

LA RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

INAIL

Focus sulla misura S.2
del Codice di prevenzione incendi

- RESISTENZA AL FUOCO

2019



COLLANA RICERCHE

LA RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

INAIL

Focus sulla misura S.2
del Codice di prevenzione incendi

- RESISTENZA AL FUOCO

2019

Pubblicazione realizzata da

Inail

Dipartimento innovazioni tecnologiche
e sicurezza degli impianti, prodotti e insediamenti antropici

Responsabili scientifici

Raffaele Sabatino¹, Mara Lombardi², Marco Cavriani³, Gaetano Fede⁴

Autori

Raffaele Sabatino¹, Mara Lombardi², Nicolò Sciarretta², Mauro Caciolai³, Piergiacomo Cancelliere³,
Luca Ponticelli³, Vincenzo Cascioli⁵, Filippo Cossi⁵

Collaboratori

Daniela Freda¹, Antonella Pireddu¹, Andrea Marino³, Ivano Favaro⁵

¹ Inail, Dipartimento innovazioni tecnologiche e sicurezza degli impianti, prodotti e insediamenti antropici

² Università degli Studi di Roma "La Sapienza" - DICMA

³ Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

⁴ Consiglio Nazionale degli Ingegneri

⁵ Libero professionista

per informazioni

Inail - Dipartimento innovazioni tecnologiche
e sicurezza degli impianti, prodotti e insediamenti antropici
Via Roberto Ferruzzi n. 38/40 - 00143 Roma
dit@inail.it
www.inail.it

© 2019 Inail

ISBN 978-88-7484-???-?

Gli autori hanno la piena responsabilità delle opinioni espresse nella pubblicazione, che non vanno intese come posizioni ufficiali dell'Inail.

Le pubblicazioni vengono distribuite gratuitamente e ne è quindi vietata la vendita nonché la riproduzione con qualsiasi mezzo. È consentita solo la citazione con l'indicazione della fonte.

La presente pubblicazione è il risultato della collaborazione tra Inail, Sapienza Università di Roma, Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco e Consiglio Nazionale degli Ingegneri nell'ambito dei progetti previsti nel Piano delle attività di ricerca dell'Inail per il triennio 2016

INAIL



**CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI INGEGNERI**

Indice

Prefazione	9
1. Obiettivi	10
2. Introduzione	11
2.1 <i>La normativa europea ed i requisiti base delle opere di costruzione</i>	11
2.2 <i>La normativa italiana</i>	12
3. Le azioni sulle strutture esposte al fuoco	15
3.1 <i>Azioni meccaniche</i>	15
3.2 <i>Azioni termiche</i>	15
4. La modellazione dell'incendio	17
5. La valutazione della resistenza al fuoco	22
5.1 <i>Metodo sperimentale</i>	22
5.2 <i>Metodo tabellare</i>	22
5.3 <i>Metodo analitico</i>	23
5.3.1 <i>Metodi di calcolo analitici semplificati</i>	23
5.3.2 <i>Metodi di calcolo analitici avanzati</i>	24
6. Il comportamento al fuoco dei materiali strutturali	25
7. Le soluzioni fornite dal Codice - la misura antincendio S.2	28
8. Le opportunità offerte al progettista dal Codice	34
Caso studio 1: resistenza al fuoco di elementi portanti in C.A.P.	38
Descrizione	38
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	39
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	39
Obiettivi dello studio	39
<i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del tegolo: metodo analitico</i>	40
a) <i>Analisi della distribuzione termica nell'elemento</i>	41
b) <i>Proprietà meccaniche dei materiali</i>	41
c) <i>Verifica della capacità portante dell'elemento</i>	44
<i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del tegolo: metodo tabellare</i>	50
Considerazioni a commento	51
Caso studio 2: resistenza al fuoco di un solaio in C.A.	52
Descrizione	52
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	53
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	53
Obiettivi dello studio	53
a 1) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del solaio - metodo analitico</i>	54
a 2) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del solaio - metodo tabellare</i>	61
b 1) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza della soletta piena in C.A. - metodo analitico</i>	62
b 2) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza della soletta piena in C.A. - metodo tabellare</i>	65
c1) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco della trave portante</i>	66
c2) <i>Metodo dell'isoterma a 500° C</i>	71
Considerazioni a commento	72
Caso studio 3: resistenza al fuoco di una trave portante in acciaio	74
Descrizione	74
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	75

<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	75
Obiettivi dello studio	75
<i>Elementi strutturali in acciaio non protetti</i>	76
<i>Elementi strutturali in acciaio protetti</i>	82
Considerazioni a commento	86
Caso studio 4: resistenza al fuoco di una colonna portante in acciaio	87
Descrizione	87
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	88
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	88
Obiettivi dello studio	88
<i>Verifica degli elementi compressi (colonne con sezione di classe 1, 2 o 3)</i>	88
<i>Determinazione della classe di duttilità a caldo del profilato</i>	90
<i>Colonna in acciaio non protetta</i>	91
<i>Colonna in acciaio protetta</i>	93
Considerazioni a commento	95
Caso studio 5: resistenza al fuoco di un solaio composto in acciaio e calcestruzzo	96
Descrizione	96
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	97
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	97
Obiettivi dello studio	97
<i>Verifica dei requisiti "I" ed "R" per la soletta composta</i>	100
<i>Studio della capacità portante delle travi principali</i>	106
<i>Calcolo del momento resistente MR</i>	109
<i>Studio della capacità portante delle travi secondarie</i>	110
Considerazioni a commento	111
Caso studio 6: resistenza al fuoco di una trave portante in legno	112
Descrizione	112
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	113
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	113
Obiettivi dello studio	113
<i>Verifica della trave con il metodo della sezione efficace</i>	114
<i>Protezione della trave al fine di garantire una capacità portante corrispondente a R60</i>	117
Considerazioni a commento	118
Caso studio 7: resistenza al fuoco di una muratura portante	119
Descrizione	119
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	120
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	120
Obiettivi dello studio	120
a) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco della muratura - metodo analitico</i>	120
b) <i>Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco di una muratura di tamponamento</i>	126
Considerazioni a commento	127
Caso studio 8: resistenza al fuoco di una trave portante in alluminio	128
Descrizione	128
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	129

<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	129
Obiettivi dello studio	129
<i>Elementi strutturali in alluminio non protetti</i>	131
<i>Elementi strutturali in alluminio protetti</i>	140
Considerazioni a commento	143
Appendice A - Studio di curve d'incendio	144
A.1 - Caso studio curva RHR(t) e modellazione termica con CFAST - ipotesi incendio in un deposito di lavorati in legno	145
Descrizione	145
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	146
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	146
Obiettivi dello studio	146
a) <i>Determinazione del fattore di ventilazione O:</i>	148
b) <i>Determinazione dei vari parametri significativi della curva:</i>	150
c) <i>Determinazione del verificarsi del flashover:</i>	150
c) <i>Determinazione delle quantità di combustibile bruciato durante l'incendio:</i>	152
d) <i>Determinazione della velocità di combustione:</i>	154
Modellazioni con CFAST	156
a) <i>Ipotesi pareti e solaio in CLS</i>	156
b) <i>Ipotesi struttura portante in C.A. con pareti e solaio in laterizio</i>	160
c) <i>Ipotesi sulla gestione del materiale combustibile - focolare da 5 MW</i>	164
Considerazioni a commento	171
A.2 - Caso studio curva naturale d'incendio - ipotesi incendio in un archivio	172
Descrizione	172
<i>Studio della problematica di sicurezza antincendio</i>	173
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	173
Obiettivi dello studio	173
Considerazioni a commento	177
Appendice B - Applicazione del metodo analitico avanzato per la valutazione della resistenza al fuoco di un'intera struttura	178
Valutazioni con la FSE sulla resistenza al fuoco delle strutture di un fabbricato produttivo con deposito di materiale combustibile	179
Descrizione	179
<i>Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi</i>	179
Obiettivi dello studio	179
a) <i>Inquadramento generale del progetto</i>	181
b) <i>Simulazioni di incendio</i>	182
c) <i>Parametri utilizzati nelle simulazioni di incendio</i>	183
d) <i>Scenario di incendio di progetto esaminato</i>	184
e) <i>Verifiche analitiche della resistenza strutturale al fuoco</i>	185
f) <i>Analisi termo-strutturale</i>	188
Considerazioni a commento	192
Eurocodici utilizzati nella pubblicazione	193
Bibliografia	194
Fonti immagini	195

Prefazione

La progettazione della sicurezza antincendio nelle attività soggette alle visite ed ai controlli dei Vigili del Fuoco e nei luoghi di lavoro, al fine di ridurre l'insorgenza di un incendio e di limitarne le conseguenze, è sancita dal d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151 per le attività soggette, mentre nei luoghi di lavoro è prescritta, in maniera più generale, dall'art. 17 del 9 aprile 2008, n. 81 e s.m.i. (Testo unico per la sicurezza).

Le suddette misure, che si basano sulla preliminare valutazione del rischio incendio, possono essere individuate a partire da un approccio progettuale di tipo prescrittivo o di tipo prestazionale.

Si segnala che tali obblighi valgono anche in attività che non sono luoghi di lavoro in virtù del d.lgs. 139 dell'8 marzo 2006 e s.m.i..

La progettazione antincendio, nel rispetto della normativa vigente in materia, può essere effettuata elaborando soluzioni tecniche flessibili ed aderenti alle specifiche caratteristiche ed esigenze delle attività soggette al controllo di prevenzione incendi (metodo prestazionale).

In questo contesto si inserisce il Codice di prevenzione incendi (Co.P.I.) il quale, senza effettuare uno strappo rispetto al passato, si propone come promotore del cambiamento, privilegiando l'approccio prestazionale, in grado di garantire standard di sicurezza antincendio elevati mediante un insieme di soluzioni progettuali, sia conformi che alternative.

In sostanza, il Codice rappresenta uno strumento finalizzato all'ottenimento degli obiettivi di sicurezza antincendio, caratterizzato da un linguaggio allineato con gli standard internazionali.

La strategia antincendio in esso rappresentata, in dipendenza dei livelli di prestazione scelti, garantisce i prefissati obiettivi di sicurezza, mediante diverse soluzioni progettuali, grazie alla compresenza ed all'apporto delle varie misure antincendio.

Il Consiglio Nazionale degli Ingegneri, a tal proposito, ha condotto un sondaggio che ha coinvolto più di 2000 ingegneri - il 6,3% "professionisti antincendio" attualmente iscritti negli elenchi del Ministero dell'Interno - in merito ai progetti e alle deroghe che hanno fatto ricorso al Codice come metodo di progettazione.

L'indagine, i cui risultati sono stati pubblicati dal CNI sul proprio sito (www.tuttoingegnere.it) il 17 ottobre 2016, ha rivelato un notevole interesse verso le nuove potenzialità introdotte dal Codice ma, allo stesso tempo, un utilizzo non diffuso dello stesso: oltre il 62% dei progettisti, infatti, pur avendo frequentato corsi di formazione incentrati sull'utilizzo del Codice, non ha provato ad utilizzarlo oppure ha rinunciato dopo un tentativo; di quelli che lo hanno adottato, pochi hanno fatto ricorso alle cosiddette soluzioni alternative.

Probabilmente a causa della percepita complessità dello strumento normativo, e conseguente aumento della responsabilità, il Codice è di fatto spesso ignorato a vantaggio del più "consolidato" metodo prescrittivo.

Al fine di illustrare le potenzialità del Codice e di fornire degli strumenti esplicativi, incentrati su esempi pratici di progettazione, che sembrano rappresentare un'esigenza particolarmente sentita dai professionisti intervistati nel sondaggio, è stata attivata una collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Chimica Materiali Ambiente - Facoltà di Ingegneria Civile e Industriale - Università di Roma "Sapienza", il Dipartimento innovazioni tecnologiche e sicurezza degli impianti, prodotti e insediamenti antropici - Istituto Nazionale per l'Assicurazione contro gli Infortuni sul Lavoro, il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco (C.N.VV.F.) ed il Consiglio Nazionale degli Ingegneri.

Saranno quindi sviluppati, secondo l'approccio e con gli obiettivi sopra evidenziati, una serie di compendi riguardanti, fondamentalmente, le dieci misure della strategia antincendio presenti nel Codice.

La presente pubblicazione si occupa delle tematiche relative alla misura *S.2 Resistenza al fuoco*.

I risultati di tale attività potranno costituire, negli intenti dei promotori dell'attività di ricerca, uno strumento di supporto nella progettazione e gestione della sicurezza antincendio nei luoghi di lavoro e uno spunto di riflessione per i professionisti antincendio e, anche a scopo didattico, un ausilio pratico per gli studenti interessati alla formazione specialistica in materia di progettazione antincendio.

1. Obiettivi

L'utilizzo della metodologia del *caso studio*, normalmente utilizzata nel campo della ricerca empirica come metodologia che ha la funzione di approfondimento di una questione, nello specifico, si ritiene possa favorire l'apprendimento dei metodi e degli strumenti offerti dal Codice, illustrandone l'applicazione pratica in contesti reali.

Il *caso studio* consiste nella descrizione di una situazione realistica, a partire dalla quale s'intenderebbe sviluppare nel lettore le capacità analitiche necessarie per affrontare, in maniera sistematica, una situazione reale, nella sua effettiva complessità.

L'obiettivo del ricorso al *caso studio*, nello specifico, non è quello di risolvere un problema, bensì quello di fornire al lettore degli strumenti pratici tesi ad affrontare le varie problematiche reali, ad inquadrarle normativamente ed a collocarle nell'ambito del protocollo fornito dal Codice.



Nella presente pubblicazione, saranno descritte alcune applicazioni inerenti lo studio della resistenza al fuoco di alcuni elementi costruttivi realizzati con i materiali maggiormente in uso.

Si rappresenta che la presente pubblicazione ha scopo divulgativo e non costituisce in alcun modo una linea guida né un canone interpretativo vincolante.

I casi studio trattati non si riferiscono a situazioni reali ma ipotizzate dagli autori a soli fini esplicativi.

I giudizi di valore rappresentano l'opinione degli autori ed in nessun caso costituiscono istruzioni in merito a soluzioni tecniche vincolanti.

Anche l'impiego di modelli di calcolo, formule, valutazioni, grafici e tabelle sono riportati nella presente pubblicazione al solo fine divulgativo e pertanto viene declinata qualsiasi responsabilità in merito all'effettivo utilizzo degli stessi.

In ogni caso tutte le soluzioni tecniche illustrate non hanno avuto concreta realizzazione da parte degli autori che declinano qualsiasi responsabilità in merito alla loro concreta applicazione.

2. Introduzione

2.1 La normativa europea ed i requisiti base delle opere di costruzione

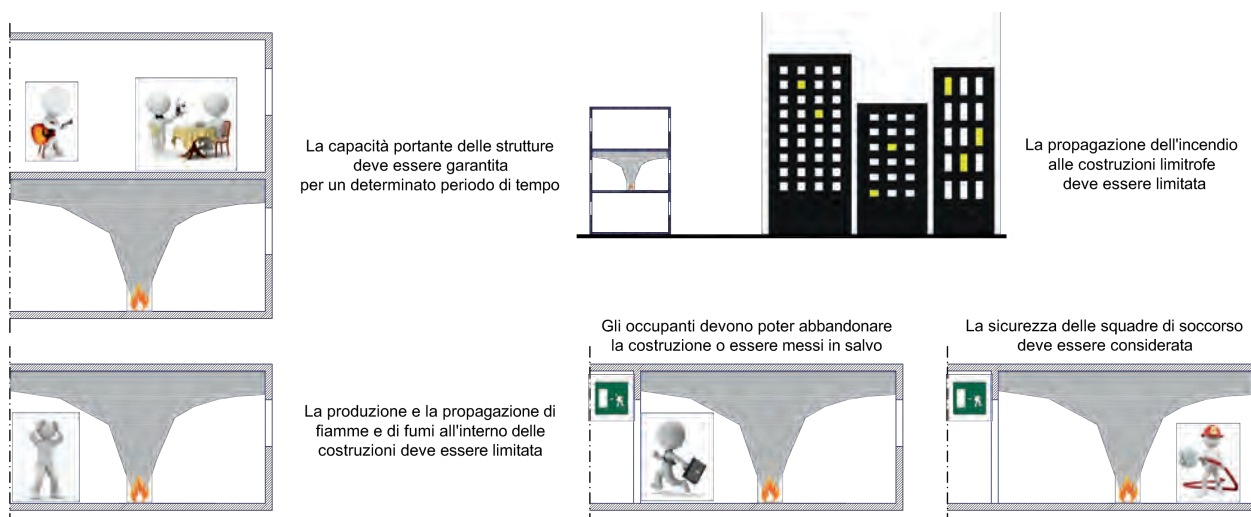
Il CPR, Regolamento Prodotti da Costruzione (UE) n. 305/2011, entrato in vigore il 1 luglio 2013, che ha sostituito la Direttiva 89/106/CEE sui prodotti da costruzione (CPD) recepita in Italia con il d.p.r. n. 246 del 21 aprile 1993, fissa le condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione, attraverso sette requisiti di base.

Tali sette requisiti di base, necessari per una *durata di servizio economicamente adeguata*, sono relativi a: 1) resistenza meccanica e stabilità 2) sicurezza in caso di incendio 3) igiene, salute e ambiente 4) sicurezza e accessibilità nell'uso 5) protezione contro il rumore 6) risparmio energetico e ritenzione del calore 7) uso sostenibile delle risorse naturali.

Solo i materiali conformi ai requisiti del Regolamento CPR e delle corrispondenti Norme Armonizzate possono riportare la marcatura CE ed essere quindi immessi sul mercato nei Paesi dello Spazio Economico Europeo.

All'allegato I del CPR, in riferimento alla "sicurezza in caso di incendio", è stabilito che:

"le opere di costruzione devono essere concepite e realizzate in modo che, in caso di incendio: a) la capacità portante dell'edificio possa essere garantita per un periodo di tempo determinato; b) la generazione e la propagazione del fuoco e del fumo al loro interno siano limitate; c) la propagazione del fuoco a opere di costruzione vicine sia limitata; d) gli occupanti possano abbandonare le opere di costruzione o essere soccorsi in altro modo; e) si tenga conto della sicurezza delle squadre di soccorso."



GLI OBIETTIVI DELLA SICUREZZA ANTINCENDIO SECONDO IL C.P.R. 305/2011

Al perseguimento del requisito in esame contribuiscono tutte le misure *attive*, *passive* e *gestionali* di prevenzione incendi.

Nella presente pubblicazione ci si occuperà della misura antincendio di protezione *passiva* denominata *"Resistenza al fuoco"*.

La resistenza al fuoco delle strutture rappresenta una fondamentale misura di protezione per garantire, in condizioni di incendio, un opportuno livello di sicurezza della costruzione; essa concerne la capacità portante e il concetto di compartimentazione che consente di frazionare una costruzione in volumi protetti dagli effetti dell'evento incendio, riducendo il rischio di propagazione dello stesso alle aree limitrofe.

Il progetto di una struttura con requisiti di resistenza al fuoco o capacità portante in condizioni di incendio, sottoposta ad uno specifico incendio, esprime la garanzia che la stessa sia in grado di sopportare i carichi agenti, prima dell'incendio e quelli eventualmente introdotti a seguito dello stesso, per un tempo prefissato.

Dal punto di vista strutturale, il requisito in questione, se riferito al modello di incendio nominale standard, è generalmente indicato con la lettera R seguita dal tempo minimo, espresso in minuti, nel quale la struttura in esame svolge la funzione sopra indicata.

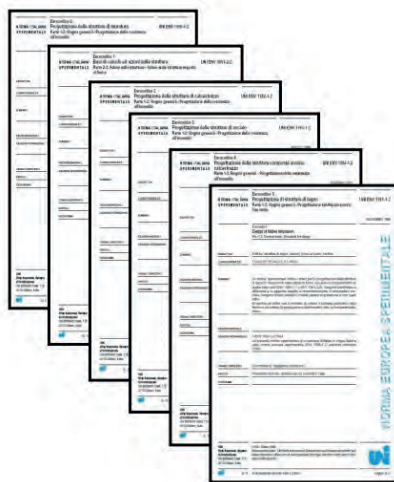
Ad esempio, una struttura R90, ove sottoposta all'incendio standard, garantisce la propria capacità portante per un tempo minimo pari a 90 minuti.

La verifica al fuoco della capacità portante di una struttura, a seconda del materiale di cui è costituita, sarà oggetto dei casi studio esaminati nel seguito della pubblicazione.

2.2 La normativa italiana

In Italia, il panorama normativo relativo al calcolo e alla verifica di resistenza al fuoco rimanda all'applicazione degli Eurocodici (EC) e alle relative appendici contenenti i parametri definiti a livello nazionale (NDP); si segnala che il d.m. 31 luglio 2012 (*Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici*) è attualmente in via di revisione.

Numero norma	Titolo	Recepimento	Errata corrige
UNI EN 1991-1-2:2004	Eurocodice 1 Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco	EN 1991-1-2:2002	EC 1-2010 EC 2-2013
UNI EN 1992-1-2:2005	Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1992-1-2:2004	
UNI EN 1993-1-2:2005	Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1993-1-2:2005	EC 1-2007 EC 2-2011
UNI EN 1994-1-2:2014	Eurocodice 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1994-1- 2:2005/A1:2014 EN 1994-1-2:2005	
UNI EN 1995-1-2:2005	Eurocodice 5 Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1995-1-2:2004	EC 1-2008 EC 2-2010
UNI EN 1996-1-2:2005	Eurocodice 6 Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1996-1-2:2005	EC 1-2011
UNI EN 1999-1-2:2007	Eurocodice 9 Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1999-1-2:2007	EC 1-2010

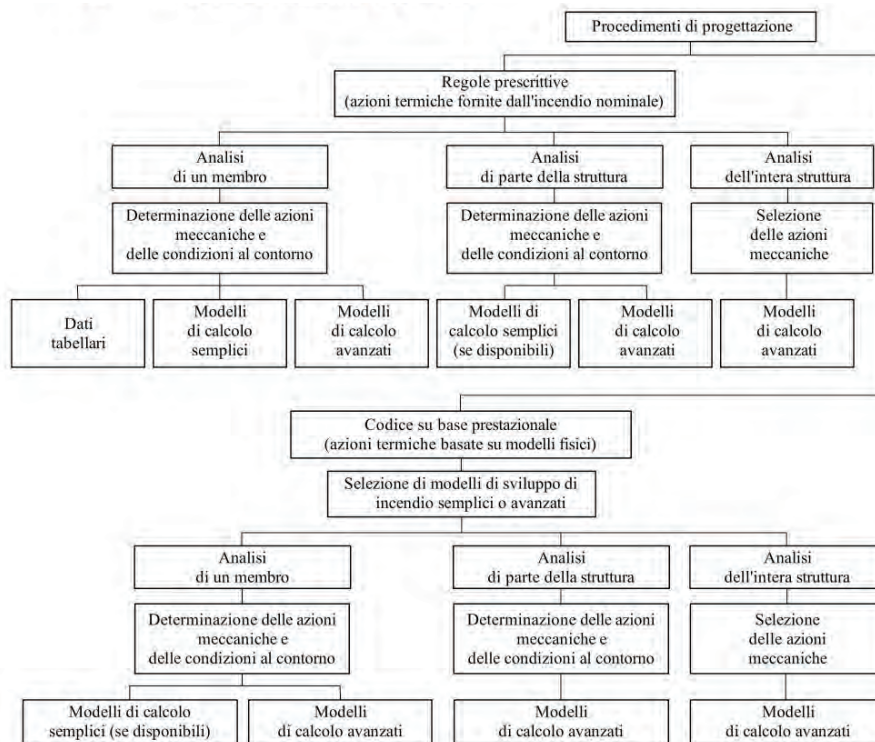


- ✓EN 1991-1-2 «Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni sulle strutture esposte al fuoco»
- ✓EN 1992-1-2 «Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio»
- ✓EN 1993-1-2 «Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio»
- ✓EN 1994-1-2 «Progettazione delle strutture miste acciaio calcestruzzo – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio»
- ✓EN 1995-1-2 «Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio»
- ✓EN 1996-1-2 «Progettazione delle strutture di muratura – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio»
- ✓EN 1999-1-2 «Progettazione delle strutture di alluminio – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio»

Le parti degli EC strutturali relative al fuoco (generalmente le parti 1-2) affrontano aspetti di verifica della capacità portante in condizioni di incendio e aspetti inerenti la compartimentazione.

Esse prendono in esame aspetti specifici della protezione passiva in termini sia di progettazione di elementi strutturali, o strutture complete, in presenza di carichi concomitanti con l'incendio, sia di limitazione della diffusione dell'incendio stesso, ove rilevante.

I livelli di prestazione (vedi punto 3 del d.m. 9 marzo 2007 e par. S.2.2 del Codice) possono essere precisati in relazione a classi di resistenza al fuoco nominali (incendio normalizzato), in generale fornite nei regolamenti antincendio nazionali, oppure, qualora consentito da quest'ultimi, ricorrendo all'ingegneria della sicurezza contro l'incendio per valutare le misure di protezione attive e passive.



UNI EN 1991-1-2: APPROCCI ANALITICI ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE A CALDO

In caso di modellazione dell'incendio con curve naturali, le analisi di singole membrature o di parti della struttura non sono in generale consentite dalla normativa italiana (a meno che non si dimostri che i sottosistemi siano più cautelativi).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza (per le azioni e per i materiali) sono forniti dal CEN sotto forma di valori raccomandati (NPD) e sono successivamente fissati dagli Stati Membri; l'Italia ha operato tali scelte attraverso il d.m. 31 luglio 2012.

Sinteticamente si accenna al fatto che le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} ; tali coefficienti sono reperibili nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018), d.m. 17 gennaio 2018, (tab. 2.5.1).

