a notevoli momenti flettenti a temperature elevate. In tutte le prove, le rotazioni localizzate in corrispondenza dei collegamenti rimasero limitate fino a 400°C, per aumentare progressivamente a temperature superiori. Le modalità di collasso furono simili a quelle osservate alle temperature normali, con piegature localizzate delle piastre terminali.

A conferma delle osservazioni sopra citate, l'Eurocodice 3 suggerisce che i collegamenti imbullonati e saldati nelle strutture in acciaio siano progettati per condizioni di temperatura normali e protetti allo stesso modo degli elementi principali. Tuttavia, se per qualsiasi motivo gli elementi sono sovradimensionati, i collegamenti dovrebbero esserlo altrettanto poiché il sovradimensionamento comporta una resistenza al fuoco supplementare, che deve essere garantita anche dai collegamenti. In alternativa, è possibile procedere ad una verifica della resistenza dei collegamenti utilizzando i fattori di riduzione della resistenza delle bullonature e delle saldature e le regole per il calcolo delle temperature indicate nell'appendice nella stessa norma.

Il progetto dei collegamenti imbullonati trave-colonna dovrebbe tenere conto anche delle elevate forze di trazione che si producono in presenza di grandi deformazioni, all'attivarsi dei meccanismi resistenti legati al comportamento a catenaria delle travi. Analoghe forti azioni assiali si possono creare durante la fase di esaurimento dell'incendio per effetto della contrazione impedita delle carpenterie metalliche.

5.2.7 Esempi di analisi di insiemi strutturali

Gli edifici in acciaio o importanti sottostrutture metalliche ad essi appartenenti non possono essere adeguatamente progettati con i metodi semplificati precedentemente descritti. Diventa necessario utilizzare il metodo “generale” indicato nell’Eurocodice 3 mediante l’impiego di speciali programmi di calcolo per l’analisi delle strutture esposte al fuoco. Tali programmi sono in grado di determinare lo stato di sollecitazione in ogni membratura tenendo conto dell’effetto delle deformazioni termiche, meccaniche e viscosi, come suggerito. L’utilizzo del metodo generale è poi essenziale per qualsiasi struttura che presenti grandi spostamenti. Il calcolo della resistenza al fuoco di un elemento e terminali in acciaio strutturale porta a risultati diversi se tale elemento è considerato parte di una struttura invece che a sé stante. La resistenza al fuoco di solito migliora se l’elemento viene considerato come parte di una struttura, perché diventa possibile tenere conto delle risorse di resistenza riconducibili all’iperstaticità ed ai meccanismi che si attivano in presenza di grandi deformazioni.

Edifici per autorimesse

Gli incendi negli edifici adibiti a parcheggio di automobili sono meno gravi di quelli che si verificano in molti altri tipi di costruzione. Parecchi studi hanno dimostrato che in questo caso il carico d’incendio è basso e gli incendi spesso non si propagano da auto ad auto poiché ogni carrozzeria agisce da contenitore. Schleich *et al.* (1999) suggeriscono l’ipotesi che, in un edificio privo di impianto di protezione a pioggia (sprinkler), il fuoco si propaghi da un’auto all’altra ogni 12 minuti. Anche se non vi sono problemi strutturali, le auto incendiate possono produrre grandi quantità di fumo tossico con grave rischio per l’incolumità delle persone.

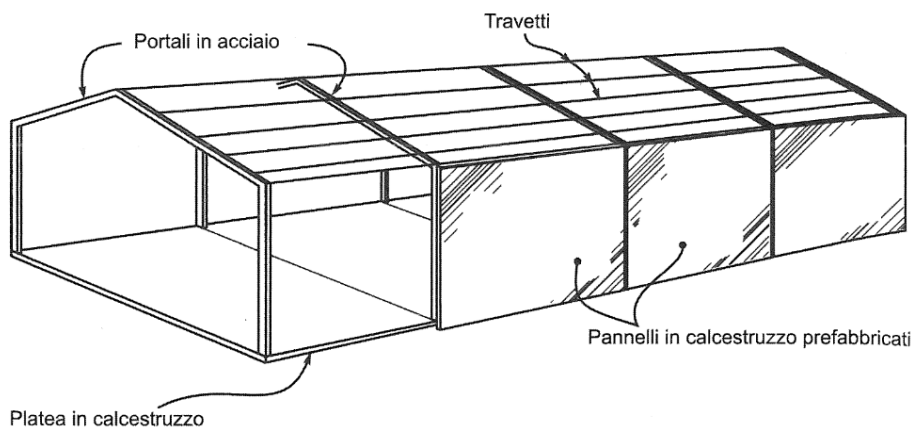
Il livello di protezione antincendio richiesto dipende dal fatto che il garage sia aperto all’aria esterna o chiuso. Un’auto che brucia in un garage chiuso può portare a elevate temperature negli elementi strutturali, cosicché si rende necessaria l’installazione di sistemi di soppressione attiva o l’applicazione di protezioni antincendio per garantire che non vi siano collassi strutturali. Le temperature massime degli elementi strutturali possono risultare molto più localizzate in un garage che in altri tipi di edificio, cosicché, se non si verifica *il flashover*, si dovrebbe procedere alla verifica delle temperature locali (per esempio mediante un modello di fuoco localizzato).

Prove condotte in Australia hanno dimostrato che gli incendi sono molto meno gravi nelle autorimesse aperte all’aria su almeno due lati opposti. Gran parte del calore del fumo proveniente dalle auto incendiate nei garage aperti si trasferisce direttamente all’esterno e le temperature dei gas caldi rimangono relativamente basse. Le temperature massime misurate in travi di acciaio esposte non protette non superano i 260°C, cosicché per le travi e le colonne di questi edifici si può utilizzare acciaio non protetto, a condizione che gli elementi in acciaio non siano troppo leggeri.

Edifici monopiano con struttura a portale

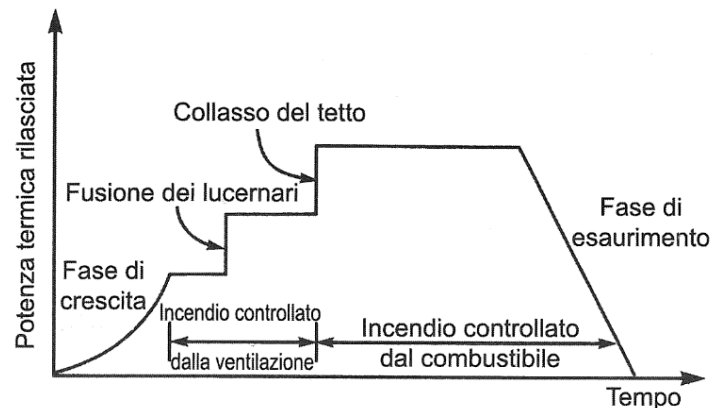
Un tipo molto comune di costruzione in acciaio è costituito da strutture monopiano a portale molto usate negli edifici industriali come quello mostrato nella figura 5-15. È in atto un grande dibattito circa gli obiettivi e le strategie per la progettazione antincendio di tali edifici. Tipicamente queste costruzioni presentano telai a portale posti ad interasse da 5 a 10 m, con luci da 20 a 50 m (o più in presenza di colonne interne). Di solito le coperture hanno una pendenza tra i 2° e i 15° e sono costituite da sottili lamiere in acciaio e lucernari in plastica traslucida, appoggiati su travetti in legno o acciaio distanti fino a 1 m e disposti tra un portale e l'altro. Altri tipi di copertura sono quelli in lamiera ondulata o con pannelli a sandwich, che possono coprire luci maggiori. Le pareti degli edifici a portale monopiano sono spesso in mattoni, muratura di calcestruzzo o pannelli in calcestruzzo prefabbricati in stabilimento o a piè d'opera. In quest'ultimo caso i pannelli sono gettati in cantiere direttamente sulla platea prima di essere sollevati e messi in opera. In alcuni edifici le pareti laterali sono realizzate in calcestruzzo ed hanno funzione portante, per cui non vi sono colonne in acciaio e le pareti forniscono l'appoggio verticale e flessionale alle strutture di copertura.

Figura 5-15: Edificio industriale a portale monopiano



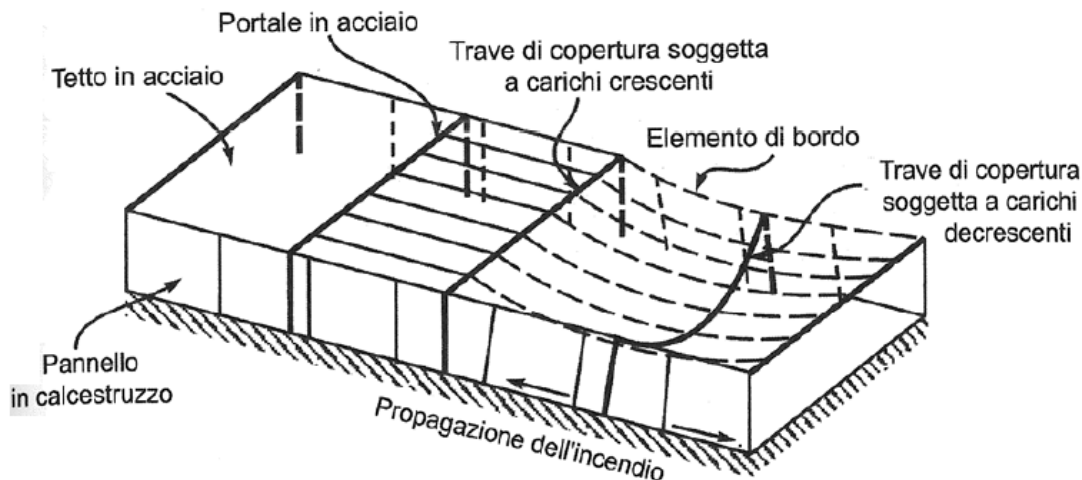
In un incendio incontrollato in un edificio industriale monopiano, la potenza termica rilasciata è indicata nella figura 5-16, dove l'incendio all'inizio è limitato dalla ventilazione disponibile, ma diventa controllato dal materiale combustibile dopo che i lucernari fondono e alla fine si verifica il collasso del tetto. La struttura metallica di copertura è raramente protetta contro l'incendio, cosicché di solito collassa nel corso di un incendio completamente sviluppato. L'area di completo sviluppo dell'incendio e quindi l'area di collasso del tetto avanzerà attraverso l'edificio man mano che l'incendio aumenta e si propaga. Se i travetti che sostengono la copertura sono di legno, è probabile che la copertura precipiti sui materiali incendiati prima del collasso delle travi principali. I travetti in acciaio tendono invece a deformarsi assumendo una forma a catenaria con sollecitazione di trazione, sostenendo così la copertura fra le travi, provocata dalla fusione di grandi lucernari in plastica o delle lastre di copertura in alluminio, comporta temperature inferiori poiché gran parte del calore proveniente dall'incendio è rilasciato direttamente nell'atmosfera senza riscaldare la struttura metallica.

Figura 5-16: Potenza termica rilasciata nell'incendio di un tipico edificio industriale



Gli edifici con telai a portale sono spesso costruiti nelle vicinanze di altri immobili, così uno dei primi obiettivi della sicurezza antincendio è quello di evitare la propagazione dell'incendio alle proprietà vicine. La propagazione dell'incendio è tenuta sotto controllo utilizzando pareti perimetrali resistenti al fuoco, per le quali si rende necessaria una specifica progettazione poiché, in condizioni di temperatura normale, i pannelli delle pareti sono sostenuti dai telai in acciaio, mentre il loro comportamento statico muta in condizioni di incendio. Esistono strategie alternative per evitare la propagazione dell'incendio, come la costruzione delle pareti esterne a sbalzo dalla fondazione, per garantire la loro stabilità per la durata dell'incendio, o la realizzazione di colonne con le basi incernierate, che facciano ruotare i pannelli delle pareti verso l'interno del comparto incendiato.

Il metodo tradizionale prevede di fornire i telai a portale in acciaio di una base incastrata (o parzialmente incastrata) e di applicare alle colonne del portale una protezione antincendio di tipo passivo. In questo caso, le pareti resistenti al fuoco sono sostenute prima dell'incendio dall'azione del telaio a portale e poi, durante e dopo l'incendio, dalle colonne in acciaio incastrate alla base. Con le basi delle colonne incastrate o parzialmente incastrate, è dimostrato come un incendio all'inizio provochi una spinta verso l'esterno sulle colonne, man mano che le travi di copertura si dilatano e si inflettono, seguita da una forza di trazione verso l'interno man mano che le travi formano una catenaria.

Figura 5-17: Spinta assiale su una trave di falda di un telaio a portale nel corso di un incendio

Un'altra soluzione comune nei telai a portale è quella di fare affidamento su colonne in calcestruzzo armato piuttosto che su colonne in acciaio, nel qual caso il comportamento dopo l'incendio desta meno preoccupazioni. Un altro metodo è quello di dotare i pannelli in calcestruzzo delle pareti di un collegamento alla base solidale con una robusta fondazione, supponendo che i pannelli rimangano in piedi dopo il collasso della struttura del tetto in acciaio, il che dipende dal collegamento tra i pannelli e la struttura metallica del tetto. Un incendio all'interno dell'edificio farà deformare verso l'esterno le pareti a sbalzo a causa del gradiente termico attraverso la parete, fino a provocare il collasso verso l'esterno se i singoli pannelli non sono ben collegati fra di loro.

Un'ulteriore metodologia progettuale, proposta in Australia, è quella di progettare i telai a portale con le basi incernierate e senza l'applicazione di alcuna protezione antincendio, a sostegno dei pannelli delle pareti in calcestruzzo incernierate alla sommità e alla base.

In questo caso è fondamentale che i pannelli in calcestruzzo delle pareti siano collegati superiormente, che la copertura disponga di una certa rigidità nel proprio piano e che i collegamenti tra la sommità dei pannelli e i telai in acciaio siano dotati di adeguata resistenza al fuoco. Le pareti di un tale edificio collassano verso l'interno invece che verso l'esterno, e che vi è una buona protezione degli immobili adiacenti se le pareti rimarranno unite tra loro all'atto del collasso verso l'interno, come mostrato nella figura 5-17.

6

Analisi di un caso reale

La trattazione seguente ha come oggetto la **RICHIESTA DI PARERE DI CONFORMITA' ANTINCENDIO** di un capannone industriale, soggetto alle pratiche dei VV.F in quanto destinato a deposito, vendita all'ingrosso e magazzino:

- Cod. attività :
- 87** Locali adibiti ad esposizione e/o vendita all'ingrosso con superficie lorda superiore a 400 mq comprensiva di servizi e depositi
 - 88** Locali adibiti a depositi di merci e materiali vari con superficie lorda superiore a 1000 mq

6.1 Considerazioni generali

L'insediamento industriale per il quale viene richiesto il PARERE DI CONFORMITA' ANTINCENDIO è sito nel comune di **XXXXXXXX** (Xx), in Via Xxxxxx. Si tratta di un'edificio industriale destinato principalmente al **deposito e alla vendita all'ingrosso**, con superficie in pianta pari a circa 2600 mq e configurabile pertanto soggetto al controllo Prevenzione Incendi quale attività **87 e 88** ai sensi D.M.16.02.82. All'interno del capannone posto al piano terra, è previsto un locale adibito a centrale termica dove è installato un generatore di aria calda di potenzialità inferiore ai 116 Kw, per cui non costituente attività soggetta a controllo di Prevenzione Incendi; essa rispetterà in ogni caso le prescrizioni dettate dal D.M. 12/04/96 in materia di sicurezza e Prevenzione Incendi e servirà per il riscaldamento degli uffici, degli spogliatoi e per la produzione dell' acqua sanitaria. La zona magazzino, invece non sarà riscaldata. La presente relazione e gli elaborati grafici allegati hanno lo scopo di evidenziare come la struttura e i locali nei quali si svolgerà l'attività risultino adeguati alle prescrizioni dettate dalle vigenti norme di sicurezza e prevenzione incendi.

Figura 6-1: Vista esterna dell'edificio in analisi



6.1.1 Descrizione dell'attività e caratteristiche dei luoghi

L'attività svolta dalla ditta Xxxxxx all'interno del fabbricato in oggetto si sviluppa essenzialmente secondo il seguente layout distributivo :

COMPARTIMENTO "UNICO":

COMPOSTO DA:

- Zona di **VENDITA ALL'INGROSSO** e di scorte merci per lo stoccaggio degli articoli di arredo bagno e riscaldamento commercializzati dall'azienda, per una superficie di 500 m²;
- Un'area di 2100 mq al piano terra e adiacente alla zona di vendita all'ingrosso, destinata a **MAGAZZINO** per lo stoccaggio degli articoli e di materiale vario in plastica e tubi in PVC.

Figura 6-2: Pianta dell'edificio con la suddivisione delle aree in base alla destinazione d'uso



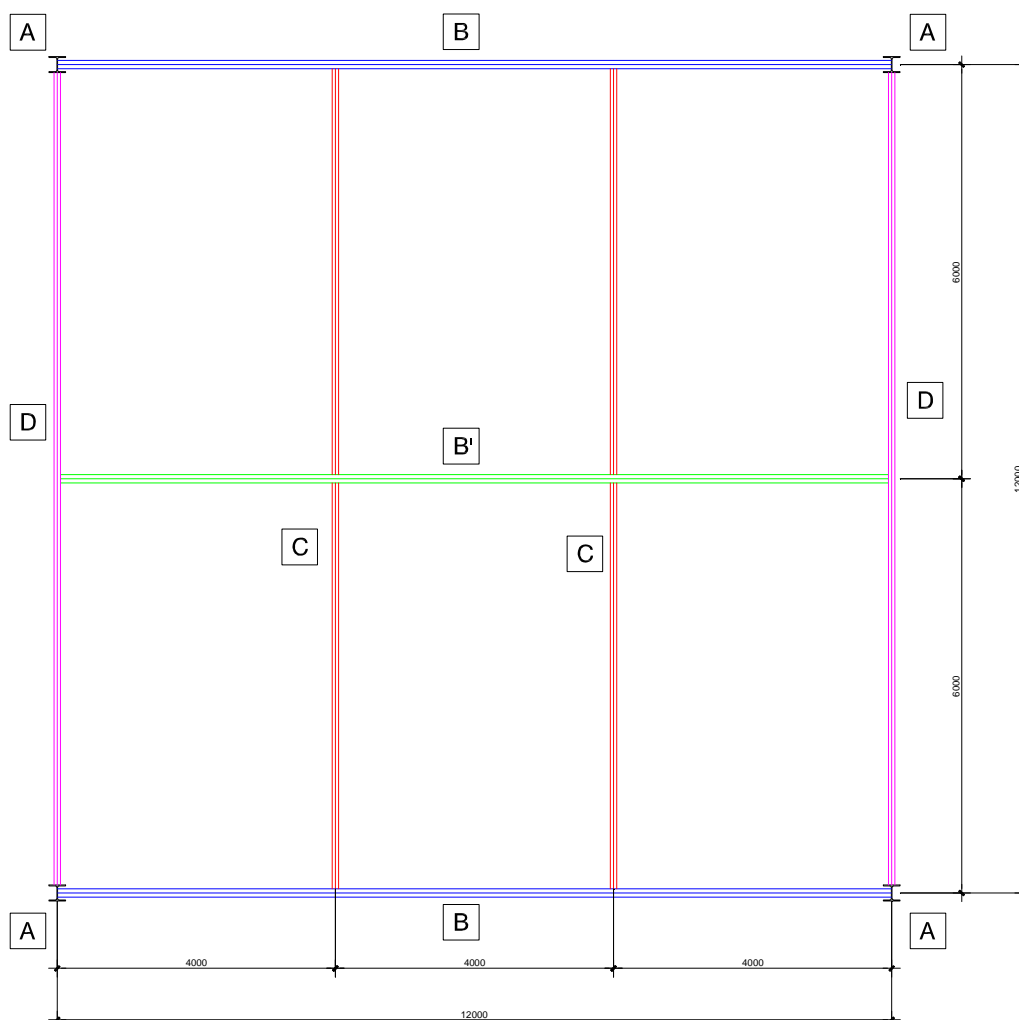
6.1.2 Caratteristiche costruttive

La struttura, interamente in acciaio **S235**, è costituita da capriate reticolari a doppio shed di altezza 2.83 m, luce 6+6 m, passo 4 m, sostenute da travi longitudinali reticolari di luce m 12. Le colonne sono HEA 240 su maglia 12x12 m e sono incastrate alla base in fondazioni a plinto in c.a. Altezza sotto catena circa m 6.

L'ipotesi di copertura per la nuova destinazione d'uso è in pannelli sandwich in lamiera, sostenuti da arcarecci "omega" di altezza cm 10, posti a passo circa 1 m, nei nodi degli shed.

Nella stessa ipotesi, le travi principali sostengono vetrate su telai fissi od apribili (per le travi di maglia).

Figura 6-3: Maglia tipo della struttura



(A) Colonne HEA 240 (B) Reticolare principale (B') Reticolare intermedia (C) Trave shed intermedia (D) trave shed principale

Figura 6-4: Trave reticolare principale

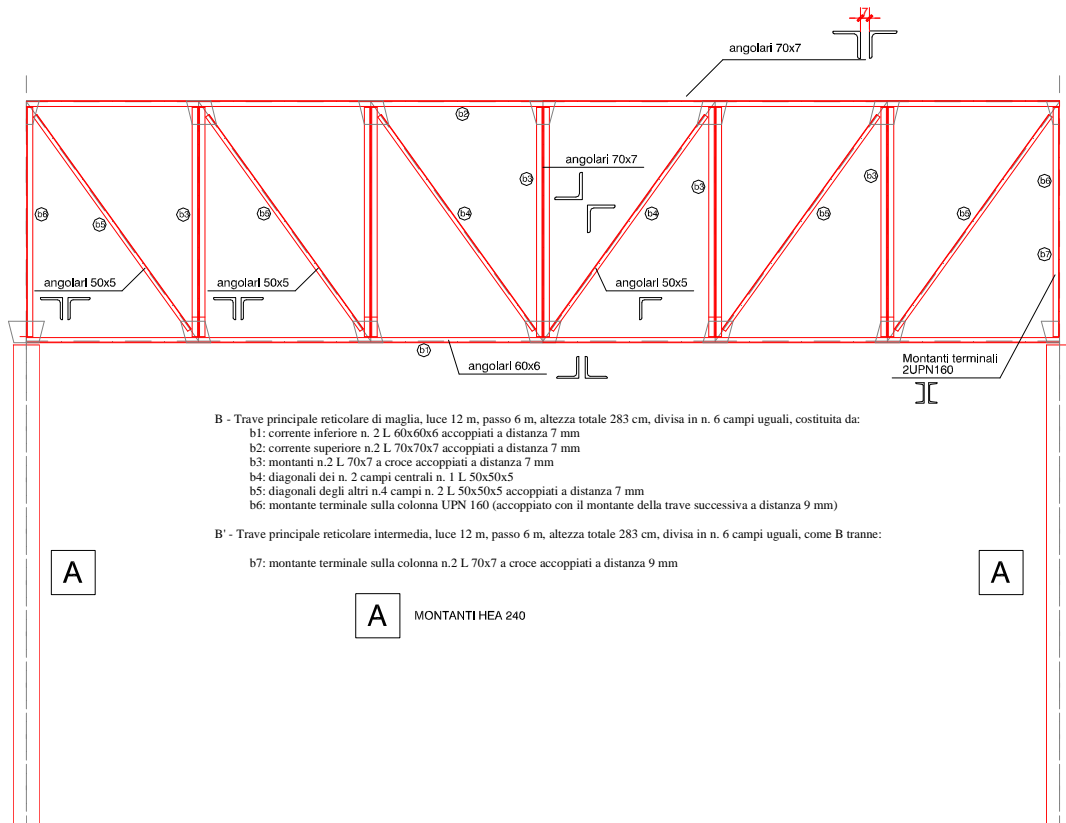


Figura 6-5: Trave shed principale

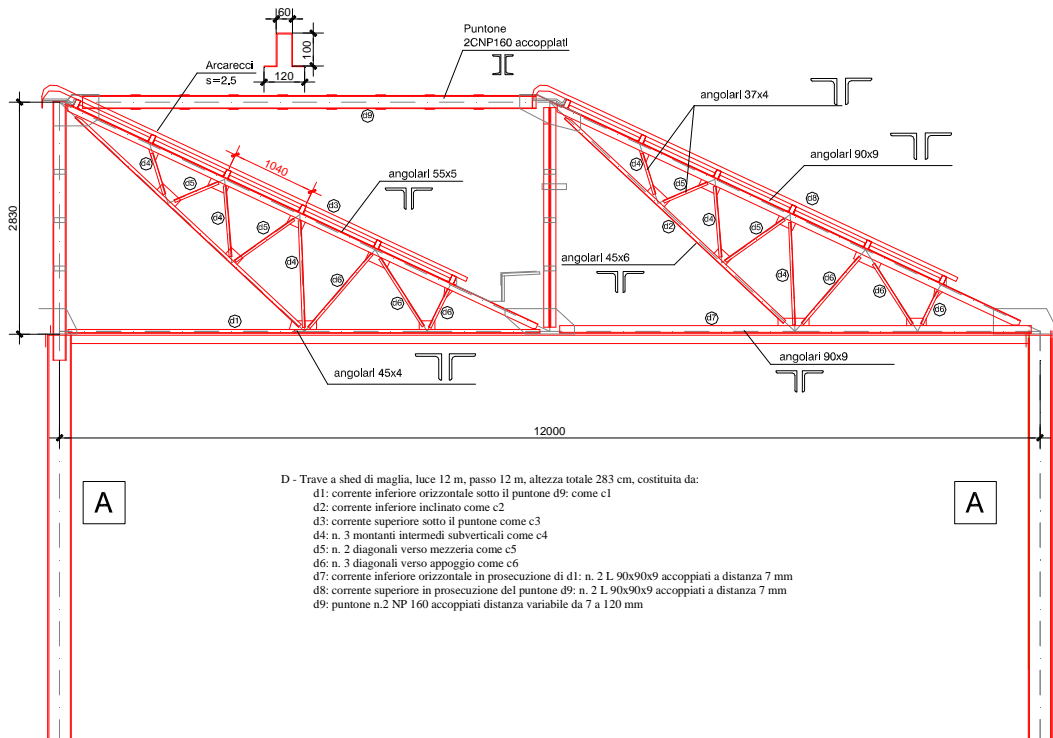
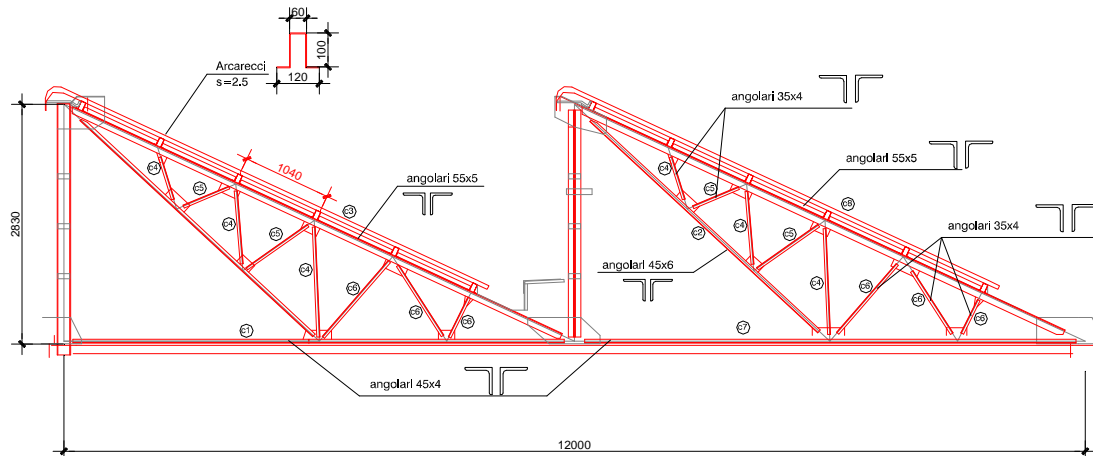


Figura 6-6: Trave shed intermedia



- C - Trave a shed intermedia, luce 6+6 m, passo 4 m, altezza totale 283 cm, costituita da:
- c1: corrente inferiore orizzontale n. 2 L 45x45x4 accoppiati a distanza 7 mm
 - c2: corrente inferiore inclinato n. 2 L 45x45x6 accoppiati a distanza 7 mm
 - c3: corrente superiore n. 2 L 55x55x5 accoppiati a distanza 7 mm
 - c4: n. 3 montanti intermedi subverticali n. 2 L 35x35x4 accoppiati a distanza 7 mm
 - c5: n. 2 diagonali verso mezzeria: n. 1 L 35x35x4
 - c6: n. 3 diagonali verso appoggio: n. 2 L 35x35x4 accoppiati a distanza 7 mm
 - c7: corrente inferiore orizzontale n. 2 L 45x45x4 accoppiati a distanza 7 mm
 - c8: corrente superiore n. 2 L 55x55x5 accoppiati a distanza 7 mm

6.1.3 Azioni di calcolo

CARICHI:

Pesi propri valutati automaticamente e corrispondenti (comprese colonne) a circa	0.25 kN/m ²
Carichi permanenti in appoggio sulla copertura	0.15 kN/m ²
Carichi permanenti appesi ai nodi della copertura	0.25 kN/m ²
Carichi vetrate su travi principali di maglia	0.80 kN/m
Carichi vetrate su travi principali intermedie	0.50 kN/m
Carichi accidentali (neve, vento) (caso di carico eccezionale – incendio)	non considerati

Nota: i carichi delle vetrate sono uniformemente distribuiti metà sul corrente superiore, metà sul corrente inferiore delle travi principali.