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

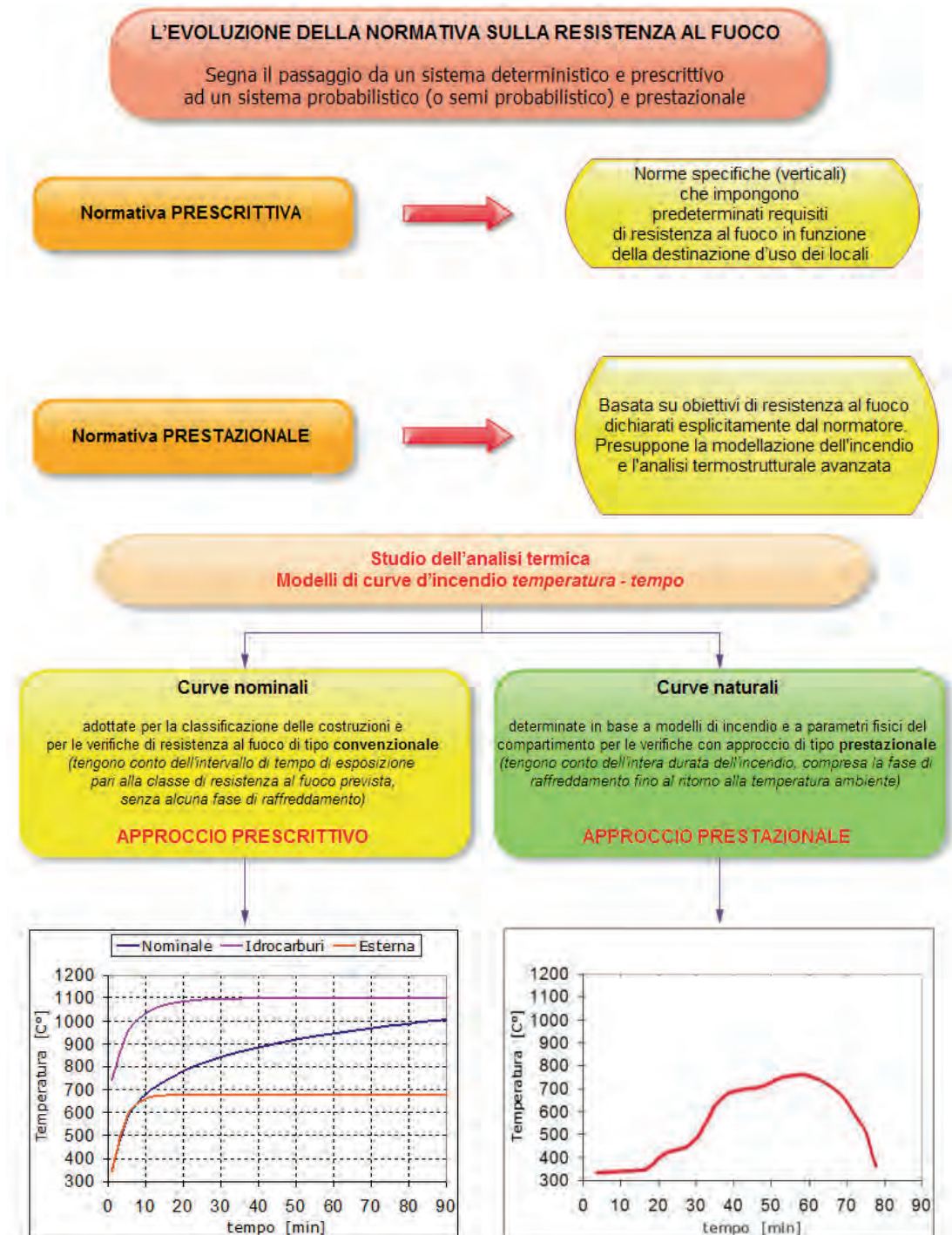
Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Un procedimento analitico completo di progettazione di strutture resistenti al fuoco considera il comportamento del sistema strutturale a temperature elevate, il potenziale flusso di calore a cui la struttura è esposta e il benefico effetto dei sistemi di protezione attiva e passiva.

Si segnala, peraltro, che i protettivi, ad oggi, non possono essere certificati in presenza di incendi naturali. Attualmente è possibile eseguire un procedimento di calcolo per determinare una prestazione adeguata, che comprende alcuni, se non tutti, i parametri previsti, e per dimostrare che la struttura o i suoi componenti forniscono una prestazione soddisfacente in un incendio reale di un edificio.

L'applicazione della parte 1-2 dell'EC1 prevede due procedimenti alternativi di progettazione che vengono illustrati nella figura precedente, dove vengono identificati l'approccio *prescrittivo* e quello su base *prestazionale*, utilizzando l'ingegneria di sicurezza antincendio (vedi figura precedente).

Nel primo si utilizza l'incendio *nominale* per generare le azioni termiche, mentre nel secondo ci si riferisce ad azioni termiche basate su parametri fisici e chimici.



3. Le azioni sulle strutture esposte al fuoco

La verifica di resistenza al fuoco della struttura sottoposta ad incendio viene eseguita seguendo due fasi:

- a) la determinazione delle azioni agenti sulla stessa;
- b) l'applicazione di metodi di calcolo (semplificati o avanzati) o sperimentali.

Le azioni agenti sulle strutture sottoposte ad incendio sono di due tipologie: meccanica e termica.

3.1 Azioni meccaniche

La struttura dovrà essere in grado di conservare, a seguito dell'incremento di temperatura cui è soggetta, la propria capacità portante per un tempo prefissato, a fronte al decadimento della proprietà meccaniche dei materiali di cui è costituita.

L'incendio è considerato un'azione eccezionale per una struttura (vedi punto 2.5.1.3 lett. c) delle NTC 2018); si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la *combinazione eccezionale*.

Pertanto, il valore dell'azione di progetto $F_{fi,d}$, in caso d'incendio (sia essa una forza N'_c o un momento M'_c) conformemente alle prescrizioni dettate al punto 2.5.3 delle NTC 2018, non considerando azioni di pretensione e precompressione (P), è pari a:

$$F_{fi,d} = G_K + \Sigma A_d(t) + \psi_{2,i} \times Q_{K_i}$$

dove (vedi punto 2.5.1.3 delle NTC 2018):

- G_K è il valore caratteristico delle azioni permanenti (pesi propri, ecc.);
- $\Sigma A_d(t)$ sono i valori di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione all'incendio (ad esempio, eventuali sollecitazioni iperstatiche causate da dilatazioni termiche impedito o differenziate);
- Q_{K_i} è il valore caratteristico dell'azione variabile (sovraccarichi accidentali, neve, vento, ecc.);
- $\psi_{2,i}$ è il coefficiente parziale relativo all'azione variabile, per combinazione dei carichi per azione eccezionale (vedi tab. 2.5.I delle NTC 2018).

Per ciascuna delle azioni considerate occorre quindi determinare il valore caratteristico (k).

In funzione dello schema statico della struttura, la dilatazione termica che accompagna la risposta termica può essere contrastata determinando degli sforzi termici indotti non presenti nella struttura nelle condizioni a *freddo*.

In combinazione con le azioni meccaniche, tali sforzi provocano uno stato di deformazione della struttura che, talvolta, può condurre alla rottura.

L'analisi della risposta meccanica della struttura consente di determinare la resistenza della stessa, in condizioni di incendio.

In pratica, l'accadimento incendio può essere considerato un particolare carico per la struttura, con l'aggravante che esso è potenzialmente in grado di ridurre le proprietà meccaniche dei materiali costituenti la medesima.

3.2 Azioni termiche

La necessità di effettuare l'analisi termica della struttura mira alla ricostruzione della distribuzione delle temperature, all'interno della stessa, al fine di monitorarne la capacità portante e la deformazione in atto, in funzione del tempo.

Le azioni di natura termica agenti sulla struttura per effetto dell'incendio sono costituite dal *flusso termico netto* che investe la superficie unitaria degli elementi costituenti la medesima:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

h_{net} , in W/m^2 , è la somma dei flussi termici netti per convezione ($h_{net,c}$) e per irraggiamento ($h_{net,r}$), vedi norma UNI EN 1991-1-2

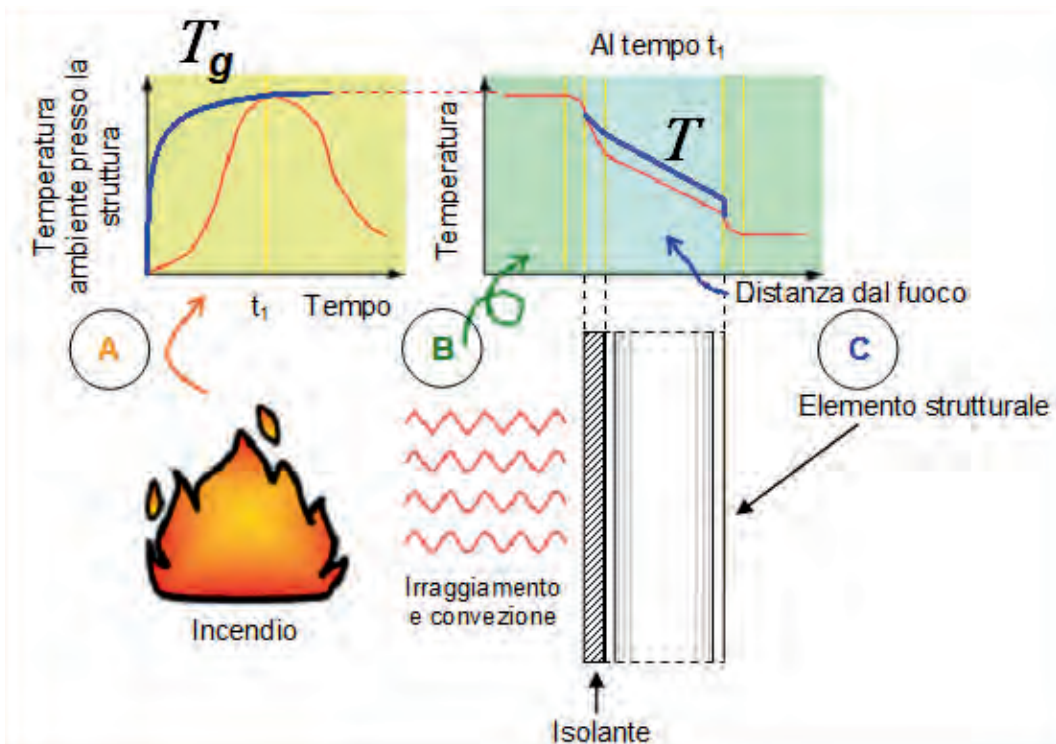
$$h_{net,c} = \alpha_c (T_g - T)$$

$$h_{net,r} = \epsilon_m \epsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \times [(T_g + 273)^4 - (T + 273)^4]$$

dove:

- α_c è il coefficiente di scambio del calore per convezione in $W/m^2\text{°C}$;
- T_g è la temperatura dello strato di gas nel locale che lambisce l'elemento strutturale espressa in °C ;
- T è la temperatura superficiale dell'elemento espressa in °C ;
- ε_m è l'emissività della superficie dell'elemento;
- ε_f è l'emissività dei gas di combustione ($\varepsilon_f = 1$);
- $5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2 K^4$ è la costante di Stefan-Boltzmann.

α_c ($W/m^2\text{°C}$)	Elementi non esposti direttamente all'incendio	Curva ISO 834 e Curva da esterni (Elementi esposti)	Curva degli idrocarburi (lato esposto)	Modelli di fuoco naturale
	4 oppure 9 ¹	25 ²	50 ²	35 ³



FASI DELL'ANALISI TERMICA

¹ Vedi punto 3.1 della norma UNI EN 1992-1-2

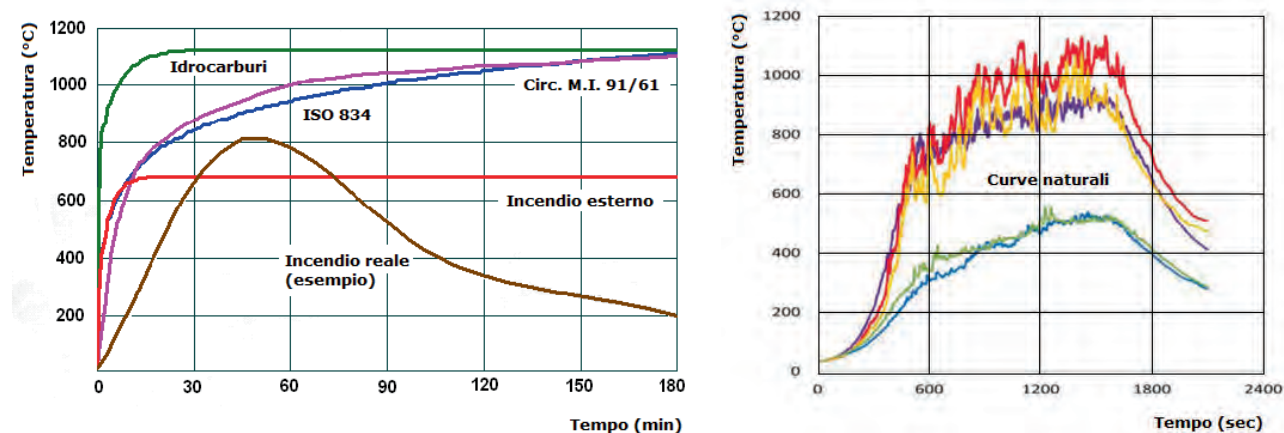
² Vedi punto 3.2 della norma UNI EN 1992-1-2

³ Vedi Appendice B della norma UNI EN 1992-1-2

4. La modellazione dell'incendio

In riferimento alla determinazione dell'andamento della temperatura ambiente durante le fasi dell'incendio, la normativa europea consente, in pratica, due approcci per la risoluzione dell'analisi termica. Sono ammesse curve di incendio, tempo-temperatura, nominali (approccio prescrittivo) e naturali (approccio prestazionale):

- la *curva nominale* è adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale; essa rappresenta essenzialmente la fase post flashover (incendio pienamente sviluppato), senza considerare le fasi di innesco, propagazione e raffreddamento;
- la *curva naturale* viene determinata in base a modelli d'incendio, e a parametri fisici, che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento; essa agisce sugli elementi costruttivi per l'intera durata dell'incendio, compresa la fase di raffreddamento, fino al ritorno alla temperatura ambiente.



CURVE NOMINALI E NATURALI

Le curve nominali, esprimendo una semplificazione dell'evento incendio, risultano comode per le sperimentazioni dei materiali, consentendo una standardizzazione delle prove nei paesi europei e, nel contempo, si prestano ad una facile implementazione nei laboratori di prova (vedi punto 3.2 della norma UNI EN 1991-1-2).

Di contro, le curve nominali sono in generale poco aderenti all'andamento reale dell'incendio in quanto strettamente crescenti e non influenzate dalla reale distribuzione dei materiali nel compartimento antincendio.

Una curva nominale tipicamente utilizzata è la curva standard ISO 834:

$$T_g = 20 + 345 \times \log_{10}(8t + 1)$$

dove:

- t è il tempo, espresso in minuti;
- T_g è la temperatura in °C.

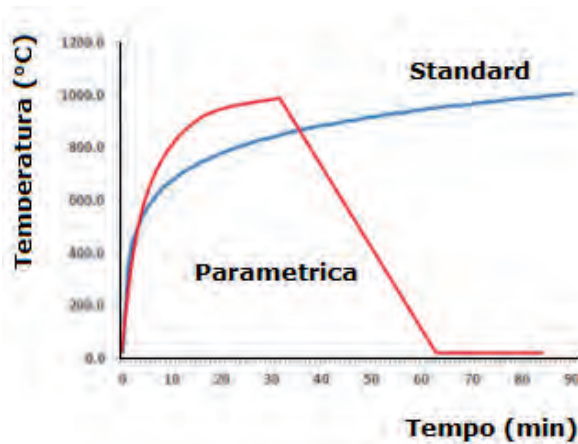
I modelli di incendi naturali sono di tre tipologie:

- modelli di incendio sperimentali (es.: prove di incendio su scala reale);
- modelli di incendio numerici semplificati (es.: curve parametriche);
- modelli di incendio numerici avanzati (modelli a zone e di campo).

Le curve d'incendio *parametriche* si basano sull'ipotesi che la temperatura rimanga uniforme all'interno del compartimento interessato dall'incendio, fornendo un modello semplificato del comportamento dell'incendio.

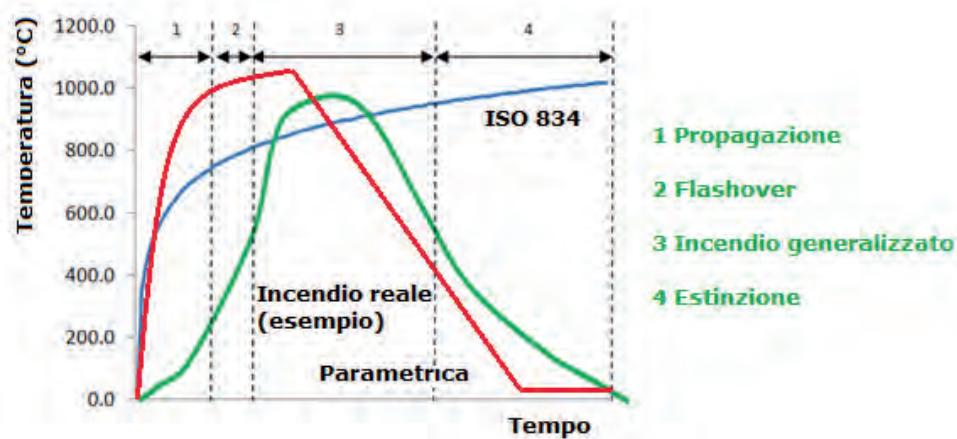
Una curva parametrica tiene conto della dimensione del compartimento, del carico d'incendio, delle condizioni di ventilazione e delle proprietà termiche dei muri e del soffitto presenti nel compartimento.

In confronto alla curva d'incendio standard, la curva parametrica fornisce una stima più aderente e significativa rispetto al reale andamento dell'incendio nel compartimento considerato.



CURVE PARAMETRICHE

Le curve parametriche, come detto, tengono conto, in maniera approssimata, dell'andamento della temperatura nel tempo: sono evidenziate, infatti, una fase crescente (riscaldamento e propagazione) ed una fase decrescente (raffreddamento ed estinzione), con il raggiungimento di una temperatura di picco, più o meno elevata a seconda del quantitativo di combustibile presente e della probabilità di apporto di ossigeno fresco proveniente dall'esterno.



INCENDIO REALE E CURVA PARAMETRICA

Nell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2 viene rappresentata un'espressione parametrica delle curve temperatura-tempo, valida per compartimenti fino a 500 m², privi di aperture a soffitto e altezza massima di 4 m; l'andamento reale della temperatura dipende dal valore di progetto del carico d'incendio specifico relativo all'area totale A_t del compartimento q_{t,d} (limitato tra 50 e 1000 MJ/m²) e dal fattore di ventilazione O (limitato tra 0,02 e 0,20) così definiti:

$$q_{t,d} = q_{f,d} A_f / A_t \quad (\text{MJ/m}^2)$$

$$O = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t} \quad (\text{m}^{0,5})$$

dove:

- q_{f,d} è il valore di progetto del carico d'incendio specifico relativo all'area in pianta A_f del pavimento (MJ/m²), ricavabile dall'appendice E);
- A_f è l'area del pavimento (m²);
- A_t è l'area totale del compartimento (pareti, soffitto e pavimento, incluse le aperture) (m²);
- A_v è l'area totale delle aperture verticali su tutte le pareti del compartimento (m²);
- h è l'altezza delle aperture verticali.

Si assume che il carico d'incendio del compartimento venga bruciato fino al completo esaurimento.

I modelli di incendi naturali permettono la descrizione del reale andamento della temperatura nei locali interessati dall'incendio, considerando anche l'estensione del focolaio e dello strato dei fumi caldi nelle fasi iniziali dell'incendio (ad esempio con i modelli a due zone) che sono quelle più delicate dal punto di vista dell'evacuazione degli occupanti e dello svolgimento delle operazioni di soccorso.

Rinviando alla specifica letteratura si accenna solamente all'esistenza di modelli di incendio numerici avanzati (modelli a zone e di campo).

I modelli a zone derivano da modelli di fluidodinamica computazionale sviluppati per lo studio dell'incendio, focalizzando il comportamento dei flussi termici a bassa velocità dei gas di combustione.

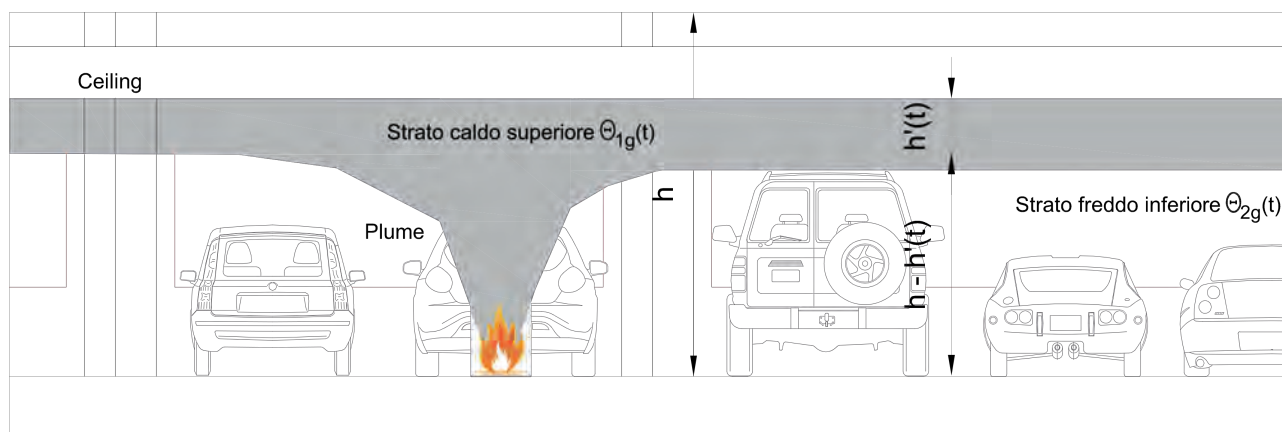
Tali modelli suddividono l'ambiente da esaminare in zone macroscopiche; il numero di tali zone è funzione del livello di dettaglio richiesto, all'interno delle quale saranno valutate le grandezze rappresentative.

All'interno di tali zone, i parametri temperatura (Θ_g è la temperatura del gas nel compartimento antincendio), densità e pressione si assumono uniformi ma variabili nel tempo.

Il modello a due zone si utilizza nello studio di incendi localizzati (fase *pre flashover*), mentre quello ad una zona viene applicato nello studio di incendi pienamente sviluppati (fase *post flashover*).

La casistica degli incendi di tipo localizzato, dove si assiste ad un'accumulazione di prodotti di combustione in corrispondenza dello strato superiore adiacente al soffitto e soprastante lo strato inferiore, dove le temperature dei gas si mantengono più fredde, risulta efficacemente riprodotta da un modello a due zone.

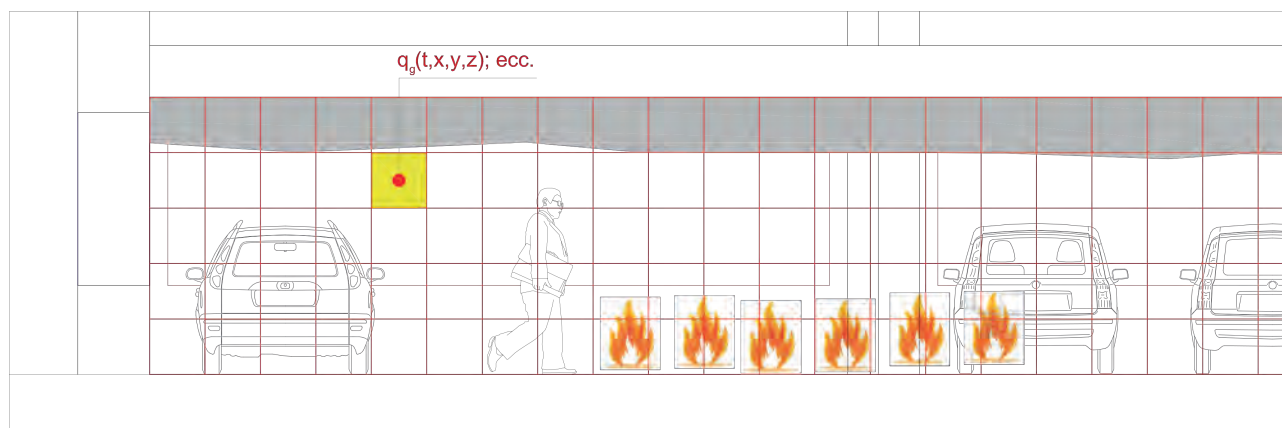
Il modello a due zone può lavorare in sinergia con quello ad una zona, al fine di ottenere una descrizione completa della genesi dell'incendio, dalla fase di innesco a quella di estinzione.



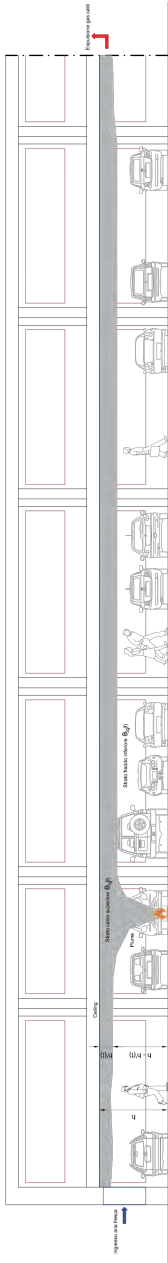
MODELLO A ZONE

Da ultimo si accenna ai modelli di campo (modelli numerici euleriani); essi sono implementati nei software specialistici di fluidodinamica computazionale (CFD) ed offrono la più avanzata opportunità di simulazione dell'incendio ad oggi disponibile.

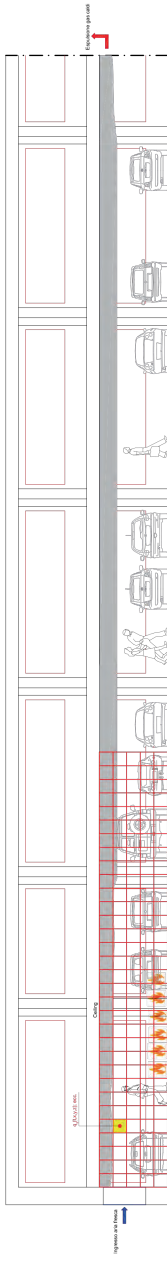
Il compartimento viene suddiviso in una griglia/mesh tridimensionale costituita da elementi cubici per i quali si risolvono le equazioni differenziali di conservazione dell'energia termica, della massa e della quantità di moto. L'approccio è sviluppato utilizzando i metodi delle differenze finite, degli elementi finiti o degli elementi di confine; gli output sono di tipo tridimensionale e, raffrontati ai modelli a zone, risultano ovviamente assai più dettagliati.



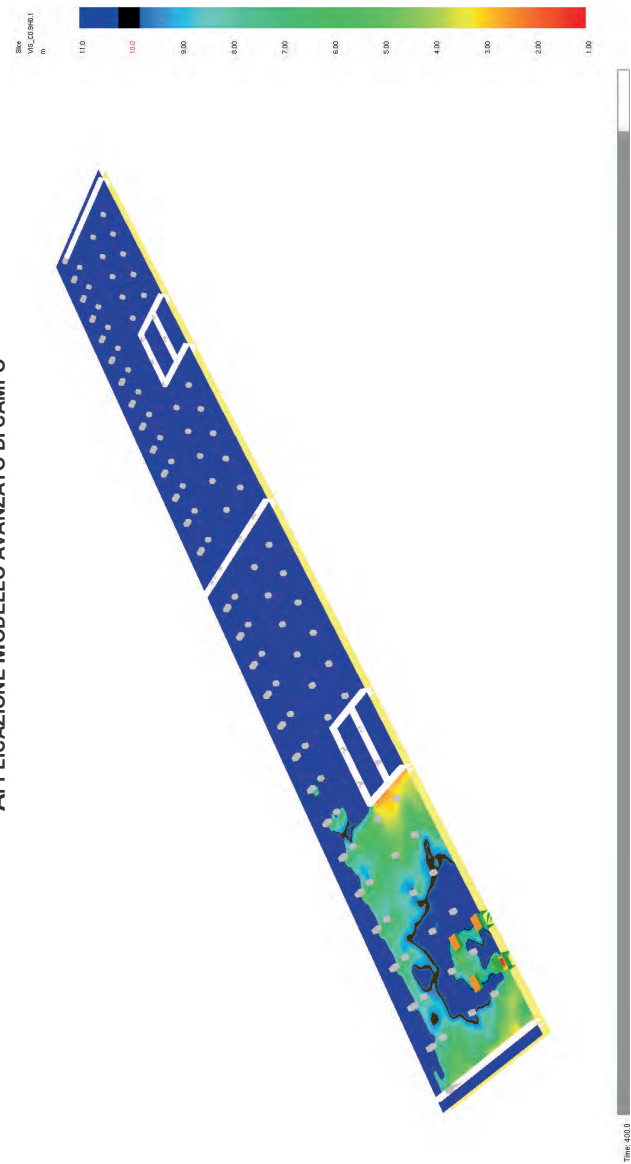
MODELLO DI CAMPO



APPLICAZIONE MODELLO AVANZATO A DUE ZONE



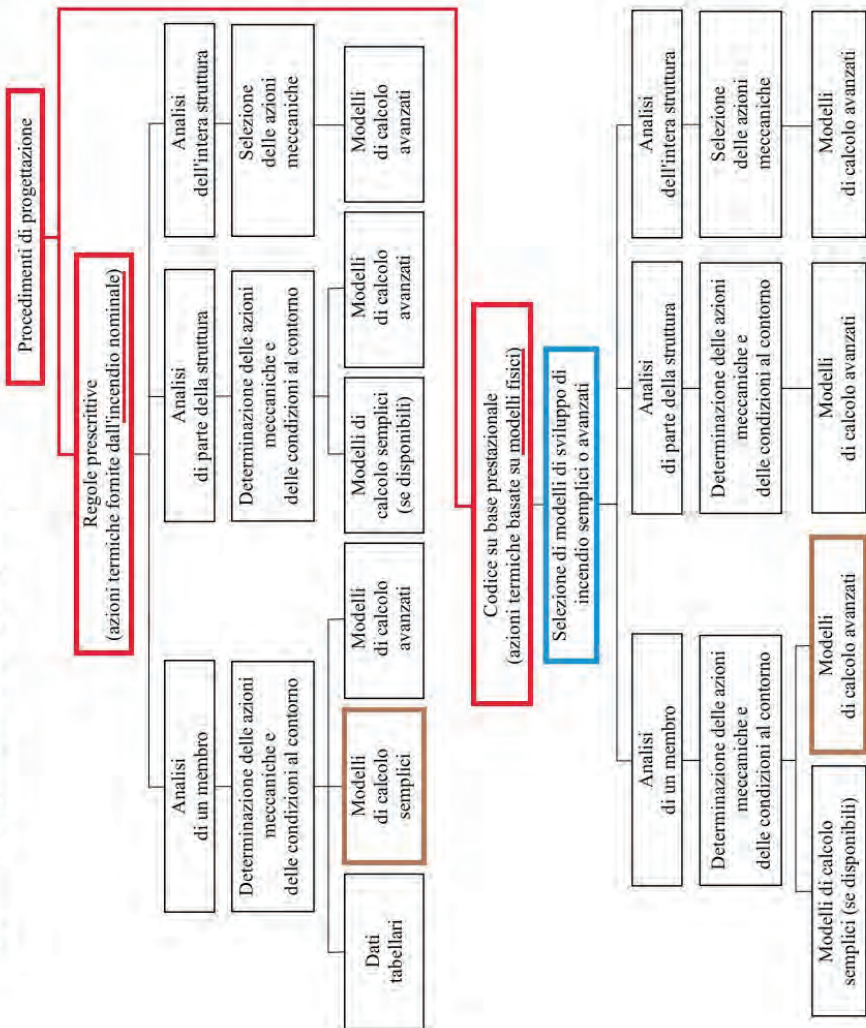
APPLICAZIONE MODELLO AVANZATO DI CAMPO



OUTPUT DI FDS⁴ BASATO SULL'ANALISI DELLA FLUIDODINAMICA COMPUTAZIONALE (CFD)

⁴ Fire Dynamics Simulator (FDS) è un software realizzato e rilasciato open source dal NIST (National Institute of Standards and Technology).

figura 1 Procedimenti alternativi di progettazione



MODELLI DI INCENDIO

NOMINALI
 $\Theta(t)$ (temperatura dei gas nel compartimento antincendio) è l'unico dato di output, indipendente dai parametri del compartimento e con distribuzione uniforme nello spazio

NATURALI
 $\Theta(t)$ valutata nell'intorno della struttura in funzione dei parametri che governano l'evoluzione dell'incendio (ambito, RHR, ecc.)

NOMINALI

d.m. 9 marzo 2007
 Co.P.I.
 NTC 2018
 (approccio prescrittivo)

Curva nominale standard ISO 834
(Incendio celluloso)

Idrocarbon curve

External fire curve

NATURALI

d.m. 9 marzo 2007
 Co.P.I.
 NTC 2018
 (approccio prestazionale)

Modelli semplificati:
 hanno campo di applicazione limitato a strutture basate su parametri fisici (A, ecc.) e non tengono conto dell'evoluzione dell'incendio né dei sistemi automatici di spegnimento

Curve parametriche
 Curve da incendio localizzato

Modelli avanzati:
 teoricamente non hanno limiti applicativi, sono basati sulle curve di rilascio termico RHR(t) e tengono conto dell'intervento dei sistemi automatici di spegnimento

a una zona
a due zone
 fluidodinamica
 computazionale CFD
 (o di campo)

QUADRO SINOTTICO DEI CRITERI PER LA SCELTA DEI MODELLI DI INCENDIO

5. La valutazione della resistenza al fuoco

La valutazione della resistenza al fuoco di un elemento costruttivo può essere effettuata seguendo diverse tipologie di metodi:

- prove sperimentali (Allegato B del d.m. 16 febbraio 2007 e cap. S.2 del Codice);
- valutazioni analitiche (Allegato C del d.m. 16 febbraio 2007 e cap. S.2 del Codice);
- confronto tabellare (Allegato D del d.m. 16 febbraio 2007 e cap. S.2 del Codice).



Le valutazioni analitiche si effettuano, come detto, mediante gli Eurocodici e le relative appendici contenenti i parametri definiti a livello nazionale (NDP); ovviamente, per la parte inerente la combinazione delle azioni agenti sulle strutture, occorre riferirsi alle NTC 2018.

5.1 Metodo sperimentale

Il metodo sperimentale consiste nell'analisi in forno del comportamento a caldo di elementi strutturali protetti o non.

Questi ultimi sono caratterizzati attraverso test condotti in base alle norme della serie EN 13381, mentre per i primi le norme della serie EN 13501.

Si rimanda all'elenco degli standard normativi di riferimento per l'applicazione del metodo sperimentale, forniti dalle norme della serie EN 13501, per gli opportuni approfondimenti.

5.2 Metodo tabellare

Il metodo tabellare è utilizzabile solamente per l'analisi di singoli elementi esposti alla curva standard ISO 834; le uniche tabelle ammesse dalla norma, prima dell'avvento del Codice (vedi par. S.2), erano quelle previste dall'Allegato D del d.m. 16 febbraio 2007.

Dopo la pubblicazione del Codice, esse sono state riportate nel cap. S.2 con opportune integrazioni.

Le tabelle forniscono direttamente, in funzione di pochi parametri, il valore della classe di resistenza al fuoco di elementi portanti e non.

Si tratta di un metodo fondamentalmente rigido, limitato ai soli elementi costruttivi riportati nelle tabelle, i cui valori non consentono interpolazioni e/o estrapolazioni, né postulano la possibilità di variare le condizioni di utilizzo.

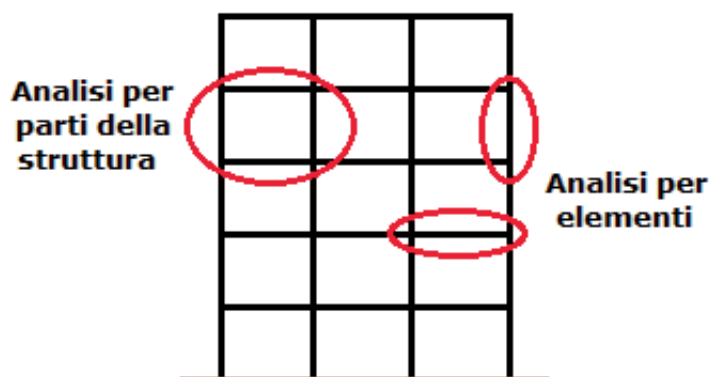
5.3 Metodo analitico

Nell'ambito del quadro normativo, con riferimento ai soli elementi strutturali, la verifica analitica in condizioni di incendio può essere effettuata secondo tre approcci differenti, contraddistinti da diversi livelli di complessità (vedi *parti fuoco* degli EC):

- impiego di tabelle, consentito solo per specifiche tipologie;
- metodi di calcolo semplificati, con i quali i singoli componenti della struttura vengono verificati introducendo delle ipotesi semplificative e cautelative;
- metodi di calcolo avanzato, con i quali è possibile risolvere qualunque tipo di struttura (elementi singoli, parti di struttura, struttura globale) soggetta all'azione di qualsiasi tipo di incendio e che costituisce, pertanto, il metodo più raffinato per l'applicazione dell'approccio prestazionale.

Nello schema seguente sono riassunte le varie possibilità di applicazione dei tre metodi analitici di verifica strutturale a caldo, in funzione delle condizioni di incendio (nominale o naturale).

Parti della struttura da verificare	Metodi di verifica applicabili	Condizioni di incendio nominale (curva standard ISO 834)	Condizioni di incendio naturale
Singolo elemento	Tabellare	applicabile	non applicabile
	Semplificati	applicabile	applicabile (ove disponibile)
	Avanzato	applicabile	applicabile
Parti della struttura	Tabellare	non applicabile	non applicabile
	Semplificati	applicabile (ove disponibile)	non applicabile
	Avanzati	applicabile	applicabile
Struttura globale	Tabellare	non applicabile	non applicabile
	Semplificati	non applicabile	non applicabile
	Avanzati	applicabile	applicabile



In sostanza, l'analisi per singoli elementi risulta comoda ed è utilizzata generalmente se l'incendio è modellato con curve nominali; l'analisi di parti di strutture, o dell'intero complesso, si utilizza se l'incendio viene modellato con curve naturali.

5.3.1 Metodi di calcolo analitici semplificati

L'applicazione dei metodi analitici semplificati, che si basano su ipotesi conservative, è limitata ai singoli elementi e, al massimo, all'analisi di semplici sottostrutture.

Condizione necessaria affinché si possano analizzare le singole membrature, in luogo dell'intera struttura, è quella di poter considerare stabili, nel corso dell'incendio, sia le condizioni di vincolo agli estremi dell'elemento da verificare, sia le caratteristiche delle sollecitazioni in corrispondenza degli stessi (pertanto sono trascurabili le sollecitazioni indirette prodotte da deformazioni dovute all'incendio).

In condizioni di incendio naturale, l'applicazione di tali metodi di calcolo risulta assai limitata dalla circostanza per la quale il riscaldamento dell'elemento da verificare è completamente diverso da quello che si verifica in condizioni di incendio standard.

I metodi di calcolo utilizzabili sono quelli contenuti negli EC e le modalità per la classificazione degli elementi in base ai risultati di calcoli sono quelle previste dall'Allegato C del d.m. 16 febbraio 2007 e dal Codice.

5.3.2 Metodi di calcolo analitici avanzati

L'applicazione dei metodi analitici avanzati, applicabili in qualsiasi circostanza, costituisce l'unico strumento disponibile (anche) per le analisi su intere strutture.

I metodi di calcolo avanzati sono in grado di riprodurre in dettaglio la situazione reale, per qualsiasi curva di incendio; essi necessitano di una minuziosa schematizzazione della struttura da verificare, con la puntuale determinazione della temperatura all'interno delle sezioni trasversali, tenendo conto della risposta meccanica e della variazione delle proprietà termiche dei materiali di cui è costituita.

Con l'applicazione di tali metodi di calcolo si riesce a tener conto dei reali coefficienti riduttivi della resistenza e della rigidità dei materiali, dell'effetto dell'espansione termica, dei gradienti di temperatura e delle azioni indirette in genere.

Verifiche di sicurezza in condizioni di incendio

Le verifiche di sicurezza della struttura debbono essere effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) in riferimento alla combinazione eccezionale dei carichi e possono essere eseguite secondo tre criteri:

→ *nel dominio del tempo:*

occorre verificare che il tempo necessario per raggiungere il collasso sia superiore al tempo di resistenza al fuoco richiesto:

$$t_{\text{collasso}} \geq t_{\text{richiesto}}$$

→ *nel dominio della resistenza:*

occorre verificare che nell'intervallo di tempo richiesto la resistenza della struttura $R_{fi,d,t}$ sia superiore all'effetto delle azioni $E_{fi,d}$:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d} \text{ al tempo } t = t_{\text{richiesto}}$$

→ *nel dominio della temperatura:*

occorre verificare che la temperatura del materiale nell'intervallo di tempo richiesto sia inferiore al valore critico determinante il collasso:

$$\theta \leq \theta_{cr} \text{ al tempo } t = t_{\text{richiesto}}$$

I tre criteri portano allo stesso risultato, tuttavia la verifica nel dominio della resistenza presenta qualche vantaggio; essa è simile alla verifica a temperatura ambiente; infatti, a partire dalle proprietà del materiale si calcola la capacità portante della struttura.

Inoltre, in tale tipo di verifica, in ogni istante è possibile misurare il margine di sicurezza della struttura; negli altri due tipi di verifica (nel dominio del tempo e della temperatura), viceversa, non è agevole determinare un corrispondente margine di sicurezza.

In relazione alle condizioni di incendio, si osserva che nella fase di decadimento degli incendi naturali la struttura si raffredda ($\theta \leq \theta_{max}$) e riconquista resistenza ($R_{fi,d,t} \geq R_{fi,d,min}$); pertanto, le verifiche nel dominio della resistenza e della temperatura eseguite solamente al tempo $t_{\text{richiesto}}$ non risultano completamente affidabili.

Per ovviare a tale circostanza è necessario replicare l'analisi negli istanti successivi fino al raggiungimento della condizione $R_{fi,d,t} = E_{fi,d}$ o dimostrando che il valore minimo della resistenza $R_{fi,d,min} \geq E_{fi,d}$ e, quindi, la struttura non collassa neanche dopo la completa combustione dei materiali presenti nell'ambiente.

6. Il comportamento al fuoco dei materiali strutturali

Ogni materiale comunemente utilizzato per scopi strutturali possiede un diverso comportamento al fuoco, del quale occorre tener conto ai fini della resistenza al fuoco e che, eventualmente, obbliga il progettista ad apportare gli adeguati accorgimenti ai fini della protezione antincendio.

Il calcestruzzo ordinario è una miscela eterogenea incombustibile; in linea generale, pertanto, le strutture in C.A. si comportano bene nei confronti dell'incendio.

Tuttavia gli effetti del fuoco sui componenti del cemento, e quindi sull'insieme strutturale, possono essere di non poco conto.



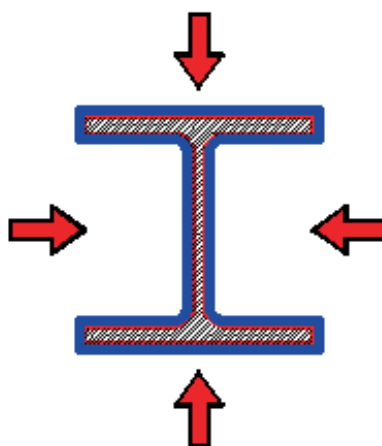
MAPPA TERMICA DI UNA SEZIONE DI UNA TRAVE IN C.A.

A causa delle elevate temperature provocate dall'incendio, infatti, si assiste alla vaporizzazione dell'acqua presente nella struttura porosa del cemento; tale fenomeno determina lo sviluppo di pressioni interne in grado di causare sovrappressioni interne al cemento, con conseguente disidratazione della pasta di cemento che conduce alla progressiva perdita della capacità legante.

L'espulsione di piccole scaglie, la variazione dimensionale degli aggregati silicei e la decomposizione di quelli calcarei, determinano una sensibile riduzione della resistenza meccanica della struttura e una conseguente diminuzione della risposta a compressione che a circa 800 °C si riduce a livelli anche inferiori al 20% di quella iniziale.

Anche l'acciaio è un materiale incombustibile, le cui proprietà meccaniche tuttavia, in caso di incendio, decrescono con la temperatura.

Una struttura in acciaio soggetta all'azione dell'incendio riduce la propria capacità portante fino ad arrivare, dopo un certo tempo, al collasso.



SEZIONE DI UN PROFILATO IN ACCIAIO

Questo fenomeno è governato da parametri fondamentali quali la temperatura dell'elemento strutturale, il salto termico, il coefficiente di trasmissione termica e il fattore di sezione A/V (rapporto tra la superficie esposta al fuoco ed il proprio volume) e la classe di duttilità.

Si segnala che le strutture in acciaio, anche a causa dei gravosi vincoli previsti dalle normative antincendio tradizionali, hanno sempre registrato in Italia un impiego su scala ridotta; a tal proposito, le opportunità fornite dal Codice, si auspica, potranno fornire un nuovo impulso verso l'utilizzo di tale materiale.

Il legno, massello e lamellare, presenta temperature di accensione molto ridotte che, in funzione della specie legnosa, variano tra 220 e 300 °C; se correttamente progettata, la struttura in legno, massello e lamellare, è in grado di garantire una resistenza al fuoco pari a quella delle strutture in C.A. o in muratura.



SEZIONE DI UNA TRAVE IN LEGNO

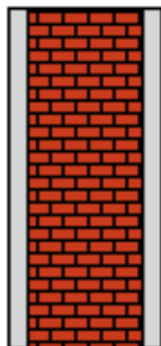
Ciò a causa delle peculiarità del materiale che richiede un tempo considerevole per bruciare oltre la superficie esterna (in maniera significativa) a causa del fenomeno della *carbonatazione del legno*.

Il legno, infatti, sottoposto alla fiamma diretta, inizia a bruciare, ma raggiunti i 240 °C ha inizio un processo di carbonizzazione dello strato esterno che, in pratica, protegge la parte più interna, impedendo alla sezione resistente di ridursi, se non in tempi significativi.

La velocità di penetrazione della carbonatazione è pari a 0,7 mm/min per l'essenza di abete (legno lamellare) e pari a 0,9 mm/min (legno massello).

Pertanto il collasso delle strutture in legno a causa dell'evento incendio rimane una probabilità remota, che può verificarsi solamente a causa della riduzione progressiva della sezione e non, come avviene per acciaio e calcestruzzo, a causa del decadimento delle proprietà meccaniche o per l'intervento di azioni indirette.

Il comportamento al fuoco delle pareti in muratura non è variabile in funzione della tipologia di setto murario o di parete oggetto della verifica (es.: muratura semplice, armata, a cassa vuota, ecc.); un ruolo importante rivestono anche gli elementi di finitura della stessa (es.: intonaci di rivestimento, trattamenti decorativi, ecc.). La verifica della resistenza al fuoco di elementi strutturali in muratura viene eseguita mediante l'analisi del flusso di calore che attraversa il materiale.



SETTO MURARIO

Tali calcoli sono basati su dati empirici che considerano lo spessore, la densità, la conducibilità termica, la finitura, l'eventuale tipo di aggregato e il contenuto di umidità della muratura.

A parità di tipologia di materiale e di spessore, la resistenza al fuoco delle strutture murarie è condizionata dall'altezza libera della parete, diminuendo all'aumentare della stessa, a causa dell'incurvamento termico della parete dal lato esposto ad alte temperature (thermal bowing, tipico di pareti non portanti) o da quello non esposto (reverse bowing, tipico di pareti portanti).

L'inserimento di elementi in C.A. di adeguata rigidità nel corpo della muratura, in grado di ridurre l'altezza libera delle pareti, produce, di conseguenza, un incremento della resistenza al fuoco della struttura muraria.

Le murature tradizionali, in pietra naturale, offrono una buona resistenza al fuoco; questa, peraltro, aumenta al crescere dello spessore e può essere ulteriormente migliorata dall'intonaco che, costituendo una sorta di scudo al calore, contribuisce affinché la temperatura salga progressivamente all'interno della muratura.

Un ruolo importante è svolto dalle malte impiegate nella realizzazione della struttura muraria; è stato evidenziato che la resistenza al fuoco aumenta impiegando malte di calce idraulica o, meglio, di sabbia e cemento additivate.

L'alluminio è anch'esso un materiale incombustibile; esso conduce il calore ancora più facilmente dell'acciaio; inoltre presenta una migliore resistenza alla corrosione ed offre molteplici possibilità di lavorazione per profilati.

Il grosso aspetto negativo è dovuto al basso punto di fusione (intorno ai 600 °C) che fa dell'alluminio un materiale non sempre adatto, dal punto di vista della sicurezza antincendio, in quanto fonde (peraltro gocciolando) ad una temperatura che si raggiunge quando un incendio è pienamente sviluppato.



SEZIONE DI UN PROFILATO IN ALLUMINIO

7. Le soluzioni fornite dal Codice - la misura antincendio S.2



MISURA ANTINCENDIO: S.2 RESISTENZA AL FUOCO

Il Codice tratta la problematica della resistenza al fuoco delle strutture nel cap. S.2. Le possibilità che vengono presentate al progettista della sicurezza antincendio spaziano dal consueto approccio tipo semi-prestazionale, ovvero prestazionale guidato, fino alle opportunità offerte dalla Fire Safety Engineering (FSE) utilizzabili per affrontare questioni di ingegneria strutturale più complesse.

S.2.1 PREMESSA

La finalità della resistenza al fuoco è quella di garantire la capacità portante delle strutture in condizioni di incendio nonché la capacità di compartimentazione, per un tempo minimo necessario al raggiungimento degli obiettivi di sicurezza di prevenzione incendi. Il capitolo S.3 sulle misure di compartimentazione costituisce complemento al presente capitolo .

Il progettista assegna il livello di prestazione (minimo) alle strutture sottoposte all'incendio (tab. S.2-1), in funzione dei criteri di attribuzione (tab. S.2-2) e, quindi, verifica le strutture per un lasso temporale coerente con le prescrizioni previste per il livello individuato. In termini di prestazioni, nella maggior parte dei casi, il lasso temporale da considerare è crescente passando dal livello I al V.

Livelli di prestazione attribuibili (tab. S.2-1)

Livello di prestazione	Descrizione
I	Assenza di conseguenze esterne per collasso strutturale
II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione
III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la durata dell'incendio
IV	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione
V	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa

Con riferimento al par. S.2.4, relativo alla Soluzioni progettuali conformi, si osserva che le prestazioni di resistenza al fuoco dovranno essere verificate in base agli incendi convenzionali di progetto (curve nominali di incendio di cui al par. S.2.5) e che, inoltre:

- il livello II prevede un tempo di resistenza al fuoco adeguato al tempo di evacuazione degli occupanti, con un minimo di 30 minuti;
- Il livello III esclude (come anche i livelli IV e V) il crollo strutturale per l'intera durata dell'incendio; le verifiche strutturali potranno essere condotte per una classe di resistenza al fuoco funzione del carico di incendio specifico di progetto (vedi tab. S.2-3).

Si segnala che il livello I tollera il crollo strutturale a seguito dell'incendio a condizione che l'evento non determini conseguenze esterne ad altre costruzioni. Il progettista è tenuto a dimostrare l'assenza di tali conseguenze utilizzando soluzioni geometriche prescrittive (distanziamento da opere limitrofe), ovvero ricorrendo alle metodologie FSE, nell'ambito delle soluzioni alternative di cui al par. S.2.4.6, documentando che un eventuale collasso strutturale, causato dall'incendio, non arrechi danni ad altre costruzioni.

Anche il livello II tollera il crollo strutturale, ma prevede, come già detto, un tempo di resistenza al fuoco di 30 minuti (approccio prescrittivo) e max {30 minuti; 100% x RSET} (approccio prestazionale).

Criteria per l'attribuzione dei livelli di prestazione (tab. S.2-2)

Livello di prestazione	Criteri di attribuzione
I	Opere da costruzione, comprensive di eventuali manufatti di servizio adiacenti nonché dei relativi impianti tecnologici di servizio, dove sono verificate <i>tutte</i> le seguenti condizioni: <ul style="list-style-type: none"> • Compartmentate rispetto ad altre opere da costruzione eventualmente adiacenti e strutturalmente separate da esse e tali che l'eventuale cedimento strutturale non arrechi danni ad altre opere da costruzione; • adibite ad attività afferenti ad un solo <i>responsabile dell'attività</i> (vedi Capitolo G.1) e con i seguenti profili di rischio: <ul style="list-style-type: none"> ○ Rbeni pari a 1; ○ Rambiente non significativo; • non adibite ad attività che comportino presenza di occupanti, ad esclusione di quella occasionale e di breve durata di personale addetto.
II	Opere da costruzione o porzioni di opere da costruzione, comprensive di eventuali manufatti di servizio adiacenti nonché dei relativi impianti tecnologici di servizio, dove sono verificate <i>tutte</i> le seguenti condizioni: <ul style="list-style-type: none"> • compartimentate rispetto ad altre opere da costruzione eventualmente adiacenti; • strutturalmente separate da altre opere da costruzione e tali che l'eventuale cedimento strutturale non arrechi danni alle stesse ovvero, in caso di assenza di separazione strutturale, tali che l'eventuale cedimento della porzione non arrechi danni al resto dell'opera da costruzione; • adibite ad attività afferenti ad un solo <i>responsabile dell'attività</i> e con i seguenti profili di rischio: <ul style="list-style-type: none"> ○ Rvita compresi in A1, A2, A3, A4; ○ Rbeni pari a 1; ○ Rambiente non significativo; • densità di affollamento non superiore a 0,2 persone/m²; • non prevalentemente destinate ad occupanti con disabilità; • aventi piani situati a quota compresa tra -5 m e 12 m.
III	Opere da costruzione non ricomprese negli altri criteri di attribuzione
IV, V	Su specifica richiesta del committente, previsti da capitolati tecnici di progetto, richiesti dalla autorità competente per costruzioni destinate ad attività di particolare importanza

In caso di progettazione riferita al livello III di prestazione di resistenza al fuoco, per ogni compartimento individuato occorre determinare il carico di incendio specifico di progetto, $q_{f,d}$ (massimo ipotizzabile), in funzione del quale si determina la classe minima di resistenza al fuoco (vedi tab. S.2-3).

Carico di incendio specifico di progetto	Classe minima di resistenza al fuoco
$q_{f,d} \leq 200 \text{ MJ/m}^2$	Nessun requisito
$q_{f,d} \leq 300 \text{ MJ/m}^2$	15
$q_{f,d} \leq 450 \text{ MJ/m}^2$	30
$q_{f,d} \leq 600 \text{ MJ/m}^2$	45
$q_{f,d} \leq 900 \text{ MJ/m}^2$	60
$q_{f,d} \leq 1200 \text{ MJ/m}^2$	90
$q_{f,d} \leq 1800 \text{ MJ/m}^2$	120
$q_{f,d} \leq 2400 \text{ MJ/m}^2$	180
$q_{f,d} > 2400 \text{ MJ/m}^2$	240

TAB. S.2-3 - CLASSE MINIMA DI RESISTENZA AL FUOCO

In relazione ai tempi minimi da garantire per la resistenza al fuoco si rimanda alle *Regole Tecniche Verticali* (RTV); esse contengono prescrizioni minime in riferimento alle soluzioni conformi (in termini di REI) ed alle soluzioni alternative (in termini di scenari di incendio predefiniti).

La possibilità di adottare modelli fuoco naturali è considerata *soluzione alternativa*, utilizzabile dal progettista, che evita il ricorso all'istituto della deroga. Si tratterà, in questo caso, di modellare l'incendio seguendo uno dei metodi suggeriti dall'EC UNI EN 1991-1-2, dopo avere definito gli scenari di incendio di progetto più rilevanti e credibili per la sicurezza strutturale dell'opera in condizioni di incendio.