6.1.4 Carico di incendio

Alla determinazione del carico di incendio dei locali contribuisce unicamente la modesta quantità di materiale combustibile presente all'interno dell'edificio, costituito prevalentemente dagli elementi d'arredo bagno in legno o in materiale plastico e dalla quantità di materiale stoccato all'interno dell'area magazzini.

Alla luce degli indici di valutazione calcolati in funzione delle caratteristiche dei compartimenti, alla natura dei materiali combustibili presenti, alla destinazione d'uso dei locali e alle misure di protezione che verranno adottate, sulla base del *Decreto ministeriale del 09/03/2007* si sono ricavati adeguati coefficienti di riduzione del carico d'incendio caratteristico.

La classe d'incendio del singolo compartimento risulta pertanto dalla seguente formula:

$$q_{f,d} = \delta_{q,1} \cdot \delta_{q,2} \cdot \delta_n \cdot q_f \quad [\text{MJ/m}^2] \quad (6.1)$$

dove :

$q_{f,d}$ è il valore del carico d'incendio di progetto;

$\delta_{q,1}$ è il fattore che tiene conto del rischio d'incendio in relazione alla dimensione del compartimento;

S in pianta lorda del compartimento	$\delta_{q,1}$	S in pianta lorda del compartimento	$\delta_{q,1}$
A < 500	1,00	2.500 ≤ A < 5.000	1,60
500 ≤ A < 1.000	1,20	5000 ≤ A < 10.000	1,80
1.000 ≤ A < 2.500	1,40	A ≥ 10.000	2,00

$\delta_{q,2}$ è il fattore che tiene conto del rischio d'incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento:

Classi R	Descrizione	$\delta_{q,2}$
I	Aree che presentano un <u>basso rischio</u> di incendio, in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	0,80
II	Aree che presentano un <u>moderato rischio</u> di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	1,00
III	Aree che presentano un <u>alto rischio</u> di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	1,20

$\delta_n = \prod_i \delta_{ni}$ è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione:

Sistemi automatici di estinzione (sprinkler..) Ad acqua	Sistemi di evacuazione automatica di fumo e calore	Sistemi automatici di rivelazione, segnalazione e allarme di incendio	Squadra aziendale dedicata alla lotta antincendio	Rete idrica antincendio	Percorsi protetti di accesso	Accessibilità ai mezzi di soccorso VVF
δ_{n1} 0,60 Altro δ_{n2} 0,80	δ_{n3} 0,90	δ_{n4} 0,85	δ_{n5} 0,90	Interna δ_{n6} 0,90 interna/esterna δ_{n7} 0,80	δ_{n8} 0,90	δ_{n9} 0,90
NO	NO	SI	SI	SI, ESTERNA	NO	SI

q_f è il valore nominale del carico d'incendio specifico da determinarsi secondo la formula:

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A} \quad [\text{MJ/m}^2] \quad (6.2)$$

dove:

- g_i massa dell'i-esimo materiale combustibile [Kg];
- H_i potere calorifico inferiore dell'i-esimo materiale combustibile [MJ/Kg];
- m_i fattore di partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile: pari a 0,80 per il legno e altri materiali di natura cellulosa e 1,00 per tutti gli altri materiali combustibili;
- ψ_i fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile pari a 0 per i materiali contenuti in contenitori appositamente progettati per resistere al fuoco; 0,85 per i materiali contenuti in contenitori non combustibili e non appositamente progettati per resistere al fuoco; 1,00 in tutti gli altri casi;
- A superficie in pianta lorda del compartimento [m²].

Tabella 6-1: classi di resistenza al fuoco necessarie per garantire il livello III di prestazione, in base al carico di incendio specifico di progetto

Carichi d'incendio specifici di progetto $q_{f,d}$	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	0
Non superiore a 200 MJ/m ²	15
Non superiore a 300 MJ/m ²	20
Non superiore a 450 MJ/m ²	30
Non superiore a 600 MJ/m ²	45
Non superiore a 900 MJ/m ²	60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	180
Superiore a 2400 MJ/m ²	240

Tabella 6-2: Calcolo del carico di incendio nell'AREA VENDITA ALL'INGROSSO

AREA VENDITA ALL'INGROSSO								
	g_i		H_i	$\Psi_i M_i$				
<i>Materiali</i>	<i>Quantità</i>		<i>Potere Calorifico</i>	<i>MJ</i>				
Elementi di arredo in legno	1800	kg	17	MJ/kg	1	0,8	24.480	
Raccordi metallici per tubazioni	4000	kg	0	MJ/kg	1	1	0	
Elementi in plastica	1000	kg	42	MJ/kg	1	1	42.000	
Cartoni imballaggio	600	kg	17	MJ/kg	1	1	10.200	
Imp. elettrico e illuminazione	500	m ²	10	MJ/m ²	1	1	5.000	
							81.680	
S =	500	m ²						
Q _f =	163	MJ/m²						



Tabella 6-3: Calcolo del carico di incendio nell'AREA MAGAZZINO

AREA MAGAZZINO							
	g_i		H_i	$\Psi_i M_i$			
<i>Materiali</i>	<i>Quantità</i>		<i>Potere</i>	<i>MJ</i>			
			<i>Calorifico</i>				
Elementi in plastica	5.000	kg	42	MJ/kg	1	1	210.000
Raccordi metallici per tubazioni	8000	kg	0	MJ/kg	1	1	0
Tubi in PVC	5.000	kg	42	MJ/kg	1	1	210.000
Cartoni imballaggio	1800	kg	17	MJ/kg	1	1	30.600
Imp. elettrico e illuminazione	2100	m ²	10	MJ/m ²	1	1	21.000
							471.600
S =	2100	m ²					
Q _f =	225	MJ/m²					

Tabella 6-4: Calcolo del carico di incendio nel COMPARTIMENTO

COMPARTIMENTO							
	g_i		H_i	$\Psi_i M_i$			
<i>Materiali</i>	<i>Quantità</i>		<i>Potere</i>	<i>MJ</i>			
			<i>Calorifico</i>				
Elementi di arredo in legno	1800	kg	17	MJ/kg	1	0,8	24.480
Raccordi metallici per tubazioni	12000	kg	0	MJ/kg	1	1	0
Elementi in plastica	6000	kg	42	MJ/kg	1	1	252.000
Cartoni imballaggio	2400	kg	17	MJ/kg	1	1	40.800
Tubi in PVC	5.000	kg	42	MJ/kg	1	1	210.000
Imp. elettrico e illuminazione	2600	m ²	10	MJ/m ²	1	1	26.000
							553.280
S =	2600	m ²					
Q _f =	213	MJ/m²					

Dalle precedenti tabelle si ottiene il carico di incendio specifico che risulta essere:

$$q_f = \frac{553.280 \text{ MJ}}{2600 \text{ m}^2} = 213 \text{ MJ/m}^2$$

Che moltiplicato per i vari fattori restituisce il valore del carico di incendio specifico di progetto:

$$\begin{aligned} q_{f,d} &= \delta_{q,1} \cdot \delta_{q,2} \cdot \delta_n \cdot q_f = \\ &= 1,6 \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 213 = 188 \text{ MJ/m}^2 \end{aligned}$$

A cui corrisponde secondo la tabella XX del D.M. 9/03/2007 una requisito da garantire di resistenza al fuoco pari a **REI 15**.

Sulla base dei pericoli d' incendio individuati, delle condizioni di esercizio descritte le caratteristiche dell' attività oggetto della presente valutazione di rischio di incendio sono tali da farla rientrare nella classe delle attività a **livello di rischio MEDIO** secondo la classificazione operata al punto 1.4.4 dell' allegato 1 del Decreto 10.03.98.

6.1.5 Requisito richiesto

Alla luce della determinazione della classe di incendio degli ambienti individuata al punto precedente, i requisiti di resistenza al fuoco degli elementi strutturali, nonché il dimensionamento degli spessori e delle protezioni eventualmente da adottare per tali strutture, saranno valutati secondo le prescrizioni e le modalità di prova stabilite dal *D.M. 09-03-07*. La struttura portante del fabbricato, costituita da colonne e travi in acciaio, dovranno possedere caratteristiche di resistenza al fuoco almeno pari a **R15**, nel rispetto della classe di incendio del compartimento.



6.1.6 Scelta della metodo di valutazione del requisito R

Metodo tabellare

È il metodo di più facile applicazione, si basa esclusivamente sul fattore S/V e sulla tipologia dell'elemento, ovvero se si sta considerando una colonna oppure una trave. Generalmente il risultato di tale valutazione risulta essere molto cautelativo, come è giusto che sia in quanto non vengono tenuti in considerazioni molteplici fattori che possono inficiare la resistenza dell'elemento.

La tabella che si potrebbe utilizzare è quella già riportata in nel capitolo 2.2 (tabella 2-3) dove sono riportati gli spessori di un determinato materiale protettivo in grado di fornire un requisito R prestabilito ad un elemento. Nel presente caso di studio tale applicazione avrebbe però poco senso, in quanto il D.M. 16 febbraio 2007 non prevede una resistenza al fuoco per elementi in acciaio non protetti e l'obiettivo del presente capitolo è di verificare la resistenza al fuoco della struttura senza l'applicazione di eventuali protettivi.

Metodo sperimentale

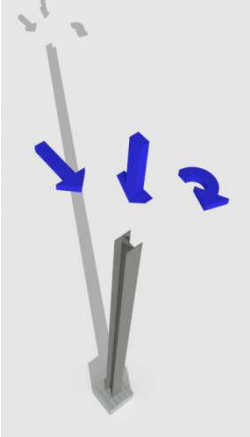
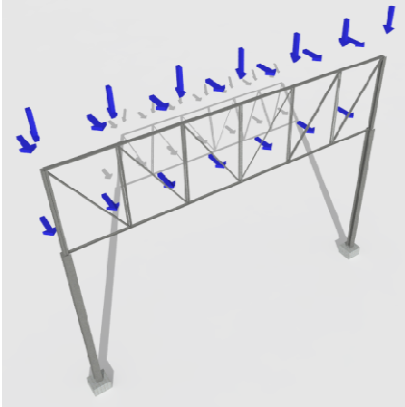
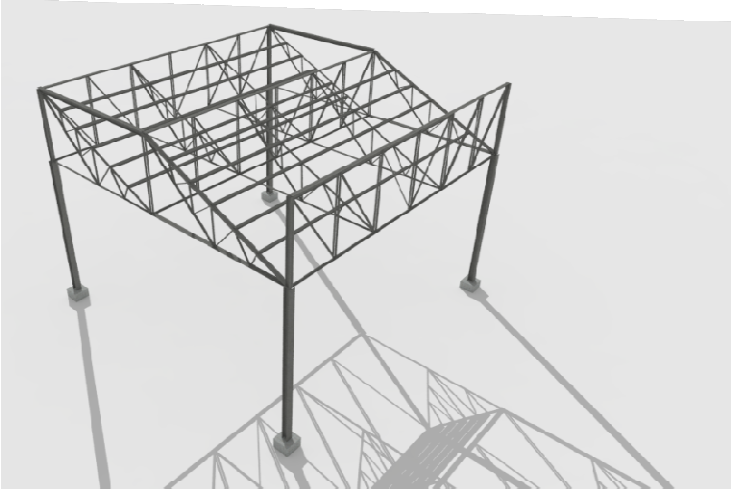
Permette di certificare le strutture tramite gli estremi del rapporto di prova (se redatto in conformità alla circolare n.91 del 14.09.1961, e solo per rapporti emessi dopo il 01.01.1996 e prima dell'entrata in vigore del DM 16.02.2007 e comunque limitando la loro validità a 5 anni dall'entrata in vigore del precedente D.M.) ovvero gli estremi del rapporto di classificazione (se redatto in conformità al DM 16.02.2007) e dell'eventuale fascicolo tecnico reso disponibile dal produttore. Con questo metodo la valutazione dimostra l'applicabilità del risultato di prova all'elemento tipo in esame.

Nonostante sembri un metodo di facile applicazione in realtà bisogna identificare l'estendibilità dei risultati di prova dal campione al modello reale oggetto di valutazione.

Metodo analitico

È il metodo che verrà trattato in dettaglio in questo testo. L'EC 1993-1-2 suddivide a sua volta l'approccio analitico in un modello di calcolo semplificato ed un modello di calcolo avanzato. Per strutture di moderate dimensioni è possibile applicare il modello semplificato, mentre per la verifica di strutture complesse o di grandi dimensioni è da ritenersi opportuna una verifica con il metodo di calcolo avanzato, in quanto potrebbe essere significativo l'insorgere di sforzi interni dovuti alla dilatazione termica degli elementi, piuttosto che l'analisi della capacità della struttura di ripartire gli sforzi grazie alla presenza di eventuali iperstaticità.

Tabella 6-5: Tabella riassuntiva dei metodi analitici

Analisi di singoli elementi	Analisi di porzioni di strutture
Metodo analitico sintetico	Metodo analitico avanzato
	
Analisi globale	
Metodo analitico avanzato	
	



6.2 Risultati dell'applicazione del metodo semplificato per il caso di studio

Nelle tabelle di seguito riportate, vengono effettuate le verifiche effettuate per ciascun elemento applicando il metodo analitico semplificato, riportando al termine di ogni scheda la temperatura di collasso e la sua resistenza in minuti.

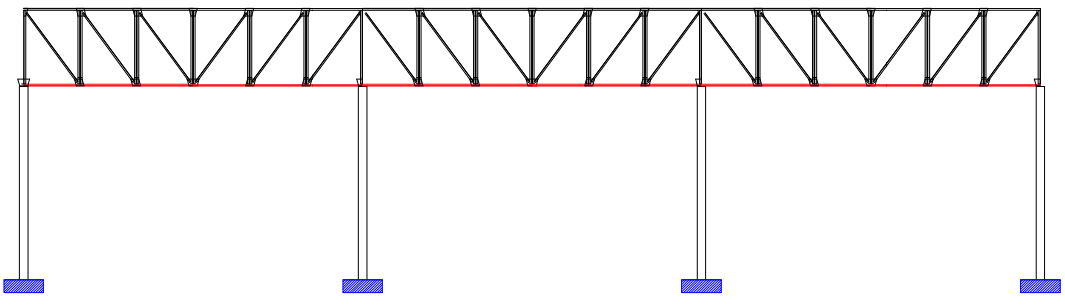
La temperatura dei gas dell'ambiente è stata calcolata tramite le formule dell' EC 1991-1-2 per un incendio standard.

Il calcolo della temperatura raggiungibile dall'elemento è stato effettuato tramite il metodo passo a passo descritto nel presente testo, e in funzione di tale dato, tenendo in considerazione il decadimento delle prestazioni dell'acciaio si è valutata la resistenza residua di ciascun elemento confrontandola con l'azione agente.

Per alcune tipologie di elementi, quelli soggetti sia a sforzi di trazione che a sforzi di compressione, sono state riportati entrambi i risultati delle verifiche. Confrontando tali dati è risultato di immediato impatto l'incidenza della lunghezza critica o lunghezza di libera inflessione.

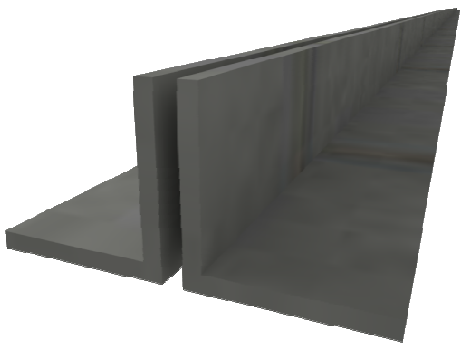
Negli elementi BEAM 1 infatti, nonostante vi siano elementi con 25 kN di sforzo di trazione, la verifica risulta molto più svantaggiosa negli elementi soggetti a compressione di 17 kN. Questo è dovuto al fatto che l'elemento BEAM 1 ha una luce pari a 4 m (pari alla lunghezza di libera inflessione) e che, se analizzato a compressione può essere soggetto a fenomeni di instabilità.

Elemento: BEAM 1



Breve descrizione:

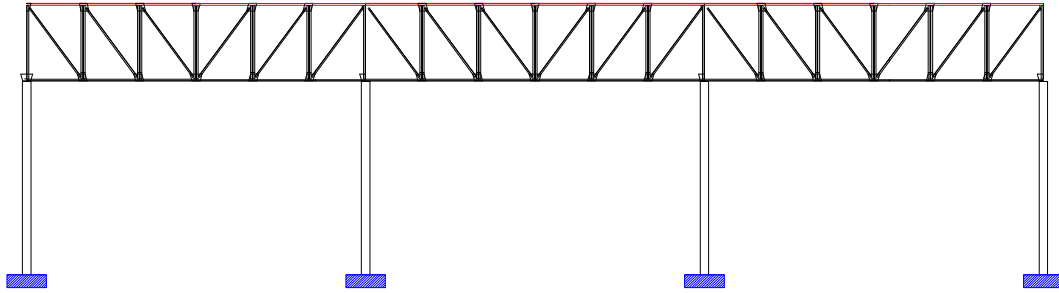
- elemento formato da 2 L accoppiate di dimensione 60 x 60 x 6. Compone il corrente inferiore della trave reticolare principale;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 25 kN di trazione a 17 kN di compressione;
- lunghezza di libera inflessione 4 m.



ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3				
$L_{CR} =$	4,00	[m]	R10	
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$				
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	582
$N_{fi,Ed} =$	17	[kN]		

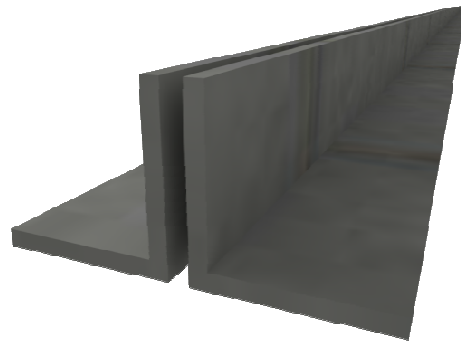
ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE				
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$			R30	
$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	832
$N_{fi,Ed} =$	25	[kN]		

Elemento: BEAM 2

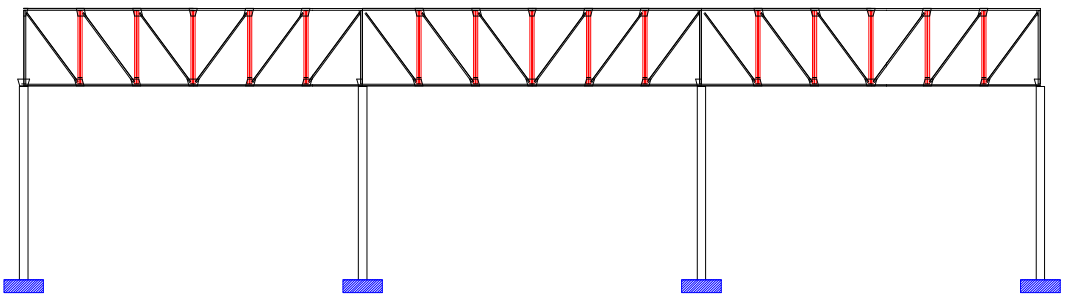
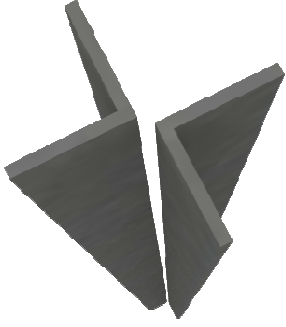


Breve descrizione:

- elemento formato da 2 L accoppiate di dimensione 70 x 70 x 7. Compone il corrente superiore della trave reticolare principale;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 2 kN di trazione a 25 kN di compressione;
- lunghezza di libera inflessione 4 m.

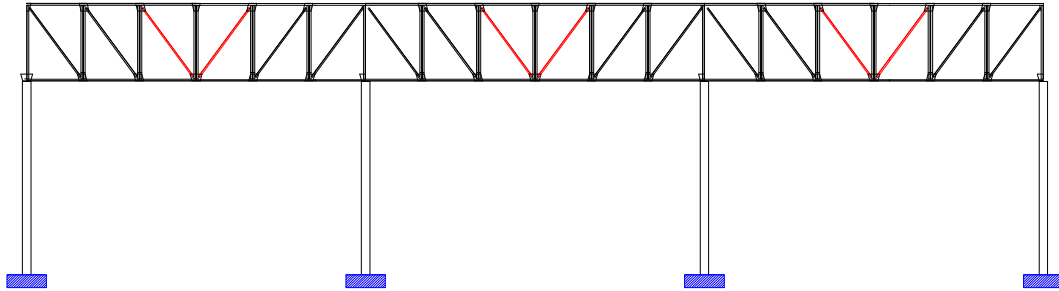


ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3					
$L_{CR} =$	4,00	[m]	R10		
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$					
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$v_{rif} =$	554	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	25	[kN]			

<i>Elemento: BEAM 3 / 9</i>	
	
<p>Breve descrizione:</p> <ul style="list-style-type: none"> - elemento formato da 2 L accoppiate a croce 70 x 70 x 7. Compongono i montanti intermedi della trave reticolare principale; - distanza di accoppiamento: 7 mm; - stato sforzo: solo azione assiale che arriva sino a 25 kN di compressione; - lunghezza di libera inflessione 2,83 m (altezza trave reticolare). 	

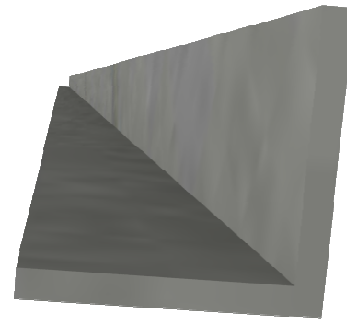
ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3				
$L_{CR} =$	2,83	[m]	R15	
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$			$\vartheta_{rif} =$	
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$				
$N_{fi,Ed} =$	25	[kN]	697	[°C]

Elemento: BEAM 4



Breve descrizione:

- elemento formato da una L 50 x 50 x 5. Compongono le diagonali centrali della trave reticolare principale;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 6,7 kN di trazione a 3,4 kN di compressione;
- lunghezza di libera inflessione 3,5 m.

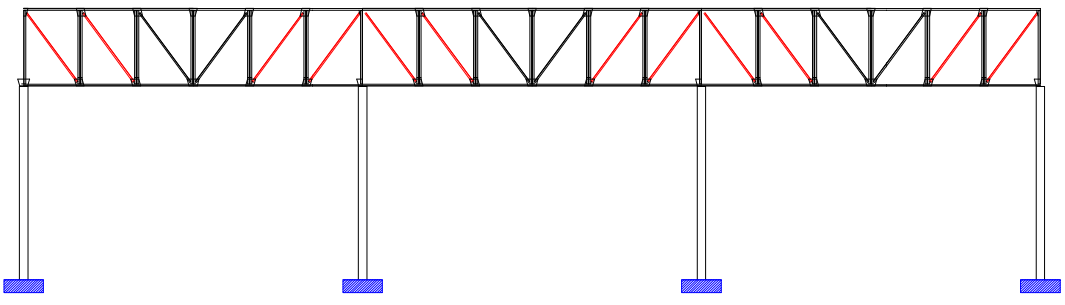
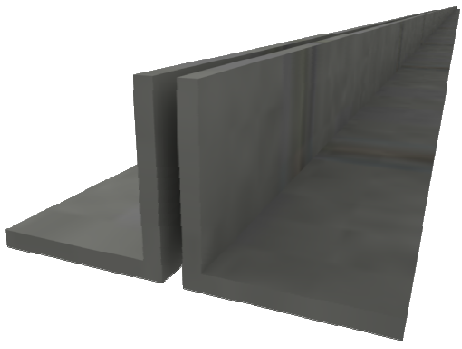


ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3

$L_{CR} =$	3,47	[m]	R10		
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$					
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	641	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	3,4	[kN]			

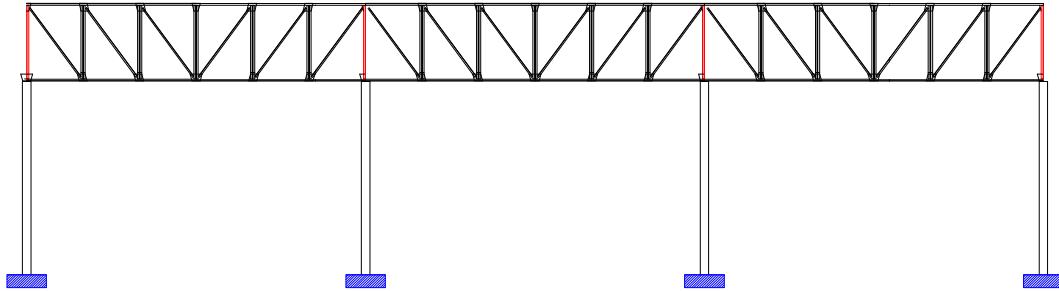
ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE

			R30		
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$					
$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	837	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	6,7	[kN]			

Elemento: BEAM 5	
	
<p>Breve descrizione:</p> <ul style="list-style-type: none"> - elemento formato da 2 L accoppiate 50 x 50 x 5. Compongono le diagonali della trave reticolare principale; - distanza di accoppiamento: 7 mm; - stato sforzo: solo azione assiale di trazione sino a 32,7 kN di trazione; - lunghezza di libera inflessione 3,5 m. 	

ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE					
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$			R15		
$N_{fi,\theta,Rd} = A_{k_{y,\theta}} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	706	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	32,7	[kN]			

Elemento: BEAM 6



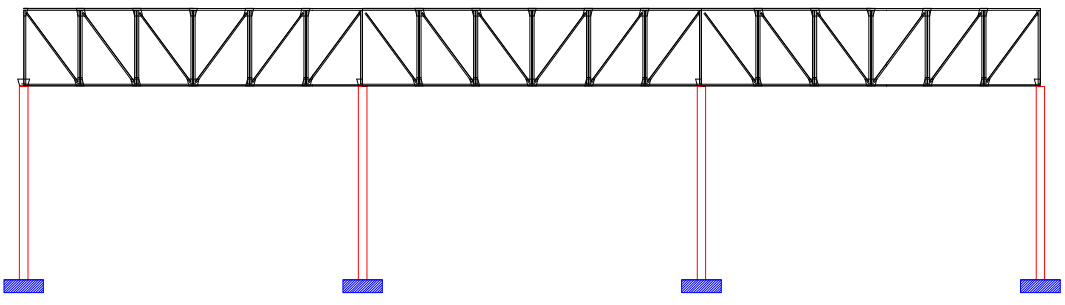

Breve descrizione:

- elemento formato da 2 UPN 160 accoppiate. Compongono i montanti terminali della trave reticolare principale;
- distanza di accoppiamento: 9 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale di compressione sino a 91,7 kN;
- lunghezza di libera inflessione 2,83 m.



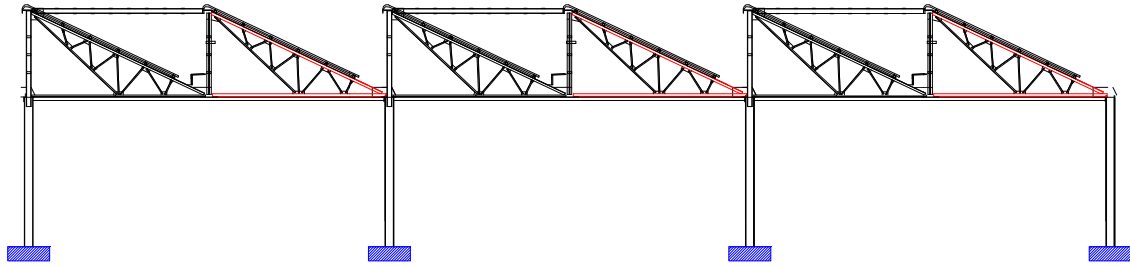
ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3

$L_{CR} =$	2,83	[m]	R15		
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$					
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	541	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	91,7	[kN]			

<i>Elemento: BEAM 7</i>	
	
<p>Breve descrizione:</p> <ul style="list-style-type: none"> - elemento formato da una HE 240 A. Compongono le colonne dei portali; - stato sforzo: solo azione assiale di compressione sino a 135,9 kN; - lunghezza di libera inflessione 6,00 m. 	

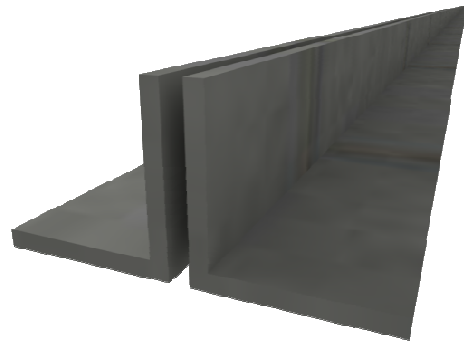
ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3				
$L_{CR} =$	6,00	[m]	R15	
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$				
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$				
$N_{fi,Ed} =$	135,9	[kN]	$\vartheta_{rif} =$	631 [°C]

Elemento: BEAM 10



Breve descrizione:

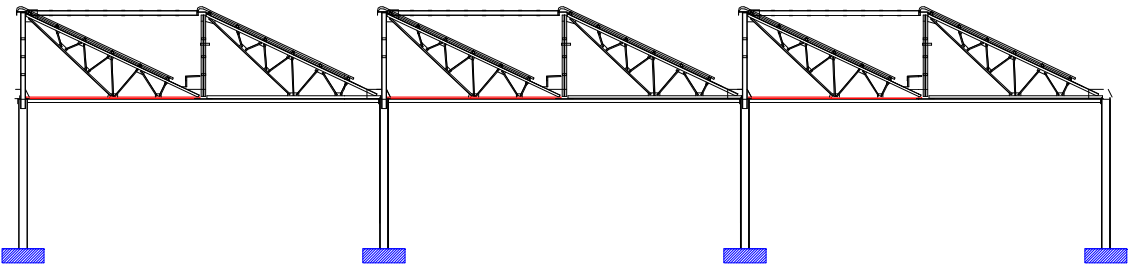
- elemento formato da 2 L accoppiate 90 x 90 x 9. Compongono i correnti inferiori e superiori delle travi shed;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 83 kN di trazione a 96 kN di compressione;
- lunghezza di libera inflessione varia molto a seconda che l'elemento sia utilizzato come corrente inferiore (soggetto a trazione) o come corrente superiore (soggetto a compressione).



ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3

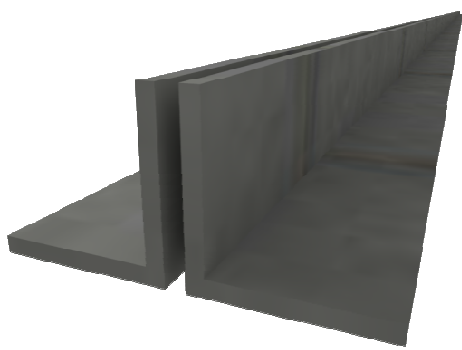
$L_{CR} =$	1,20	[m]	R15		
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$					
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	653	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	96	[kN]			

Elemento: BEAM 11



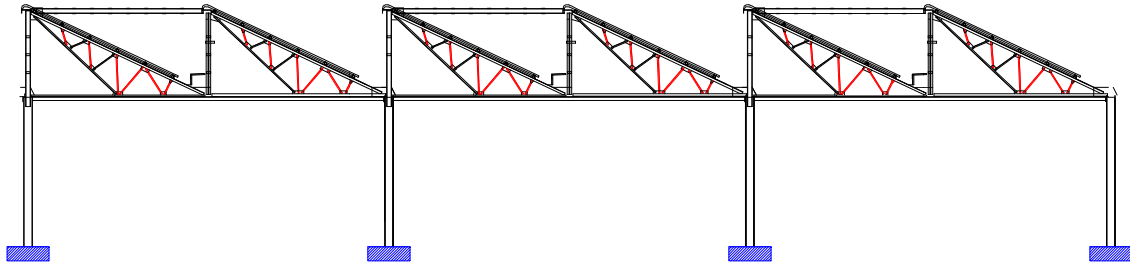
Breve descrizione:

- elemento formato da 2 L accoppiate 45 x 45 x 4,5. Compongono i correnti inferiori delle travi shed intermedie;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 16,3 kN di trazione a 1,5 kN di compressione;
- la lunghezza di libera inflessione dell'elemento maggiormente compresso è 0,75 m.



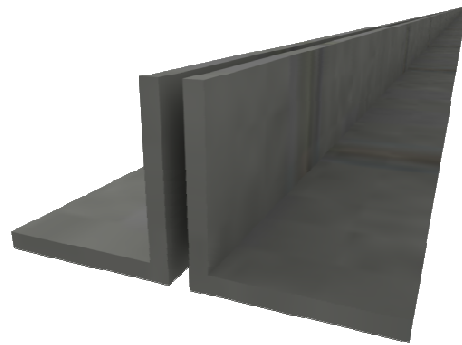
ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE			
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$		R30	
$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y$		$\vartheta_{rif} =$	836
$N_{fi,Ed} =$	16,3 [kN]		

Elemento: BEAM 12



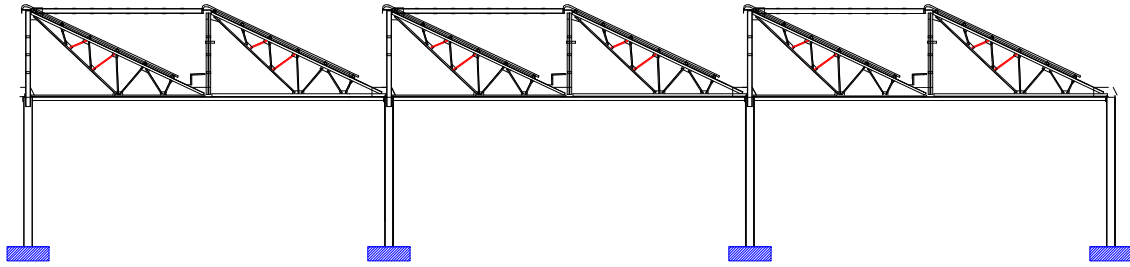
Breve descrizione:

- elemento formato da 2 L accoppiate 35 x 35 x 4. Compongono le diagonali delle travi shed;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 3,35 kN di trazione a 7,4 kN di compressione;
- la lunghezza di libera inflessione dell'elemento maggiormente compresso è 1,43 m.



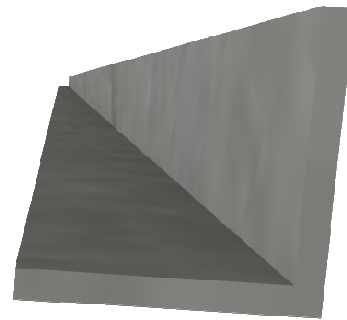
ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3						
$L_{CR} =$	1,43	[m]	R10			
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$						
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	633	[°C]	
$N_{fi,Ed} =$	7,4	[kN]				

Elemento: BEAM 13



Breve descrizione:

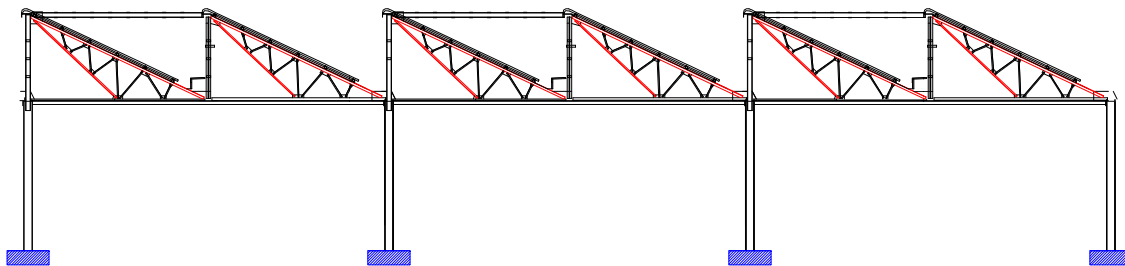
- elemento formato da una L 35 x 35 x 4. Compongono le diagonali delle travi shed;
- stato sforzo: solo azione assiale di trazione che varia arriva a 4,36 kN.



ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE

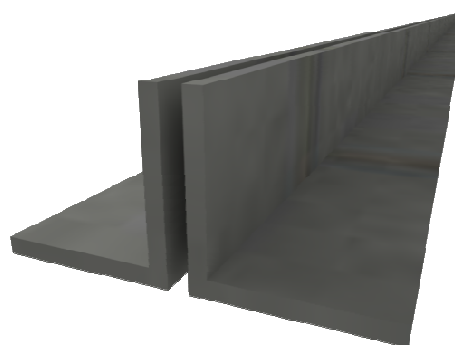
				R30		
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$				$\vartheta_{rif} =$	838	[°C]
$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y$						
$N_{fi,Ed} =$	4,36		[kN]			

Elemento: BEAM 14 / 15



Breve descrizione:

- elemento formato da 2 L accoppiate 50 x 50 x 6. Compongono i correnti superiori e le diagonali delle travi shed;
- distanza di accoppiamento: 7 mm;
- stato sforzo: solo azione assiale che varia da 63,9 kN di trazione a 18,8 kN di compressione;
- la lunghezza di libera inflessione dell'elemento maggiormente compresso è 1,23 m.



ELEMENTI SOGGETTI A COMPRESSIONE - CLASSE 1, 2, 3					
$L_{CR} =$	1,23	[m]	R15		
$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,t,Rd}$					
$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y$			$\vartheta_{rif} =$	697	[°C]
$N_{fi,Ed} =$	18,8	[kN]			

ELEMENTI SOGGETTI A TRAZIONE					
$N_{fi,Ed} < N_{fi,\theta,Rd}$			R10		
$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} f_y$					
$N_{fi,Ed} =$	63,9	[kN]	$\vartheta_{rif} =$	584	[°C]

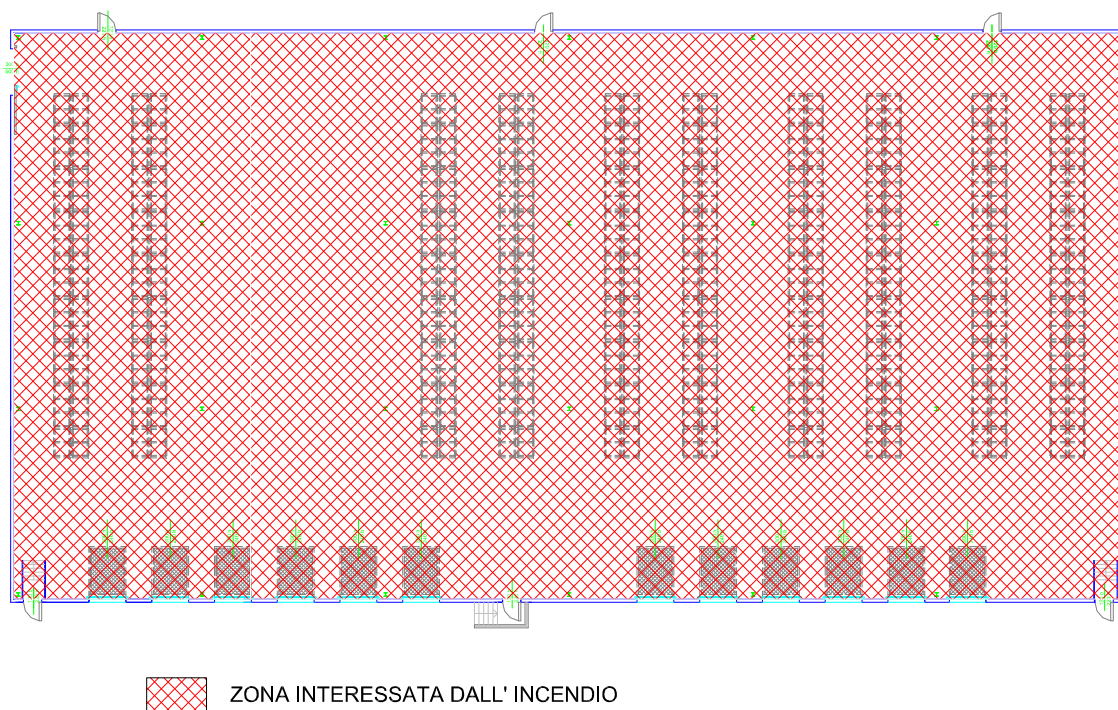
Dalla valutazione dei conti fatti nelle pagine precedenti è possibile verificare che gli elementi più deboli della struttura risultano essere i due correnti della trave reticolare principale (Beam 1 e Beam 2) Caratterizzati da una resistenza al fuoco pari a R10 con relativa temperatura critica di riferimento di circa 540°C.

6.3 Applicazione del metodo avanzato - curva nominale standard

Essendo i modelli precedentemente analizzati, prossimi alla restituzione del requisito necessario richiesto, si è deciso di effettuare una verifica analitica con metodo avanzato, cercando di valutare se le iperstaticità presenti nel modello possano restituire un effetto positivo in termini di redistribuzione degli sforzi oppure un effetto negativo dovuto alla presenza di dilatazioni termiche impedito.

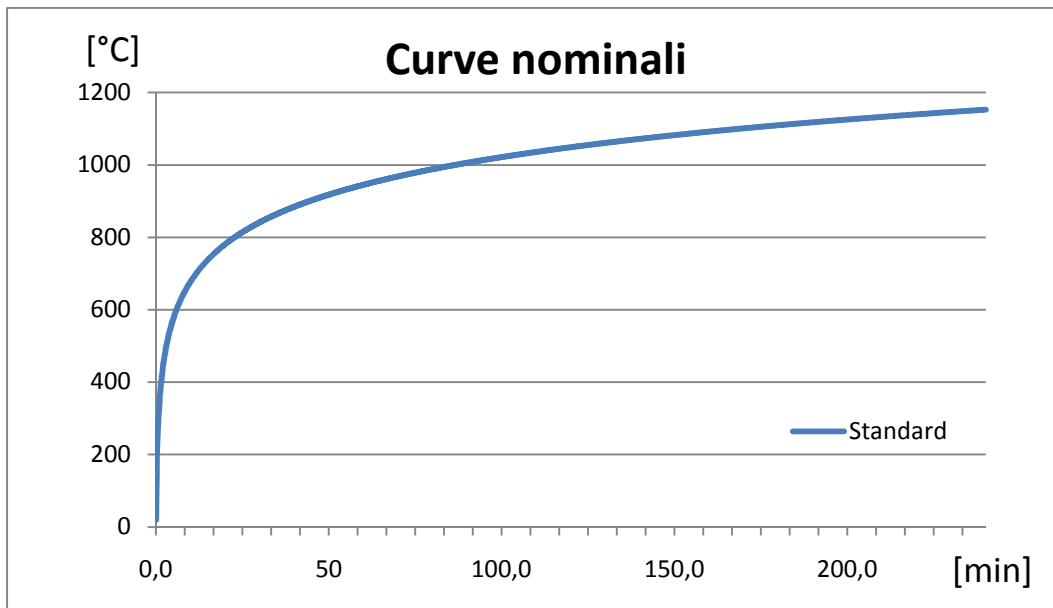
Il seguente paragrafo riporta la modellazione con un programma ad elementi finiti “Strauss 7” della struttura in analisi. La simulazione è stata effettuata per gradini di temperatura, andando a modificare ad ogni step i diagrammi costitutivi dell'acciaio (tenendo conto del decadimento delle prestazioni) e dei diagrammi momento-curvatura di ciascun elemento in modo da tener in considerazione la loro variazione dovuta alla presenza di azione assiale.

Figura 6-7: Localizzazione delle aree interessate dall'incendio



La prima simulazione è stata effettuata sotto l'ipotesi che l'intera struttura sia soggetta ad una curva di incendio nominale standard in modo da poter confrontare tali risultati con quelli ricavati precedentemente con il metodo semplificato in quanto soggetti alla medesima curva temperatura-tempo riportata in figura 6-8. Le condizioni di carico sono quelle riportate nel capitolo 6.1.3.

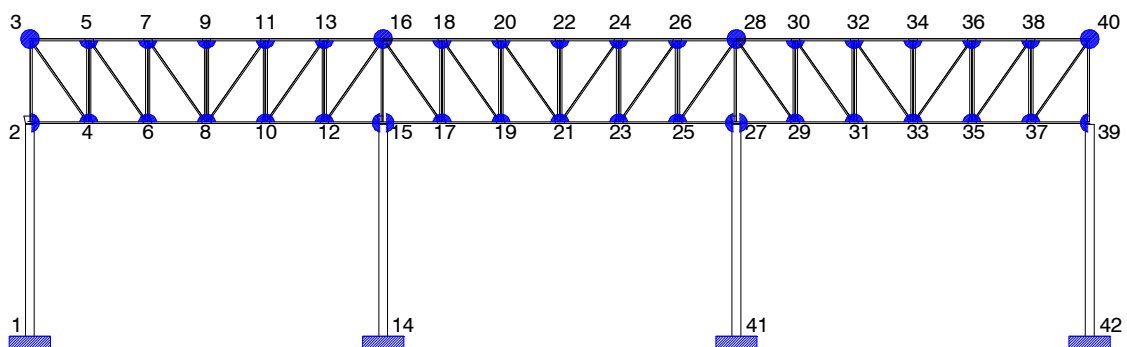
Figura 6-8: Curva temperatura-tempo nominale



La simulazione avanzerà fino al momento in cui il modello non convergerà più per la presenza di eccessivi sforzi e/o deformazioni. Per capire il cinematiso di collasso della struttura è essenziale descriverne lo schema statico e le sue variazioni durante l'incendio.

A freddo la struttura lungo la direzione che si sta analizzando si presenta con il seguente schema statico:

Figura 6-9: Schema statico indeformato della struttura in analisi



Di seguito verranno analizzate le caratteristiche sezionali di una tipologia di trave confrontandola sotto l'ipotesi che essa sia soggetta ad instabilità o meno.

Elementi non soggetti ad instabilità

I grafici sotto riportati descrivono l'andamento del dominio di rottura per gli elementi componenti le travi aventi risorse plastiche e non soggette a fenomeni di instabilità, dello schema strutturale in esame.

Come si può anche graficamente notare, per una sezione a doppia T inflessa lungo 'asse di minor inerzia, per bassi valori di azione assiale si hanno le maggiori risorse plastiche della sezione che dai calcoli risultano essere al massimo il 10% in più di quelle elastiche. La diminuzione di resistenza non influisce sull'andamento del dominio di rottura, ma solo "scalandolo".

Il grafico 6-11 mostra come siano maggiori le risorse plastiche della stessa tipologia di sezione lungo l'asse di minor inerzia. Lungo tale asse si riscontrano risorse plastiche pari al 37% per valori di azioni assiali pari alla metà di quelli di snervamento. Anche in questo caso l'aumento della temperatura non riduce le percentuali di risorse plastiche della sezione.

I grafici in figura 6-10 e 6-11 non riportano i domini di rottura M-N per temperature inferiori a 400°C in quanto corrisponderebbero con esso, dato che la tensione di snervamento non è ancora diminuita e che la riduzione del modulo elastico non incide la resistenza della sezione, risulterebbero sovrapposti a quello a 400°C.

Tali diagrammi sono stati ricavati in accordo al libro "Calcolo plastico a rottura delle costruzioni", definiti da due funzioni, una che arriva fino alla plasticizzazione dell'anima della trave, e una che prosegue con la plasticizzazione dell'intera sezione.

Figura 6-10: Dominio di rottura di una sezione HE240 NON SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di maggior inerzia

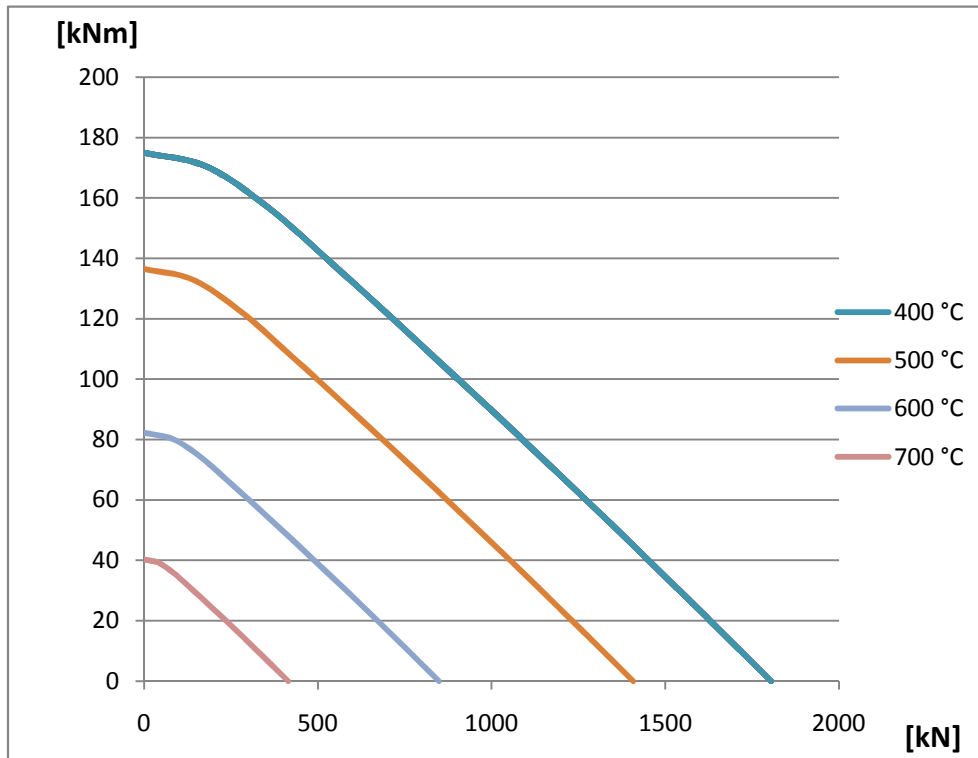
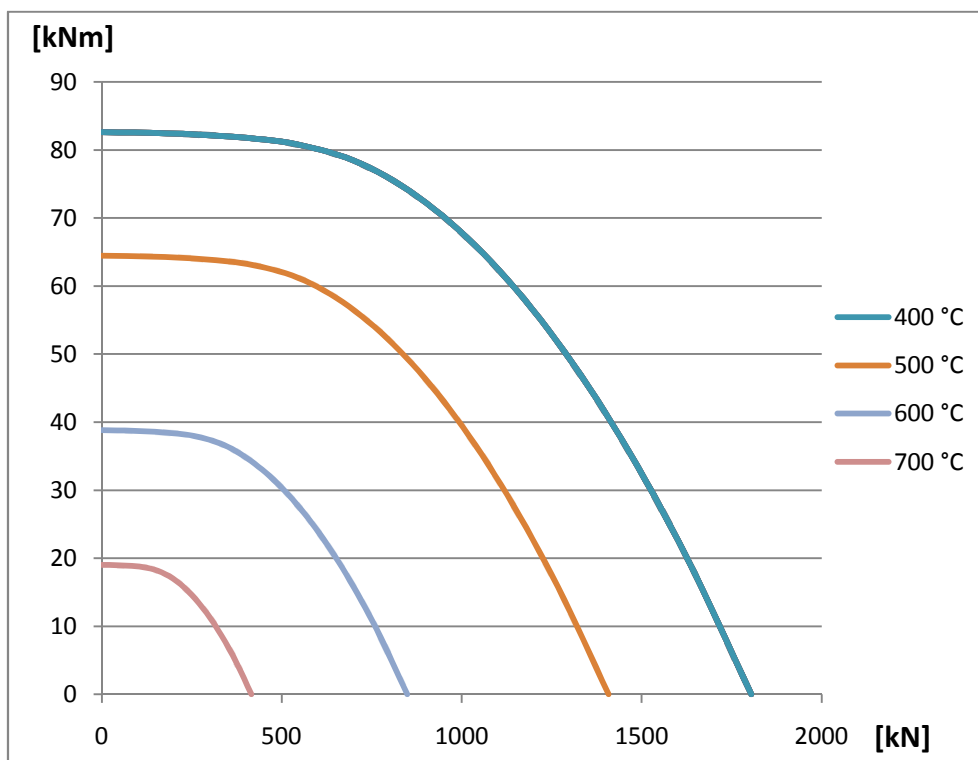


Figura 6-11: Dominio di rottura di una sezione HE240 NON SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di minor inerzia



Elementi soggetti ad instabilità

Discorso differente è stato effettuato per gli elementi soggetti ad instabilità dovute ad una notevole luce e alla presenza di azioni di compressione. Come si può notare dai grafici riportati in figura 6-14 e 6-15, riferiti alla stessa sezione analizzata in precedenza, i domini di rottura hanno un andamento concavo e non più convesso. Tali diagrammi sono stati ricavati tenendo in considerazione il carico critico euleriano definito come:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad oppure \quad N_{crit} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2} \quad [N/mm^2] \quad (6.3)$$

dove E è il modulo elastico (N/mm^2), A è l'area della sezione retta della colonna (mm^2), I è il momento d'inerzia della sezione retta nel piano dell'instabilità (mm^4), L è la lunghezza della colonna (mm), r è il raggio giratore d'inerzia della sezione retta ($r = \sqrt{I/A}$), e L/r è la snellezza.

Nei diagrammi sotto riportati, sono stati definiti anche i domini di rottura per gradi inferiori a $400^\circ C$ in quanto tenendo in considerazione del carico critico, funzione anche del modulo elastico, si notano riduzioni dei domini di rottura anche senza diminuzione della tensione di snervamento. Infatti come si nota dai $100^\circ C$ ai $400^\circ C$ dove vi è solo una riduzione del modulo elastico, vi è una riduzione del solo carico critico assiale e non del momento ultimo resistente.

Figura 6-12: Colonna collassata con evidenti deformazioni dovute alla riduzione del modulo elastico

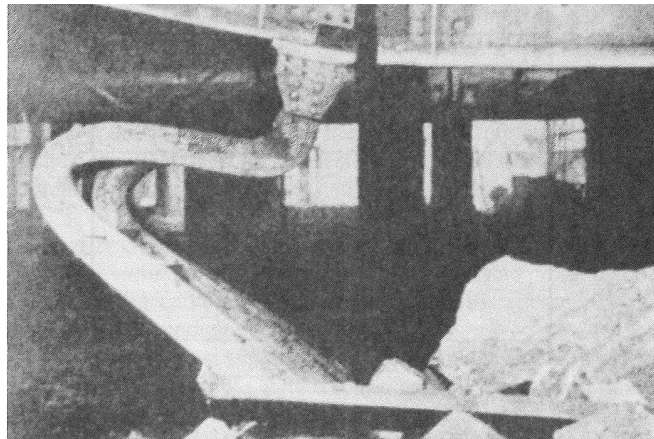


Figura 6-13: Dominio di rottura di una sezione HE240 SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di maggior inerzia

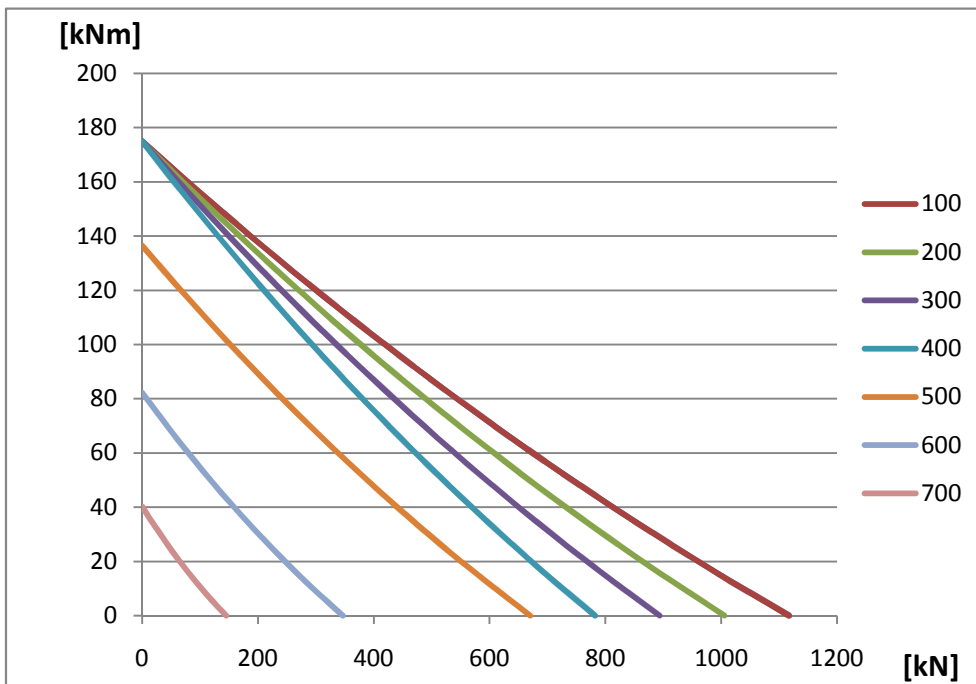
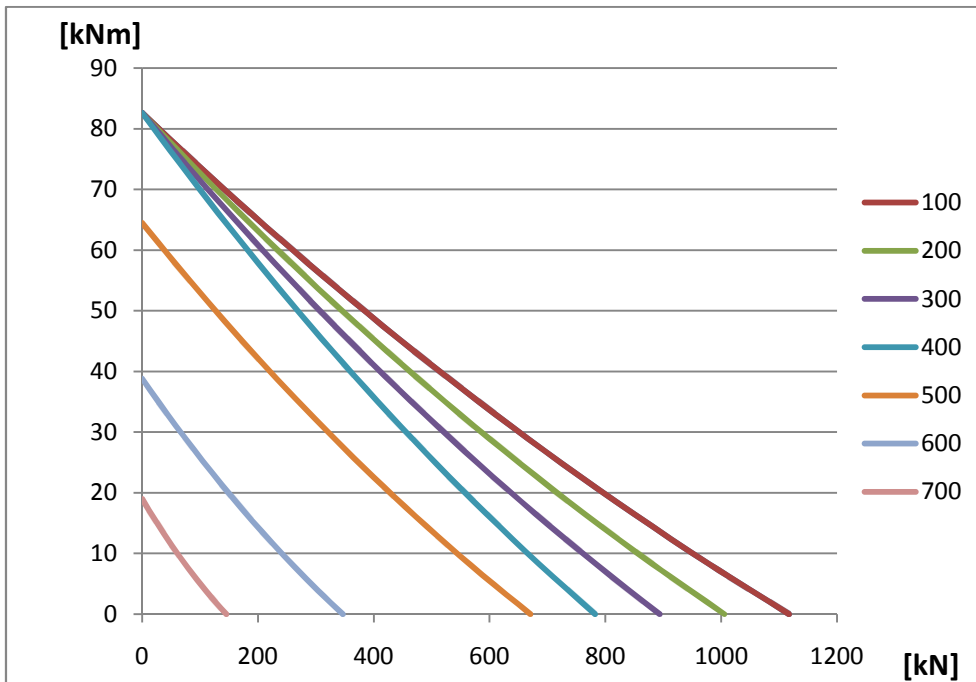