I par. S.2.5 e S.2.6 illustrano le verifiche delle prestazioni di resistenza al fuoco “con incendi convenzionali di progetto” e “con curve naturali di incendi”.

Il par. S.2.8 tratta dei criteri di progettazione strutturale in caso di incendi.

Uno dei criteri generali è quello della “capacità del sistema strutturale in caso di incendio” che si determina sulla base della capacità portante propria degli elementi strutturali singoli, di porzioni di struttura o dell’intero sistema costruttivo, comprese le condizioni di carico e di vincolo, tenendo conto della eventuale presenza di materiale di protezione.

Sono quindi presi in esame gli “elementi strutturali secondari e le strutture vulnerabili in condizioni di incendio” (tipici esempi sono, fra gli altri, le strutture in lega di alluminio, gli allestimenti temporanei in tubo e giunto e i tunnel mobili)

Il par. S.2.9 descrive quindi le procedure per il calcolo di carico di incendio specifico di progetto (le strutture in legno vengono trattate a parte).

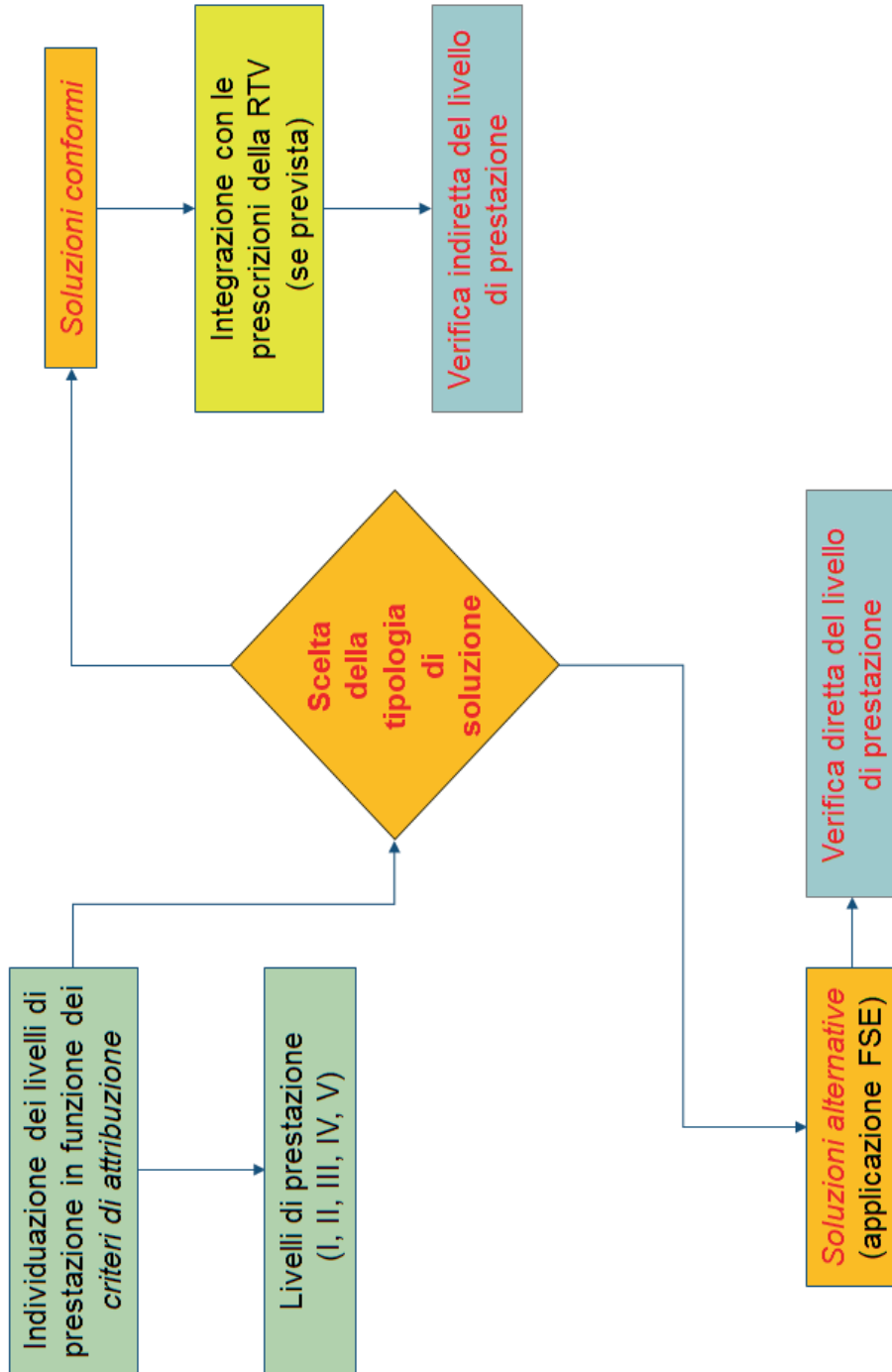
I par. dal S.2.10 al S.2.15 trattano, infine, della “classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.

Peraltro, si segnala che non rappresenta una novità, per le verifiche delle strutture esposte ad incendio, il ricorso alle parti fuoco degli EC (par. S.2.14).

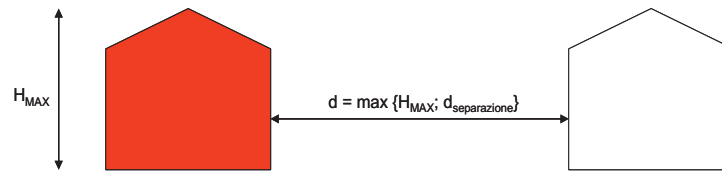
Infatti, come noto, l’entrata in vigore degli Annessi Nazionali (d.m. 31 luglio 2012) ha decretato l’impiego esclusivo di tali documenti nell’ambito della sicurezza antincendio, così come sancito dalla Lettera Circolare DCPREV prot. n. 4638 del 5 aprile 2013.



VERIFICA DEI LIVELLI DI PRESTAZIONE DI RESISTENZA AL FUOCO CON SOLUZIONI CONFORMI

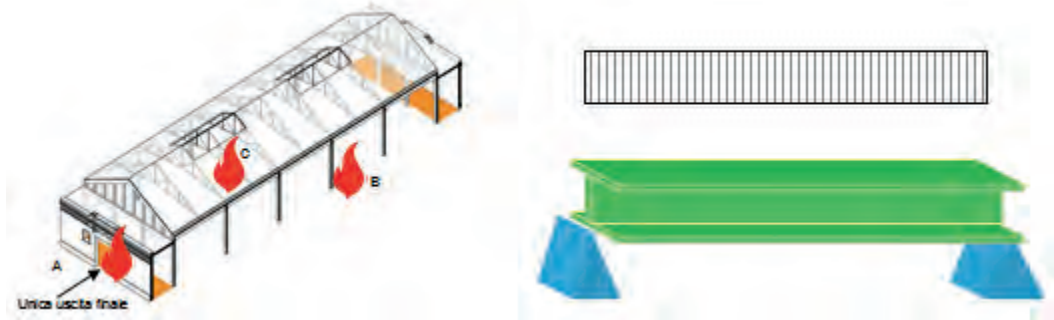


IL CAPITOLO S.2 DEL CODICE: QUADRO DI ASSIEME



Livello di prestazione I

- Soluzione conforme → Distanziamento
- Soluzione alternativa → Collasso controllato (assenza di danneggiamento)

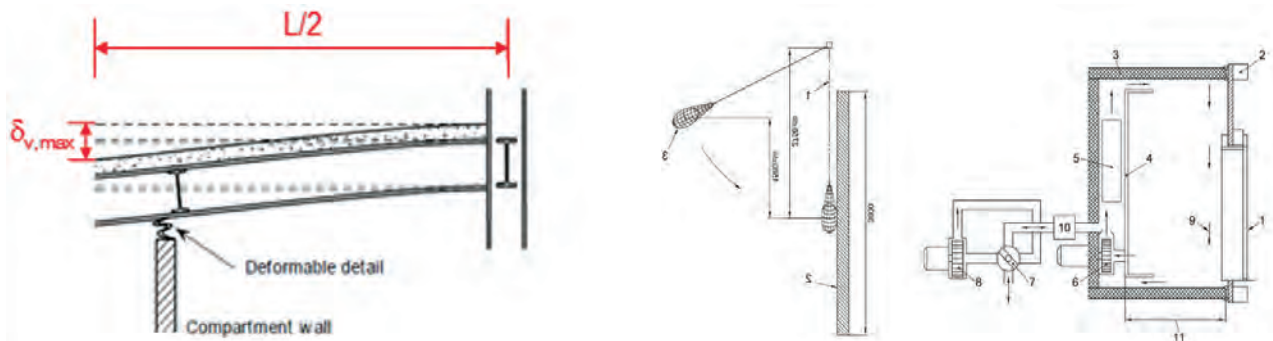


Livello di prestazione II

- Soluzione conforme → Classe minima di resistenza al fuoco 30 minuti
- Soluzione alternativa → Inoltre occorre garantire una resistenza al fuoco non inferiore al doppio del tempo massimo di esodo degli occupanti

Livello di prestazione III

- Soluzione conforme → Verifica prestazioni di resistenza al fuoco in base agli incendi convenzionali di progetto; classe minima $f(q_{f,d})$
- Soluzione alternativa → Verifica prestazioni di resistenza al fuoco in base agli scenari (vedi tab. M.2-1) di incendio di progetto ed ai relativi incendi convenzionali di progetto rappresentati da curve naturali di incendio



Livello di prestazione IV (non obbligatorio)

- Soluzione conforme → Limitare il danneggiamento strutturale al compartimento di primo innesco (verifica δ/L , requisito M , requisiti S_a e S_{200})
- Soluzione alternativa → Verifica prestazioni di resistenza al fuoco in base agli scenari (vedi tab. M.2-1) di incendio di progetto ed ai relativi incendi convenzionali di progetto rappresentati da curve naturali di incendio

Livello di prestazione V (non obbligatorio)

Per il livello V di resistenza al fuoco, non obbligatorio, il Codice non fornisce soluzioni conformi o alternative ma sottolinea che il progettista deve garantire anche la piena funzionalità degli impianti strategici, ai fini dell'opera, durante e dopo l'incendio.

Resistenza al fuoco nell'ambito delle nuove RTV (Sez. V) - individuazione delle classi di resistenza**Uffici (V.4)**

A seguito dell'avvento della nuova RTV di cui al d.m.i. 8 giugno 2016, la misura *resistenza al fuoco* è disciplinata al par. V. 4.4.2, più specificatamente, essa deve riferirsi alla tab. V.4-1 che fornisce i livelli minimi di classe di resistenza, in funzione della classificazione dell'attività:

Compartimenti	Classificazione dell'attività				
	HA	HB	HC	HD	HE
Fuori terra	30		60		90
Interrati		60			90

È inoltre previsto che ove l'attività occupi un unico piano a quota non inferiore a -1 m e non superiore a +1 m, in opera da costruzione destinata esclusivamente a tale attività e compartimentata rispetto ad altre opere da costruzione, e tutte le Aree TA e TO dispongano di vie d'esodo che non attraversino altre Aree è ammessa la classe 15 di resistenza al fuoco.

Attività ricettive turistico - alberghiere (V.5)

A seguito dell'avvento della nuova RTV di cui al d.m. 9 agosto 2016, la misura *resistenza al fuoco* è disciplinata al par. V. 5.4.2, più specificatamente, essa deve riferirsi alla tab. V.5-1 che fornisce i livelli minimi di classe di resistenza, in funzione della classificazione dell'attività:

Compartimenti	Classificazione dell'attività				
	HA	HB	HC	HD	HE
Fuori terra	30		60		90
Interrati		60			90

È inoltre previsto che ove l'attività occupi un unico piano a quota non inferiore a -1 m e non superiore a +1 m, in opera da costruzione destinata esclusivamente a tale attività e compartimentata rispetto ad altre opere da costruzione, e tutte le Aree TB, TC e TO dispongano di vie d'esodo che non attraversino altre Aree è ammessa la classe 15 di resistenza al fuoco.

Autorimesse (V.6)

A seguito dell'avvento della nuova RTV di cui al d.m. 21 febbraio 2017, la misura *resistenza al fuoco* è disciplinata al par. V. 6.5.2, più specificatamente e con esclusione delle autorimesse isolate, essa deve riferirsi alla tab. V.6-1 che fornisce i livelli minimi di classe di resistenza, in funzione della classificazione dell'attività:

Compartimenti	Classificazione dell'attività			
	SA SB			SC
	Autorimesse aperte	Autorimesse chiuse		
		HA HB	HC HD	
Fuori terra	30	60	90	Resistenza al fuoco secondo cap. S.2
Interrati	60	60	90	

È inoltre previsto che l'opera da costruzione contenente l'autosilo deve avere indipendenza strutturale rispetto alle altre opere da costruzione e separata con elementi di resistenza al fuoco almeno di classe 120.

Scuole (V.7)

A seguito dell'avvento della nuova RTV di cui al d.m. 7 agosto 2017, la misura *resistenza al fuoco* è disciplinata al par. V. 7.4.2, più specificatamente, essa deve riferirsi alla tab. V.7-1 che fornisce i livelli minimi di classe di resistenza, in funzione della classificazione dell'attività:

Compartimenti	Classificazione dell'attività				
	HA	HB	HC	HD	HE
Fuori terra	30		60		90
Interrati		60			90

È inoltre previsto che ove l'attività scolastica si sviluppi al solo piano terra, in opere da costruzione destinate esclusivamente a tale attività e non adiacenti ad altre opere da costruzione, e tutte le Aree TA e TO dispongano di uscite dirette su luogo sicuro, è ammesso il livello di prestazione I per la misura antincendio resistenza al fuoco.

Attività commerciali (V.8)

A seguito dell'avvento della nuova RTV di cui al d.m. 23 novembre 2018, la misura *resistenza al fuoco* è disciplinata al par. V. 8.5.2, più specificatamente, essa deve riferirsi alla tab. V.8-1 che fornisce i livelli minimi di classe di resistenza, in funzione della classificazione dell'attività:

Compartimenti	Classificazione dell'attività			
	HA	HB	HC	HD
Fuori terra	30 [1]	60		90
Interrati	-	90		

[1] Per le attività classificate AA o AB, che occupino un unico piano a quota compresa fra -1 m e +1 m, in opere da costruzione destinate esclusivamente a tali attività e compartimentate rispetto ad altre opere da costruzione, senza comunicazioni, è ammessa classe di resistenza al fuoco non inferiore a 15.

8. Le opportunità offerte al progettista dal Codice

La maggiore sfida per il progettista offerta dal Codice è il ricorso alla modellazione diretta dell'incendio in caso di soluzioni alternative.

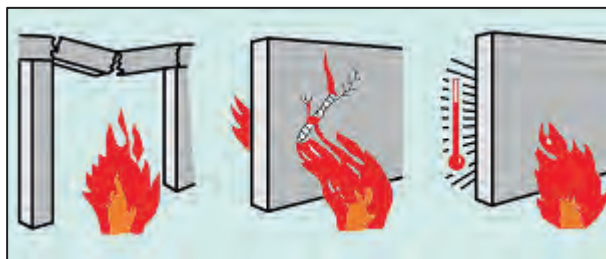
Il settore è assolutamente nuovo per i progettisti strutturali ma offre numerose opportunità di progettazioni più spinte in quanto meglio rispondenti agli effettivi, possibili, scenari di incendio.

La semplificazione normativa aiuterà sicuramente a dirigersi verso questo nuovo settore ancora poco esplorato in Italia a differenza di quanto già si fa da anni all'estero.

Il Codice, suddiviso in capitoli dedicati alle misure di prevenzione e protezione dagli incendi, dedica due di essi alla resistenza al fuoco delle strutture ed alla compartimentazione antincendio ed offre ai progettisti numerose nuove possibilità di ricorrere alla FSE per affrontare e risolvere i più complessi problemi di ingegneria strutturale in caso di manufatti esposti al rischio di incendio.

La definizione del tempo minimo di resistenza al fuoco

La questione del tempo minimo durante il quale le opere da costruzione debbono garantire requisiti minimi di resistenza al fuoco è stata tradizionalmente risolta, in Italia, con il cosiddetto approccio prescrittivo: si attribuisce una classe R, REI, RE o EI minima, in termini di minuti, stabilita dal normatore per attività o in funzione del carico di incendio.



La simbologia "REI" implica l'impiego di curve nominali (convenzionali) per il riscaldamento delle membrature quali la tradizionale ISO 834, prescritta per l'impiego di forni sperimentali di resistenza al fuoco: da qui la denominazione di approccio prescrittivo.

La possibilità di ricorrere a modelli fuoco differenti, più aderenti alla realtà e quindi più adatti a strutture ben modellabili come quelle in acciaio, è da sempre stata lasciata a soluzioni in deroga da studiare ad hoc.

Il d.m. 9 marzo 2007 ha rappresentato un'evidente apertura nei confronti di approcci ingegneristici al calcolo strutturale in caso di incendio e lo ha fatto con una comprensibile prudenza.

In esso, infatti, si stabilisce che, nel caso si ricorra a modelli di incendio naturali (dunque differenti dal modello ISO 834 o da altri modelli nominali), si è tenuti a verificare il mantenimento della capacità portante della struttura per tutta la durata dell'incendio.

Il medesimo decreto impone anche l'ulteriore doppia verifica della capacità portante con riferimento alla ISO 834 per classi ridotte.

L'estensione della verifica a tutta la durata dell'incendio e la doppia verifica, dal punto di vista tecnico, e la necessità di ricorrere all'istituto della deroga, dal punto di vista amministrativo, hanno di fatto limitato la possibilità di ricorrere ad approcci non prescrittivi nel settore della resistenza al fuoco ed in particolare all'acciaio: approcci prestazionali, basati sui metodi di modellazione naturale degli incendi, sono stati di fatto relegati a pochissimi casi particolari.

Il Codice intende superare questi ostacoli.

La possibilità di adottare modelli fuoco naturali è considerata soluzione alternativa e quindi adottabile dal progettista senza ricorrere ad alcuna istanza di deroga: la nuova sfida per lo strutturista è ovviamente quella di modellare l'incendio adottando uno dei metodi suggeriti dall'Eurocodice UNI EN 1991-1-2 e di definire gli scenari di incendio più significativi per la sicurezza strutturale.

Si auspica un cambio di passo da parte di progettisti di strutture ad oggi abituati a confrontarsi solo con il calcolo di caratteristiche della sollecitazione o spostamenti.

Il ricorso ad una norma consolidata quale la parte fuoco dell'Eurocodice EN 1993-1-2 nonché l'impiego del Codice costituiscono un percorso di studio solido.

Il Codice non impone la doppia verifica di resistenza al fuoco: il progettista confronta le performance strutturali solo durante il lasso di tempo minimo imposto dal normatore.

Tale lasso di tempo minimo è funzione del livello di prestazione dell'opera da costruzione, come richiamato dalla tab. S.2-1 del Codice (vedi paragrafo precedente).

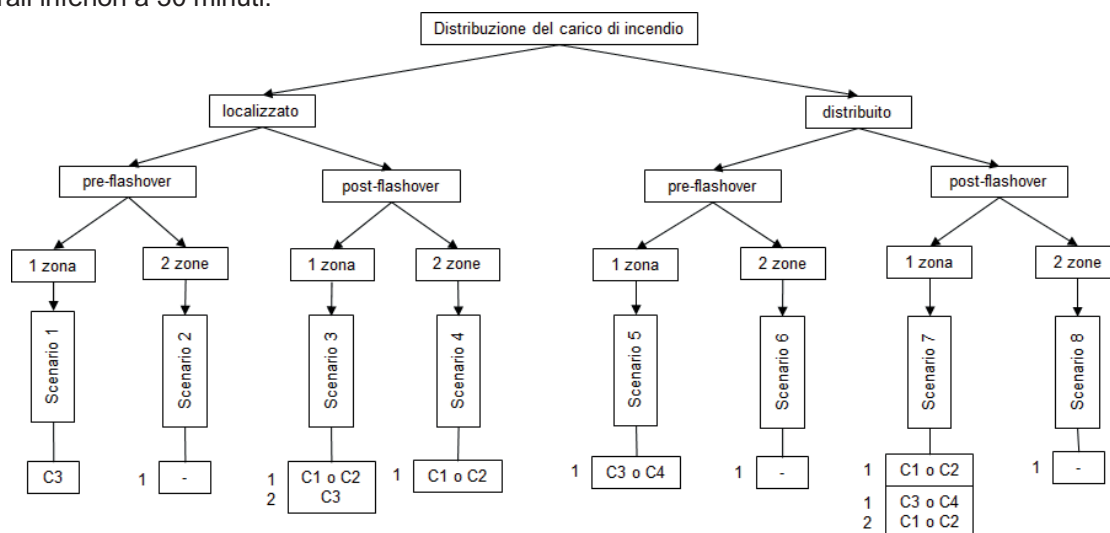
Il progettista attribuisce il livello minimo di performance strutturale a caldo più idoneo in funzione di criteri di attribuzione e verifica le strutture per tempi coerenti con i livelli.

Tale operazione è guidata dalla tab. S.2-2 del Codice (vedi paragrafo precedente).

Come si evince dalla tab. S.2-1, i primi livelli tre forniscono un crescendo in termini temporali (ovviamente il crescendo in termini di performance generale aumenta passando dal livello I al V).

Gli ultimi due livelli (IV e V) restano facoltativi come da tradizione.

Il livello II prevede un tempo di resistenza al fuoco commisurato al tempo di evacuazione degli occupanti con un minimo di 30 minuti che adotta un coefficiente di sicurezza pari a 2: il progettista calcolerà e raddoppierà il tempo di evacuazione con riferimento al peggiore scenario di incendio credibile per l'esodo (in generale non coincidente con lo scenario di incendio peggiore per le strutture) avendo cura di non effettuare verifiche strutturali inferiori a 30 minuti.



POSSIBILI SCENARI PER L'EVOLUZIONE DI UN INCENDIO DI COMPARTIMENTO

La soluzione conforme per il livello II prevede la classe standard di 30 minuti.

Il livello III prevede (come peraltro anche i livelli IV e V) assenza di crollo strutturale durante l'incendio: le verifiche strutturali saranno condotte per tutta la durata dell'incendio o, equivalentemente per una classe di resistenza al fuoco funzione del carico di incendio specifico di progetto come da tab. S. 2-3 del Codice (vedi paragrafo precedente).

Da osservare che suddetta tabella si differenzia dall'analogha tabella del d.m. 9 marzo 2007 per un raddoppiato valore del carico di incendio specifico di progetto (200 MJ/m² contro i precedenti 100 MJ/m²) al disotto del quale non viene richiesto alcun requisito di resistenza al fuoco.

Il livello I del Codice, non ammesso dalla normativa tradizionale, è volutamente lasciato per ultimo: è ammesso il collasso strutturale a seguito di incendio a condizione che tale evento non determini conseguenze esterne ad altre opere da costruzione.

L'assenza di dette conseguenze esterne può essere verificata sia con soluzioni geometriche prescrittive legate al distanziamento esterno e quindi senza alcuna modellazione di incendio o con metodologie dell'ingegneria della sicurezza antincendio.

In tale ultimo caso, riconducibile a soluzioni alternative, il progettista deve progettare assicurando un meccanismo di collasso sicuro, ossia non impattante verso altri manufatti e deve controllare i livelli di irraggiamento su edifici bersaglio a valle del collasso.

Il tempo di analisi non è noto a priori in questo caso: esso dipende dall'istante di collasso.

La disamina dei tempi minimi di resistenza al fuoco è completata dalle cosiddette "Regole Tecniche Verticali" (RTV): documenti normativi sintetici contenenti integrazioni alla RTO per alcune attività ritenute significative dal Normatore (scuole, autorimesse, uffici, ecc.).

Le prescrizioni delle RTV rappresenteranno un minimo da garantire comunque.

Esse potranno essere espresse come minimi alle soluzioni conformi (in termini di REI) o minimi per le soluzioni alternative (ad esempio, in termini di scenari di incendio predefiniti).

Il livello I è particolarmente adatto al caso dei depositi intensivi automatizzati realizzati, in genere, con struttura portante metallica.

Il livello II, invece, ben si adatta ai casi di depositi od opifici con un limitato numero di occupanti posti nelle migliori condizioni per un rapido esodo.

Anche in questo caso si intravedono benefici per le costruzioni a struttura portante metallica.

Novità in termini di ingegneria strutturale

Non costituisce senza dubbio novità il ricorso alle parti fuoco degli Eurocodici per le verifiche a caldo delle strutture esposte ad incendio: l'entrata in vigore degli Annessi Nazionali con d.m. 31 luglio 2012 in data 1 aprile 2013 ha già sancito l'impiego esclusivo di questi documenti nel settore antincendio.

Ciò che di nuovo emerge dalla lettura del Codice è costituito dalle soluzioni conformi per i livelli IV e V e dalle indicazioni fornite per le strutture vulnerabili al fuoco.

Andando per ordine, la tab. S.2-1 indica i criteri di performance dei livelli IV e V (si ricorda non obbligatori): limitato danneggiamento strutturale e piena funzionalità dopo l'incendio.

Per il controllo del danneggiamento, il Codice prevede la verifica della deformazione degli elementi strutturali al perimetro del compartimento di primo innesco nonché il controllo della compartimentazione nell'intorno.

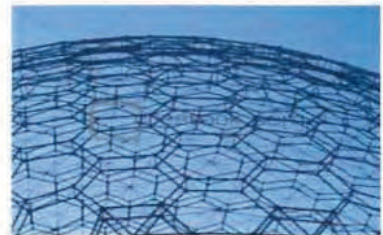
La prima verifica è effettuata sulla struttura esposta all'incendio ed alla combinazione di carico eccezionale delle NTC mediante il parametro $\delta//L$ (rapporto freccia/luce o spostamento in testa/altezza) da assumere pari a 1/100.

Si ricorda che per gli SLE le NTC prevedono, nella maggioranza dei casi, un δ/L pari a 1/250.

Per la verifica della compartimentazione debbono essere adottate chiusure a tenuta di fumo (EI-Sa), giunti di dilatazione strutturale (M%) idonei ad assorbire le deformazioni strutturali a caldo e partizioni aventi resistenza meccanica sufficiente a resistere ad impatti meccanici (M) durante l'incendio.

Per il livello V le verifiche aggiuntive da fare riguardano il più restrittivo controllo della deformazione per tutta la struttura (e non solo per il compartimento di primo innesco) da ricondurre alle verifiche allo SLE delle NTC ma in presenza di incendio e con la combinazione dei carichi eccezionale ed inoltre verifiche di funzionalità degli impianti rilevanti per il funzionamento dell'opera da costruzione su specifica del progettista o del costruttore.

Delle strutture vulnerabili in condizioni di incendio il Codice fornisce un elenco non esaustivo: tensostrutture, strutture pressostatiche, strutture strallate, membrane a doppia o semplice curvatura, coperture geodetiche, strutture in lega di alluminio, allestimenti temporanei in tubo e giunto, tunnel mobili, ecc.