Figura 6-14: Dominio di rottura di una sezione HE240 SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di minor inerzia

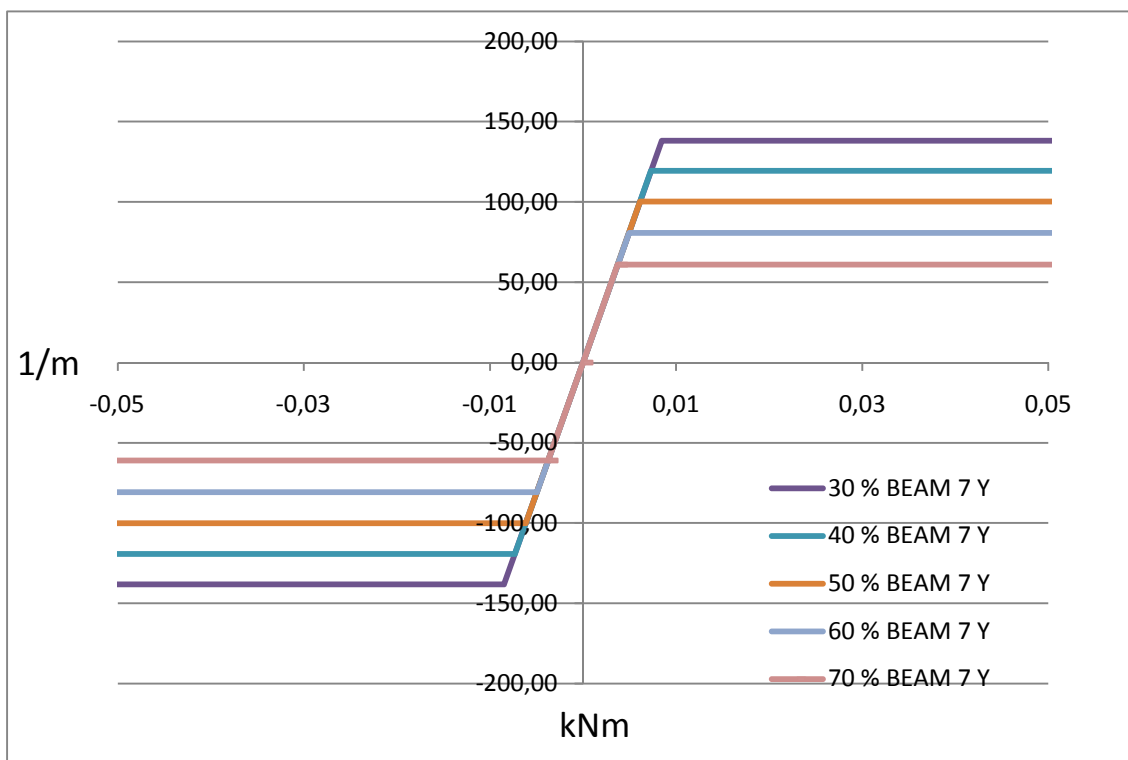


Di seguito verranno riportati alcuni step della simulazione effettuata con Strauss, andando ad analizzare il comportamento della struttura al variare delle condizioni dell'incendio e cercando di individuare il cinematismo di collasso. Per la corretta simulazione del problema in analisi si è proceduto inserendo per ogni elemento i diagrammi momento-curvatura calcolati tenendo in considerazione:

- Il decadimento del modulo elastico in funzione della temperatura;
- Il decadimento della tensione di snervamento dell'acciaio;
- L'azione assiale nell'elemento, calcolata tramite l'analisi allo step precedente: sarebbe un procedimento che dovrebbe essere fatto con diverse iterazioni. In realtà nella simulazione eseguita l'iterazione è stata effettuata una sola volta per step;

Nella grafico di figura 6-11 vengono riportati i diagrammi momento-curvatura per la tipologia di trave costituente le colonne della struttura in analisi lungo la sua direzione di maggior inerzia. Il grafico è stato effettuato mantenendo invariata la temperatura e facendo variare lo stato di sollecitazione assiale dell'elemento (definito come % sull'azione massima a snervamento). Come si può notare, non riducendo le caratteristiche fisiche dell'acciaio, negli elementi con maggior azione assiale si raggiunge prima il momento che tende a far ruotare la sezione all'infinito mantenendo però invariata la pendenza dovuta al rapporto $1/EI$.

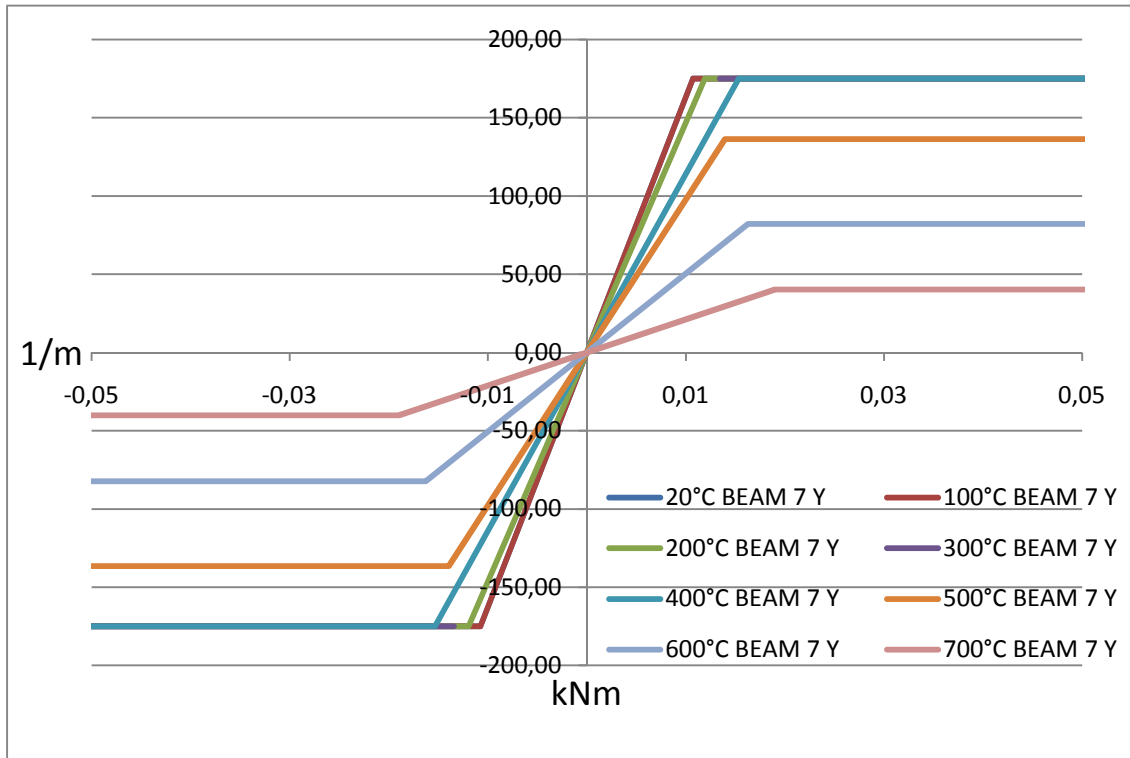
Figura 6-15: Confronto tra i diagrammi momento curvatura al variare dell'azione assiale nell'elemento



Nel grafico di figura 6-17 si sono diagrammati i momenti-curvatura della medesima sezione descritta sopra, mantenendo costante lo stato di sollecitazione assiale, facendo variare la temperatura e quindi le caratteristiche fisiche dell'acciaio. Dai risultati sono

emersi due comportamenti ben distinti; uno compreso tra 20°C e 400°C dove non vi è una diminuzione del momento ultimo, ma solo un aumento della rotazione dovuto al decadimento del modulo elastico. l'altro è oltre i 400°C dove inizia anche a calare la tensione di snervamento con una considerevole riduzione del momento ultimo.

Figura 6-16: Confronto tra i diagrammi momento curvatura al variare della temperatura nell'elemento

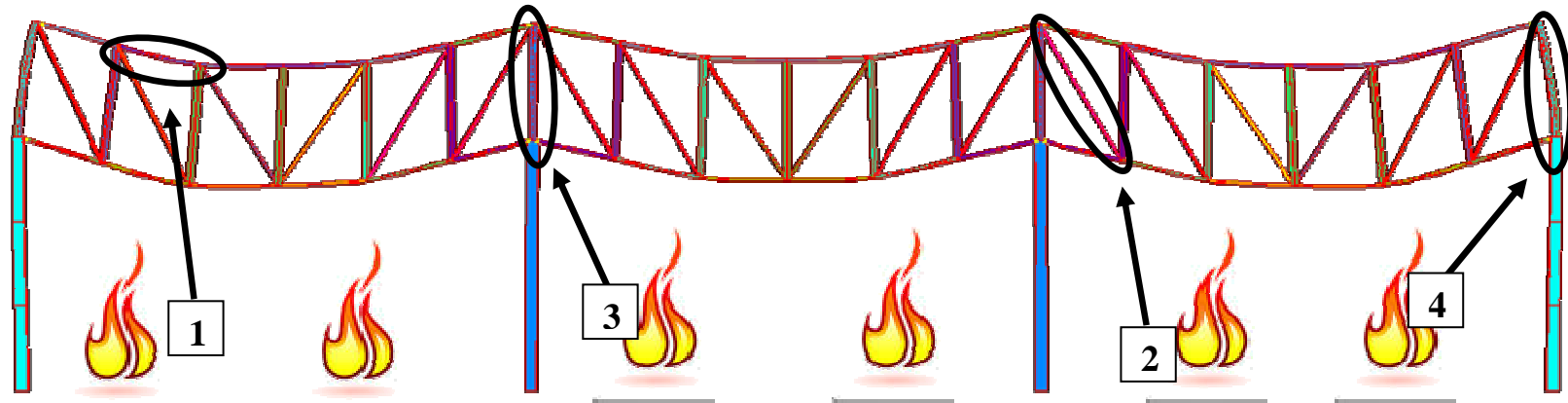


Il seguente paragrafo analizza i risultati di output del programma ad elementi finiti, studiando il comportamento della struttura, e descrivendo separatamente quello della trave reticolare e quello delle colonne. Per ciascuna delle due tipologie vengono riportati gli elementi più sollecitati a trazione ed a compressione.

6.3.1 INCENDIO GENERALIZZATO

STEP 1: 20°C

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

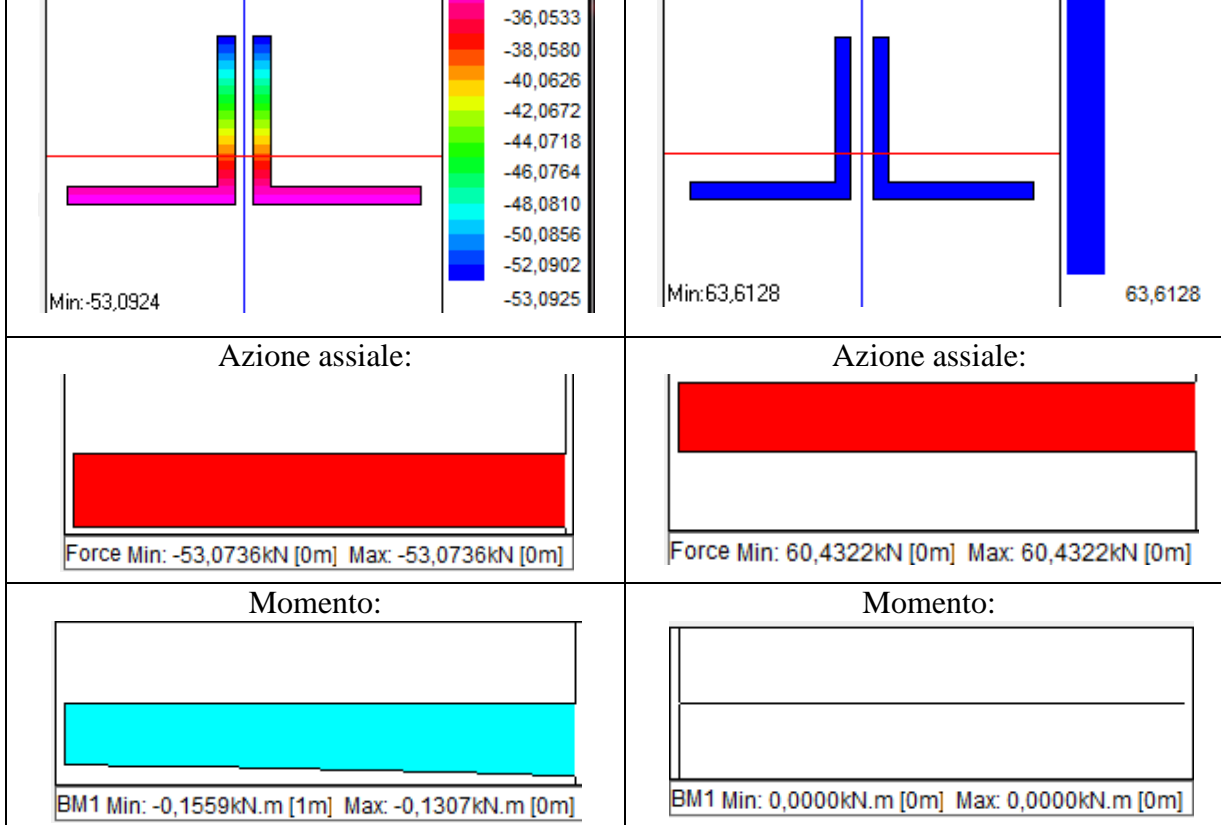


ANALISI DELLA TRAVE RETICOLARE

1 Elemento più sollecitato a compressione:	2 Elemento più sollecitato a trazione:	Descrizione del comportamento:
		<p>La reticolare a temperatura ambiente, considerando la combinazione dei carichi per l'incendio si trova a stati tensionali relativamente bassi rispetto al limite di snervamento dell'acciaio. Come si può notare la trave reticolare, vista nel suo complesso, si comporta come un'unica trave; dove il corrente superiore è compresso e quello inferiore teso.</p>
<p>Azione assiale:</p>	<p>Azione assiale:</p>	
<p>Momento:</p>	<p>Momento:</p>	

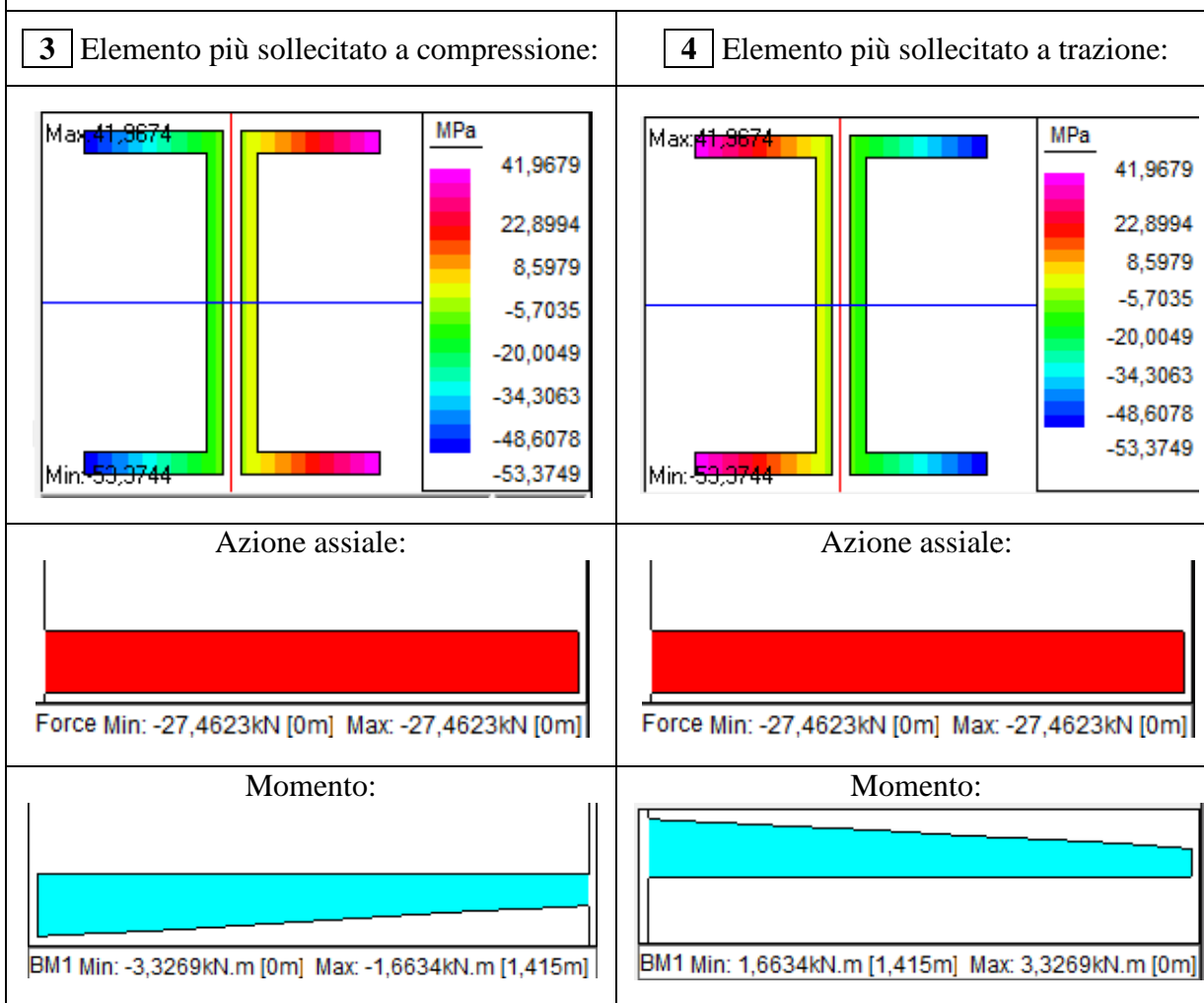
ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:	4 Elemento più sollecitato a trazione:	Descrizione del comportamento:
		<p>L'elemento più sollecitato a trazione è lo stesso di quello più sollecitato a compressione, l'unica differenza tra i due è la loro collocazione all'interno della struttura; sia l'elemento 3 che 4 sono soggetti ad un'azione assiale di compressione, diversa in quanto l'elemento 4 deve portare il peso di 1/2 struttura. L'azione assiale maggiore risulta essere nelle colonne, che però avendo una sezione con maggior resistenza, non risultano gli elementi più sollecitati a compressione.</p>
<p>Azione assiale:</p>	<p>Azione assiale:</p>	
<p>Momento:</p>	<p>Momento:</p>	

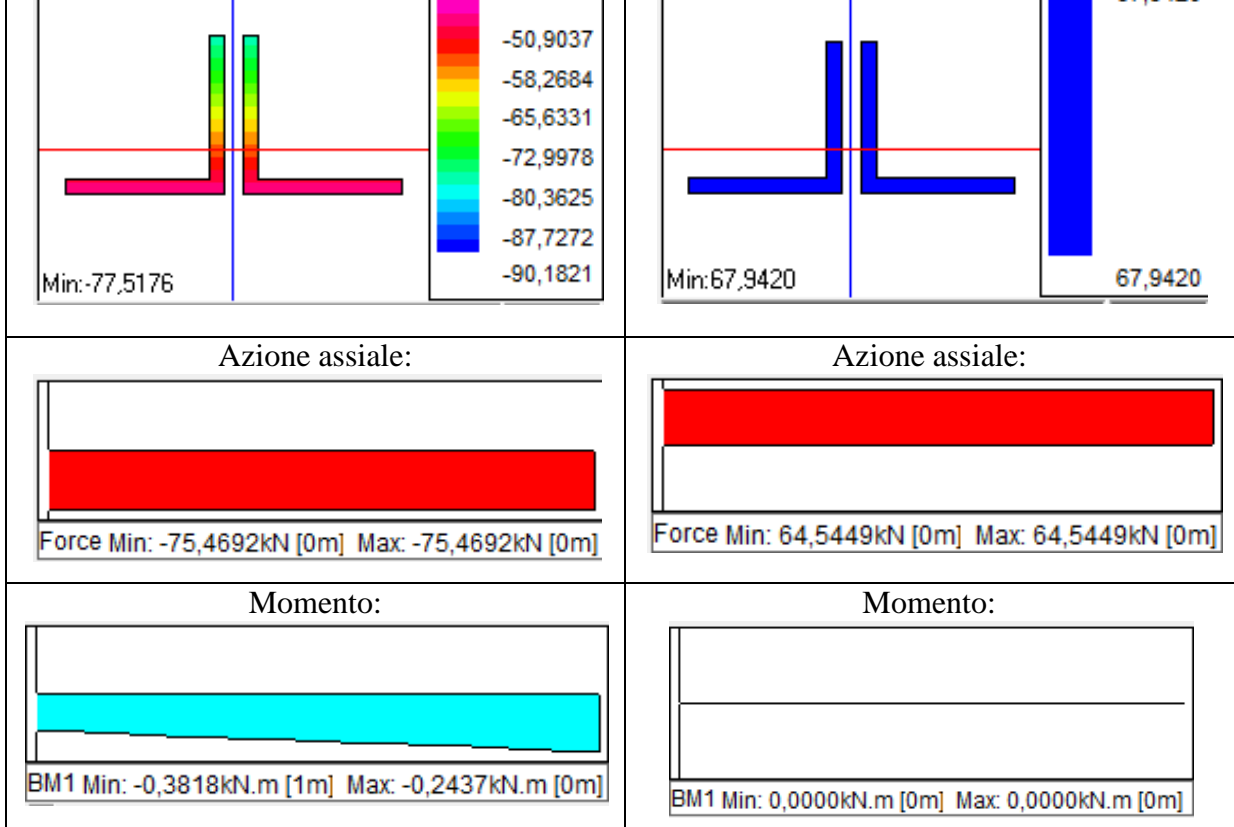


della rigidità
 gli elementi
 momenti
 notare il
 teso, in
 Questi carichi
 problemi,
 per resistere
 possono
 instabilità.

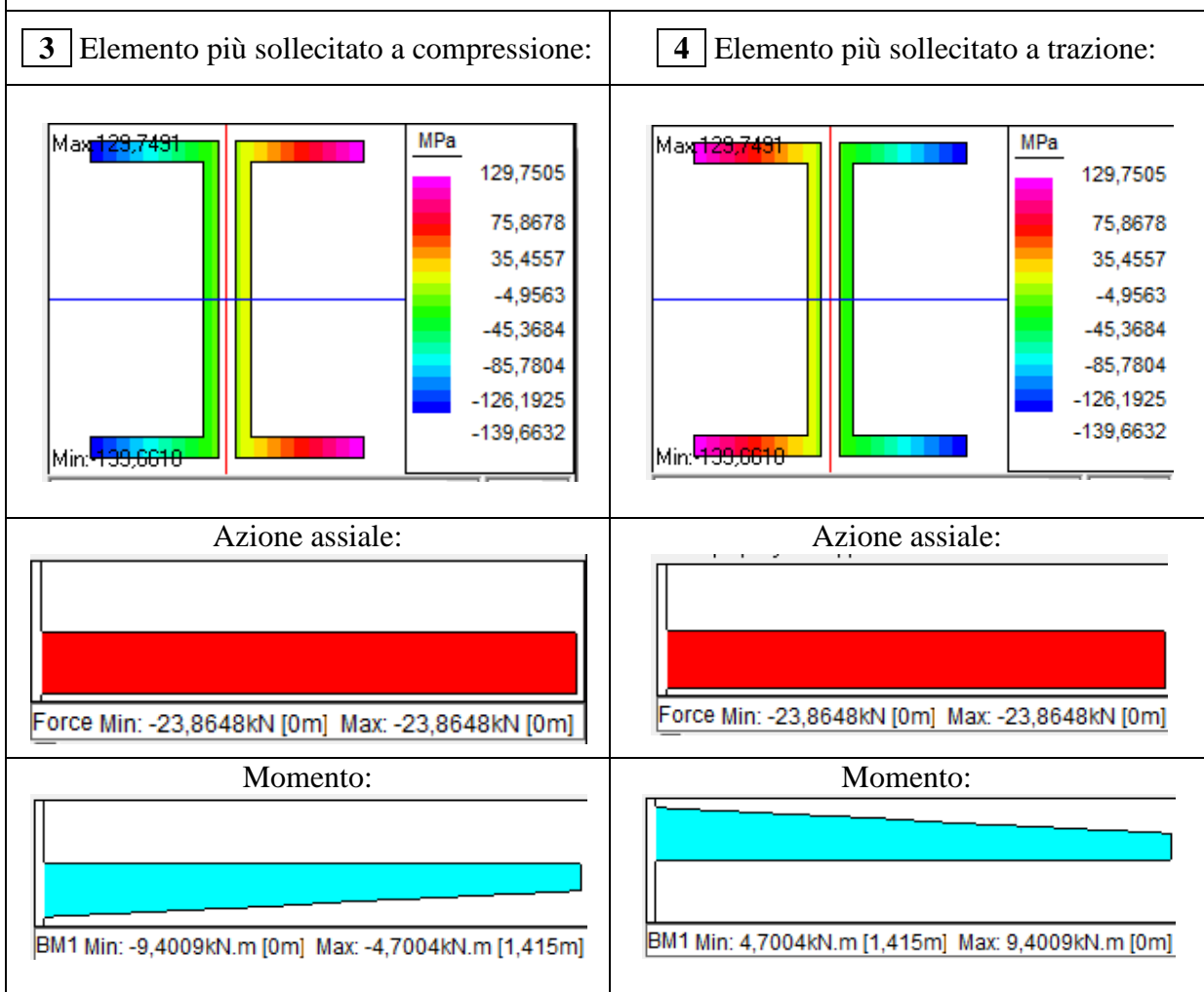
ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI



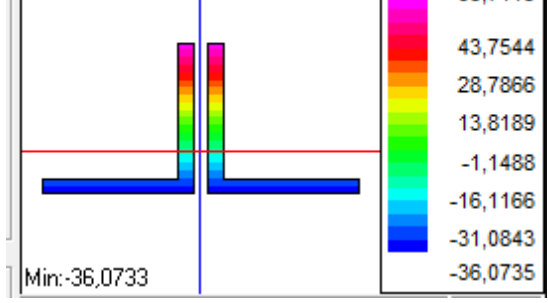
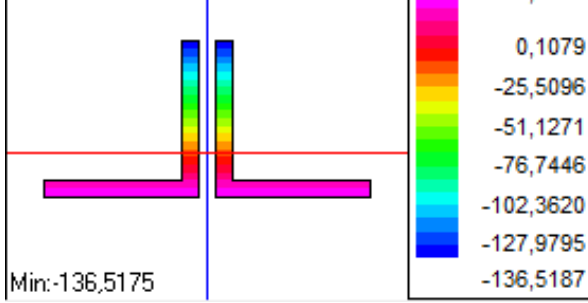
gradualme
tensione d
calare.



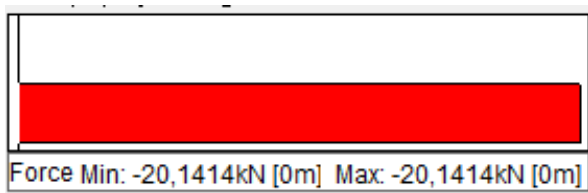
ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI



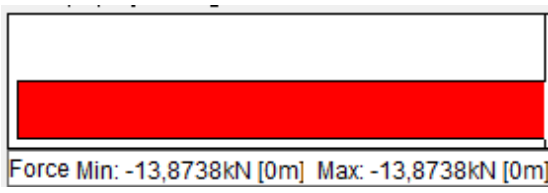
Questo p
cerniere p
permetton
struttura.



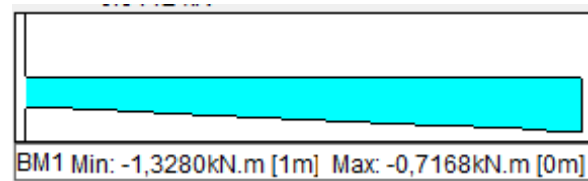
Azione assiale:



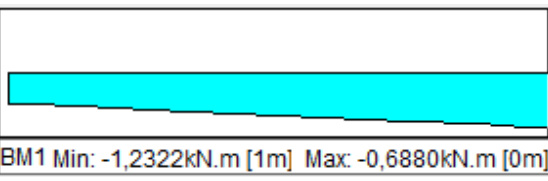
Azione assiale:



Momento:



Momento:

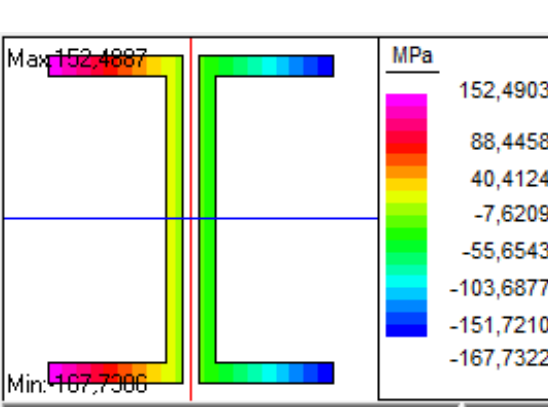
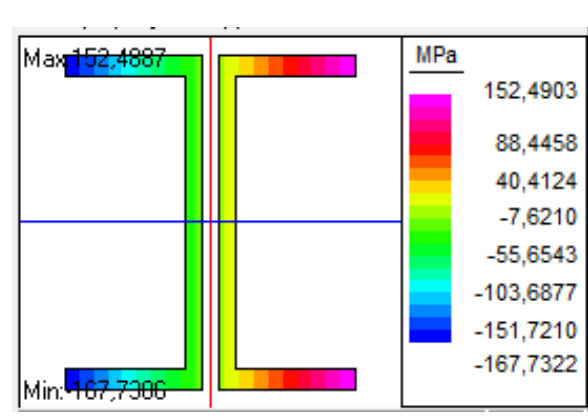


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:

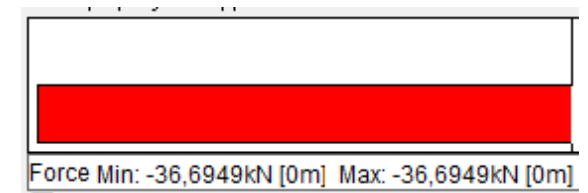
4 Elemento più sollecitato a trazione:

Des

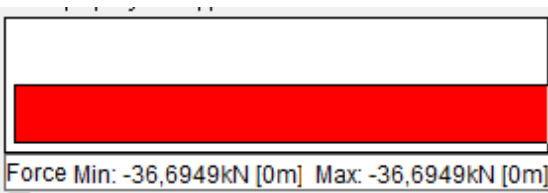


I montant
aver pas
dell'accia
eseguita
diagramm
che teng
tipologie
Non esse
restituire
cui si v
continua
raggiungi
impostate
diagramm

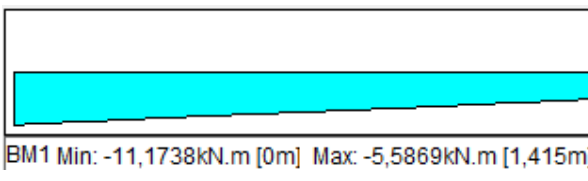
Azione assiale:



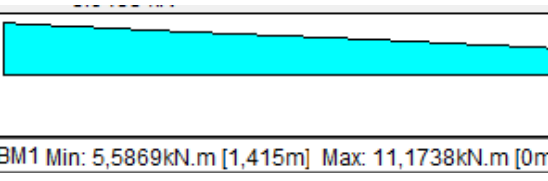
Azione assiale:



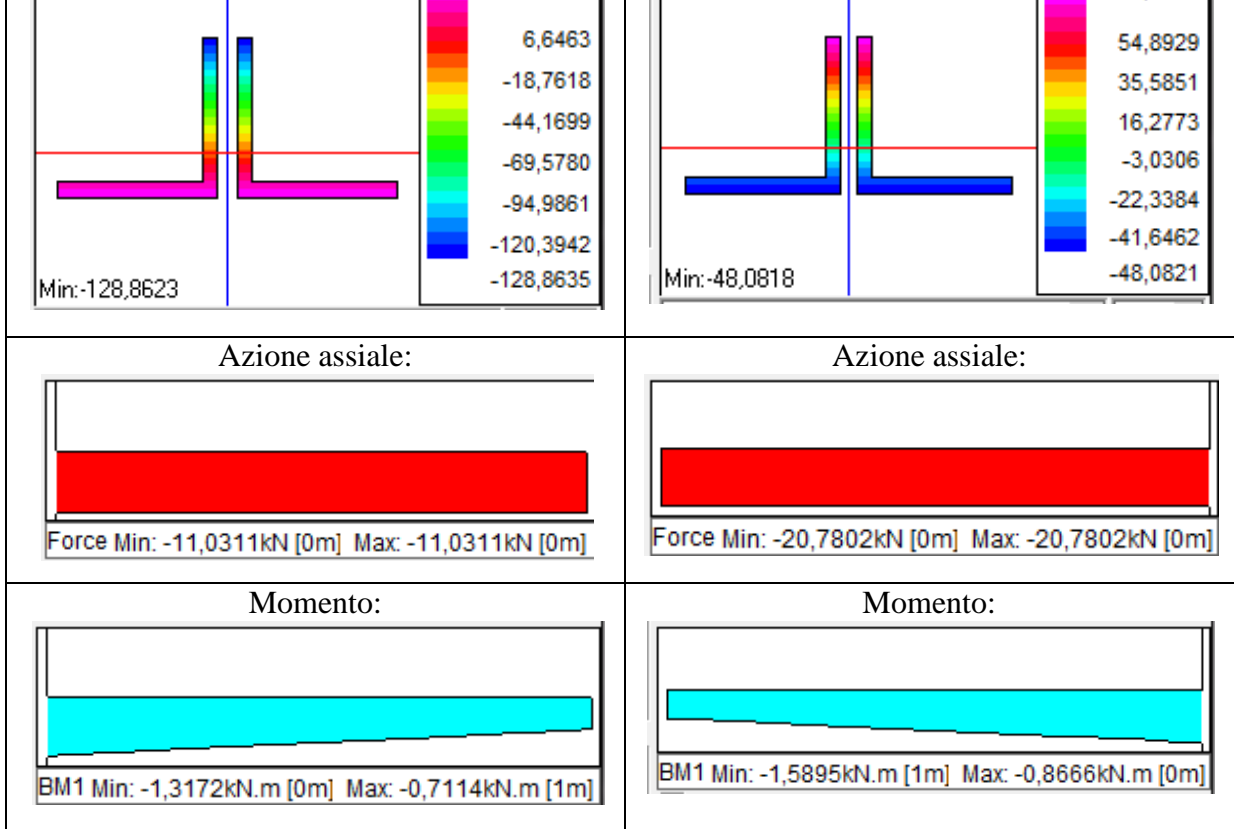
Momento:



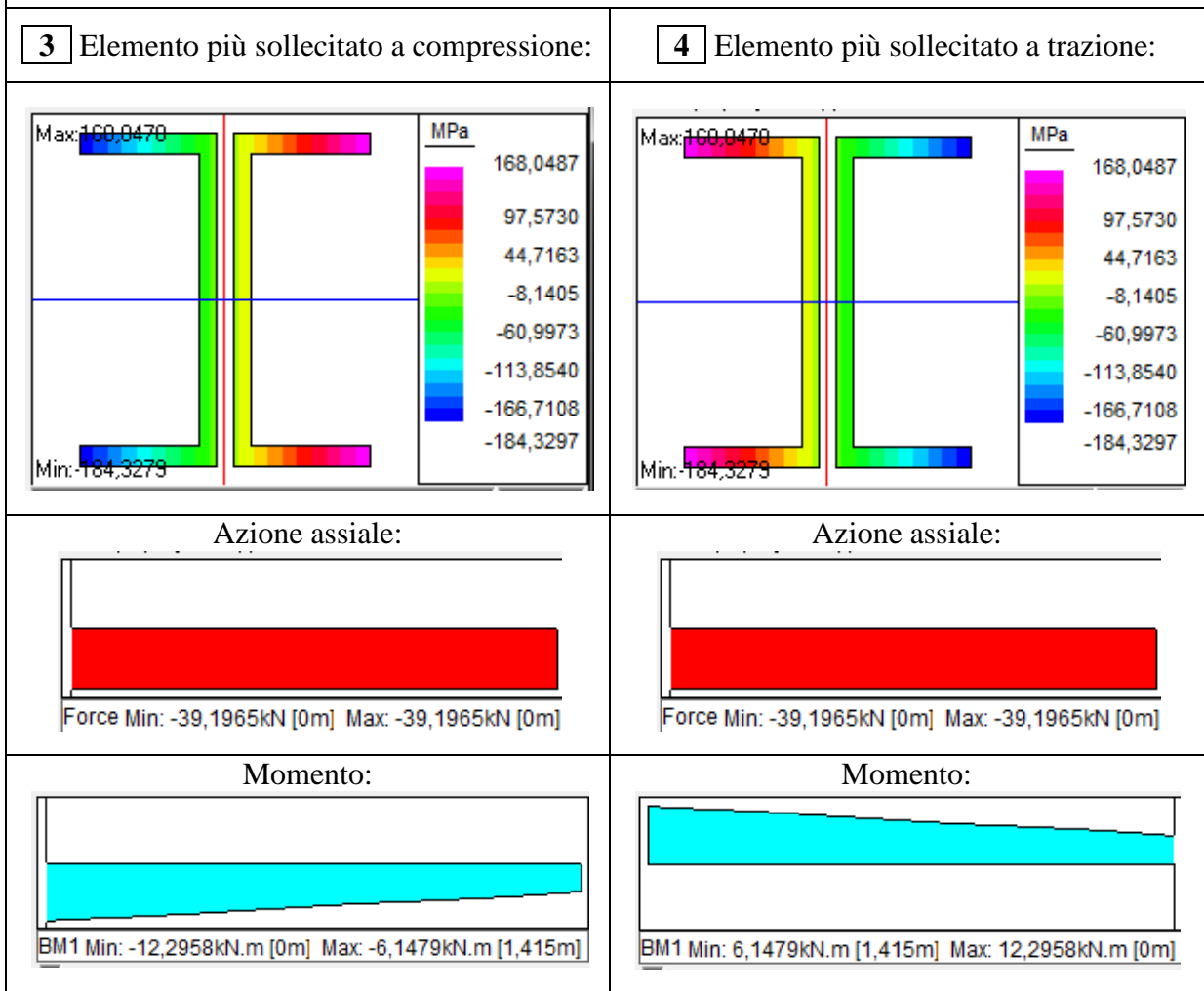
Momento:



risultato
 compressi
 in quello
 modifica
 struttura.

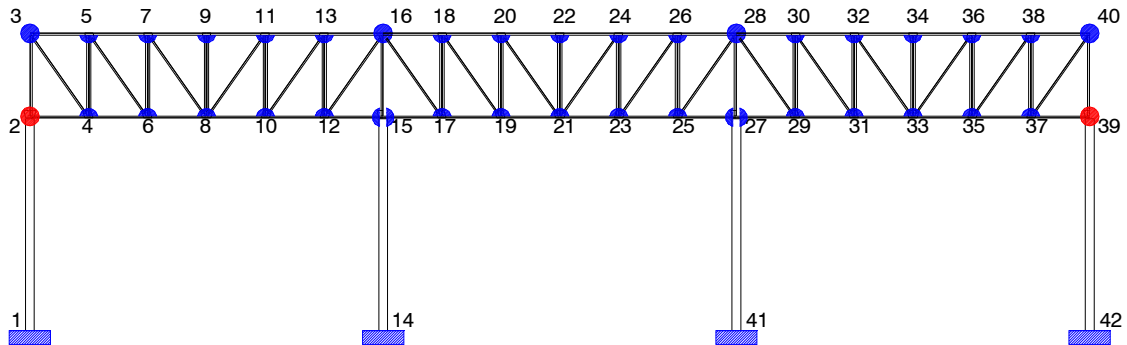


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI



La simulazione a questo punto non converge più in quanto (una volta terminate le risorse plastiche degli elementi BEAM 6 che compongono i montanti incastrati alle colonne) si vengono a formare due cerniere rispettivamente nel nodo 2 e nel nodo 39 che consentono così rotazioni maggiori (che secondo i diagrammi momento curvatura immessi tenderebbero ad infinito). A questo punto andando ad analizzare gli spostamenti e le rotazioni di alcuni punti della struttura si può intuire il cinematismo di collasso.

Figura 6-17: Schema statico della struttura a 560°C

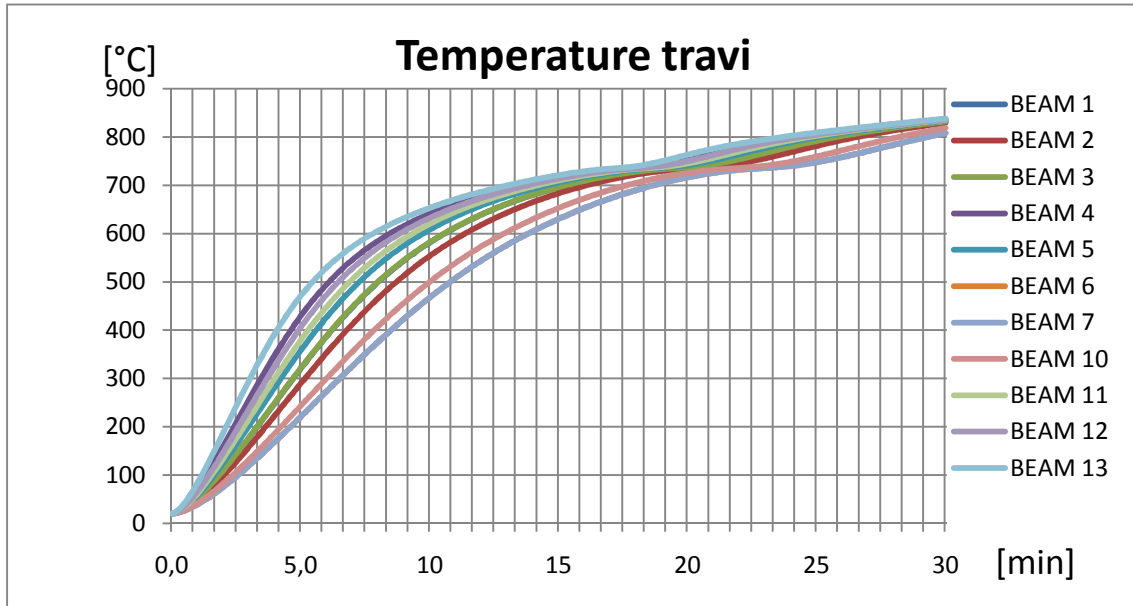


I nodi 2, 3, 39 e 40 mantengono un andamento a spostarsi verso l'esterno, dovuto alle dilatazioni della struttura fino alla temperatura di 500°C dove raggiungono un spostamento di circa 8,63 cm. Negli step successivi si nota una leggera diminuzione degli spostamenti dei nodi 3 e 40 che raggiungono a 559°C gli 8,42 cm, mentre al medesimo step gli spostamenti dei nodi 2 e 39 è ulteriormente aumentato fino a giungere uno spostamento pari 10,41 cm. Questo significa che se la struttura fosse soggetta ad un fuoco generalizzato che la riscaldi in modo omogeneo il suo cinematismo di collasso sarebbe un crollo verso l'interno e non verso l'esterno.

6.3.2 Calcolo del tempo di raggiungimento della temperatura critica

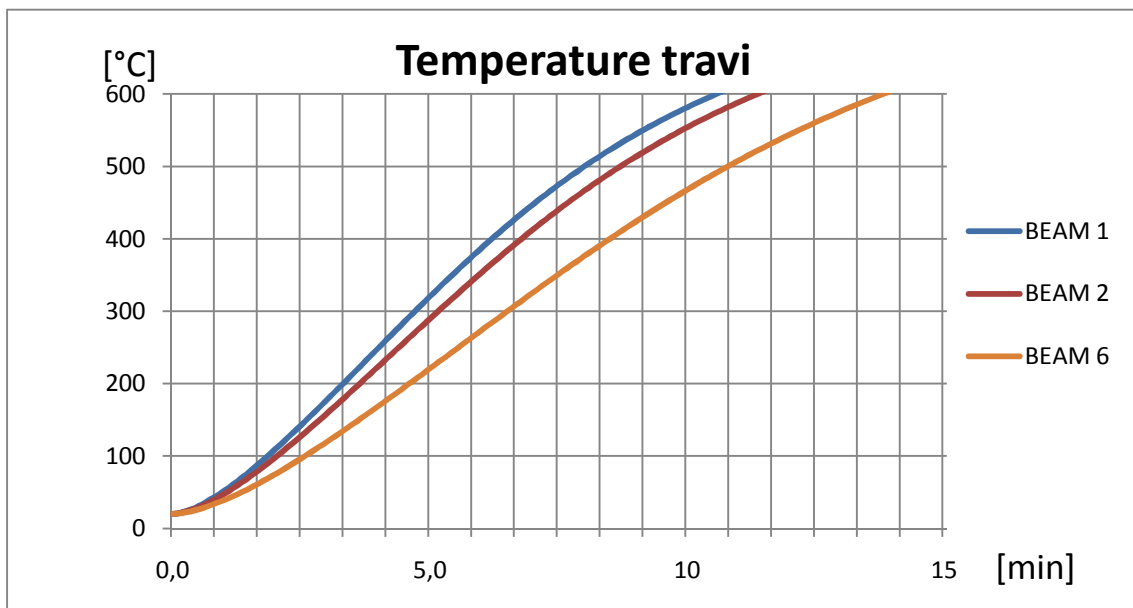
Nella figura 6-19 è riportata l'evoluzione delle temperature per tutte le tipologie di travi presenti nella struttura analizzata. Ovviamente vi sono sezioni che raggiungono prima la temperatura critica e altre che la raggiungono in un secondo momento, questo è dovuto a vari fattori già descritti nel presente testo.

Figura 6-18: Temperature delle travi soggette alla curva temperatura tempo standard



Come si può notare il tempo di raggiungimento delle varie travi alla temperatura di 559°C ricade nell'intervallo tra 7 e 13 minuti.

Figura 6-19: Andamento delle temperature negli elementi con maggior criticità



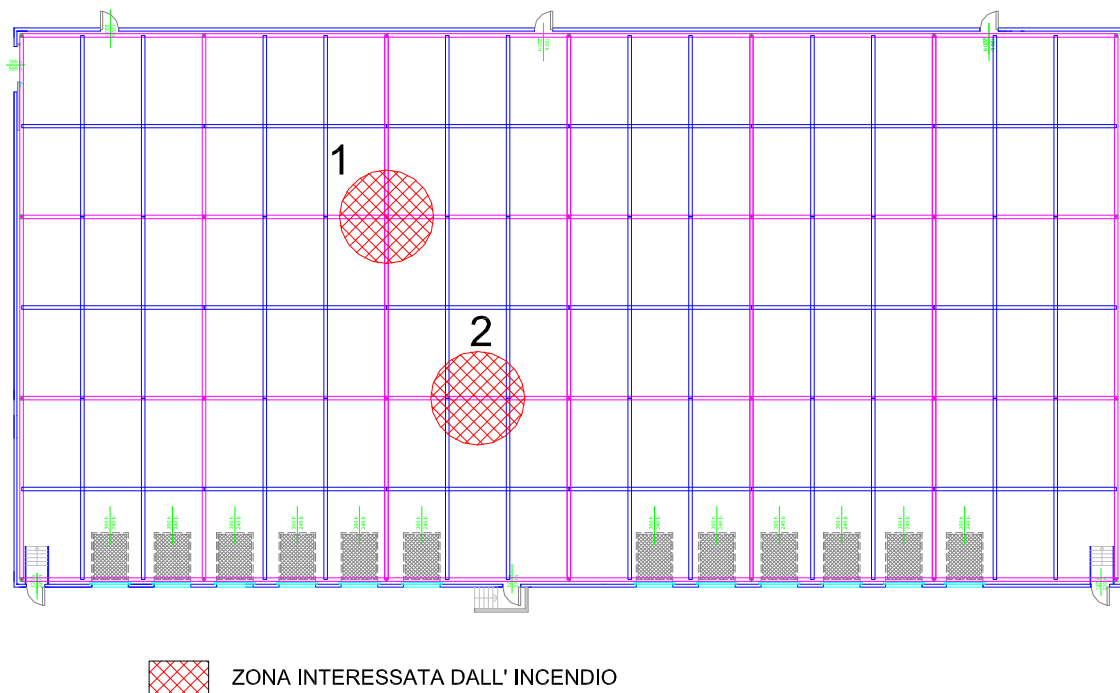


Nella figura 6-20 sono messe in evidenza le tipologie di elementi più sollecitati da azioni meccaniche e influenzati dall'azione termica, si nota che gli elementi raggiungono la temperatura di 560°C nell'intervallo di tempo compreso tra 9 e 13 minuti, tempo comunque insufficiente per garantire all'edificio il requisito di resistenza al fuoco richiesta pari a R15.

6.4 Applicazione del metodo avanzato - incendio localizzato.

Da un sopralluogo effettuato è risultato che i materiali con i quali si è calcolato il carico di incendio risultano essere maggiormente concentrati in una zona, e per tale motivo si è deciso di procedere all'analisi di un incendio localizzato. Prevedendo la possibilità che il materiale presente possa essere spostato e collocato in modo diverso all'interno del capannone si è deciso di prevedere diversi scenari di incendio localizzato, tenendo fisso il carico in modo da poter valutare i diversi comportamenti della struttura solo in funzione della collocazione dell'incendio.

Figura 6-20: Posizione degli incendi localizzati analizzati

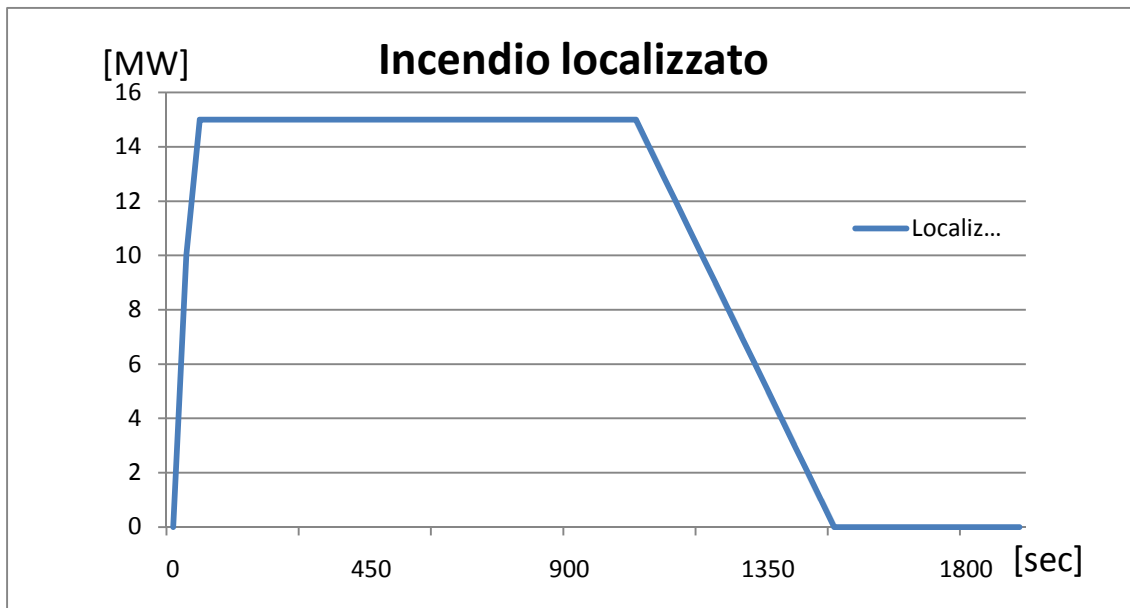


6.4.1 Analisi delle potenze liberate durante l'incendio

Localizzato (più concentrato)				
A	RHR _f (da EC)	Q _{max}	Q _{f,d}	E tot
[m ²]	[kW/m ²]	[kW]	[MJ/m ²]	[MJ]
30	500	15000	750	22500

Rispetto al resto del compartimento, nel quale era stato calcolato un carico di incendio pari a 188 MJ/m², la zona ora analizzata è risultato avere un carico di incendio pari a circa 750 MJ/m² dislocato su di un'area di 30m² (da cui si ricava il diametro dell'area soggetta ad incendio pari a circa 6 m, misura inferiore a 10 m che risulta essere il limite imposto dall'EC 1991-1-2 per la validità dell'analisi con incendio localizzato), che implica un'energia totale che può essere liberata pari a 22500 MJ. L'EC 1991-1-2 descrive che una volta consumato il 70% del combustibile pari a 15750MJ, l'incendio tende ad estinguersi. Inoltre impone che il rilascio di energia deve essere limitato ad un valore corrispondente a $RHR_f \cdot A = 500\text{kW/m}^2 \cdot 30\text{m}^2 = 15000\text{kW}$

Figura 6-21: Grafico riportante la curva RHR calcolata tramite EC 1993-1-2



6.4.2 Temperature dei gas sopra al plume in un incendio localizzato

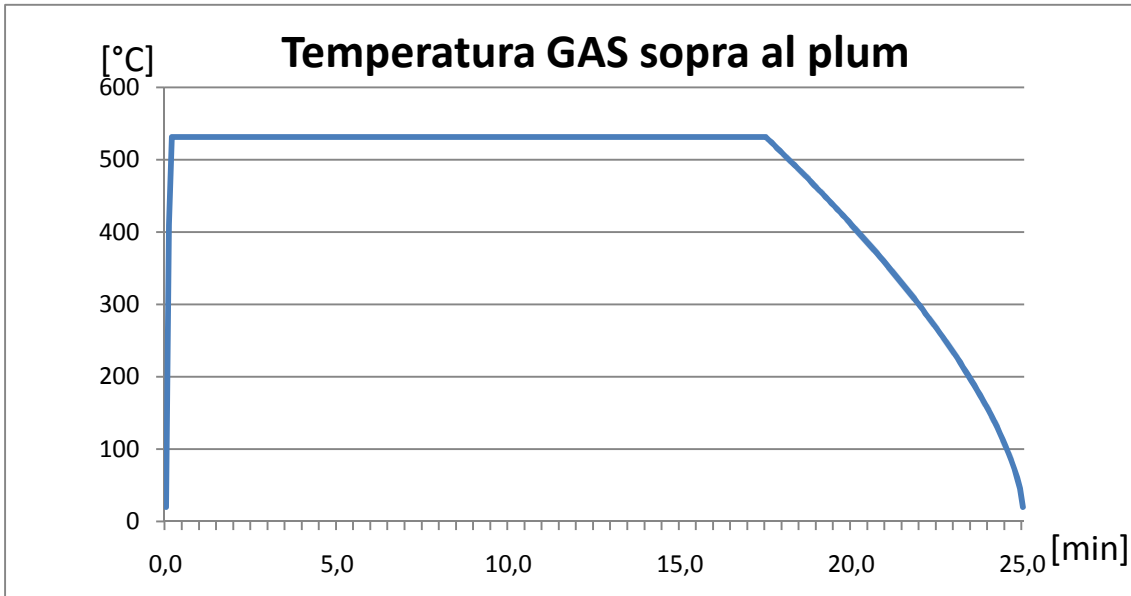
Applicando ora le equazioni riportate nel paragrafo 3.5 si possono ottenere la temperatura dell'aria all'intorno dell'elemento che si vuole analizzare e tramite i coefficienti di scambio termico, l'andamento delle temperature dei vari profili nel tempo. Il calcolo riportato in tabella 6-6 mostra che le fiamme non toccano il soffitto (data la notevole altezza dell'ambiente analizzato e il non eccessivo carico di incendio)

Tabella 6-6: Calcolo delle temperature in un incendio localizzato

TEMPERATURA GAS					Se $L_f < H$				
					(le fiamme non toccano il soffitto)				
t									
[sec]	minuti	Q [MW]	Q [W]	L_f [m]	Q_c [W]	z [m]	z_0 [m]=	Θ_z [°C]	
0	0,0	0	0	0	0	7	0	20	
5	0,1	10	10000000	3,03	8000000	7	0	410,4	
10	0,2	15	15000000	4,68	12000000	7	0	531,6	
...
1050	17,5	15	15000000	4,68	12000000	7	0	531,6	
1055	17,6	14,83	14833333	4,63	11866667	7	0	527,7646	
1060	17,7	14,67	14666667	4,58	11733333	7	0	523,954	
1065	17,8	14,50	14500000	4,53	11600000	7	0	520,1289	
1100	18,3	13,33	13333333	4,17	10666667	7	0	492,9288	
1200	20,0	10,00	10000000	3,03	8000000	7	0	410,3941	
1300	21,7	6,67	6666667	1,64	5333333	7	0	317,9265	
1400	23,3	3,33	3333333	0,00	2666667	7	0	207,6819	
1500	25,0	0,00	0	0,00	0	7	0	20	

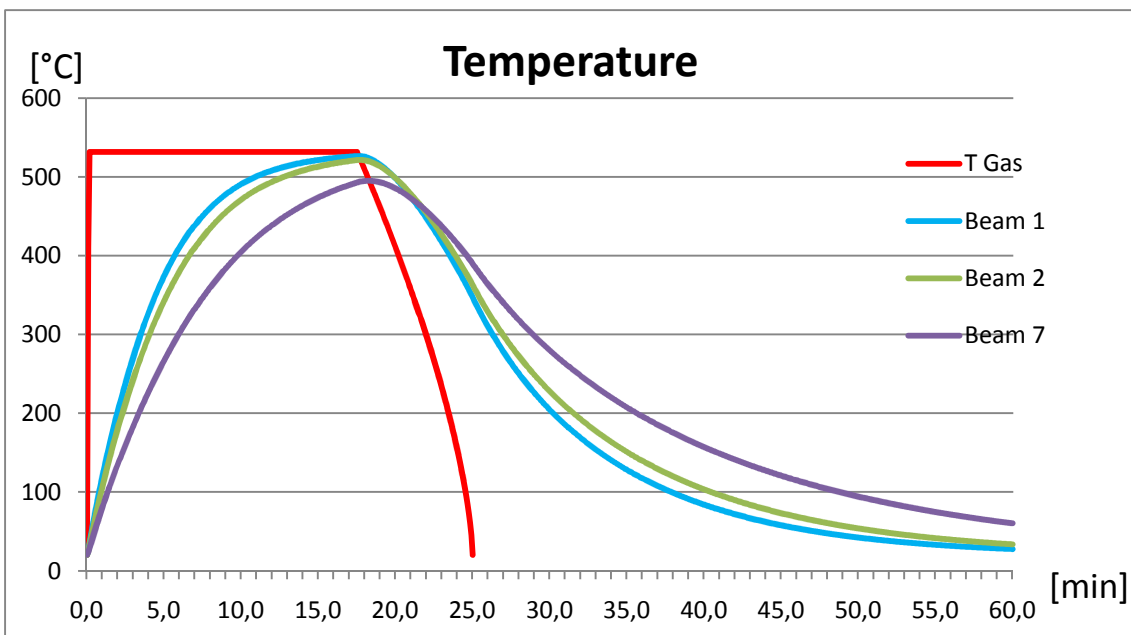
La temperatura dei gas calcolata a 7 m di altezza dal suolo, raggiunge in un brevissimo periodo la temperatura di 530°C sopra la zona interessata dall'incendio, mentre le zone circostanti rimarranno ad una temperatura molto più bassa.