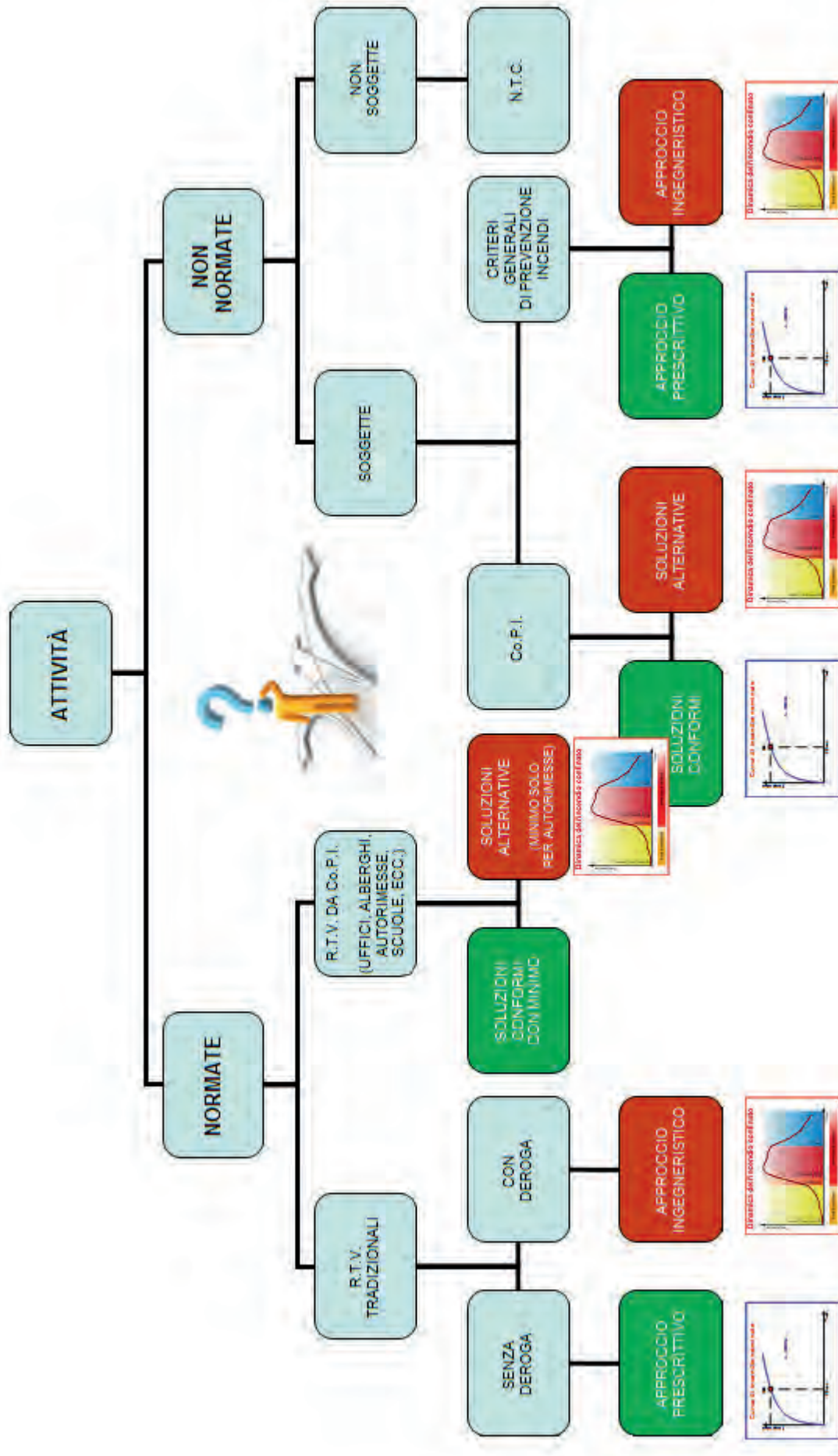


ESEMPI DI STRUTTURE VULNERABILI IN CONDIZIONI DI INCENDIO

Queste strutture sono riconducibili a schemi isostatici (anche solo in parte) o a strutture aventi resistenza migliorata dalla forma assunta. In condizioni di incendio, il modulo di elasticità normale dell'acciaio ha un decadimento repentino e quindi i problemi di instabilità derivanti sono in genere piuttosto rilevanti.

Per tale motivo il progettista deve porre particolare attenzione a strutture molto esili e a quelle resistenti per forma che si suggerisce da destinare prioritariamente ai livelli I e II di resistenza al fuoco.

Nello spirito del Codice nulla è comunque vietato: sta al progettista dimostrare sempre l'idoneità delle soluzioni proposte con riferimento alle soluzioni conformi in modo indiretto o, direttamente, ai livelli di prestazione mediante soluzioni alternative che impiegano i metodi della Fire Safety Engineering i cui principi sono richiamati nel Codice.



PERCORSO LOGICO DA SEGUIRE PER LA DEFINIZIONE DEI LIVELLI MINIMI DI PRESTAZIONE DI RESISTENZA AL FUOCO DA ASSEGNARE ALLE COSTRUZIONI
 APPROCCIO PRESCRITTIVO VS APPROCCIO PRESTAZIONALE

Caso studio 1: resistenza al fuoco di elementi portanti in C.A.P.

Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio della resistenza al fuoco dei tegoli in calcestruzzo armato precompresso ($l = 15 \text{ m}$) presenti nella copertura di un'officina riparazione auto, con annesso centro revisioni, situata in un piano interrato sottostante un parcheggio pubblico.

La valutazione sarà effettuata sia con *metodo tabellare*, che in base ai risultati di calcoli (valutazione *analitica*), tenendo conto delle indicazioni riportate nei par. S.2.15 e S.2.14.

I tegoli oggetto dello studio presentano una sezione resistente di larghezza B pari a 100 cm ed un'altezza di 70 cm, sono armati con sei trefoli in acciaio (6/10") da pretensione in posizione longitudinale, posizionati in ciascuna nervatura, oltre a $2 \Phi 20$ costituenti l'armatura ordinaria.

Il collegamento tegolo-trave è garantito da una cappa collaborante in C.A., spessa 10 cm, e dalle armature sporgenti dalle travi e dai tegoli, per le lunghezze necessarie.

Le nervature hanno larghezza d'anima b_w variabile, da 15 a 20 cm, e sono rastremati come nei disegni seguenti.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche dell'officina	$l = 30 \text{ m}$; $L = 60 \text{ m}$; $H = 5,70 \text{ m}$ ($A = 1800 \text{ m}^2$)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in C.A. e C.A.P.
Sollecitazioni strutturali dei tegoli nella sezione maggiormente sollecitata, derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	$M_g = 276 \text{ kNm}$
	$M_q = 70 \text{ kNm}$



Schema planimetrico e sezione dell'officina

Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Ogni piano costituisce unico compartimento Livello III di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.2)
Numero addetti	40 (è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	2 (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 53.3.C dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Officine per la riparazione di veicoli a motore, rimorchi per autoveicoli e carrozzerie, di superficie coperta superiore a 1000 mq".

Obiettivi dello studio

Si vuole verificare il valore di resistenza al fuoco che l'elemento strutturale è in grado di garantire, laddove sia sottoposto all'azione termica della curva nominale d'incendio standard, supponendo che, in relazione alla geometria dell'officina, alle caratteristiche dei tegoli ed alle condizioni vincolari, si manifestino nella sezione più sollecitata un momento flettente M_g dovuto alle azioni permanenti ed uno M_q , dovuto all'azione variabile.

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = B2$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III
	$R_{beni} = 1$		

La stima del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nell'officina; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 859 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento officina	Superficie in pianta lorda A (1) (m ²)	Materiale combustibile	m_i	Ψ_i	Quantità	u.m.	Potere calor. inf. H_i (MJ/kg)	u.m.	Carico d'incendio $q = \sum g_i H_i m_i \Psi_i$ (MJ)	Carico d'incendio specifico $q_f = q/A$ (MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)
	1.800	automobili, officina			da ClaRaF		340,00	MJ/mq	612.000		
		materiali plastici	1	1	18.000	kg	35,00	MJ/kg	630.000		
		combustibili e oli lubrificanti	1	1	500	kg	45,00	MJ/kg	22.500		
		arredi e materiali per ufficio	0,8	1	3.500	kg	18,48	MJ/kg	51.744		
		componenti impianti tecnologici (2)	1	1	5.000	kg	46,00	MJ/kg	230.000		
								totale	1.546.244	859,0	46,5

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 859 \times 1,4 \times 1,00 \times 0,77 = 926 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,40$ ($A = 1800 \text{ m}^2$);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5);
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 90 (vedi par. S.2.4.3)⁵.

Materiali utilizzati

Il calcestruzzo ha un valore della resistenza caratteristica cubica R_{ck} di 30 N/mm^2 , i trefoli di acciaio preteso hanno una tensione caratteristica di snervamento all'1% di deformazione residua f_{p1k} pari a 1630 N/mm^2 , mentre le armature longitudinali hanno una tensione caratteristica di snervamento f_{yk} pari a 458 N/mm^2 . La valutazione sarà effettuata secondo le due seguenti tipologie:

- a) calcolo analitico (valutazione analitica);
- b) confronto con tabelle (valutazione tabellare).

Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del tegolo: metodo analitico

La valutazione sarà effettuata seguendo le prescrizioni del par. S.2.14, secondo il procedimento esposto nella norma UNI EN 1992-1-2 "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio" che indica un metodo analitico per verificare le caratteristiche di resistenza al fuoco possedute da un elemento strutturale realizzato in calcestruzzo armato quando esso venga sottoposto all'azione termica della curva nominale d'incendio standard, e in considerazione delle indicazioni riportate nel d.m. 31 luglio 2012.

Dal valore della resistenza caratteristica cubica R_{ck} di 30 N/mm^2 , si ottiene quello della resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} pari a $0,83 R_{ck}$ e cioè $24,90 \text{ N/mm}^2$.

Ponendo un coefficiente parziale $\gamma_{c,fi}$ di sicurezza⁶ pari a 1,00 (vedi parr. 4.1.4 e 4.1.13 NTC 2018), la resistenza di calcolo cilindrica a compressione f'_{cd} è data da:

$$f'_{cd} = \frac{0,83 \times R_{ck}}{\gamma_{c,fi}} = 24,90 \text{ N/mm}^2$$

Per l'acciaio preteso la tensione di calcolo f'_{pd} si ottiene dividendo la tensione caratteristica all'1% di deformazione residua f_{p1k} (pari a 1630 N/mm^2) per un fattore parziale $\gamma_{s,fi}$ di sicurezza pari a 1,00, (vedi parr. 4.1.4 e 4.1.13 NTC 2018):

$$f'_{pd} = \frac{1630}{\gamma_{s,fi}} = 1630 \text{ N/mm}^2$$

Analogamente, per l'acciaio ordinario, la tensione di calcolo f'_{yd} risulta pari:

$$f'_{yd} = \frac{458}{\gamma_{s,fi}} = 458 \text{ N/mm}^2$$

La valutazione della capacità portante dell'elemento strutturale si sviluppa in tre step:

1. analisi della distribuzione della temperatura nell'elemento dopo un determinato tempo di esposizione alla curva nominale dell'incendio standard (temperatura-tempo);
2. individuazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio da pretensione correlate alla temperatura raggiunta, utilizzando le relazioni indicate nella norma UNI EN 1992-1-2;
3. verifica allo stato limite ultimo, con il metodo agli stati limite, della capacità portante dell'elemento, ipotizzando la conservazione delle sezioni piane e l'assenza di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo (ipotesi di perfetta aderenza).

⁵ Affinché venga soddisfatta la soluzione conforme per il livello di prestazione III, debbono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco in base agli incendi convenzionali di progetto, rappresentati da curve nominali di incendio, come previsto al par. S.2.5. La classe minima di resistenza al fuoco è ricavata per compartimento in relazione al carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ come indicato in tab. S.2-3.

⁶ I coefficienti parziali di sicurezza del materiale a temperatura ordinaria vengono identificati con il simbolo γ_M mentre a temperature elevate con il simbolo $\gamma_{M,fi}$.

a) *Analisi della distribuzione termica nell'elemento*

Il campo termico all'interno del tegolo (realizzato con materiale caratterizzato da calore specifico c_p , massa volumica ρ e conduttività termica λ) può essere determinato mediante la risoluzione dell'equazione di Fourier:

$$\rho \times c_p \times \frac{\delta T}{\delta t} = \text{div} (\lambda \times \text{grad } T)$$

con la condizione al contorno: $\text{div} (\lambda \times \text{grad } T) = h_{\text{net,d}}$

Lo scambio termico tra la superficie del tegolo e l'ambiente circostante avviene per irraggiamento e convezione.

Il flusso termico netto $h_{\text{net,d}}$ trasmesso sulla superficie a contatto dei gas di combustione è dato da:

$$h_{\text{net,d}} = \alpha_c \times (T_g - T_m) + 5,67 \cdot 10^{-8} \times \epsilon_{\text{res}} \times [(T_g + 273)^4 - (T_m + 273)^4]$$

dove:

- α_c è il coefficiente di trasferimento di calore per convezione espresso in $\text{W/m}^2\text{°C}$;
- T_g è la temperatura dello strato di gas nel locale che lambisce l'elemento strutturale espressa in °C ;
- T_m è la temperatura di superficie dell'elemento strutturale espressa in °C ;
- $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ è la costante di Stefan-Boltzmann;
- ϵ_{res} è l'emissività risultante tra i gas di combustione e la superficie dell'elemento strutturale.

Nella rilevazione delle temperature raggiunte nel tempo nei vari punti del tegolo sono stati stabiliti, per i vari coefficienti, seguendo le indicazioni di cui alla norma UNI EN 1991-1-2, Sezione 3, i seguenti valori:

- coefficiente di irraggiamento per le superfici esposte direttamente al fuoco: $\epsilon_{\text{res}} = 0,56$;
- coefficiente di irraggiamento per le superfici non esposte al fuoco: $\epsilon_{\text{res}} = 0,56$;
- coefficiente di convezione per le superfici esposte direttamente al fuoco: $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{°C}$;
- coefficiente di convezione per le superfici non esposte al fuoco: $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{°C}$.

b) *Proprietà meccaniche dei materiali*

Per il calcolo della capacità portante del tegolo, sono stati utilizzati i valori convenzionali che forniscono la riduzione della resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo, della resistenza caratteristica dell'acciaio ordinario e della resistenza caratteristica allo snervamento all' 1% di deformazione totale dell'acciaio da pretensione, che si manifestano con il crescere della temperatura.

Si anticipa che durante l'evoluzione dell'incendio, la riduzione della capacità portante del tegolo sarà dovuta principalmente alla riduzione della resistenza caratteristica allo snervamento dei trefoli, che si registra all'aumentare della temperatura.

Calcestruzzo

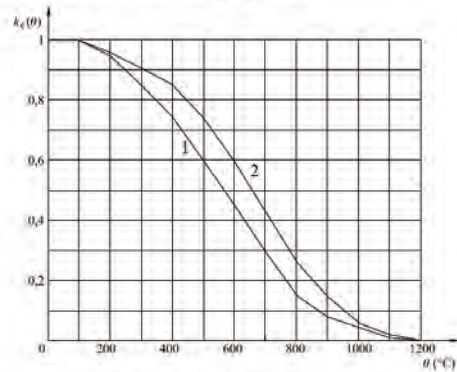
La riduzione della resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo, in funzione della temperatura T si ricava mediante il fattore di riduzione $k_c(T)$ ottenendo:

$$f_{ck}(T) = k_c(T) \times f_{ck}(20 \text{ °C})$$

Sono stati adottati i valori di $k_c(T)$ per il calcestruzzo ricavabili dalla fig. 4.1 e dalla tabella 3.1 della norma UNI EN 1992-1-2, di seguito riportata, nella quale le due curve 1 e 2 si riferiscono, rispettivamente, al calcestruzzo ordinario con aggregati silicei ed a quello con aggregati calcarei (caso in esame).

Coefficiente $k_c(\theta)$ per la valutazione della riduzione della resistenza caratteristica (f_{ck}) calcestruzzo

- 1 Curva 1: calcestruzzo ordinario con aggregati silicei
- 2 Curva 2: calcestruzzo ordinario con aggregati calcarei



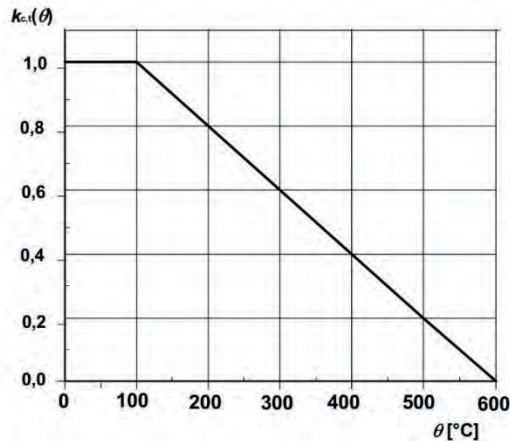
T (°C)	1	2
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

UNI EN 1992-1-2 - FIG. 4.1: COEFFICIENTE $k_c(T)$ PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESIONE DEL CALCESTRUZZO

La riduzione della resistenza caratteristica cilindrica a trazione del calcestruzzo in funzione della temperatura si ricava mediante il fattore $k_c(T)$ di riduzione ottenendo:

$$f_{ctk}(T) = k_c(T) \times f_{ck}(20\text{ °C})$$

Sono stati adottati i valori di $k_c(T)$ per il calcestruzzo che sono ricavati dalla fig. 3.2 della norma UNI EN 1992-1-2, di seguito riportata:



UNI EN 1992-1-2 - FIG. 3.2: COEFFICIENTE $k_c(T)$ PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Le proprietà fisiche del calcestruzzo quali la massa volumica ρ_c , la conduttività termica λ_c e il calore specifico c_{pc} , variano con la temperatura mediante relazioni determinate da interpolazioni di misure sperimentali. Si rimanda ai punti 3.3.2 e 3.3.3 della norma UNI EN 1992-1-2 dove vengono esposte delle relazioni che indicano come variano le proprietà fisiche del calcestruzzo.

Nel caso in esame, considerando le indicazioni presenti nel d.m. 31 luglio 2012, la variazione della conduttività termica con la temperatura $\lambda_c(T)$ è stata valutata a partire dal diagramma riportato in fig. 3.7 della norma UNI EN 1992-1-2, di seguito riportato, nella quale le due curve 1 e 2 esprimono, rispettivamente, il limite superiore ed inferiore:

$$\lambda_c(T) = 2 - 0,2451 \times (T/100) + 0,0107 \times (T/100)^2 \quad \text{W/(m°C)} \quad \text{curva 1}$$

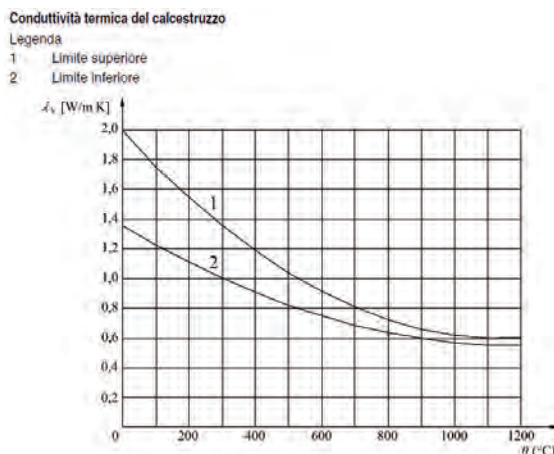
$$\lambda_c(T) = 1,36 - 0,136 \times (T/100) + 0,0057 \times (T/100)^2 \quad \text{W/(m°C)} \quad \text{curva 2}$$

La parametrizzazione della conduttività termica di progetto, utilizzata nell'analisi termica, è riportata nella tabella seguente.

La scelta di una curva intermedia per i calcestruzzi a resistenza non elevata è consentita dal NAD (documento di applicazione nazionale) di EC2-1-2 di cui al d.m. 31 luglio 2012.

Peraltro tale scelta risulta più cautelativa, in quanto equivale a considerare un maggiore riscaldamento che, tra l'altro, tiene conto forfettariamente della migrazione di umidità all'interno del CLS.

T (°C)	20	200	400	500	700	900	1200
λ_c (W/(m°C))	1,951	1,553	1,191	1,042	0,809	0,661	0,600



UNI EN 1992-1-2 - FIG. 3.7: CONDUTTIVITÀ TERMICA DEL CALCESTRUZZO AL VARIARE DELLA TEMPERATURA

Acciaio ordinario

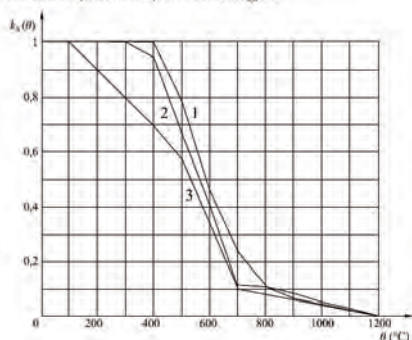
La diminuzione della resistenza caratteristica allo snervamento che si manifesta in una barra di acciaio ordinario (Classe N) per calcestruzzo armato precompresso al variare della temperatura T, è stata ricavata per mezzo del relativo fattore k_s (T) di riduzione della resistenza dell'acciaio:

$$f_{yk}(T) = k_s(T) \times f_{yk}(20\text{ °C})$$

Nel caso di studio, sono stati utilizzati i valori di k_s (T) esposti nella fig. 4.2 a e nella tabelle 3.2 a e 3.2 b della norma UNI EN 1992-1-2, integrata dal d.m. 31 luglio 2012, di seguito riportata, nella quale le tre curve 1, 2 e 3 si riferiscono, rispettivamente, all'armatura tesa (trafilata a caldo) per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$ (caso in esame), trafilata a freddo per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$, ed all'armatura tesa e compressa per deformazioni $\epsilon_{s,fi} < 2\%$.

Coefficiente k_s (theta) per la valutazione della riduzione della resistenza caratteristica (f_{yk}) di armature tese e compresse (Classe N)

Legenda
 Curva 1 Armatura tesa (laminata a caldo) per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
 Curva 2 Armatura tesa (trafilata a freddo) per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
 Curva 3 Armatura compressa e tesa per deformazioni $\epsilon_{s,fi} < 2\%$



T (°C)	1	2	3
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,90
300	1,00	1,00	0,80
400	1,00	0,94	0,70
500	0,78	0,67	0,60
600	0,47	0,40	0,31
700	0,23	0,12	0,13
800	0,11	0,11	0,09
900	0,06	0,08	0,07
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

UNI EN 1992-1-2 - FIG. 4.2A: COEFFICIENTE K_S (T) PER LA VALUTAZIONE DELLA RIDUZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DI ARMATURE TESE E COMPRESSE (CLASSE N)

Acciaio preteso

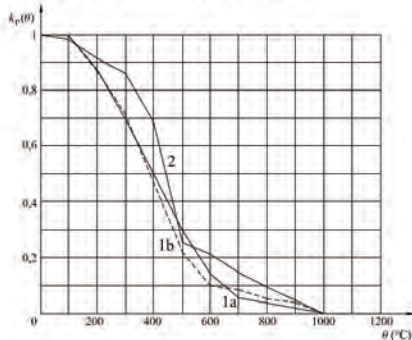
La diminuzione della resistenza caratteristica allo snervamento all'1% di deformazione totale, che si manifesta in un trefolo di acciaio da pretensione per calcestruzzo armato precompresso al variare della temperatura T, è stata ricavata per mezzo del relativo fattore $k_p(T)$ di riduzione della resistenza dell'acciaio:

$$f_{p1k}(T) = k_p(T) \times f_{p1k}(20\text{ °C})$$

Nel caso di studio, sono stati utilizzati i valori di $k_p(T)$ esposti nella fig.4.3 e nella tabella 3.3 della norma UNI EN 1992-1-2, integrata dal d.m. 31 luglio 2012, di seguito riportata, nella quale le tre curve 1a (caso in esame), 1b e 2 si riferiscono, rispettivamente, all'acciaio da pretensione trafilato a freddo (fili e trefoli) Classe A, di Classe B ed a quello bonificato e temperato (barre).

Coefficiente $k_p(\theta)$ per la valutazione della riduzione della resistenza caratteristica (f_{p1k}) dell'acciaio da pretensione

Legenda:
 Curva 1a Acciaio da pretensione trafilato a freddo (fili e trefoli) Classe A
 Curva 1b Acciaio da pretensione trafilato a freddo (fili e trefoli) Classe B
 Curva 2 Acciaio da pretensione bonificato e temperato (barre)



T (°C)	1a	1b	2
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,99	0,98
200	0,87	0,87	0,92
300	0,70	0,72	0,86
400	0,50	0,46	0,69
500	0,30	0,22	0,26
600	0,14	0,10	0,21
700	0,06	0,08	0,15
800	0,04	0,05	0,09
900	0,02	0,03	0,04
1000	0,00	0,00	0,00
1100	0,00	0,00	0,00
1200	0,00	0,00	0,00

UNI EN 1992-1-2 - FIG. 4.3: COEFFICIENTE $k_p(T)$ PER LA VALUTAZIONE DELLA RIDUZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DA PRETENSIONE

c) Verifica della capacità portante dell'elemento

Il valore dell'azione di progetto $F_{fi,d}$, in caso d'incendio (sia essa una forza o un momento) conformemente alle prescrizioni dettate nel par. S.2.5.1.3, nelle NTC 2018 e nel d.m. 31 luglio 2012 è pari a:

$$F_{fi,d} = G_K + \Sigma A_d(t) + \psi_{2,i} \times Q_{K_i}$$

dove:

- G_K è il valore caratteristico delle azioni permanenti (esse causano, a temperatura ordinaria, lo sforzo normale N_g o il momento flettente M_g);
- $\Sigma A_d(t)$ sono i valori di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione alla curva nominale d'incendio standard (ad esempio, eventuali sollecitazioni iperstatiche causate da dilatazioni termiche contrastate);
- Q_{K_i} è il valore caratteristico dell'azione variabile (nel caso in esame rappresenta il sovraccarico accidentale relativo al parcheggio);
- $\psi_{2,i}$ è il coefficiente parziale relativo all'azione variabile, per combinazione dei carichi per azione eccezionale che si assume pari a 0,6 (vedi tab. 2.5.I delle NTC 2018, ipotesi Categoria F - parcheggio autoveicoli di peso ≤ 30 kN).

Si escludono fenomeni legati ad azioni dinamiche e sollecitazioni iperstatiche dovute a dilatazioni termiche contrastate, in ragione del fatto che la valutazione in questione è stata effettuata in riferimento alla curva nominale d'incendio standard. La verifica dei tegoli, considerata la simmetria e lo stato di sollecitazione, viene eseguita prendendo in esame la singola T, con le relative armature e i carichi di agenti.

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto

- peso proprio tegolo $g_p = 4,00$ kN/m²
- carichi permanenti strutturali in fase di montaggio e di completamento $g_{1f} = 2,30$ kN/m²
- carichi permanenti non strutturali in fase di esercizio $g_{2f} = 3,50$ kN/m²
- sovraccarico accidentale (vedi tab. 3.1.II delle NTC 2018, ipotesi Categoria F - parcheggio autoveicoli di peso ≤ 30 kN) $q = 2,50$ kN/m²

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione, la trave viene considerata semplicemente appoggiata ($M = 1/8 \times pl^2$):

$$M_g = 1/8 \times 9,80 \times 1,00 \times 15,00^2 = 276 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \times 2,50 \times 1,00 \times 15,00^2 = 70 \text{ kNm}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria (vedi NTC 2018 (tab. 2.6.I), M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_q = 1,3 \times 276 + 1,5 \times 70 = 464 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, secondo le indicazioni di cui al par. S.2.8.1, il momento flettente da utilizzare, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_q = 276 + 0,6 \times 70 = 318 \text{ kNm}$$

Verifica al fuoco

La verifica al fuoco, condotta per un tempo di verifica pari a 90 minuti, è stata effettuata mediante un calcolo automatico agli elementi finiti⁷, ipotizzando che la superficie del tegolo esposta direttamente al fuoco interessi tre lati (il lato superiore del tegolo si suppone a 20 °C).