Figura 6-22: Andamento delle temperature dei gas al di sopra del plum



Utilizzando la curva temperatura-tempo dei gas sopra ricavata, si sono calcolate le curve temperatura tempo degli elementi interessati dall'incendio, come mostrato in figura 6-24.

Figura 6-23: Temperature negli elementi soggetti ad un incendio localizzato



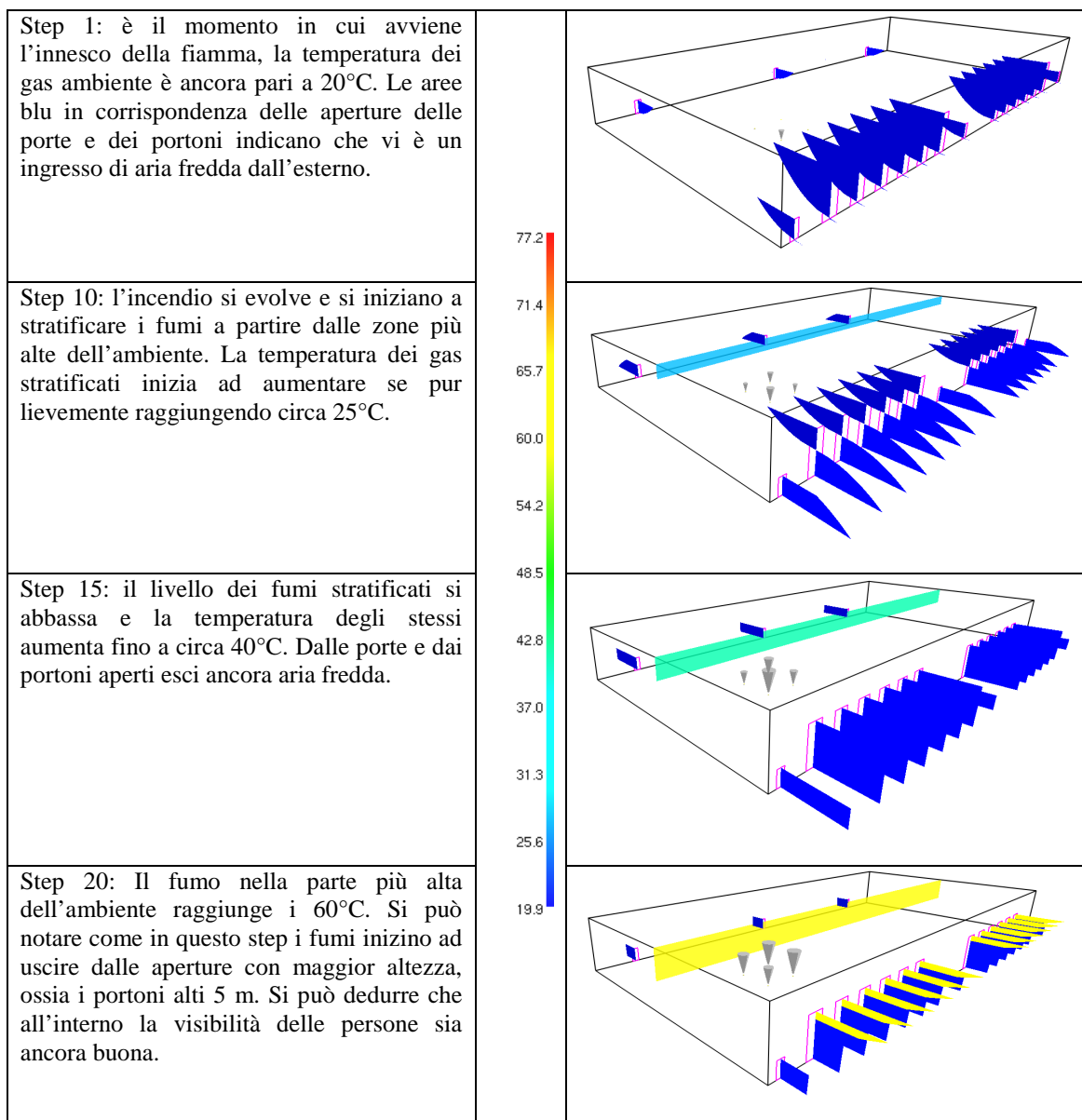
Ora però rimane il problema di determinare la temperatura dei gas che interessa gli elementi meno esposti alle fiamme.

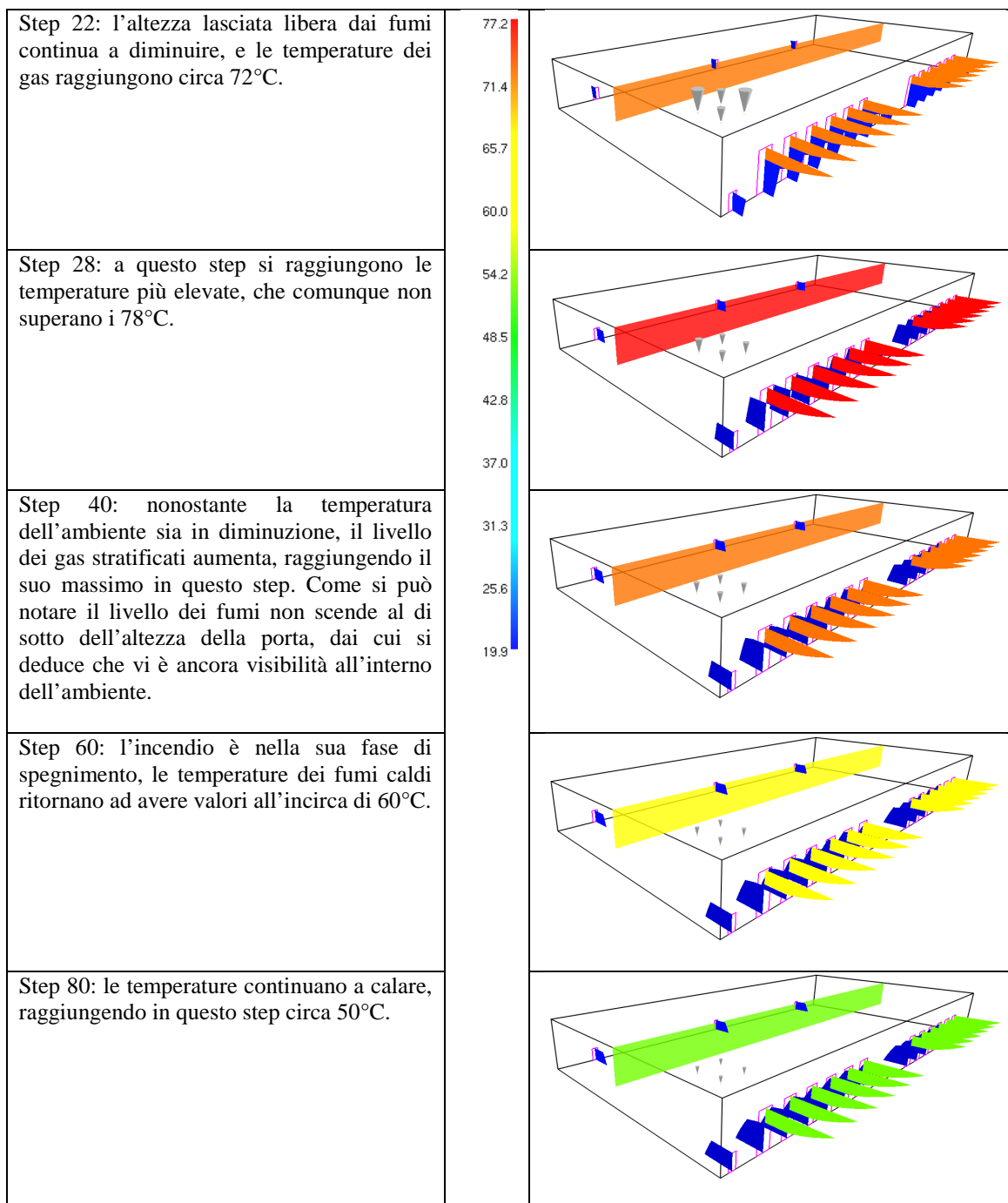
6.4.3 Temperature dell'ambiente in un incendio localizzato

Per tale scopo si sono utilizzati due differenti programmi OZone V.2 e CFAST che hanno restituito i medesimi risultati riguardo allo sviluppo dei fumi all'interno dell'ambiente e la loro temperatura. CFAST soprattutto è utilizzato per verificare la capacità di esodo delle persone dagli ambienti in cui è scoppiato un incendio, infatti permette di valutare l'altezza raggiunta dai fumi, la loro temperatura e quindi anche la visibilità delle persone in fuga.

Di seguito vengono riportati gli step principali dell'evoluzione dell'incendio localizzato in fase di studio simulate appunto tramite il programma CFAST.

Figura 6-24: Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato





La simulazione sopra riportata mostra come le temperature dei gas non all'interno del plume dell'incendio rimangano limitate al di sotto degli 80°C.

Per l'analisi degli scenari di incendio sono state effettuate molteplici simulazioni, ipotizzando diverse collocazioni dell'incendio e delle aperture presenti, ma avendo l'edificio un volume notevole, l'incendio risulta controllato dal materiale presente e non dalla ventilazione.

Le simulazioni che seguiranno, che analizzeranno la struttura soggetta ad un incendio localizzato, verranno effettuate in modo tale che gli elementi al di sopra del plume siano soggetti alle curve temperatura-tempo riportate in figura 6-24 e quindi alle variazioni delle caratteristiche fisiche dell'acciaio, mentre quelli non direttamente interessati

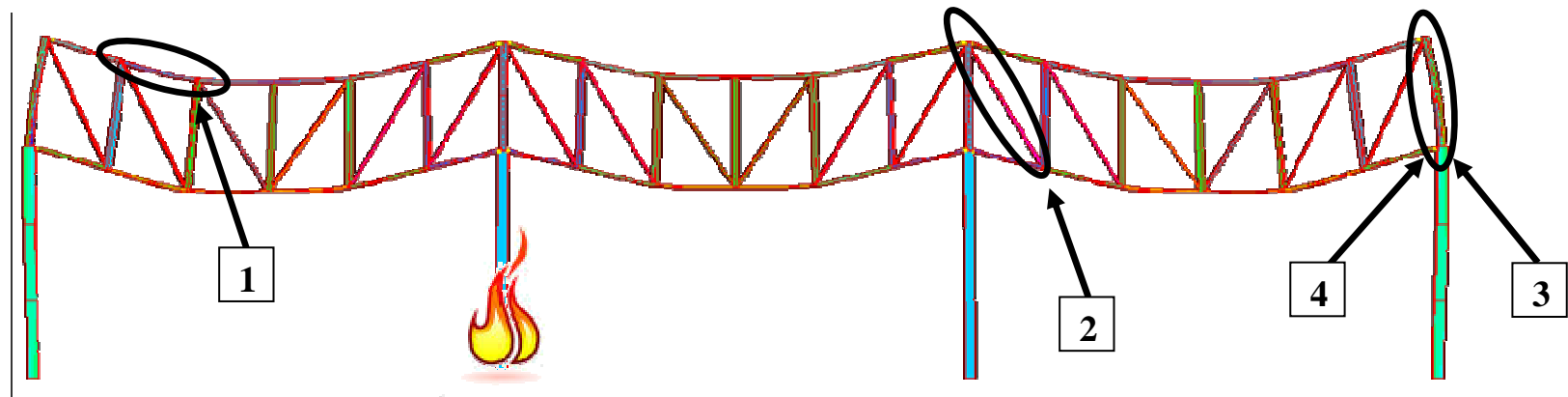


dall'incendio saranno calcolate tenendo in considerazione una diminuzione lineare della temperatura all'interno dell'ambiente.

6.4.4 INCENDIO LOCALIZZATO 1 - VICINO ALLA COLONNA

STEP 1: 20°C

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$



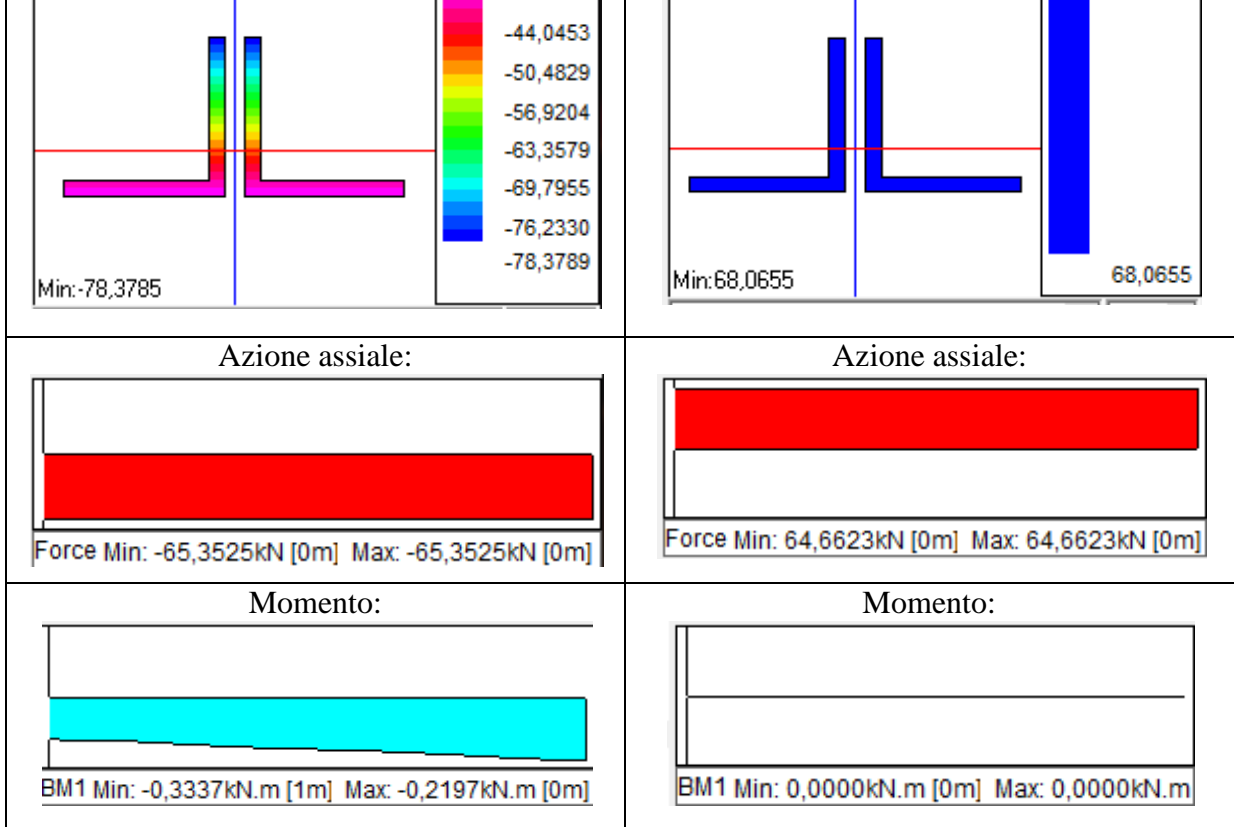
ANALISI DELLA TRAVE RETICOLARE

1 Elemento più sollecitato a compressione:	2 Elemento più sollecitato a trazione:	Descrizione del comportamento:
		<p>La presente simulazione analizza le risposte strutturali dell'edificio in oggetto, sottoposto all'azione di un incendio localizzato nelle vicinanze di una colonna. Gli elementi al di sopra della fiamma, e precisamente fino ad una distanza dall'asse della fiamma pari a 3 m, saranno soggetti alla curva temperatura tempo di figura 11-14. Gli elementi più distanti saranno soggetti a temperatura nettamente inferiori determinate tramite una diminuzione lineare.</p>
<p>Azione assiale:</p> <p>Forze Min: -40,7711kN [0m] Max: -40,7711kN [0m]</p>	<p>Azione assiale:</p> <p>Forze Min: 55,3624kN [0m] Max: 55,3624kN [0m]</p>	
<p>Momento:</p> <p>BM1 Min: -0,2185kN.m [0m] Max: -0,0284kN.m [2m]</p>	<p>Momento:</p> <p>BM1 Min: 0,0000kN.m [0m] Max: 0,0000kN.m [0m]</p>	

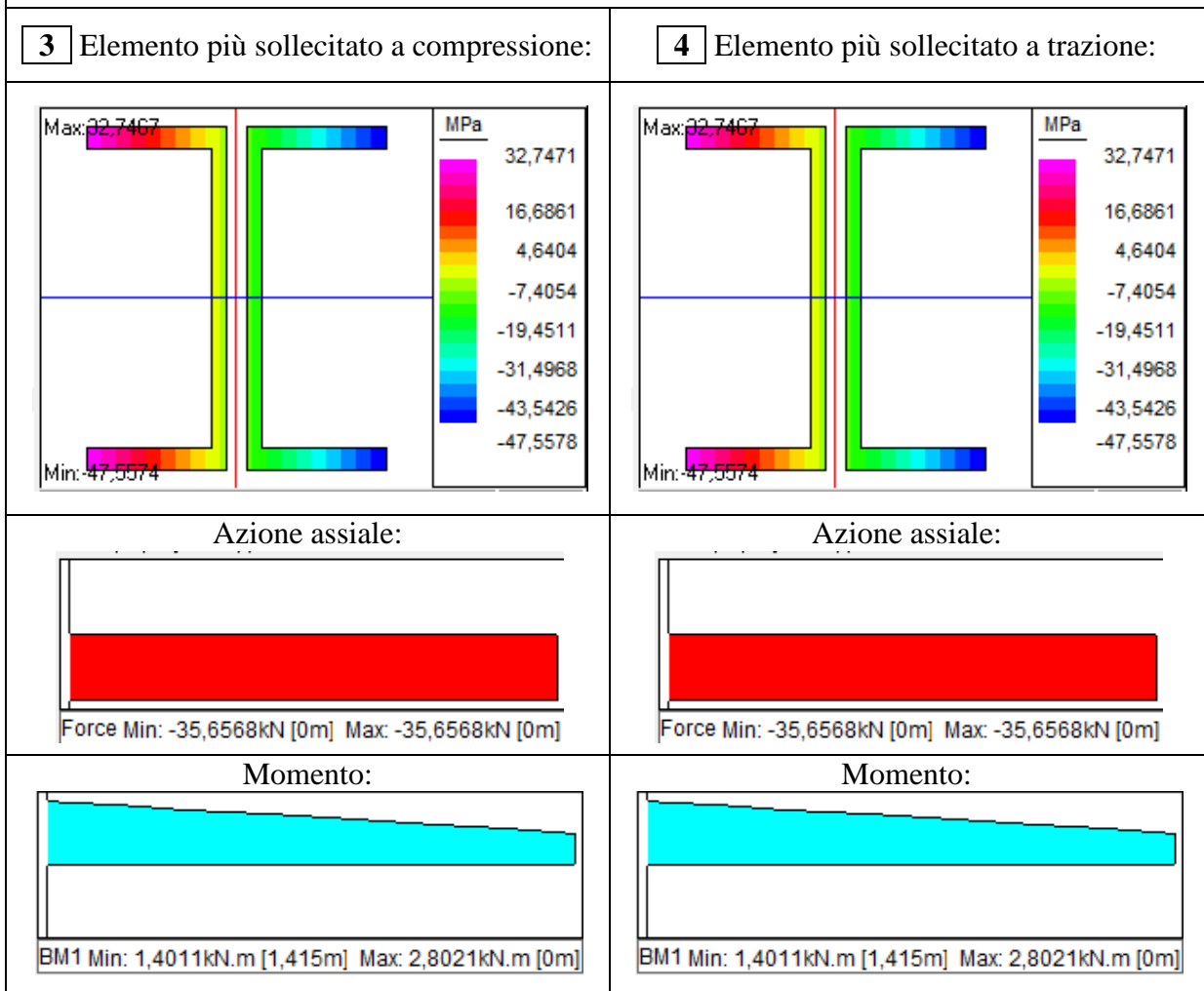
ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:	4 Elemento più sollecitato a trazione:	Descrizione del comportamento:
		<p>L'elemento più sollecitato a compressione e a trazione risulta essere lo stesso. Si può notare come le sollecitazioni con le combinazioni di carico dell'incendio siano decisamente al di sotto della tensione di snervamento dell'acciaio.</p>
<p>Azione assiale:</p> <p>Forze Min: -31,8470kN [0m] Max: -31,8470kN [0m]</p>	<p>Azione assiale:</p> <p>Forze Min: -31,8470kN [0m] Max: -31,8470kN [0m]</p>	
<p>Momento:</p> <p>BM1 Min: 0,9046kN.m [1,415m] Max: 1,8092kN.m [0m]</p>	<p>Momento:</p> <p>BM1 Min: 0,9046kN.m [1,415m] Max: 1,8092kN.m [0m]</p>	

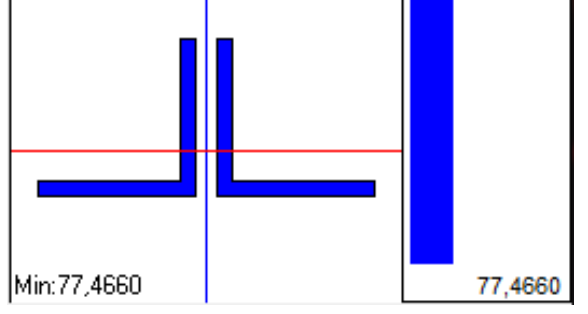
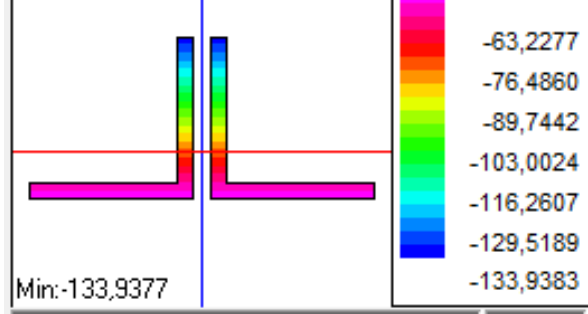
di trazioni
all'elemen
nell'elemen



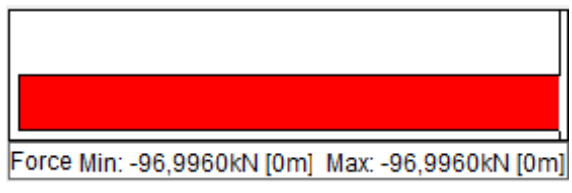
ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI



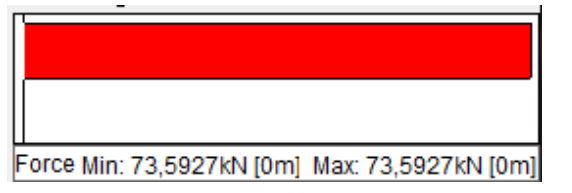
elementi f
precedente
dell'elem
dello stat
sollecitato



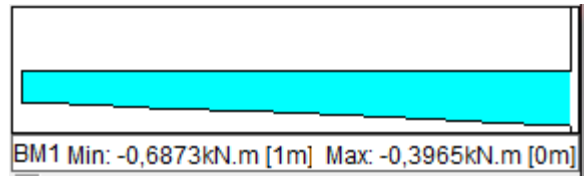
Azione assiale:



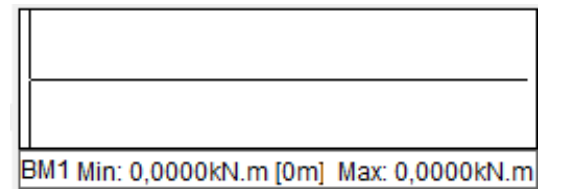
Azione assiale:



Momento:



Momento:

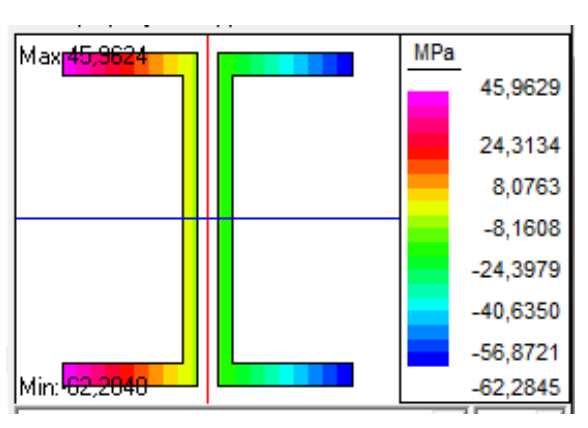
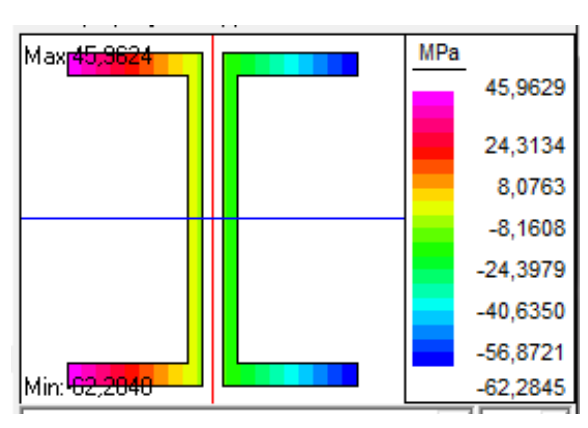


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:

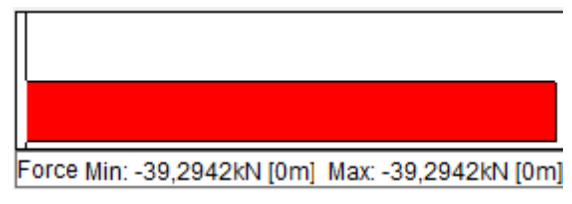
4 Elemento più sollecitato a trazione:

Deso

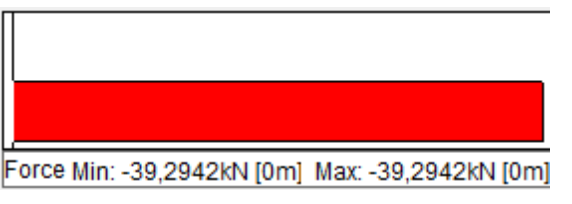


Rispetto a
differenza
del mome
(incastrato

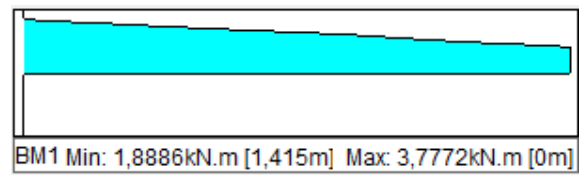
Azione assiale:



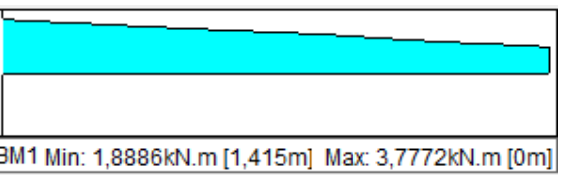
Azione assiale:

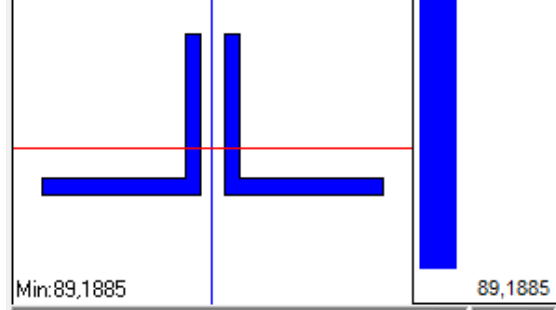
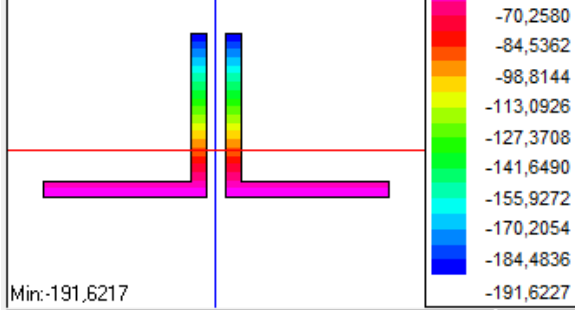