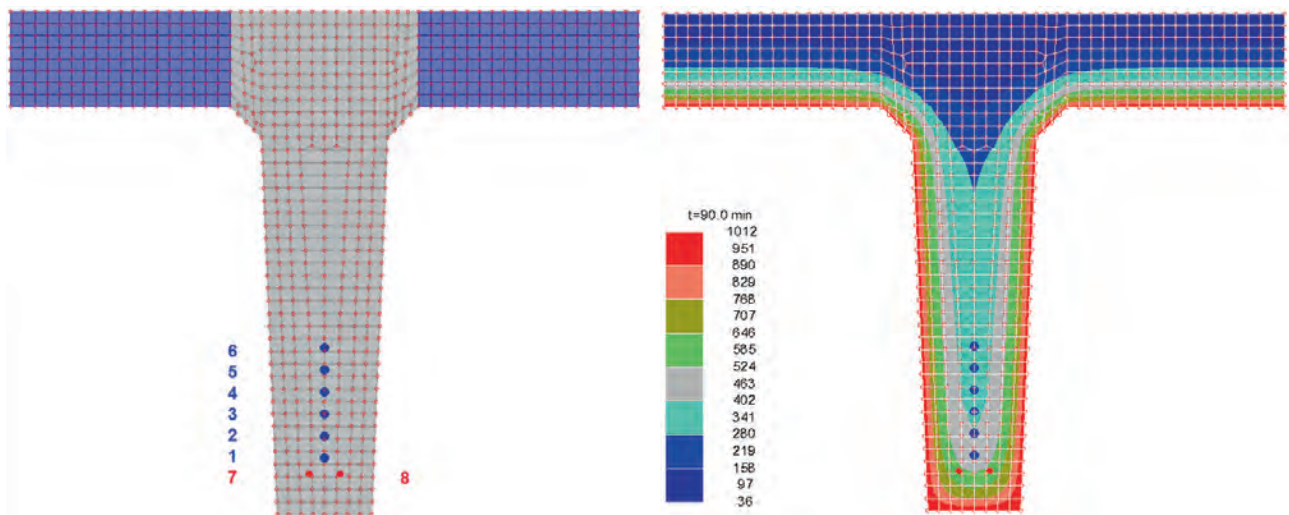
Seguendo le indicazioni fornite dalla norma UNI EN 1992-1-2:2005, viene effettuata la verifica a flessione dell'elemento soggetto alle sollecitazioni statiche derivanti dai carichi di esercizio nelle condizioni di temperatura stabilite dall'incendio standard (curva ISO 834).

La mappa delle temperature viene ottenuta discretizzando la sezione con una *mesh* di elementi finiti, le cui dimensioni sono stabilite in fase di input. Per ciascun elemento vengono calcolate le temperature ai vari livelli di verifica, con riferimento ai nodi di ogni elemento generato.

In definitiva, individuate le temperature raggiunte, nel tempo, nei diversi punti delle armature e del calcestruzzo, si determina il momento flettente resistente allo stato limite ultimo di collasso della sezione avente "caratteristiche fisiche ridotte", moltiplicando le aree per i corrispondenti fattori di riduzione $k_s(T)$ e $k_p(T)$ (ottenuti per interpolazione lineare ed indicati con k_i nella tabella seguente), validi rispettivamente per l'armatura ordinaria e pretesa.

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm ²)	y_i acciaio (mm)
1	348	139	0,604	84	710
2	359	139	0,582	81	675
3	366	139	0,568	79	640
4	383	139	0,534	74	605
5	411	139	0,478	66	570
6	435	139	0,43	60	535
7	551	314	0,622	195	735
8	551	314	0,622	195	735
		834		444	
		628		391	

⁷ Nell'ambito di questo e dei successivi casi studio è stato utilizzato il software "Resistenza al fuoco" della AMV s.r.l. (AMV-RF).



MESH E MAPPA TERMICA DELLE TEMPERATURE RAGGIUNTE NEI VARI ELEMENTI NEI QUALI È STATA SUDDIVISA LA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DEL TEGOLO, ESEGUITE MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica della capacità portante, allo stato limite della sezione, del tegolo soggetto a flessione dopo 90 min di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard

Ai fini di un confronto con la verifica a caldo, si individua la posizione dell'asse neutro, a temperatura ordinaria, ossia la distanza y_n dal lembo superiore compresso del tegolo.

Il diagramma di calcolo σ ; ε tensione - deformazione del calcestruzzo considerato è ottenuto approssimando il diagramma parabola-rettangolo ad un diagramma rettangolare in applicazione del metodo dello stress-block. Imponendo l'equilibrio fra la risultante C delle tensioni di compressione e quella T delle tensioni di trazione si ottiene:

$$C = T = T_y + T_p \quad \rightarrow \quad 0,8 \times f_{cd} \times B \times y_n = f_{yd} \times A_s + f_{pd} \times A_p$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo che è pari a $\alpha_{cc} \times 0,83 \times R_{ck} / \gamma_c$ (α_{cc} e γ_c sono pari, rispettivamente, a 0,85 e 1,5 e rappresentano il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata e il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo a temperatura ordinaria);
- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio ordinario che è pari al rapporto fra la tensione di snervamento dell'acciaio ordinario f_{yk} ed il coefficiente parziale di sicurezza γ_s che si assume, a temperatura ordinaria, pari a 1,15;
- f_{pd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio da pretensione che è pari al rapporto fra la resistenza caratteristica di snervamento f_{p1k} all'1% di deformazione totale ed il coefficiente parziale di sicurezza γ_s che per questa tipologia di acciaio vale, a temperatura ordinaria, 1,15;
- A_s è l'area complessiva delle barre di armatura ordinaria presenti nella costola del tegolo;
- A_p è l'area complessiva delle barre di armatura pretesa presenti nella costola del tegolo;
- B è la larghezza dell'ala del tegolo.

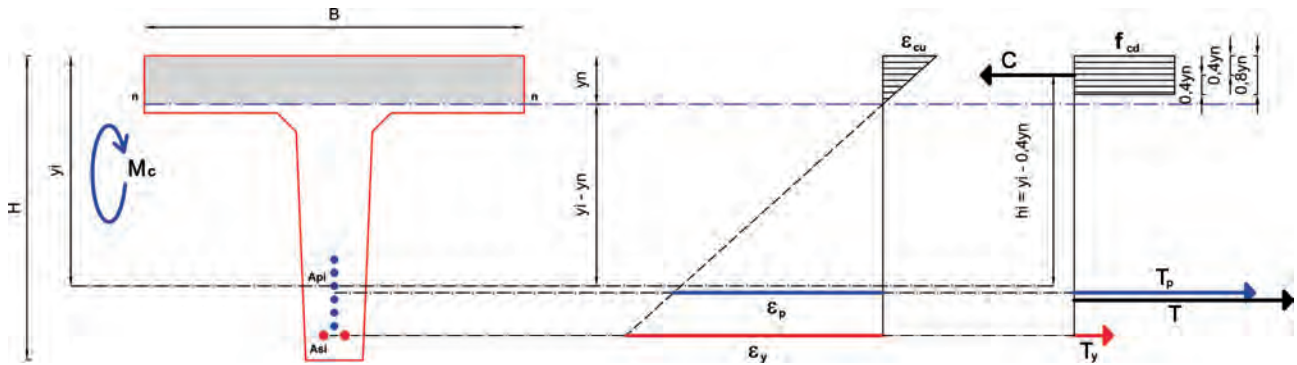
In queste ipotesi, si sta ipotizzando la "rottura bilanciata"; è necessario, successivamente, verificare l'effettiva modalità di crisi della sezione.

In definitiva si ha:

$$y_n = \frac{f_{yd} \times A_s + f_{pd} \times A_p}{0,8 \times f_{cd} \times B} = \frac{39826 \times 6,28 + 141739 \times 8,34}{0,8 \times 1411 \times 100} = 12,7 \text{ cm}$$

I bracci della coppia interna (h_i) di ogni trefolo e di ognuna delle barre dell'armatura ordinaria, sono riportati nella tabella seguente, essendo $h_i = y_i - 0,4y_n$.

L'approssimazione del diagramma di calcolo, per la sezione del tegolo sottoposta a flessione semplice, fornisce le seguenti risultanze:



In generale, negli elementi inflessi in C.A., la riduzione di resistenza delle armature inferiori delle sezioni soggette a momento positivo in condizioni di incendio, come quella in esame, è più rapida di quella del CLS nella zona compressa: ciò comporta un aumento del braccio della coppia interna.

Per determinare i nuovi valori h'_i dei bracci della coppia interna di ogni singolo trefolo ($h'_i = y_i - 0,4y'_n$), occorre determinare la nuova posizione dell'asse neutro calcolando la nuova distanza y'_n dal lembo superiore compresso del tegolo.

Tale determinazione non può, a rigore, prescindere dalla effettiva distribuzione delle temperature nella sezione trasversale e a questo supplisce il programma di calcolo.

Ciò comporta, infatti, la necessità di implementazione di una procedura iterativa che tenga conto della conservazione delle sezioni piane e della necessità di rottura del materiale.

In prima approssimazione, confortati dalle risultanze dell'analisi termica che fornisce valori inferiori ai 200 °C per una larga fascia di soletta del tegolo esposto all'incendio, si potrebbe imporre di nuovo, stavolta *a caldo*, l'equilibrio fra la risultante C' delle tensioni di compressione e quella T' delle tensioni di trazione, ottenendo:

$$C' = T' = T'_y + T'_p \quad \rightarrow \quad 0,8 \times f'_{cd} \times B \times y'_n = f'_{yd} \times A'_s + f'_{pd} \times A'_p$$

dove:

- f'_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo che è pari a $0,83 \times R_{ck} / \gamma_{c,fi}$ (il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo $\gamma_{c,fi}$, a temperature elevate si assume pari a 1);
- f'_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio ordinario che è pari al rapporto fra la tensione di snervamento dell'acciaio ordinario f_{yk} ed il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{s,fi}$ che si assume, a temperature elevate, pari a 1;
- f'_{pd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio da pretensione che è pari al rapporto fra la resistenza caratteristica di snervamento f_{p1k} all'1% di deformazione totale ed il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{s,fi}$ che si assume, a temperature elevate, pari a 1;
- A'_s è l'area complessiva "ridotta" delle barre di armatura ordinaria presenti nella costola del tegolo;
- A'_p è l'area complessiva "ridotta" delle barre di armatura pretesa presenti nella costola del tegolo;
- B è la larghezza "ridotta" dell'ala del tegolo, pari a $B \times k_c$ (vedi precedente punto *b*) *Proprietà meccaniche dei materiali*).

In definitiva si avrebbe:

$$y'_n = \frac{f'_{yd} \times A'_s + f'_{pd} \times A'_p}{0,8 \times f'_{cd} \times B \times k_c}$$

Fatte salve le approssimazioni di calcolo, il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso della sezione del tegolo più sollecitata, trascorso un intervallo temporale di 90 minuti di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard, potrebbe pertanto determinarsi secondo la seguente relazione rispetto al baricentro del calcestruzzo compresso:

$$M'_R = \sum f'_{pd} \times A'_{pi} \times h'_{pi} + \sum f'_{yd} \times A'_{si} \times h'_{si}$$

Il programma di calcolo utilizzato, che agisce in maniera rigorosa tenendo conto dell'effettiva variazione delle temperature nella sezione trasversale, sotto l'effetto dell'incendio, fornisce per il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso *a caldo* il valore:

$$M'_R = 568 \text{ kNm}$$

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A _i acciaio (mm ²)	Fattore k _i di riduzione	Area ridotta (k _i × A _i) acciaio (mm ²)	y _i acciaio (mm)	Braccio h _i della coppia interna (mm)	Braccio h' _i della coppia interna (mm)	f _{pd} × A' _{pi} × h' _i (kNm)	f _{yd} × A' _{si} × h' _i (kNm)
1	348	139	0,604	84	710	659	680	93	
2	359	139	0,582	81	675	624	645	85	
3	366	139	0,568	79	640	589	610	78	
4	383	139	0,534	74	605	554	575	70	
5	411	139	0,478	66	570	519	540	58	
6	435	139	0,43	60	535	484	505	49	
7	551	314	0,622	195	735	684	705		63
8	551	314	0,622	195	735	684	705		63
		834		444				434	126
		628		391			M' _R	560	

Nelle ultime colonne della tabella precedente, a scopo didattico, è mostrato il computo "manuale" di M'_R che conferma, al netto delle approssimazioni di calcolo, quello ottenuto con l'applicativo utilizzato.

Il valore ottenuto, essendo maggiore di quello di progetto M'_c a temperature elevate, pari a 318 kNm, risulta che il tegolo in calcestruzzo armato precompresso ha una capacità portante in grado di resistere *almeno* 90 minuti all'esposizione della curva nominale d'incendio standard, con un coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo μ pari a:

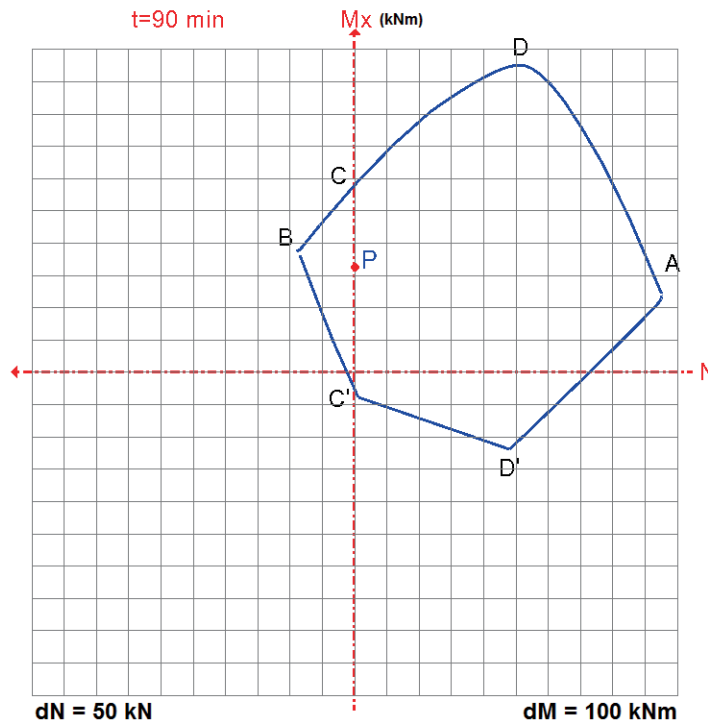
$$\mu = M'_R / M'_c = 568 / 318 = 1,79$$

Si segnala, a latere, che nel calcolo eseguito a temperatura ordinaria il tegolo ha rilevato un valore del momento flettente resistente M_R allo stato limite ultimo di collasso pari a 847 kNm.

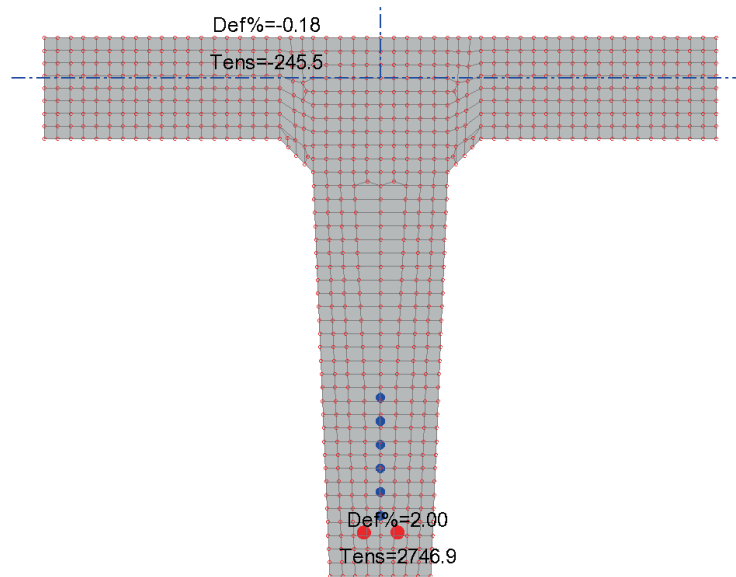
Dominio di rottura

Si rileva che le azioni di progetto ricadono all'interno del campo delimitato dal dominio di rottura dopo 90 minuti di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard (lo sforzo normale nullo ed il momento flettente agente di 318 kNm individuano un punto P interno al dominio di rottura) e, pertanto, la sezione verificata ha sufficiente capacità portante per l'intervallo di tempo prefissato.

Si precisa che la zona di rottura è la 2 a causa del raggiungimento del valore massimo di deformazione dell'acciaio teso.



DOMINIO DI ROTTURA N - M_x DELLA SEZIONE RESISTENTE DEL TEGOLO IN CLS ARMATO PRECOMPRESSO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD



**VERIFICA S.L.U. DELLA SEZIONE RESISTENTE DEL TEGOLO IN CLS ARMATO PRECOMPRESSO,
ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE
D'INCENDIO STANDARD**

Verifica a pressoflessione (90 min)

- Sforzo normale $N = 0$
- Legame costitutivo parabola - rettangolo: $- 0,0020 / - 0,0035$
- Posizione dell'asse neutro: $Y_n = 7,6$ cm
- Momento di rottura: $M'_R = 568$ kNm
- Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
- Deformazione max nel calcestruzzo $\varepsilon_{c \max} (\%) = - 0,18$
- Tensione corrispondente nel calcestruzzo $\sigma_c = - 245,5$ N/mm²
- Deformazione max nell'acciaio $\varepsilon_{s \max} (\%) = 2,00$
- Tensione corrispondente nell'acciaio $\sigma_s = 2746,9$ N/mm²

Verifica del livello di prestazione (par. S.2.4.2)

Secondo il Codice, per il livello di prestazione ipotizzato III (par. S.2.4.3), debbono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco in base agli incendi convenzionali di progetto come previsto al par. S.2.5.

Considerato che il carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ dell'officina (vedi par. S.2.9) è risultato pari a 926 MJ/m², dalla tab. S.2-3, si ricava che i 90 minuti per i quali è stata positivamente verificata *a caldo* la sezione del tegolo, garantiscono per l'attività il livello di prestazione ipotizzato.

Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del tegolo: metodo tabellare

L'utilizzo di tale metodo è consentito per la classificazione di elementi strutturali per i quali sia richiesta la resistenza al fuoco quando riscaldati dalla curva nominale d'incendio standard. La capacità portante R dell'elemento strutturale è determinata (vedi par. S.2.15.4), utilizzando la seguente tabella S.2-44.

Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso (tab. S.2-44)

La tabella riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature longitudinali alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione con bulbo inferiore sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature longitudinali tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	b = 80; a = 25	b = 120; a = 20	b = 160; a = 15	b = 200; a = 15	80
60	b = 120; a = 40	b = 160; a = 35	b = 200; a = 30	b = 300; a = 25	100
90	b = 150; a = 55	b = 200; a = 45	b = 300; a = 40	b = 400; a = 35	100
120	b = 200; a = 65	b = 240; a = 60	b = 300; a = 55	b = 500; a = 50	120
180	b = 240; a = 80	b = 300; a = 70	b = 400; a = 65	b = 600; a = 60	140
240	b = 280; a = 90	b = 350; a = 80	b = 500; a = 75	b = 700; a = 70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p..
 In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm.
 In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella S.2-42.
 Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Per il tegolo in questione, al fine di ottenere una classe di resistenza al fuoco di R90 i parametri da rispettare, secondo la tabella sono:

- la dimensione minima della sezione b;
- la distanza minima fra l'asse delle armature longitudinali e la superficie esposta a.

Di seguito si riporta una tabella di confronto fra i suddetti parametri richiesti e quelli rilevati:

Parametri richiesti	Parametri rilevati	Risultati della verifica
b = 150 mm	b = 164 mm	OK
a = 55 mm	a = 65 mm	OK

Risultando soddisfatti i requisiti minimi previsti dalla norma, al tegolo può quindi attribuirsi una classe di resistenza al fuoco pari a R90.

Si segnala che per a è stato considerato il valore di 65 mm riferito alle armature longitudinali ordinarie (Φ 20), essendo le più esposte all'azione termica.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di un tegolo di copertura in c.a.p. facente parte di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è optato per la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco sia mediante metodo analitico che tabellare.

La verifica ha consentito di dimostrare il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco pari a R90.

❖ *Commento dei risultati*

Operando il confronto fra la valutazione tabellare e quella di tipo analitico, seguendo le indicazioni contenute rispettivamente nei parr. S.2.15 e S.2.14 del Codice, è possibile verificare come, in generale, risulti conveniente, ai fini dell'economia del risultato, eseguire le valutazioni di resistenza al fuoco degli elementi strutturali attraverso i calcoli anziché mediante i confronti tabellari.

Questi ultimi, infatti, risultano solitamente più cautelativi in quanto, per lo stesso componente strutturale, portano all'attribuzione di un valore di resistenza al fuoco più basso di quello ottenibile effettuando la valutazione analitica.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Il progettista ha libera facoltà di effettuare la verifica del livello III di prestazione mediante soluzioni alternative (par S.2.4.8).

Ciò comporta la modellazione dell'incendio con curve naturali e la verifica dell'assenza di collasso per l'intera durata dell'incendio, ivi compresa la fase di decadimento, secondo le indicazioni fornite nel cap. S.2 e nel par. M.2-5 del Codice.

Nell'appendice A.2 della presente pubblicazione è fornito un esempio di definizione di curva naturale di incendio.

Caso studio 2: resistenza al fuoco di un solaio in C.A.

Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio della resistenza al fuoco di solaio in C.A. con lastre tipo predalles. Essa sarà effettuata sia con *metodo tabellare*, che in base ai risultati di calcoli (valutazione *analitica*), tenendo conto delle indicazioni riportate nei parr. S.2.15 e S.2.14.

Il solaio oggetto dello studio costituisce elemento portante della struttura di copertura di un magazzino per la lavorazione di fibre tessili ove risulta collocato un quantitativo di tessuti per un totale stimato pari a circa 16800 kg.

Il magazzino è ad un solo piano fuori terra, di altezza pari a 5,50 m, con una superficie lorda di 841 m²; esso è situato in una località a 1300 m sopra il livello del mare.

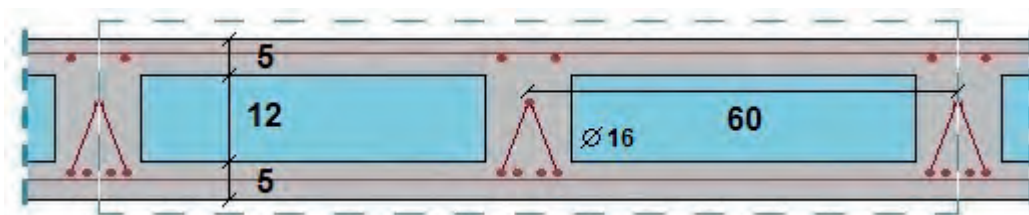
Il solaio è costituito da nervature prefabbricate in calcestruzzo armato vibrato; la sezione resistente di calcolo ha spessore pari a 22 cm (lastra inferiore e lastra superiore gettata in opera entrambe spesse 5 cm) e luce di calcolo l_c di 5,125 m; l'interasse delle nervature è di 60 cm.

L'armatura principale è costituita da 8+4 barre di acciaio ordinario, tipo B 450 C, poste entro nervature di spessore pari a 12 cm; le 8 barre dell'armatura inferiore (diametro 16 mm) distano 3,8 cm dall'intradosso; i 4 tronconi superiori (diametro 16 mm), simmetricamente, distano dal lembo superiore della sezione 3,8 cm.

Sono incorporati nel getto dei tralicci di irrigidimento in acciaio elettrosaldato, di altezza pari a 9,5 cm (5/7/5). L'armatura di ripartizione posizionata nella zona superiore del solaio è costituita da una rete di acciaio elettrosaldato a maglia quadrata avente lato 20 cm, fili di diametro 6 mm, tipo B 450 C.

L'armatura di ripartizione posizionata nella zona inferiore del solaio è costituita da una rete di acciaio elettrosaldato a maglia 19 x 25 cm, fili di diametro 5 mm, tipo B 450 C.

All'interno del solaio sono presenti dei blocchi di alleggerimento in pani di polistirene, posti fra le varie nervature con altezza pari a 12 cm e lunghezza pari a 48 cm; il solaio è provvisto di idonei sfoghi per le sovrappressioni, con caratteristiche geometriche e spaziatura fissati dal produttore.



SCHEMA DELLA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DEL SOLAIO

Al di sopra della sezione resistente di calcolo del solaio è presente uno strato di 5,5 cm composto da 3 cm di massetto di finitura e da 2,5 cm di pavimentazione e impermeabilizzazione della terrazza di copertura.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del magazzino	$l = 41$ m; $L = 20,50$ m; $H = 5,50$ m ($A = 841$ m ²)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in C.A.
Sollecitazioni strutturali del solaio nella sezione della nervatura maggiormente sollecitata ($l_c = L/4$), derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	$M_g = 4,73$ kNm $M_{q1} = 0,33$ kNm e $M_{q2} = 0,92$ kNm
Compartimenti antincendio	Unico compartimento



Schema planimetrico del magazzino	
Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Unico compartimento; peraltro l'edificio risulta adiacente, e pertanto non separato, ad un'altra attività soggetta ai controlli di prevenzione incendi. Livello III di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.2)
Numero addetti	8 (è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	2 aventi $L = 3,50$ m; $h = 2,35$ m (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 38.2.C dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Stabilimenti ed impianti ove si producono, lavorano e/o detengono fibre tessili e tessuti naturali e artificiali, tele cerate, linoleum e altri prodotti affini, con quantitativi in massa superiori a 10000 kg".

Obiettivi dello studio

Si vogliono valutare, nell'ipotesi di esposizione alla curva nominale d'incendio standard:

- le prestazioni di resistenza al fuoco del solaio utilizzando il procedimento di cui alla norma UNI EN 1992-1-2 e confronto con il metodo tabellare;
- le medesime prestazioni di resistenza al fuoco del solaio, nell'ipotesi che la copertura del magazzino sia costituita da una soletta piena in C.A., (metodo analitico di cui alla norma UNI EN 1992-1-2 e confronto con il metodo tabellare);
- le prestazioni di resistenza al fuoco di una trave portante nell'ipotesi di solaio realizzato come nel caso a), (metodo analitico semplificato, di cui alla norma UNI EN 1992-1-2 e dell'isoterma a 500°C).

Attribuzione dei profili di rischio	R _{vita} = A2	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	R _{beni} = 1		

La stima del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 868,9 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento magazzino	Supeficie in pianta lorda A (1) (m ²)			(MJ/kg)	(MJ)	Carico d'incendio specifico $q_f = q/A$		
						(MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)	
	841	fibre tessili	1	1	16.800 kg	21,00 MJ/kg	352.800	
		materiali plastici	1	1	4.000 kg	45,00 MJ/kg	180.000	
		arredi e materiale cellulosico	0,8	1	2.500 kg	18,48 MJ/kg	36.960	
		componenti impianti tecnologici (2)	1	1	3.500 kg	46,00 MJ/kg	161.000	
						totale	730.760	868,9 47,0

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 868,9 \times 1,2 \times 1,00 \times 0,77 = 944,3 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,20$ (A = 841 m²);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 90 (vedi par. S.2.4.3)⁸.

Materiali utilizzati

Calcestruzzo

Dal valore della resistenza caratteristica cubica R_{ck} di 300 daN/cm², si ottiene quello della resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} pari a 0,83 x R_{ck} e cioè 24,90 N/mm². L'accorciamento unitario massimo consentito si assume pari a 0,35%.

Acciaio ordinario

Per le barre di acciaio ordinario, controllato in stabilimento, si ipotizza un valori per la resistenza caratteristica f_{yk} di snervamento pari a 458 kg/mm². L'allungamento massimo unitario consentito si assume pari a 2%.

a 1) Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del solaio - metodo analitico

La valutazione sarà effettuata seguendo le prescrizioni del par. S.2.14, secondo il procedimento esposto nella norma UNI EN 1992-1-2 "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio" che indica un metodo analitico per verificare le caratteristiche di resistenza al fuoco possedute da un elemento strutturale realizzato in calcestruzzo armato quando esso venga sottoposto all'azione termica della curva nominale d'incendio standard, e in considerazione delle indicazioni riportate nel d.m. 31 luglio 2012.

⁸ Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

Come osservato nella trattazione del caso studio 1, alla quale si rimanda, la valutazione della capacità portante dell'elemento strutturale si sviluppa in tre step:

1. analisi della distribuzione della temperatura nell'elemento dopo un determinato tempo di esposizione alla curva nominale dell'incendio standard (temperatura-tempo);
2. individuazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio da pretensione correlate alla temperatura raggiunta, utilizzando le relazioni indicate nella norma UNI EN 1992-1-2;
3. verifica allo stato limite ultimo della capacità portante dell'elemento, ipotizzando la conservazione delle sezioni piane e l'assenza di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo (ipotesi di perfetta aderenza).

Nella valutazione della resistenza al fuoco, per il calcestruzzo la resistenza di calcolo f_{cd} cilindrica a compressione si ottiene mediante un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{c,fi}$ pari a 1, per cui si ha:

$$f_{cd} = 0,83 \times R_{ck} / \gamma_{c,fi} = 24,90 \text{ N/mm}^2$$

Dualmente, nella valutazione della resistenza al fuoco per l'acciaio ordinario, si adotta un valore della resistenza di calcolo f_{yd} ottenuto dividendo la resistenza caratteristica di snervamento f_{yk} per un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{s,fi}$ pari a 1; per cui si ha:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s,fi} = 458 \text{ N/mm}^2$$

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto

- carichi permanenti strutturali $g_1 = 3,20 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio (manutenzione) $q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale neve $q_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Ipotizzando che ciascuna nervatura si comporti staticamente come una trave incastrata agli estremi, nella sezione di mezzzeria si ottiene ($M = 1/24 \times pl^2$):

$$\begin{aligned} M_g &= 1/24 \times 7,20 \times 0,60 \times 5,125^2 = 4,73 \text{ kNm} \\ M_{q_1} &= 1/24 \times 0,50 \times 0,60 \times 5,125^2 = 0,33 \text{ kNm} \\ M_{q_2} &= 1/24 \times 1,40 \times 0,60 \times 5,125^2 = 0,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria (vedi NTC 2018 (tab. 2.6.I), M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_{q_i} = 1,3 \times 4,73 + 1,5 \times 0,33 + 1,5 \times 0,92 = 8 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, secondo le indicazioni di cui al par. S.2.8.1, il momento flettente da utilizzare, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_{q_i} = 4,73 + 0,3 \times 0,33 + 0,2 \times 0,92 = 6 \text{ kNm}$$

La verifica al fuoco è stata effettuata mediante un calcolo automatico agli elementi finiti, ipotizzando che la superficie del solaio esposta direttamente al fuoco sia quella relativa all'intradosso.

La sezione resistente di calcolo del solaio oggetto della verifica è quella di mezzzeria; si trascura in questa fase l'apporto dei tralicci di irrigidimento.

La mappa delle temperature viene ottenuta discretizzando la sezione con una *mesh* di elementi finiti, le cui dimensioni sono stabilite in fase di input.

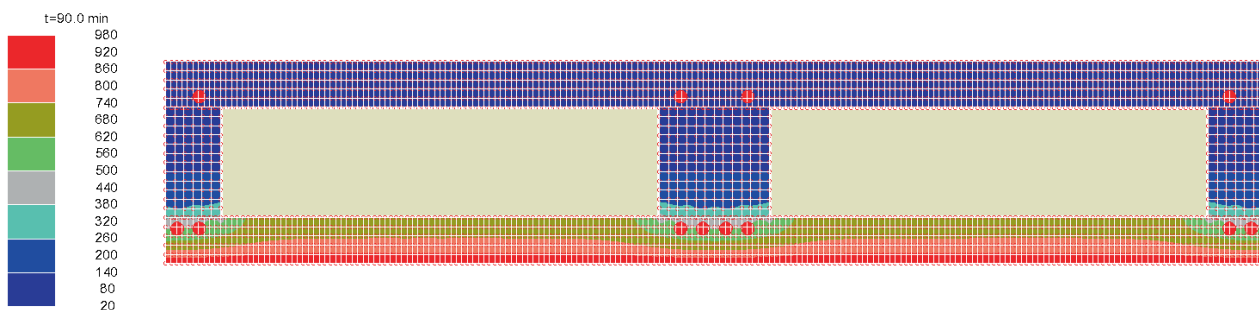
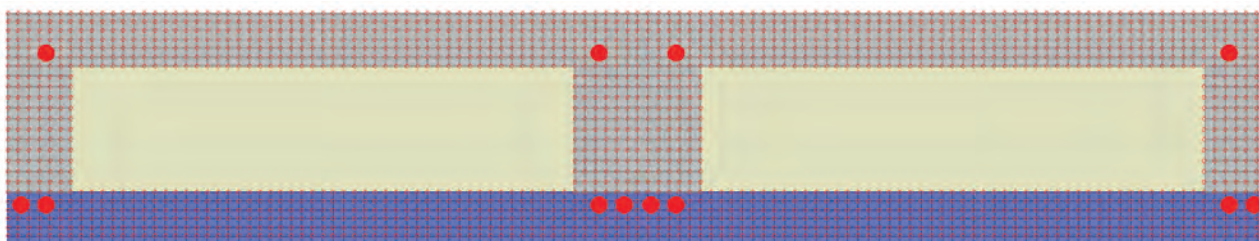
Per ciascun elemento saranno calcolate le temperature sia con riferimento alla classe 90 minuti che, per esercizio, con riferimento ad un'esposizione di 120 minuti.

La temperatura ottenuta in output dal programma è relativa ai nodi degli elementi discretizzanti la sezione.

In definitiva, individuate le temperature raggiunte, nel tempo, nei diversi punti delle armature e del calcestruzzo, si determina il momento flettente resistente allo stato limite ultimo di collasso della sezione avente "caratteristiche fisiche ridotte", moltiplicando le aree per i corrispondenti fattori di riduzione della resistenza.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti k_i relativi alle barre di armatura, facendo riferimento alla curva 1 (armatura tesa, trafilata a caldo, per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2$).

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A _i acciaio (mm ²)	Fattore k _i di riduzione	Area ridotta (k _i × A _i) acciaio (mm ²)	y _i acciaio (mm)
1	461	201	0,866	174	182
2	479	201	0,827	166	182
3	479	201	0,827	166	182
4	461	201	0,866	174	182
5	461	201	0,866	174	182
6	479	201	0,827	166	182
7	479	201	0,827	166	182
8	461	201	0,866	174	182
9	42	201	1	201	38
10	42	201	1	201	38
11	42	201	1	201	38
12	42	201	1	201	38
		1608		1361	
		804		804	



MESH E MAPPA TERMICA DELLE TEMPERATURE RAGGIUNTE NEI VARI ELEMENTI NEI QUALI È STATA SUDDIVISA LA SEZIONE RESISTENTE⁹ DI CALCOLO DEL SOLAIO, ESEGUITE MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

⁹ Ai fini del calcolo della modellazione termica, si è tenuto conto della vaporizzazione del polistirene a temperature elevate, ipotizzando che i vuoti nei quali sono alloggiati i blocchi di alleggerimento, si comportino alla stregua di un materiale pieno caratterizzato da valori apparenti, funzione della temperatura e dei parametri calore specifico c_p , massa volumica ρ e conduttività termica λ .

Verifica della capacità portante, allo stato limite della sezione, del solaio soggetto a flessione dopo 90 min di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard

Ai fini di un confronto con la verifica a caldo, si individua la posizione dell'asse neutro, a temperatura ordinaria, ossia la distanza y_n dal lembo superiore compresso del solaio.

Imponendo l'equilibrio fra la risultante C delle tensioni di compressione e quella T delle tensioni di trazione si ottiene (nel diagramma di calcolo σ ; ε tensione - deformazione del calcestruzzo, ci si riferisce al modello parabola - rettangolo con un valore dell'ordinata massima pari a f_{cd}):

$$C = T \rightarrow 0,8 \times f_{cd} \times B \times y_n + f_{yd} \times A'_s = f_{yd} \times A_s$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo che è pari a $\alpha_{cc} \times 0,83 \times R_{ck} / \gamma_c$ (α_{cc} e γ_c sono pari, rispettivamente, a 0,85 e 1,5 e rappresentano il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata e il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo a temperatura ordinaria);
- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio ordinario che è pari al rapporto fra la tensione di snervamento dell'acciaio ordinario f_{yk} ed il coefficiente parziale di sicurezza γ_s che si assume, a temperatura ordinaria, pari a 1,15;
- A_s è l'area complessiva delle barre di armatura inferiore;
- A'_s è l'area complessiva delle barre di armatura superiore;
- B è la larghezza della sezione resistente considerata.

Il diagramma di calcolo σ ; ε tensione - deformazione del calcestruzzo considerato è ottenuto approssimando il diagramma parabola-rettangolo ad un diagramma rettangolare in applicazione del metodo dello stress-block.

Come evidenziato nel caso studio 1, in queste ipotesi, si sta ipotizzando la "rottura bilanciata"; è necessario, successivamente, verificare l'effettiva modalità di crisi della sezione.

In definitiva si ha:

$$y_n = \frac{f_{yd} \times A_s - f_{yd} \times A'_s}{0,8 \times f_{cd} \times B} = \frac{39826 \times 16,08 - 39826 \times 8,04}{0,8 \times 1411 \times 120} = 2,36 \text{ cm}$$

I bracci della coppia interna (h_i) di ognuna delle barre dell'armatura ordinaria, sono riportati nella tabella seguente, essendo $h_i = y_i - 0,4y_n$ (vedi diagramma riportato nel caso studio 1 relativo al tegolo).

Come evidenziato nel caso studio 1, in prima approssimazione, confortati dalle risultanze dell'analisi termica che fornisce valori inferiori ai 200 °C per una larga zona della sezione di solaio esposto all'incendio, si potrebbe imporre di nuovo, stavolta a caldo, l'equilibrio fra la risultante C' delle tensioni di compressione e quella T' delle tensioni di trazione, ottenendo:

$$C' = T' \rightarrow 0,8 \times f'_{cd} \times B' \times y'_n + f'_{yd} \times A''_s = f'_{yd} \times A'_s$$

dove:

- f'_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo che è pari a $0,83 \times R_{ck} / \gamma_{c,fi}$ ($\gamma_{c,fi}$, coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo a temperature elevate, pari a 1);
- f'_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio ordinario che è pari al rapporto fra la tensione di snervamento dell'acciaio ordinario f_{yk} ed il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{s,fi}$ che si assume, a temperature elevate, pari a 1;
- A'_s è l'area complessiva "ridotta" delle barre di armatura inferiore;
- A''_s è l'area complessiva "ridotta" delle barre di armatura superiore;
- B' la larghezza "ridotta" della sezione resistente, pari a $B \times k_c$ (vedi caso studio 1, punto b) *Proprietà meccaniche dei materiali*).

In definitiva si ha:

$$y'_n = \frac{f'_{yd} \times A'_s - f'_{yd} \times A''_s}{0,8 \times f'_{cd} \times B \times k_c}$$

Fatte salve le approssimazioni di calcolo, il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso della sezione del solaio più sollecitata, trascorso un intervallo temporale di 90 minuti di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard, potrebbe pertanto determinarsi secondo la seguente relazione rispetto al baricentro del calcestruzzo compresso:

$$M'_R = \sum f_{yd} \times A'_{si} \times h'_i + \sum f_{yd} \times A''_{si} \times h''_i$$

Il programma di calcolo utilizzato, che agisce in maniera rigorosa tenendo conto dell'effettiva variazione delle temperature nella sezione trasversale, sotto l'effetto dell'incendio, fornisce per il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso *a caldo* il valore:

$$M'_R = 107 \text{ kNm}$$

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm ²)	y_i acciaio (mm)	Braccio h_i della coppia interna (mm)	Braccio h'_i della coppia interna (mm)	$f_{yd} \times A'_{si} \times h'_i$ (kNm)	$f_{yd} \times A''_{si} \times h''_i$ (kNm)
1	461	201	0,866	174	182	173	168	13	
2	479	201	0,827	166	182	173	168	13	
3	479	201	0,827	166	182	173	168	13	
4	461	201	0,866	174	182	173	168	13	
5	461	201	0,866	174	182	173	168	13	
6	479	201	0,827	166	182	173	168	13	
7	479	201	0,827	166	182	173	168	13	
8	461	201	0,866	174	182	173	168	13	
9	42	201	1	201	38	29	24		2
10	42	201	1	201	38	29	24		2
11	42	201	1	201	38	29	24		2
12	42	201	1	201	38	29	24		2
		1608		1361				104	8
		804		804			M'_R	112	

Nelle ultime colonne della tabella precedente, sempre a scopo didattico, è mostrato il computo "manuale" di M'_R che conferma, al netto delle approssimazioni di calcolo, quello ottenuto con l'applicativo utilizzato.

Il valore ottenuto, essendo sensibilmente maggiore di quello di progetto M'_C a temperature elevate, pari a 11 kNm, mostra che il solaio ha una capacità portante in grado di resistere *almeno* 90 minuti all'esposizione della curva nominale d'incendio standard, con un coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo μ pari a:

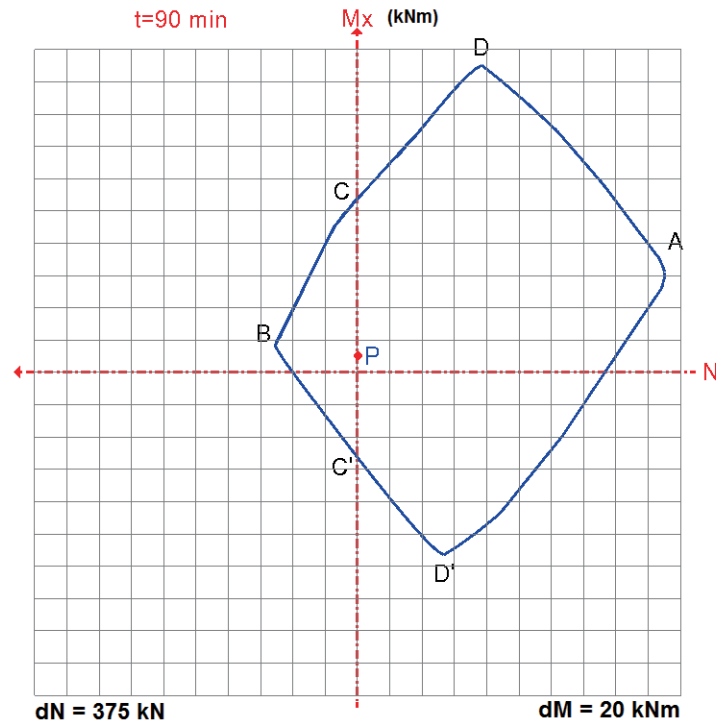
$$\mu = M'_R / M'_C = 107 / 6 \cong 18$$

Dominio di rottura

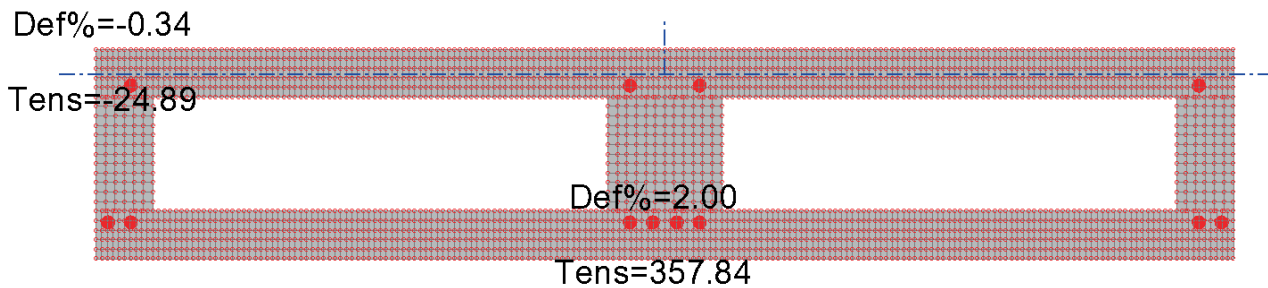
Il dominio di rottura rappresenta il comportamento globale della sezione resistente di calcolo del solaio sottoposta all'azione della curva nominale d'incendio standard.

Si rileva che le sollecitazioni di calcolo ricadono all'interno del campo delimitato dal dominio di rottura dopo 90 minuti di esposizione al fuoco (lo sforzo normale nullo ed il momento flettente agente di 6 kNm individuano un punto P interno al dominio di rottura) e, pertanto, la sezione verificata ha sufficiente capacità portante per il tempo prefissato.

Si precisa che la zona di rottura è la 2 a causa del raggiungimento del valore massimo di deformazione dell'acciaio teso.



DOMINIO DI ROTTURA N - Mx DELLA SEZIONE RESISTENTE DEL SOLAIO IN CLS ARMATO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

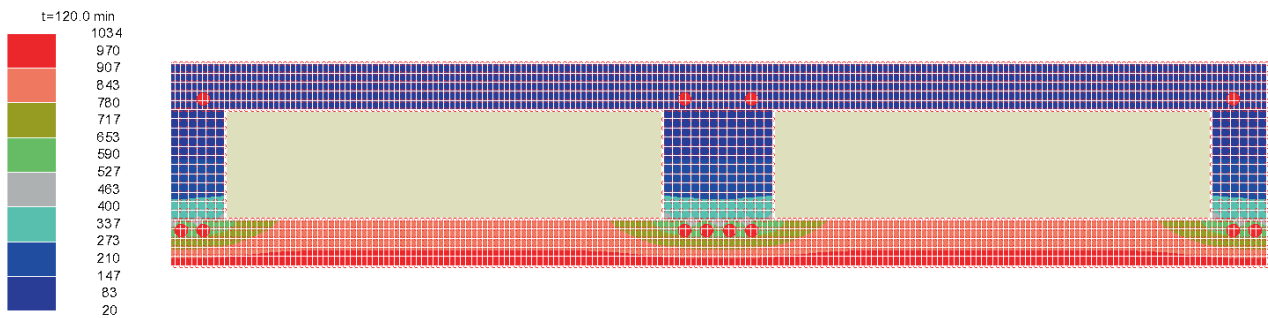


VERIFICA S.L.U. DELLA SEZIONE RESISTENTE DEL SOLAIO IN CLS ARMATO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

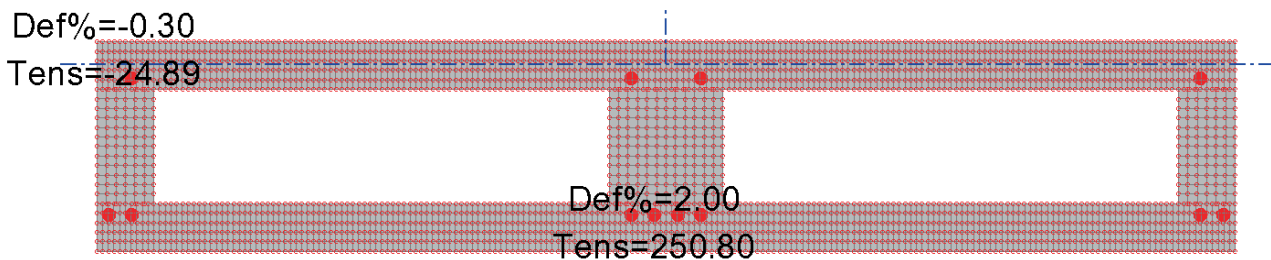
Verifica a pressoflessione (90 min)

- Sforzo normale $N = 0$
- Legame costitutivo parabola - rettangolo: $- 0,0020 / - 0,0035$
- Posizione dell'asse neutro: $Y_n = 3,4$ cm
- Momento di rottura: $M'_R = 107$ kNm
- Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
- Deformazione max nel calcestruzzo $\epsilon_{c \max} (\%) = - 0,34$
- Tensione corrispondente nel calcestruzzo $\sigma_c = - 24,89$ N/mm²
- Deformazione max nell'acciaio $\epsilon_{s \max} (\%) = 2,00$
- Tensione corrispondente nell'acciaio $\sigma_s = 357,84$ N/mm²

A scopo didattico, si è ripetuta l'analisi termica a 120 minuti ottenendo le seguenti risultanze:



MAPPA TERMICA DELLE TEMPERATURE RAGGIUNTE NEI VARI ELEMENTI NEI QUALI È STATA SUDDIVISA LA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DEL SOLAIO, ESEGUITE MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 120 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD



VERIFICA S.L.U. DELLA SEZIONE RESISTENTE DEL SOLAIO IN CLS ARMATO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 120 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica a pressoflessione (120 min)

- Sforzo normale $N = 0$
- Legame costitutivo parabola - rettangolo: - 0,0020 / - 0,0035
- Posizione dell'asse neutro: $Y_n = 3,4$ cm
- Momento di rottura: $M'_R = 58$ kNm
- Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
- Deformazione max nel calcestruzzo $\varepsilon_{c \max} (\%) = - 0,30$
- Tensione corrispondente nel calcestruzzo $\sigma_c = - 24,89$ N/mm²
- Deformazione max nell'acciaio $\varepsilon_{s \max} (\%) = 2,00$
- Tensione corrispondente nell'acciaio $\sigma_s = 250,80$ N/mm²

Pertanto, il solaio garantisce un valore di resistenza al fuoco pari a R120, mantenendosi il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo μ pari a circa 10.

Verifica del livello di prestazione (par. S.2.4.2)

Secondo il Codice, per il livello di prestazione ipotizzato III (par. S.2.4.3), debbono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco in base agli incendi convenzionali di progetto come previsto al par. S.2.5.

Considerato il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ del magazzino, ne consegue che i 90 minuti per i quali è stata positivamente verificata *a caldo* la sezione del solaio, garantiscono per l'attività il livello di prestazione ipotizzato.

a 2) Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco del solaio - metodo tabellare

La capacità portante R dell'elemento strutturale è determinata (vedi par. S.2.15.3), utilizzando la seguente tabella S.2-42.

Solai (requisito R) (tab. S.2-42)

La tabella riporta i valori minimi (mm) dell'altezza totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature longitudinali alla superficie esposta al fuoco, sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate:

Classe	30		60		90		120		180		240	
	H	a	H	a	H	a	H	a	H	a	H	a
Solette piene con armatura monodirezionale o bidirezionale	80	10	120	20	120	30	160	40	200	55	240	65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo 1)	80	10	120	20	120	30	160	40	200	55	240	65
Solai a travetti con alleggerimento 2)	160	15	200	30	240	35	240	45	300	60	300	75
Solai a lastra con alleggerimento 3)	160	15	200	30	240	35	240	45	300	60	300	75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p.. In caso di armatura pretesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera:

- 10 mm di intonaco normale (definizione in tabella S.2-37) equivalgono ad 10 mm di calcestruzzo;
- 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in tabella S.2-37) equivalgono a 20 mm di calcestruzzo.

Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- 1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero.
- 2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- 3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

Nel caso in esame, il solaio ha un'altezza totale H di 220 mm ed una distanza a dell'asse delle armature dalla superficie esposta al fuoco di 48 mm, dall'esame della tabella si ricava che per esso si può assumere una classe di resistenza al fuoco pari a R 60.

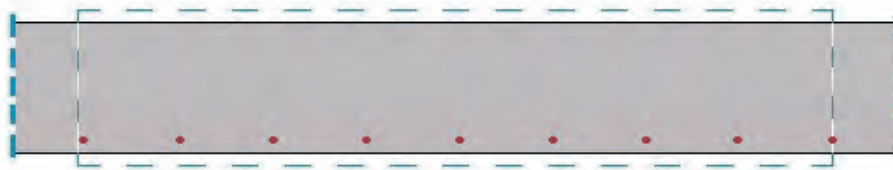
b 1) Valutazione delle prestazioni di resistenza della soletta piena in C.A. - metodo analitico

Ipotizziamo di voler verificare a caldo la copertura del magazzino, nell'ipotesi fosse realizzata mediante una soletta piena in C.A. con un requisito da verificare pari a R90:

- spessore della soletta $H = 200 \text{ mm}$;
- calcestruzzo R_{ck} di 3000 N/cm^2 ;
- armatura della soletta in barre di acciaio ordinario, tipo B 450 A, $f_{yk} = 458 \text{ N/mm}^2$, diametro 12 mm ($A_s = 1,13 \text{ cm}^2$), passo 120 mm e copriferro $a = 2,6 \text{ cm}$;

Analisi dei carichi:

- carichi permanenti strutturali $g_1 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio (manutenzione) $q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale neve $q_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$



SCHEMA DELLA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DELLA SOLETTA

Ipotizzando la soletta gettata in opera successivamente alla realizzazione delle travi portanti, per un metro lineare di soletta, si ottiene:

$$M_g = 1/8 \times 9,00 \times 1,00 \times 5,125^2 = 29,55 \text{ kNm}$$

$$M_{q_1} = 1/8 \times 0,50 \times 1,00 \times 5,125^2 = 1,64 \text{ kNm}$$

$$M_{q_2} = 1/8 \times 1,40 \times 1,00 \times 5,125^2 = 4,60 \text{ kNm}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria (vedi NTC 2018 (tab. 2.6.I), M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_{q_i} = 1,3 \times 29,55 + 1,5 \times 1,64 + 1,5 \times 4,60 = 48 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, secondo le indicazioni di cui al par. S.2.8.1, il momento flettente da utilizzare, M'_c è pari a:

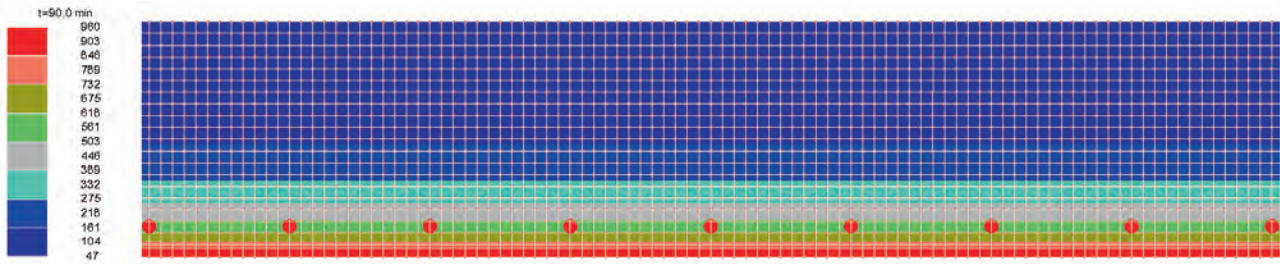
$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_{q_i} = 29,55 + 0,3 \times 1,64 + 0,2 \times 4,60 = 31 \text{ kNm}$$

La verifica al fuoco, condotta per un tempo di esposizione pari a 90 minuti, è stata effettuata mediante un calcolo automatico agli elementi finiti, ipotizzando che la superficie del solaio esposta direttamente al fuoco sia quella relativa all'intradosso.