Momento:



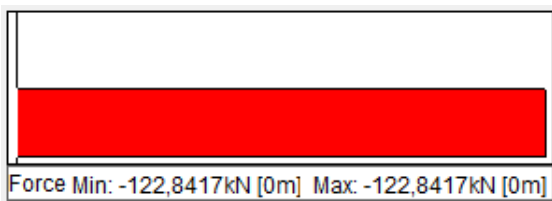
Momento:



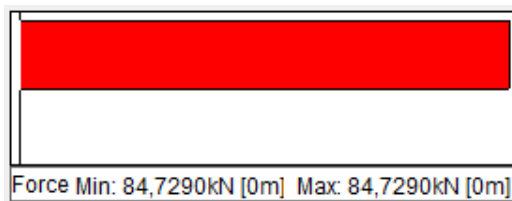


precedente
compressi
snervamen
ancora ini
fatto che
sono mag
quanto la
soggetta a
alla simul

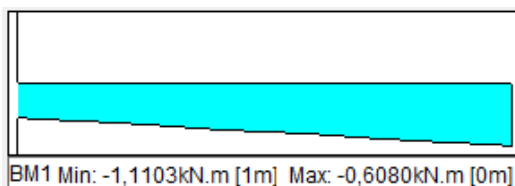
Azione assiale:



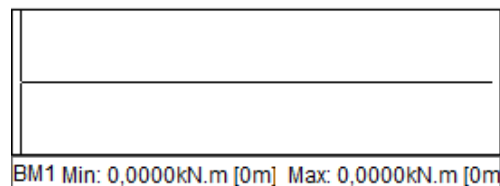
Azione assiale:



Momento:



Momento:

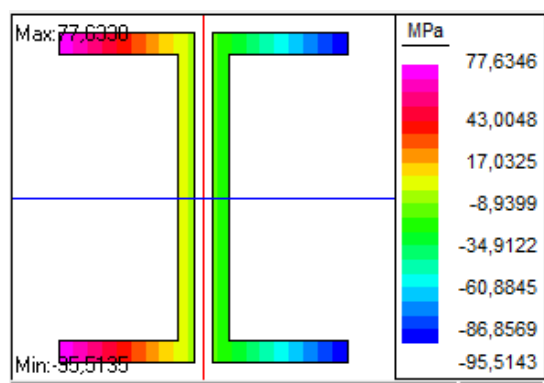
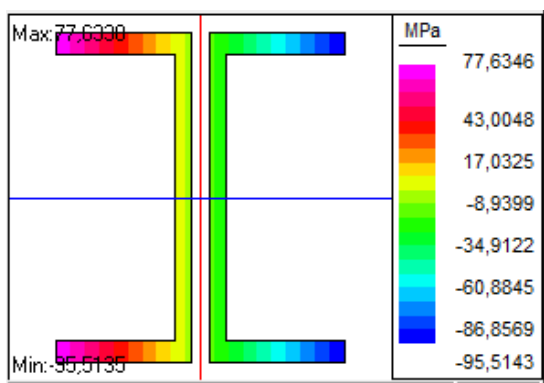


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:

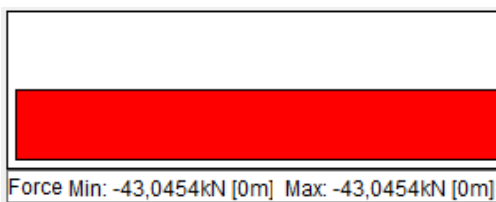
4 Elemento più sollecitato a trazione:

Deso

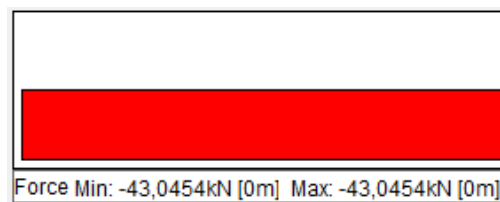


Il compo
sostanzial
poco il s
rimanendo
snervamen

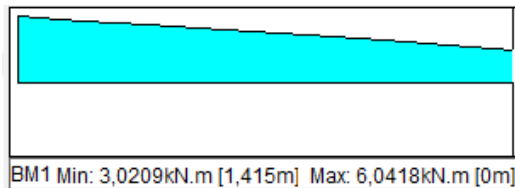
Azione assiale:



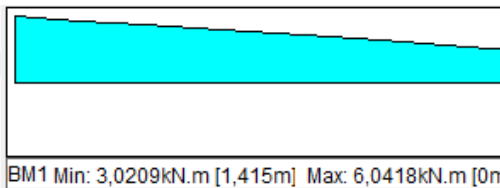
Azione assiale:



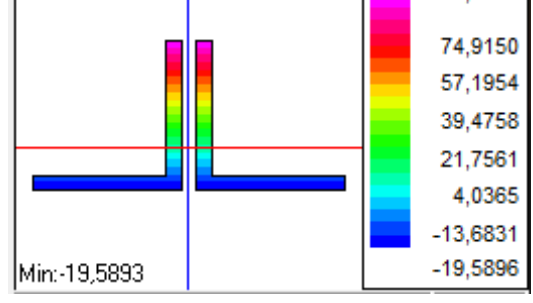
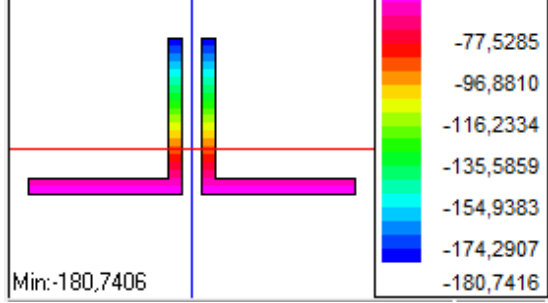
Momento:



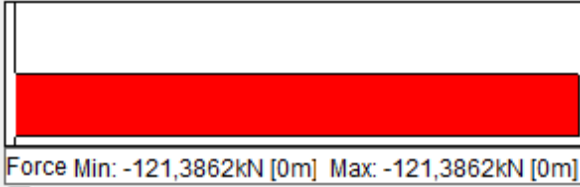
Momento:



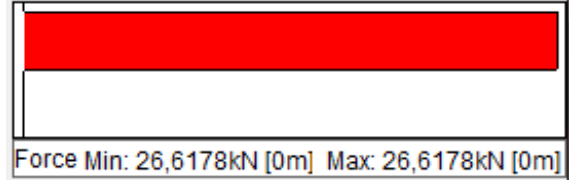
deformata
deformata
può notar



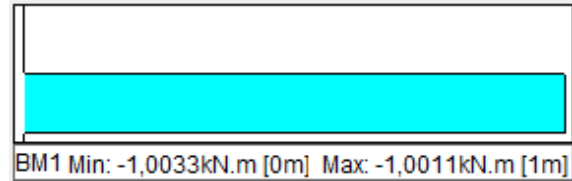
Azione assiale:



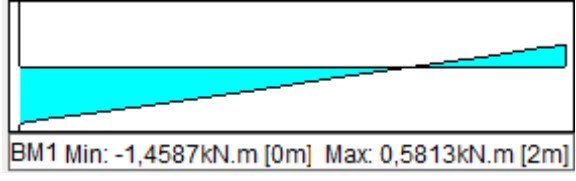
Azione assiale:



Momento:



Momento:

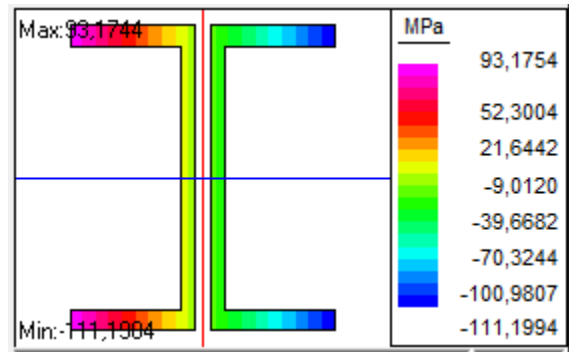
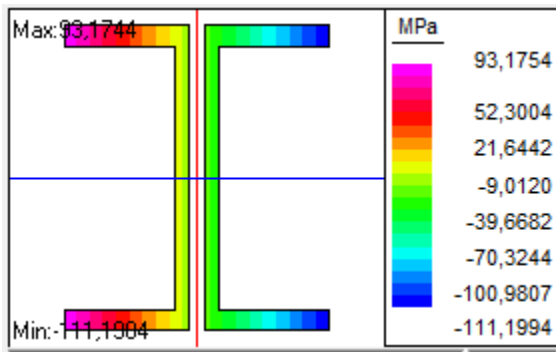


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

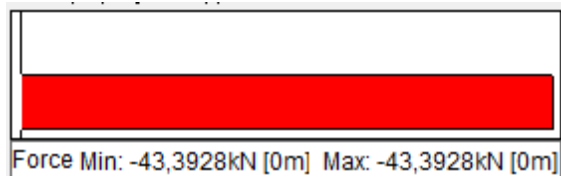
3 Elemento più sollecitato a compressione:

4 Elemento più sollecitato a trazione:

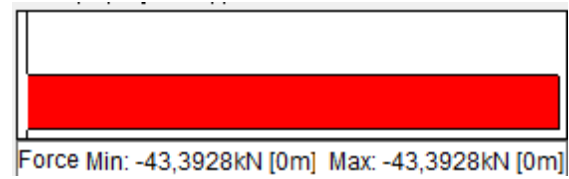
Des



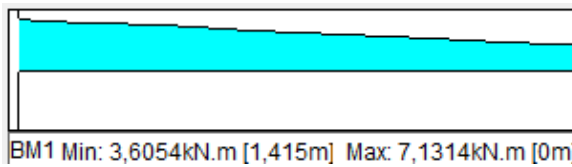
Azione assiale:



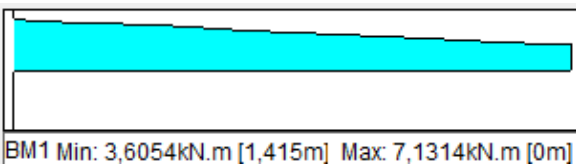
Azione assiale:

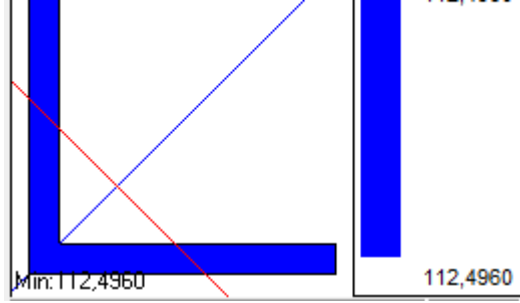
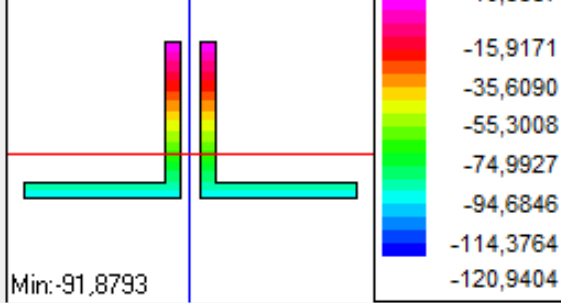


Momento:



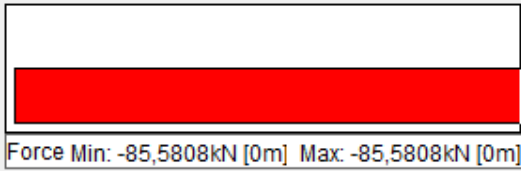
Momento:



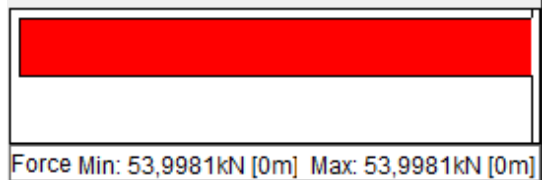


capacità p
si interron
struttura
continuere
di un uteri
simulazion
precedenz
l'elemento
azione a
sovrastant
trazione, c
vicino alla

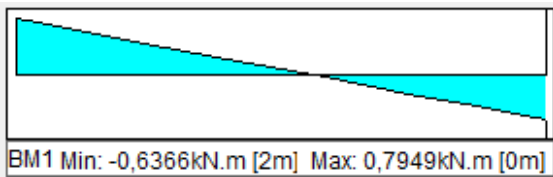
Azione assiale:



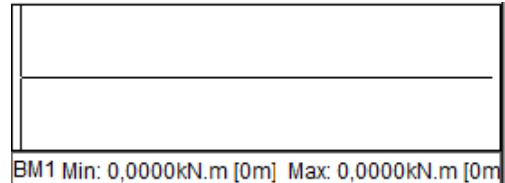
Azione assiale:



Momento:



Momento:

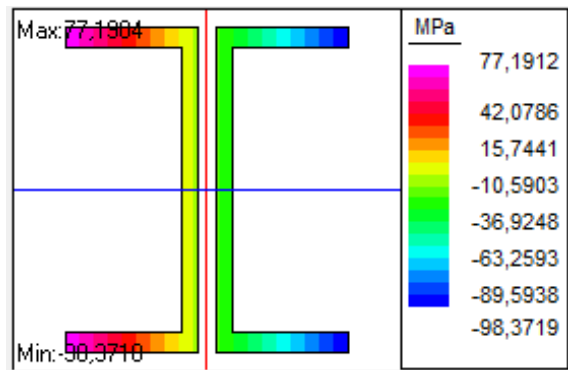
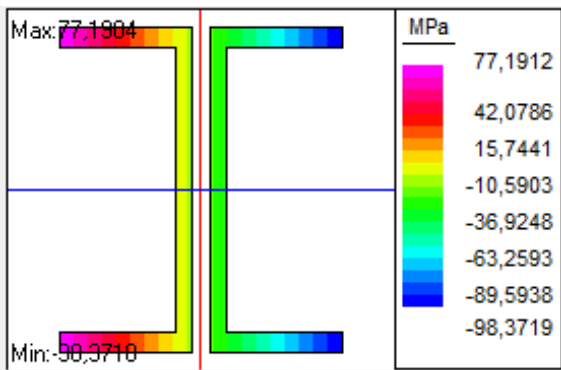


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

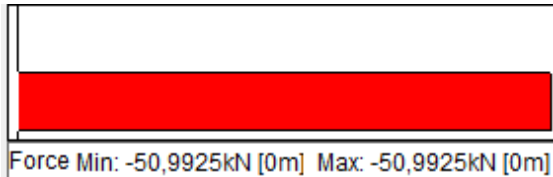
3 Elemento più sollecitato a compressione:

4 Elemento più sollecitato a trazione:

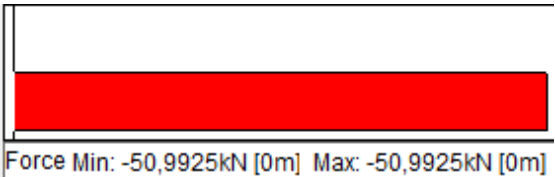
Desc



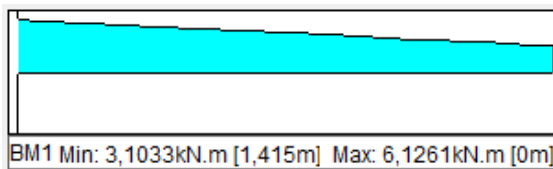
Azione assiale:



Azione assiale:



Momento:



Momento:

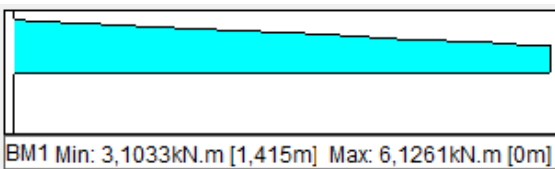
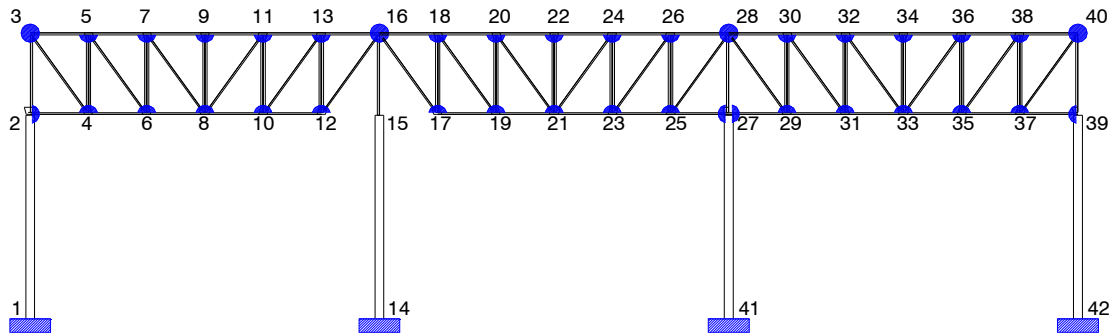


Figura 6-25: Schema statico della struttura a 530°C

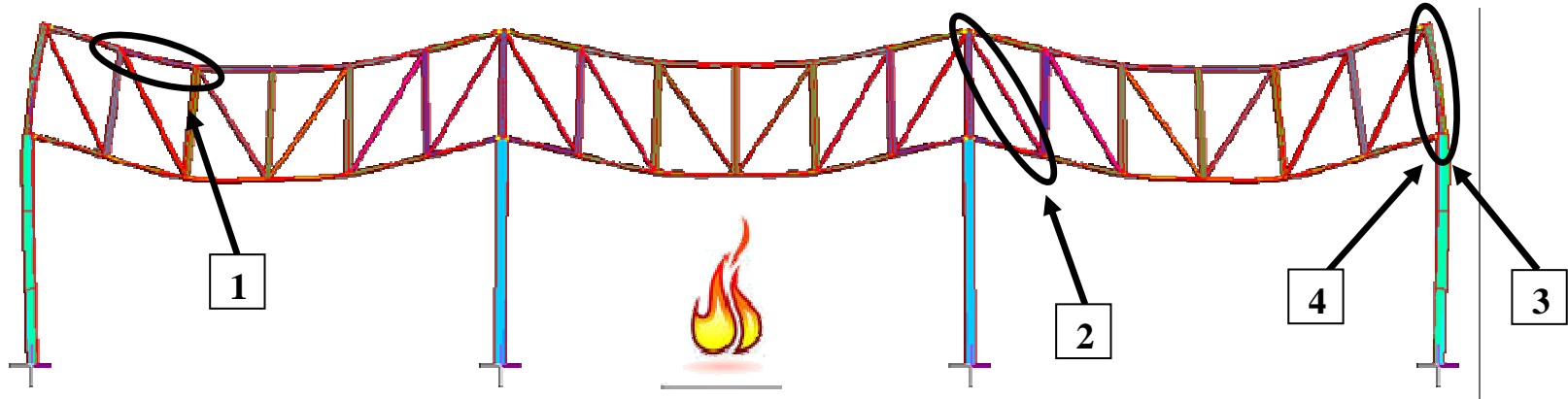


Dagli ultimi step della simulazione effettuata con Strauss, siamo giunti ad ottenere lo schema statico riportato in figura 6-26, dove il corrente compresso vicino alla colonna perde la sua capacità portante, che viene ripartita sulle diagonali 8-11, 10-13, 12-16, 16-17, 18-19, 20-21, che vedono aumentare notevolmente il loro stato tensionale di trazione, mentre si notava uno scaricamento dell'asta 10-12, più libera di dilatarsi. Questo significa che a 530°C, temperatura raggiunta dall'incendio localizzato in progetto, la struttura è ancora in grado di reggere i carichi nonostante alcuni elementi abbiano perso la loro capacità portante.

6.4.5 INCENDIO LOCALIZZATO 2 - SOTTO LA MEZZERIA DELLA CAMPATA

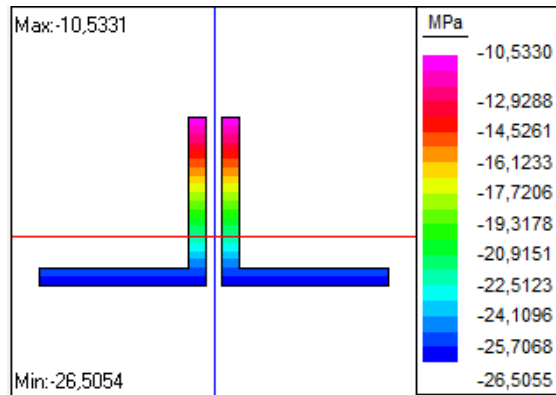
STEP 1: 10°C

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

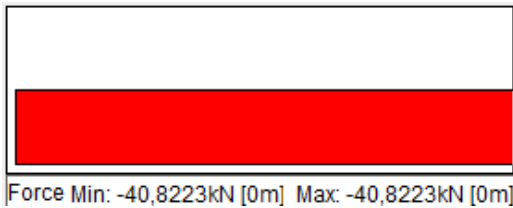


ANALISI DELLA TRAVE RETICOLARE

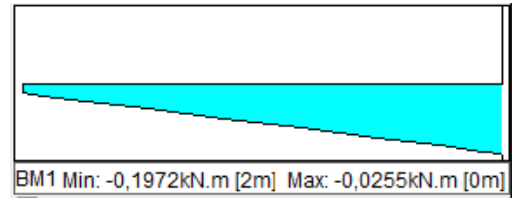
1 Elemento più sollecitato a compressione:



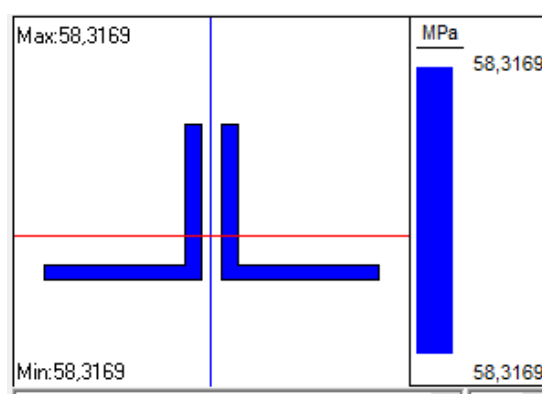
Azione assiale:



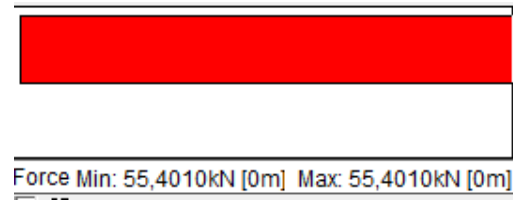
Momento:



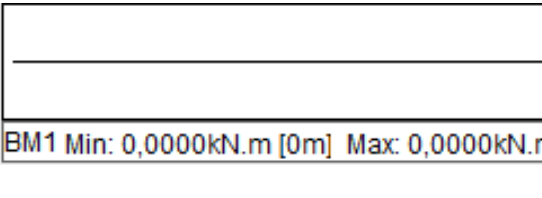
2 Elemento più sollecitato a trazione:



Azione assiale:



Momento:

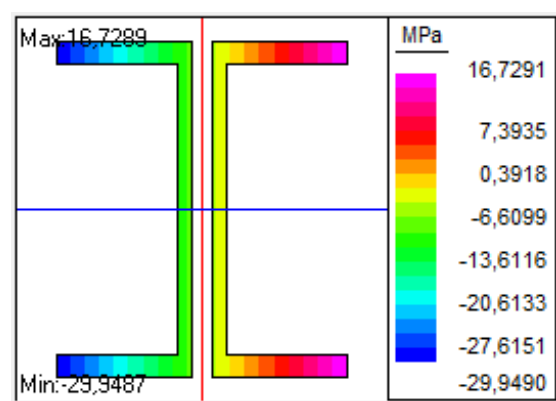


Descrizione del comportamento:

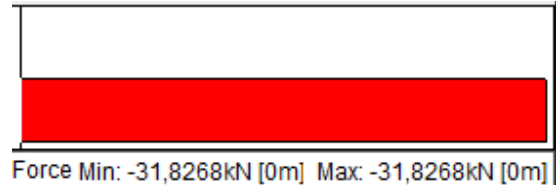
Questa simulazione si basa sulle medesime ipotesi della simulazione precedente, l'unica differenza è la posizione dell'incendio localizzato, che in questa analisi è collocato esattamente nella mezzeria della trave reticolare.

ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

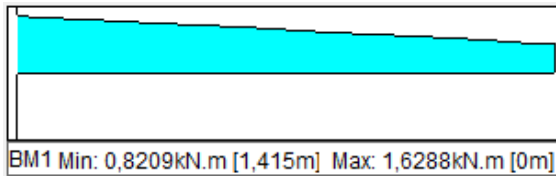
3 Elemento più sollecitato a compressione:



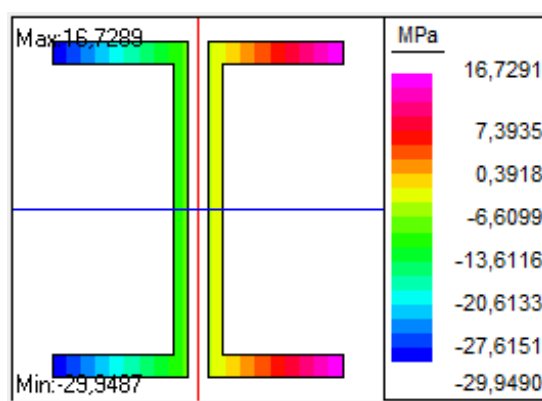
Azione assiale:



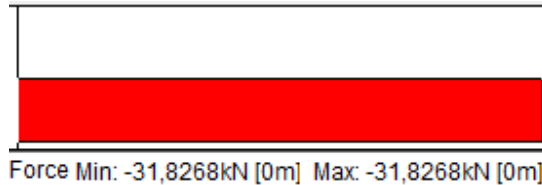
Momento:



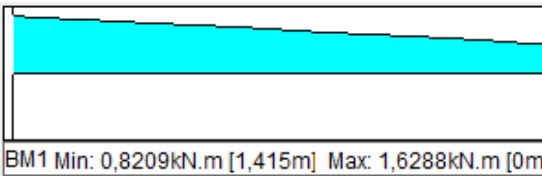
4 Elemento più sollecitato a trazione:



Azione assiale:

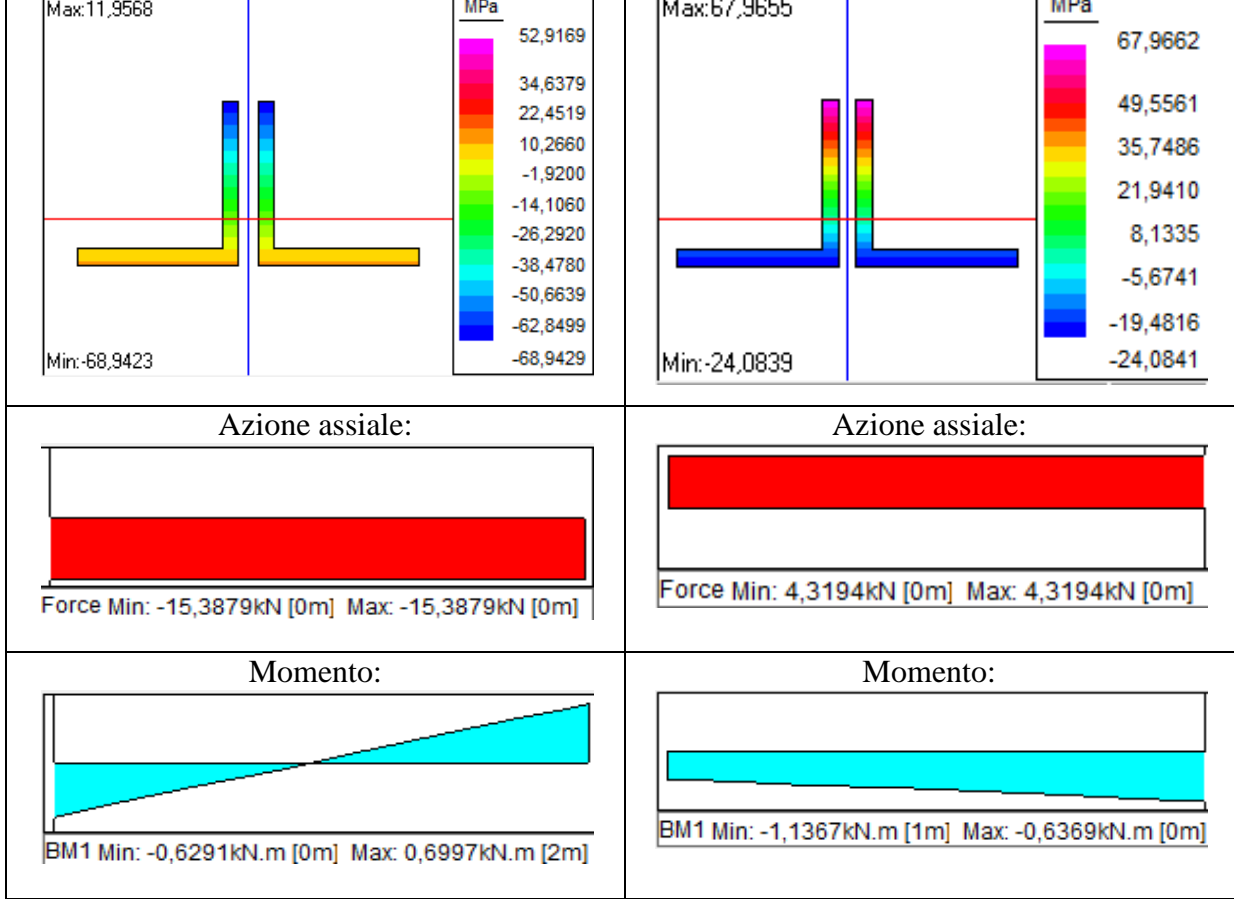


Momento:

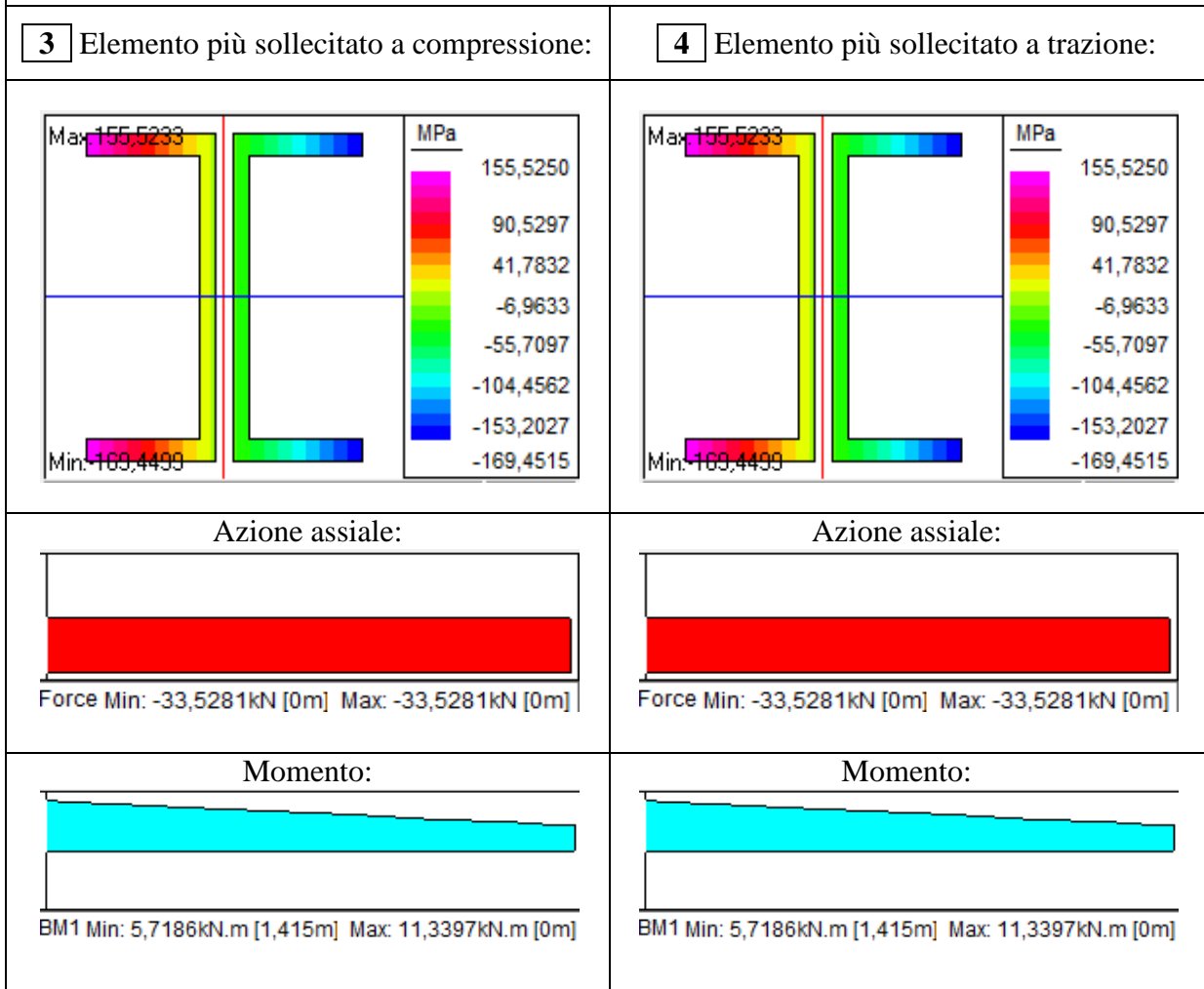


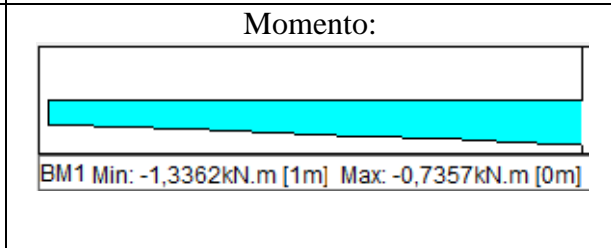
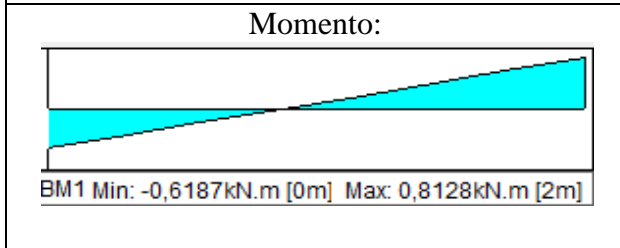
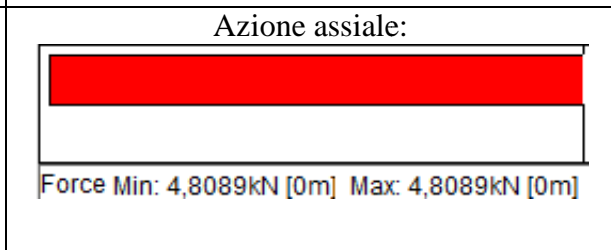
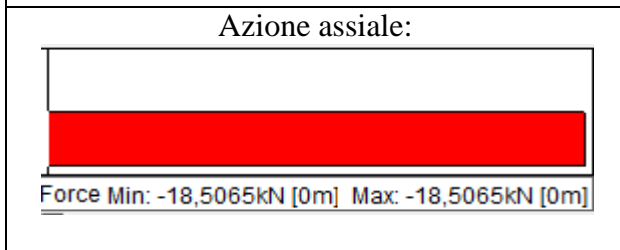
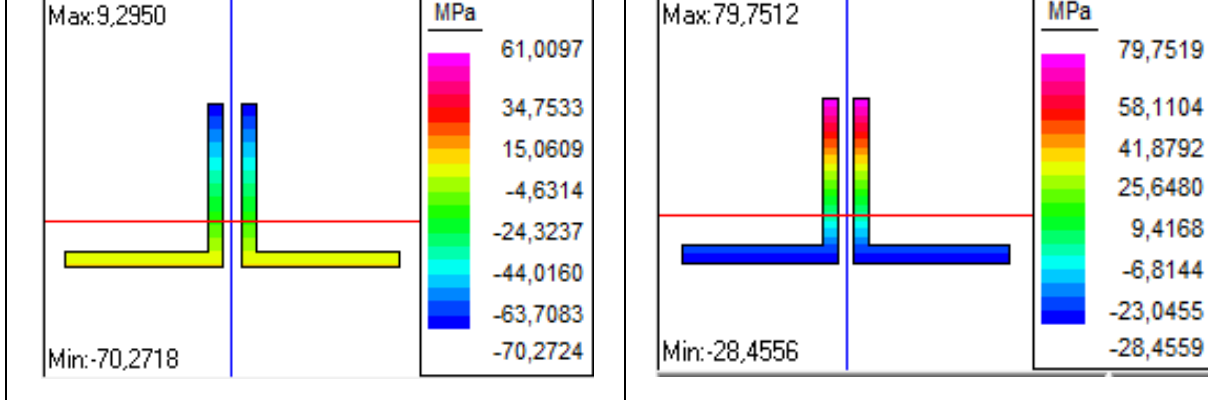
Descrizione del comportamento:

nella mez
 maggior c
 nella zona



ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI



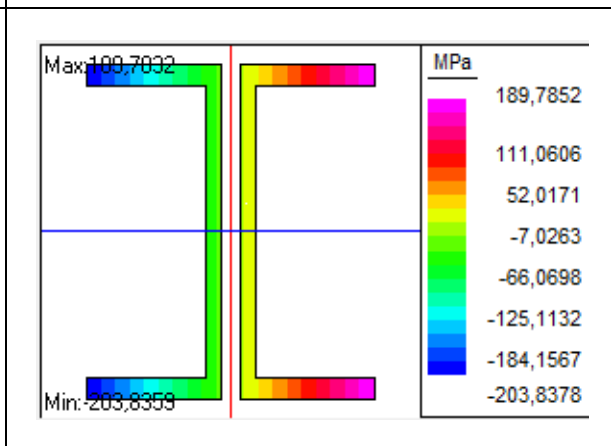
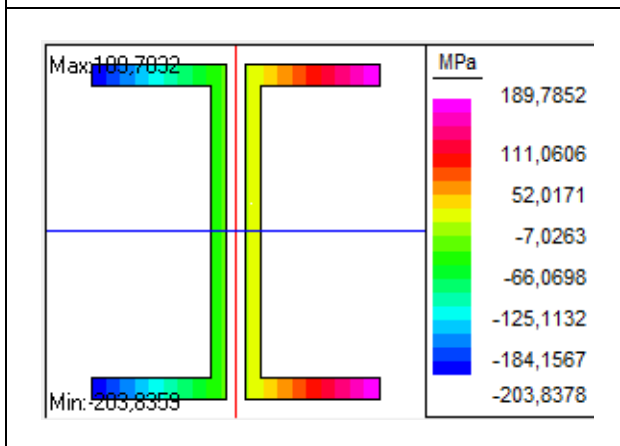


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

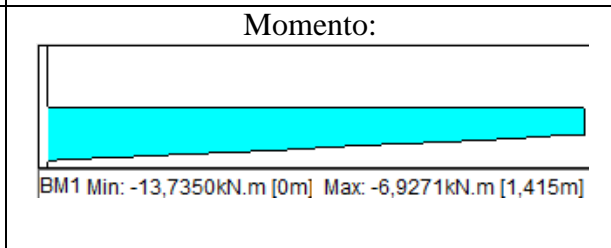
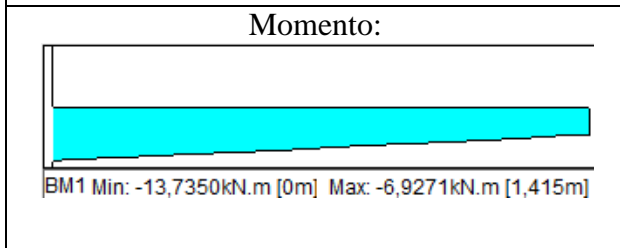
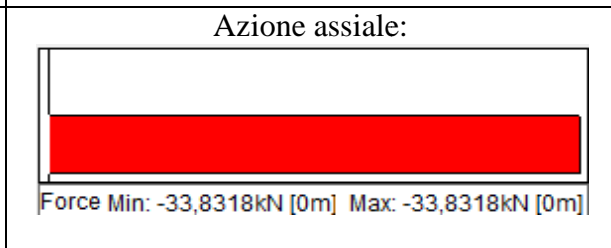
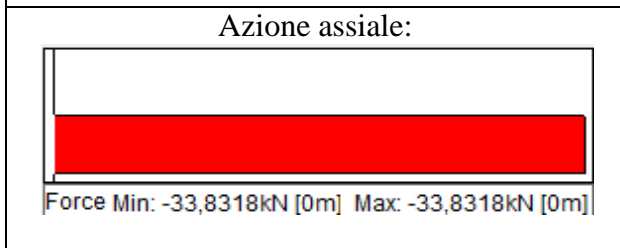
3 Elemento più sollecitato a compressione:

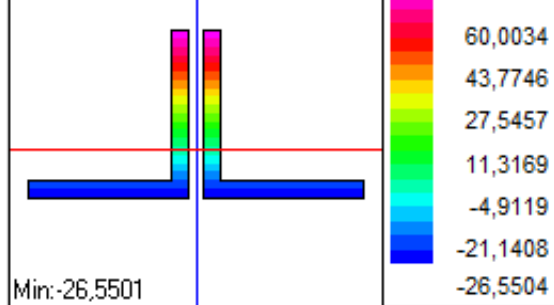
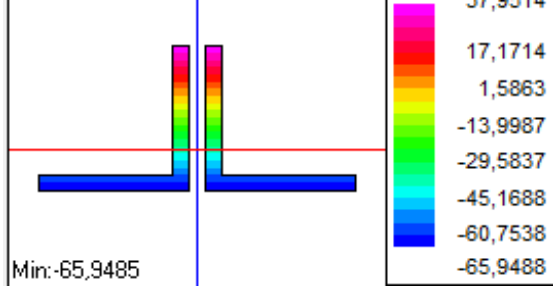
4 Elemento più sollecitato a trazione:

Desc



Più sentito nei montamenti meno dell' (hanno tenuti elementi raggiunti snervamento MPa.





sollecitazioni
che quell
assumere.
È da notar
lontani dal

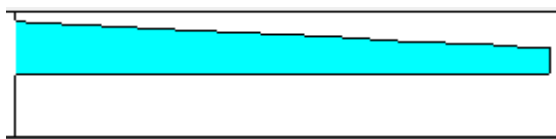
Azione assiale:



Azione assiale:



Momento:



Momento:

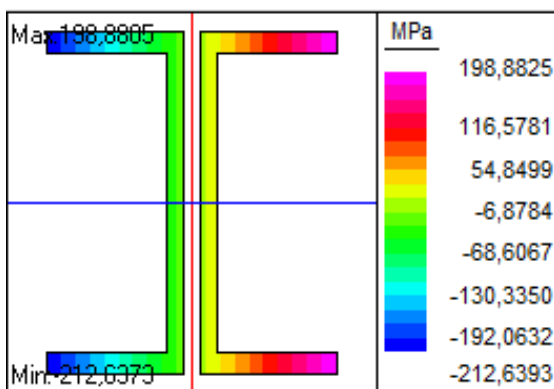
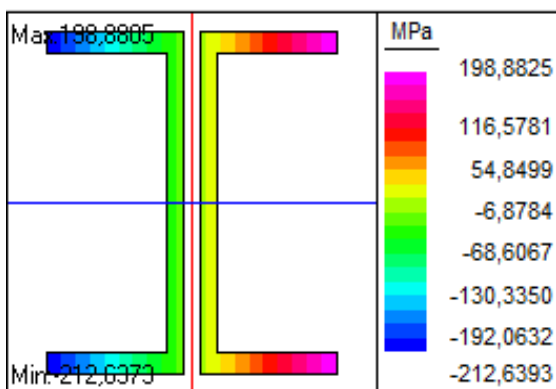


ANALISI DELLE COLONNE E DEI MONTANTI

3 Elemento più sollecitato a compressione:

4 Elemento più sollecitato a trazione:

Deso



Il momen
continua
assiale ri
Questo ca
sollecitati
compressi
temperatur
presuppon
snervamen
fino a 400

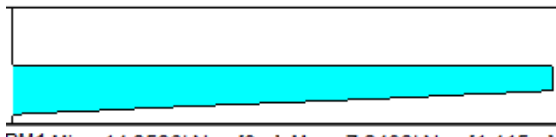
Azione assiale:



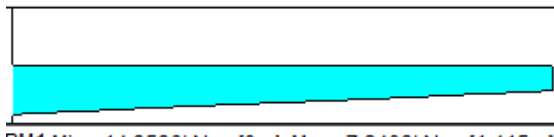
Azione assiale:



Momento:



Momento:





Questa simulazione dimostra come un incendio localizzato, collocato sotto la mezzeria delle trave reticolare abbia conseguenze di minor rilevanza rispetto al caso analizzato in precedenza.

Lo schema statico al termine della simulazione risulta invariato rispetto a quello di partenza in quanto non vi sono elementi che perdono la loro capacità portante durante l'evoluzione dello scenario analizzato.

6.5 Considerazioni dei dati analizzati

Scenario di fuoco generalizzato

Questo scenario è stato verificato sia tramite un'analisi numerica semplificata, effettuata per ciascun elemento sia tramite un'analisi numerica avanzata.

La maggior parte degli elementi verificati tramite la prima analisi ha restituito una resistenza al fuoco pari a 10 minuti, altri caratterizzati da uno stato di sollecitazione a freddo molto basso hanno riportato anche valori più alti. Pensando di avere dei vantaggi, lo stesso scenario di incendio è stato verificato tramite un'analisi numerica avanzata in grado di tener conto delle risorse plastiche di alcune sezioni e dell'iperstaticità della struttura. In realtà, in contrasto a quanto era stato presupposto è risultato che se la struttura venisse interessata da un incendio generalizzato, l'effetto maggiore sarebbe causato dalle dilatazioni termiche impedito, che porterebbero al collasso la struttura in un intervallo di tempo compreso tra i 9 e 13 minuti.

Scenario di fuoco localizzato

Questo scenario di incendio può essere verificato solo tramite un'analisi numerica avanzata, ed il risultato è stato che se non tutta la struttura fosse soggetta all'azione del fuoco (fatto molto probabile in quanto negli ambienti grandi è più improbabile che avvenga il flashover), l'intero edificio resisterebbe all'incendio fino alla sua estinzione, anche se nel primo dei due scenari di incendio localizzato analizzati, si è verificata la perdita di capacità portante di un elemento.

Conclusioni

Dalle analisi è emerso che la normativa vigente, se pur maggiormente restrittiva, inquadra decisamente il comportamento della tipologia di edifici in esame. La maggior parte degli edifici che hanno ottenuto il CPI secondo la normativa abrogata, se dovessero subire degli interventi già descritti in precedenza e che quindi dovessero essere riverificati secondo la normativa vigente, andrebbero in contro a spese per la protezione degli elementi strutturali. Questa considerazione ovviamente può essere analizzata di caso in caso, sulla base della tipologia di struttura metallica o degli elementi utilizzati.

Ad esempio nel caso analizzato in questo testo, una soluzione sarebbe quella di circoscrivere l'incendio a zone ben determinate, grazie all'utilizzo di squadre antincendio (anche formate dai dipendenti che hanno seguito dei corsi appositi), interne

alla azienda in analisi oppure tramite l'utilizzo di un impianto di spegnimento automatico.

Non è detto però che lo scenario di incendio localizzato, che in questo caso risulta essere meno gravoso, porti sempre al medesimo risultato.

È importante che il progettista analisi in dettaglio tutti i particolari, soprattutto per strutture che possono avere un basso valore di richiesta di requisito al fuoco, in quanto anche solo un errore di 5 minuti può compromettere l'incolumità di molti lavoratori. Quando invece sono richiesti alti valori di resistenza al fuoco, soprattutto sui capannoni in acciaio, una differenza di 5 minuti incide molto meno, in quanto essendo tali edifici costituiti da ampi spazi aperti, se dovesse scoppiare un incendio, il tempo di reazione sommato al tempo di fuga risultano essere di lunga inferiore al requisito richiesto dalla normativa alle strutture.



BIBLIOGRAFIA

Libri e testi di riferimento:

- [1]. Leonardi A., Passaretti G. - *Guida pratica alla valutazione del carico di incendio 2010*
- [2]. Marsella S., Nassi L. - *L'ingegneria della sicurezza antincendio e il processo prestazionale 2010*
- [3]. Gambarova P., Felicetti R. - *Progetto delle strutture resistenti al fuoco 2009*
- [4]. Dell'Asta A., Landolfo R., Salvatore W. - *Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale 2009*
- [5]. Arangio S., Bucchi F., Bontempi F. - *Progettazione di strutture in acciaio 2010*
- [6]. Massonnet Ch., Save M. - *Calcolo plastico a rottura delle costruzioni 1980*
- [7]. Franssen J.-M., Kodur V., Zaharia R., - *Designing Steel Structures for Fire Safety 2009*
- [8]. La Malfa A., La Malfa S., - *Prevenzione incendi - Approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio 2009.*
- [9]. Masi F., - *Costruire in acciaio 1996*

Siti internet:

- [10]. <http://www.vigifuoco.it>
- [11]. <http://www.antincendio.it>



normative:

- [12]. UNI EN 1991-1-1 - *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici 2004*
- [13]. UNI EN 1991-1-2 - *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco 2004*
- [14]. UNI EN 1993-1-1 - *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici 2005*
- [15]. UNI EN 1993-1-2 - *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio 2005*
- [16]. CIRCOLARE 91 del 14/09/61 - *Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile*
- [17]. D.M. 9 MARZO 2007 - *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*
- [18]. D.M. 16 FEBBRAIO 2007 - *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.*
- [19]. D.M. 16 FEBBRAIO 1982 - *Modificazioni del decreto ministeriale 27 settembre 1965, concernente la determinazione delle attività soggette alle visite di prevenzione incendi.*
- [20]. D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme tecniche per la progettazione*

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Correlazione fra indice totale di valutazione e coefficiente di riduzione del carico di incendio -----	13 -
Figura 1-2: Confronto del decadimento meccanico di due sezioni aventi differenti resistenze a freddo -----	24 -
Figura 2-1: Raffigurazione del Palazzo di Cristallo-----	28 -
Figura 2-2: Viadotto di Garabit - foto d'epoca -----	29 -
Figura 2-3: Viadotto di Garabit - foto raffigurante lo stato attuale -----	29 -
Figura 2-4: Ponte di San Michele - Ponte di Paderno d'Adda -----	30 -
Figura 2-5: Profilato a sezione aperta in fase finale di laminazione -----	31 -
Figura 2-6: a) Torre Eiffel; b) Forth Bridge-----	32 -
Figura 2-7: realizzazione di un'unione chiodata -----	32 -
Figura 2-8: Unioni imbullonate -----	33 -
Figura 2-9: Saldature -----	34 -
Figura 2-10: a) Stabilimento SITMA a Spilamberto (MO); b) Centro di Raccolta Buonomore a Taglio di (RO). -----	35 -
Figura 2-11: Colonne incastrate alla base con capriata reticolare-----	37 -
Figura 2-12: portale incastrato (a) o incernierato (b) alla base -----	37 -
Figura 2-13: Capriate tipo Mohnié a diagonali tese-----	39 -
Figura 2-14: Capriate tipo Warren a diagonali tese e compresse -----	39 -
Figura 2-15: Capriata (a) Polonceau (b) tipo Inglese -----	39 -
Figura 2-16: Trave a shed-----	40 -
Figura 2-17: Trave di copertura formata da una trave composta ad anima piena-----	40 -
Figura 2-18: Colonne a sezione variabile con stelo e fusto -----	41 -
Figura 2-19: Possibili sezioni per il “fusto” delle colonne-----	41 -
Figura 2-20: Tipologie di controventi concentrici-----	43 -
Figura 2-21: Tipologie di controventi eccentrici -----	43 -
Figura 3-1: Confronto tra le curve nominale dell'EC3 -----	47 -
Figura 3-2: Curve temperatura-tempo al variare del carico di incendio -----	50 -
Figura 3-3: Curve temperature-tempo al variare della velocità di accrescimento dell'incendio -----	51 -
Figura 3-4: Curve temperature-tempo al variare del rapporto S_f/V -----	51 -
Figura 3-5: Sviluppo verticale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1 1991-1-2)-----	52 -
Figura 3-6: confronto tra curve di incendio localizzato al variare del carico di incendio -	53 -
Figura 3-7: Confronto tra le curve analizzate -----	54 -
Figura 3-8: : fase di accrescimento di un incendio t^2 -----	56 -
Figura 3-9: curve t^2 con diverse velocità di accrescimento -----	56 -
Figura 4-1: Calore specifico in funzione della temperature-----	60 -
Figura 4-2: Conducibilità termica in funzione della temperatura -----	61 -
Figura 4-3: variazione della dilatazione termica in funzione della temperatura -----	62 -
Figura 4-4: Curve sforzo deformazione a temperatura elevata per acciaio laminato a caldo -----	63 -
Figura 4-5: : Fattori di riduzione del modulo elastico, della tensione di snervamento e del relativo limite di proporzionalità -----	64 -

Figura 4-6: Verifica della classe di sezione per parti interne soggette a compressione-	66
-	-
Figura 4-7: Verifica della classe di sezione per le piattabande esterne-----	67 -
Figura 4-8: Verifica della classe di sezione per gli angolari -----	68 -
Figura 4-9: Trasferimento del calore per irraggiamento tra due aree infinitesimi ----	72 -
Figura 4-10: Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore Am/V ; fondo scala pari a 240 minuti.-----	73 -
Figura 4-11: Andamento delle temperature di elementi in acciaio esposti alla curva nominale standard al variare del fattore Am/V ; fondo scala pari a 60 minuti. -----	73 -
Figura 4-12: Sviluppo orizzontale della fiamma e distanze che influenzano le temperature (EC1 1991-1-2)-----	74 -
Figura 5-1: Curva sforzo-deformazione con approssimazione di tipo elasto-plastico-	79 -
Figura 5-2: Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a trazione -----	81 -
Figura 5-3: Diagrammi momento flettente-freccia per una trave in acciaio-----	83 -
Figura 5-4: Tensioni in un elemento di acciaio sottoposto a flessione -----	84 -
Figura 5-5: Meccanismo di collasso per travi semplicemente appoggiate (a) e continue (b) -----	86 -
Figura 5-6: Lunghezze di libera inflessione di colonne esposte al fuoco ad alt in una struttura multipiano (EC3 2005). -----	88 -
Figura 5-7: Deformazioni di travi e colonne in una struttura multipiano soggetta ad incendio al piano terra-----	91 -
Figura 5-8: Diagramma momento-curvatura per una trave di materiale duttile-----	93 -
Figura 5-9: Travi variamente vincolate agli estremi: (a) appoggi semplici; (b) incastri simulanti la continuità a flessione; e (c) incastro ed appoggio semplice-----	95 -
Figura 5-10: Ridistribuzione del momento nel caso di momenti resistenti uguali al positivo ed al negativo-----	96 -
Figura 5-11: Ridistribuzione dei momenti nel caso di momenti resistenti diversi al positivo ed al negativo-----	97 -
Figura 5-12: Diagramma del momento flettente in una trave continua a due campate-	98
-	-
Figura 5-13: Comportamento rigido-plastico di una trave incastrata alle estremità---	99 -
Figura 5-14: Cinematismi di collasso in una trave iperstatica-----	101 -
Figura 5-15: Edificio industriale a portale monopiano -----	104 -
Figura 5-16: Potenza termica rilasciata nell'incendio di un tipico edificio industriale ---	105 -
Figura 5-17: Spinta assiale su una trave di falda di un telaio a portale nel corso di un incendio-----	106 -
Figura 6-1: Vista esterna dell'edificio in analisi-----	108 -
Figura 6-2: Pianta dell'edificio con la suddivisione delle aree in base alla destinazione d'uso -----	109 -
Figura 6-3: Maglia tipo della struttura -----	110 -
Figura 6-4: Trave reticolare principale-----	111 -
Figura 6-5: Trave shed principale -----	111 -
Figura 6-6: Trave shed intermedia-----	112 -
Figura 6-7: Localizzazione delle aree interessate dall'incendio-----	133 -
Figura 6-8: Curva temperatura-tempo nominale -----	134 -
Figura 6-9: Schema statico indeformato della struttura in analisi -----	134 -

Figura 6-10: Dominio di rottura di una sezione HE240 NON SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di maggior inerzia -----	136 -
Figura 6-11: Dominio di rottura di una sezione HE240 NON SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di minor inerzia -----	136 -
Figura 6-12: Colonna collassata con evidenti deformazioni dovute alla riduzione del modulo elastico-----	137 -
Figura 6-13: Dominio di rottura di una sezione HE240 SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di maggior inerzia-----	138 -
Figura 6-14: Dominio di rottura di una sezione HE240 SOGGETTA A FENOMENI DI INSTABILITA' secondo l'asse di minor inerzia -----	138 -
Figura 6-15: Confronto tra i diagrammi momento curvatura al variare dell'azione assiale nell'elemento -----	139 -
Figura 6-16: Confronto tra i diagrammi momento curvatura al variare della temperatura nell'elemento -----	140 -
Figura 6-17: Schema statico della struttura a 560°C-----	146 -
Figura 6-18: Temperature delle travi soggette alla curva temperatura tempo standard---	147 -
Figura 6-19: Andamento delle temperature negli elementi con maggior criticità --	147 -
Figura 6-20: Posizione degli incendi localizzati analizzati -----	149 -
Figura 6-21: Grafico riportante la curva RHR calcolata tramite EC 1993-1-2-----	150 -
Figura 6-22: Andamento delle temperature dei gas al di sopra del plum -----	151 -
Figura 6-23: Temperature negli elementi soggetti ad un incendio localizzato-----	151 -
Figura 6-24: Evoluzione dei fumi e delle temperature nell'incendio localizzato---	152 -
Figura 6-25: Schema statico della struttura a 530°C-----	161 -