Il procedimento è del tutto analogo a quello seguito in precedenza.

Si fa riferimento alla curva 2 (armatura tesa, trafilata a freddo, per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2$).

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm^2)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm^2)	y_i acciaio (mm)
1	553	113	0,526	59	174
2	553	113	0,526	59	174
3	553	113	0,526	59	174
4	553	113	0,526	59	174
5	553	113	0,526	59	174
6	553	113	0,526	59	174
7	553	113	0,526	59	174
8	553	113	0,526	59	174
9	553	113	0,526	59	174
		1017		534,94	



MAPPA TERMICA DELLE TEMPERATURE RAGGIUNTE NEI VARI ELEMENTI NEI QUALI È STATA SUDDIVISA LA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DELLA SOLETTA, ESEGUITE MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica della capacità portante, allo stato limite della sezione, della soletta soggetta a flessione dopo 90 min di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard

Ripercorrendo il procedimento visto in precedenza, e fatte salve le approssimazioni di calcolo, il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso della sezione della soletta più sollecitata, trascorso un intervallo temporale di 90 minuti di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard, potrebbe pertanto determinarsi secondo la seguente relazione rispetto al baricentro del calcestruzzo compresso:

$$M'_R = \sum f_{yd} \times A'_{si} \times h'_i$$

Il programma di calcolo utilizzato, che agisce in maniera rigorosa tenendo conto dell'effettiva variazione delle temperature nella sezione trasversale, sotto l'effetto dell'incendio, fornisce per il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso *a caldo* il valore:

$$M'_R = 40 \text{ kNm}$$

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm ²)	y_i acciaio (mm)	Braccio h_i della coppia interna (mm)	Braccio h'_i della coppia interna (mm)	$f_{yd} \times A'_{si} \times h'_i$ (kNm)
1	553	113	0,526	59	174	160	168	4
2	553	113	0,526	59	174	160	168	4
3	553	113	0,526	59	174	160	168	4
4	553	113	0,526	59	174	160	168	4
5	553	113	0,526	59	174	160	168	4
6	553	113	0,526	59	174	160	168	4
7	553	113	0,526	59	174	160	168	4
8	553	113	0,526	59	174	160	168	4
9	553	113	0,526	59	174	160	168	4
		1017		534,94			M'_R	40

Nelle ultime colonne della tabella precedente, a scopo didattico, è mostrato il computo "manuale" di M'_R .

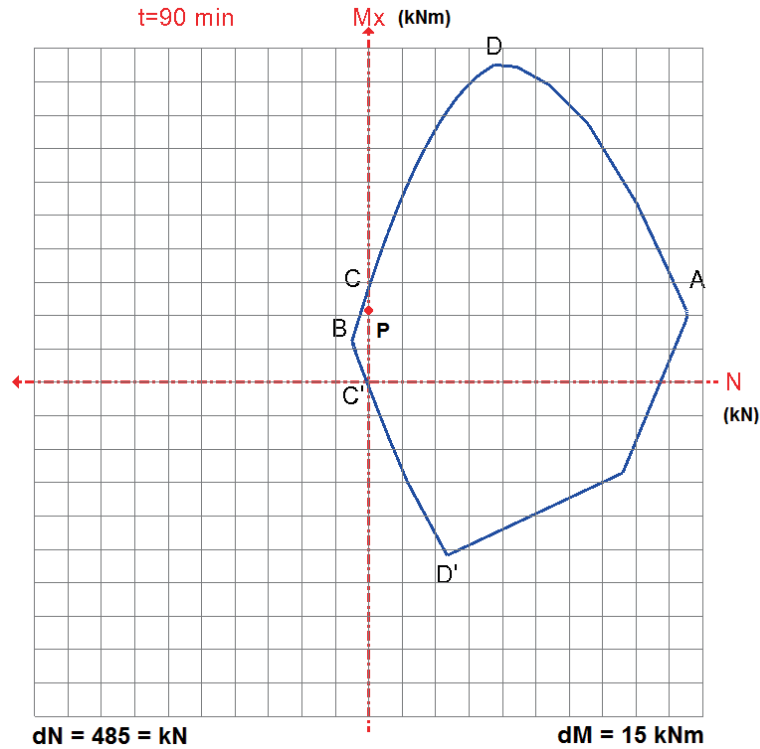
Il valore ottenuto, essendo maggiore di quello di progetto M'_C a temperature elevate, pari a 31 kNm, mostra che la soletta ha una capacità portante in grado di resistere *almeno* 90 minuti all'esposizione della curva nominale d'incendio standard, con un coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo μ pari a:

$$\mu = M'_R / M'_C = 40 / 31 = 1,3$$

Dominio di rottura

Si rileva che le sollecitazioni di calcolo ricadono all'interno del campo delimitato dal dominio di rottura dopo 90 minuti di esposizione al fuoco (lo sforzo normale nullo ed il momento flettente agente di 31 kNm individuano un punto P interno al dominio di rottura) e, pertanto, la sezione verificata ha sufficiente capacità portante per il tempo prefissato.

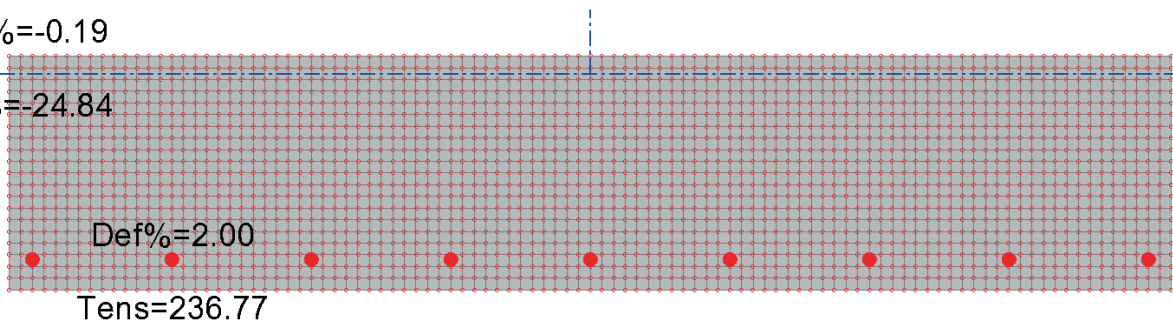
Si precisa che la zona di rottura è la 2 a causa del raggiungimento del valore massimo di deformazione dell'acciaio teso.



DOMINIO DI ROTTURA N - Mx DELLA SEZIONE RESISTENTE DELLA SOLETTA, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Def%=-0.19

Tens=-24.84



VERIFICA S.L.U. DELLA SEZIONE RESISTENTE DELLA SOLETTA, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica a pressoflessione (90 min)

- Sforzo normale $N = 0$
- Legame costitutivo parabola - rettangolo: $- 0,0020 / - 0,0035$
- Posizione dell'asse neutro: $Y_n = 1,5 \text{ cm}$
- Momento di rottura: $M'_R = 40 \text{ kNm}$
- Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
- Deformazione max nel calcestruzzo $\varepsilon_{c \text{ max}} (\%) = - 0,19$
- Tensione corrispondente nel calcestruzzo $\sigma_c = - 24,84 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione max nell'acciaio $\varepsilon_{s \text{ max}} (\%) = 2,00$
- Tensione corrispondente nell'acciaio $\sigma_s = 236,77 \text{ N/mm}^2$

b 2) Valutazione delle prestazioni di resistenza della soletta piena in C.A. - metodo tabellare

La capacità portante R dell'elemento strutturale è determinata, come visto al precedente punto a 2, utilizzando la seguente tabella S.2-42 di cui al par. S.2.15.3.

Solai (requisito R) (tab. S.2-42)

La tabella riporta i valori minimi (mm) dell'altezza totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature longitudinali alla superficie esposta al fuoco, sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate:

Classe	30		60		90		120		180		240	
	H	a	H	a	H	a	H	a	H	a	H	a
Solette piene con armatura monodirezionale o bidirezionale	80	10	120	20	120	30	160	40	200	55	240	65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo 1)	80	10	120	20	120	30	160	40	200	55	240	65
Solai a travetti con alleggerimento 2)	160	15	200	30	240	35	240	45	300	60	300	75
Solai a lastra con alleggerimento 3)	160	15	200	30	240	35	240	45	300	60	300	75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p.. In caso di armatura pretesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera:

10 mm di intonaco normale (definizione in tabella S.2-37) equivalgono ad 10 mm di calcestruzzo;

10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in tabella S.2-37) equivalgono a 20 mm di calcestruzzo.

Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta.

Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero.

Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

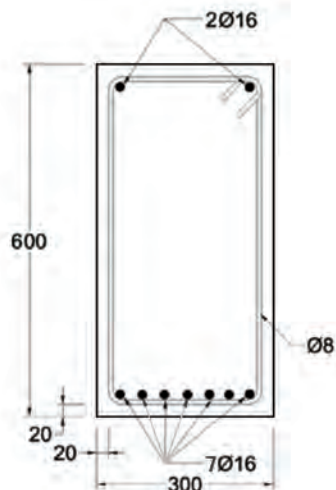
In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

Nel caso in esame, il solaio ha un'altezza totale H di 200 mm ed una distanza a dell'asse delle armature dalla superficie esposta al fuoco di 26 mm, dall'esame della tabella si ricava che per esso si può assumere una classe di resistenza al fuoco pari a R 60.

c1) Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco della trave portante

La trave oggetto della valutazione, realizzata in calcestruzzo armato, presenta una sezione 600 x 300 mm e luce di calcolo l_c di 5,85 m; l'esposizione all'incendio standard ISO 834 avviene su tre lati.

L'armatura è costituita da barre di acciaio ordinario, tipo B 450 C, armatura inferiore 7 barre, diametro 16 mm, distanti 3,6 cm dall'intradosso e armatura superiore 2 barre, diametro 16 mm, distanti 3,6 cm dall'estradosso, staffe diametro 8 mm, copriferro 2 cm.



SCHEMA DELLA SEZIONE DI CALCOLO DELLA TRAVE

Calcestruzzo: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Acciaio: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Analisi dei carichi:

- carichi permanenti strutturali trave $g_0 = 4,50 \text{ kN/m}$
- carichi permanenti strutturali solaio $g_1 = 3,20 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali solaio $g_2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio (manutenzione) $q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale neve $q_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Ipotizzando, in via approssimata, di considerare il momento in campata di una trave continua ($M = 1/10 \text{ pl}^2$), si ottiene:

$$\begin{aligned} M_{g_0} &= 1/10 \times 4,50 \times 5,85^2 = 15,40 \text{ kNm} \\ M_{g_{1,2}} &= 1/10 \times 7,20 \times 5,125/2 \times 5,85^2 = 63,14 \text{ kNm} \\ M_{q_1} &= 1/10 \times 0,50 \times 5,125/2 \times 5,85^2 = 4,38 \text{ kNm} \\ M_{q_2} &= 1/10 \times 1,40 \times 5,125/2 \times 5,85^2 = 12,28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria (vedi NTC 2018 (tab. 2.6.I), M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_{q_i} = 1,3 \times 78,54 + 1,5 \times 4,38 + 1,5 \times 12,28 = 127 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, secondo le indicazioni di cui al par. S.2.8.1, il momento flettente da utilizzare, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_{q_i} = 78,54 + 0,3 \times 4,38 + 0,2 \times 12,28 = 82 \text{ kNm}$$

Ripercorrendo il procedimento visto in precedenza, la verifica al fuoco è stata effettuata mediante un calcolo automatico agli elementi finiti, ipotizzando che la superficie della trave esposta direttamente al fuoco sia quella relativa all'intradosso.

La sezione resistente di calcolo della trave oggetto della verifica è quella di mezzeria.

La mappa delle temperature viene ottenuta discretizzando la sezione con una *mesh* di elementi finiti, le cui dimensioni sono stabilite in fase di input.

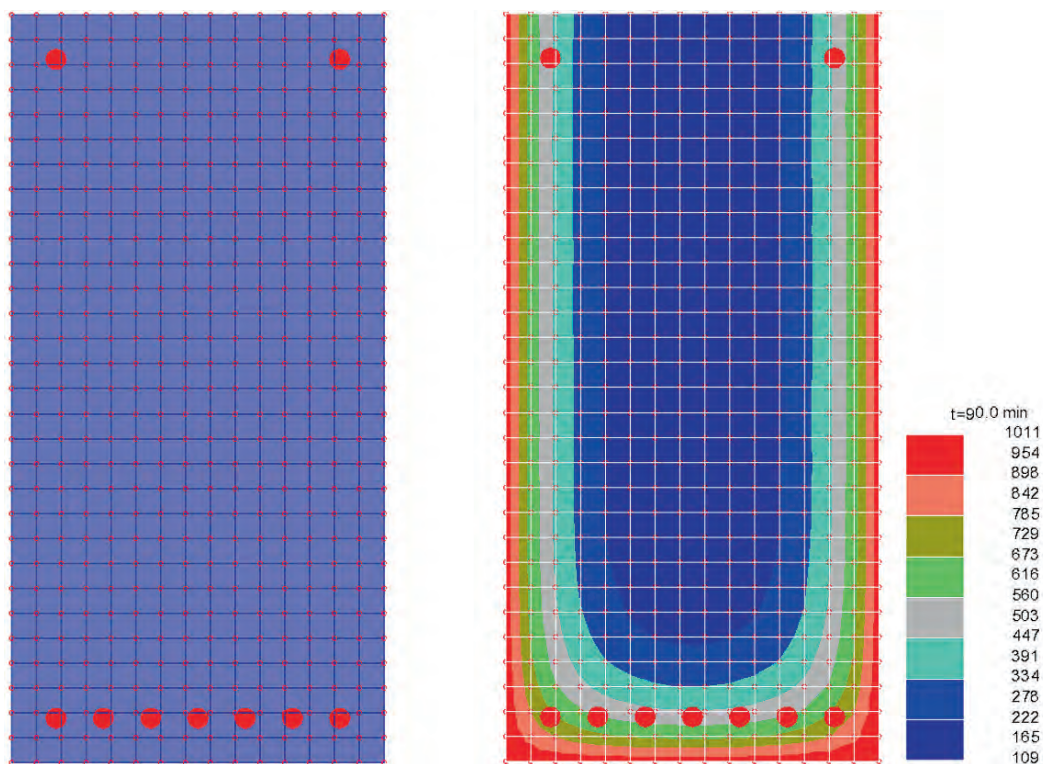
Per ciascun elemento saranno calcolate le temperature con riferimento alla classe 90 minuti.

La temperatura ottenuta in output dal programma è relativa ai nodi degli elementi discretizzanti la sezione.

In definitiva, individuate le temperature raggiunte, nel tempo, nei diversi punti delle armature e del calcestruzzo, si determina il momento flettente resistente allo stato limite ultimo di collasso della sezione avente “caratteristiche fisiche ridotte”, moltiplicando le aree per i corrispondenti fattori di riduzione della resistenza.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti k_i relativi alle barre di armatura, facendo riferimento alla curva 1 (armatura tesa, trafilata a caldo, per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2$).

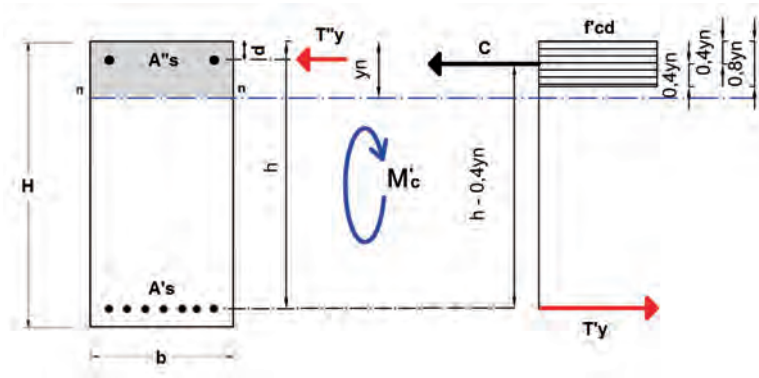
Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm ²)	y_i acciaio (mm)
1	740	201	0,182	37	564
2	595	201	0,486	98	564
3	534	201	0,675	136	564
4	521	201	0,715	144	564
5	534	201	0,675	136	564
6	595	201	0,486	98	564
7	740	201	0,182	37	564
8	493	201	0,795	160	36
9	493	201	0,795	160	36
		1407		684	
		402		320	



MESH E MAPPA TERMICA DELLE TEMPERATURE RAGGIUNTE NEI VARI ELEMENTI NEI QUALI È STATA SUDDIVISA LA SEZIONE RESISTENTE DI CALCOLO DELLA TRAVE, ESEGUITE MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica della capacità portante, allo stato limite della sezione, della trave soggetta a flessione dopo 90 min di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard

Ripercorrendo il procedimento visto in precedenza, e fatte salve le approssimazioni di calcolo, il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso della sezione della trave più sollecitata, trascorso un intervallo temporale di 90 minuti di esposizione, dal basso, alla curva nominale d'incendio standard, potrebbe pertanto determinarsi secondo la seguente relazione rispetto al baricentro dell'armatura inferiore:



$$M'_R = f'_{cd} \times b \times 0,8 \times y'_n (h - 0,4 y'_n) + f'_{yd} \times A''_{si} \times (h - d)$$

Il programma di calcolo utilizzato, che agisce in maniera rigorosa tenendo conto dell'effettiva variazione delle temperature nella sezione trasversale, sotto l'effetto dell'incendio, fornisce per il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso *a caldo* il valore:

$$M'_R = 166 \text{ kNm}$$

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (mm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (mm ²)	y_i acciaio (mm)	Braccio h'_i della coppia interna (mm)	$f'_{yd} \times A''_{si} \times h'_i$ (kNm)	$f'_{yd} \times A''_{si} \times h'_i$ (kNm)
1	740	201	0,182	37	564	541	9	
2	595	201	0,486	98	564	541	24	
3	534	201	0,675	136	564	541	33	
4	521	201	0,715	144	564	541	35	
5	534	201	0,675	136	564	541	33	
6	595	201	0,486	98	564	541	24	
7	740	201	0,182	37	564	541	9	
8	493	201	0,795	160	36	13		1
9	493	201	0,795	160	36	13		1
		1407		684			166	2
		402		320			169	

Nelle ultime colonne della tabella precedente, a scopo didattico, è mostrato il computo "manuale" di M'_R .

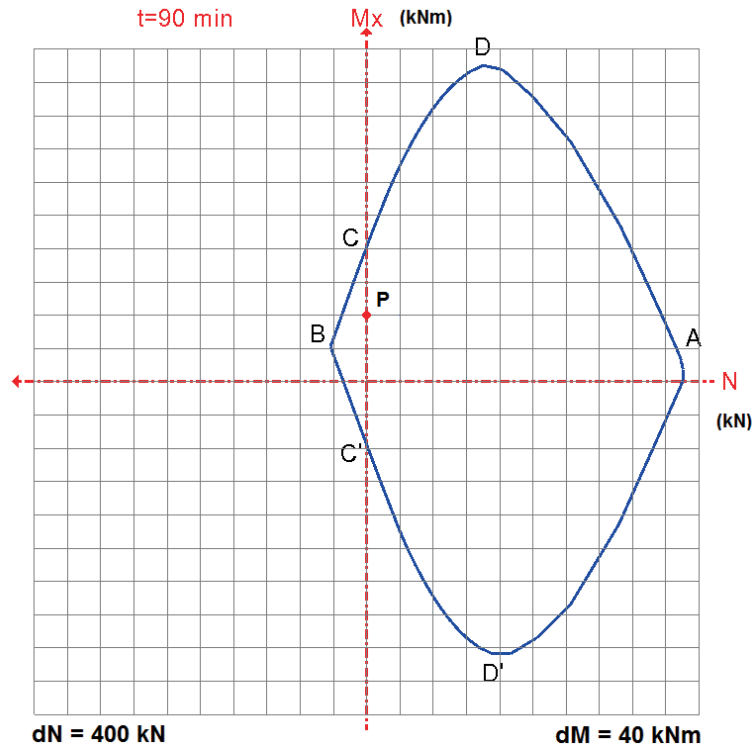
Il valore ottenuto, essendo sensibilmente maggiore di quello di progetto M'_C a temperature elevate, pari a 82 kNm, mostra che la trave possiede una capacità portante in grado di resistere *almeno* 90 minuti all'esposizione della curva nominale d'incendio standard, con un coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo μ pari a:

$$\mu = M'_R / M'_C = 166 / 82 = 2,02$$

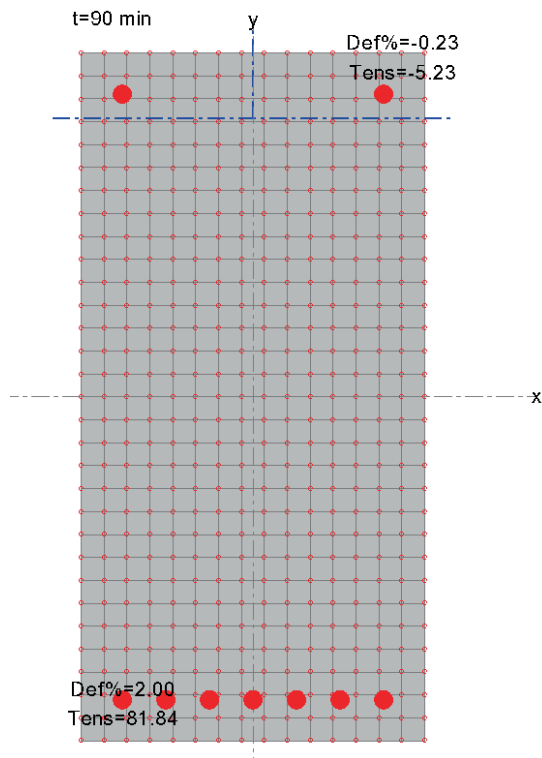
Dominio di rottura

Si rileva che le sollecitazioni di calcolo ricadono all'interno del campo delimitato dal dominio di rottura dopo 90 minuti di esposizione al fuoco (lo sforzo normale nullo ed il momento flettente agente di 82 kNm individuano un punto P interno al dominio di rottura) e, pertanto, la sezione verificata ha sufficiente capacità portante per il tempo prefissato.

Si precisa che la zona di rottura è la 2 a causa del raggiungimento del valore massimo di deformazione dell'acciaio teso.



DOMINIO DI ROTTURA N - Mx DELLA SEZIONE RESISTENTE DELLA TRAVE IN CLS ARMATO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD



VERIFICA S.L.U. DELLA SEZIONE RESISTENTE DELLA TRAVE IN CLS ARMATO, ESEGUITO MEDIANTE PROGRAMMA DI CALCOLO AMV-RF, DOPO 90 MINUTI DI ESPOSIZIONE, DAL BASSO, ALLA CURVA NOMINALE D'INCENDIO STANDARD

Verifica a pressoflessione (90 min)

- Sforzo normale $N = 0$
- Legame costitutivo parabola - rettangolo: $- 0,0020 / - 0,0035$
- Posizione dell'asse neutro: $Y_n = 5,7$ cm
- Momento di rottura: $M'_R = 166$ kNm
- Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
- Deformazione max nel calcestruzzo $\varepsilon_{c \max} (\%) = - 0,23$
- Tensione corrispondente nel calcestruzzo $\sigma_c = - 5,23$ N/mm²
- Deformazione max nell'acciaio $\varepsilon_{s \max} (\%) = 2,00$
- Tensione corrispondente nell'acciaio $\sigma_s = 81,84$ N/mm²

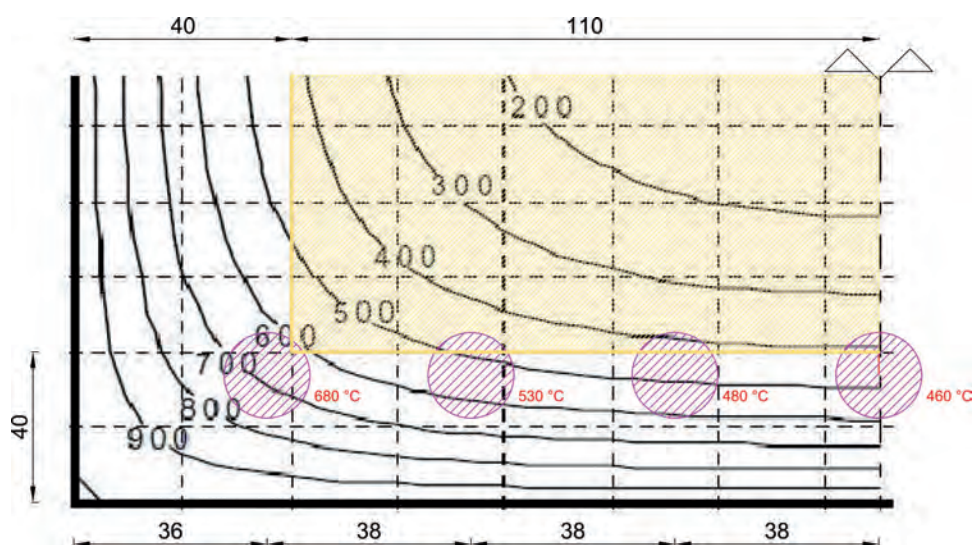
c2) Metodo dell'isoterma a 500° C

L'Eurocodice 2 (norma UNI EN 1992-1-2) suddivide i metodi analitici in semplificati e avanzati. I primi, dei quali il più noto è quello dell'isoterma a 500°C, sono idonei per l'analisi di singole membrature mentre, nel caso fosse indispensabile analizzare strutture intere, gli Eurocodici, impongono l'utilizzo di metodi avanzati e la conseguente necessità del ricorso ai programmi di calcolo ad elementi finiti.

Il metodo dell'isoterma a 500 °C, ove applicabile¹⁰, si basa sui concetti di riduzione geometrica della sezione, in funzione del danno del calcestruzzo, e di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio, in funzione della temperatura raggiunta dalle barre.

Tale metodo consente di individuare una sezione *ridotta*, determinata dalla porzione di calcestruzzo compresa all'interno dell'isoterma 500 °C (sulla quale si applicano gli usuali metodi di calcolo, utilizzati a temperatura ordinaria), trascurando quindi il calcestruzzo a temperature superiori ai 500 °C.

Nell'Appendice A della norma UNI EN 1992-1-2 sono riportate le mappature termiche, per i diversi valori di R, delle sezioni più comuni; in riferimento alla sezione in esame (fig. A.7b - R90), si ricava:



UNI EN 1992-1-2 - APPENDICE A - FIG. A.7B: MAPPATURE TERMICHE (°C) - TRAVE 600 X 300 - R90

Sovrapponendo la trave in esame, si individuano le temperature delle barre di acciaio costituenti l'armatura inferiore A'_s posta a 36 mm dal lembo inferiore della sezione e, seguendo il disposto di cui al punto B.1.2 (fig. B.1)¹¹ della citata norma, lo spessore della sezione *ridotta* $b_{fi} = [300 - (2 \times 40) = 220 \text{ mm}]$, che trascura l'apporto del calcestruzzo che si trova a temperature maggiori di 500 °C.

L'altezza efficace della sezione *ridotta* d_{fi} risulta pari a 560 mm.

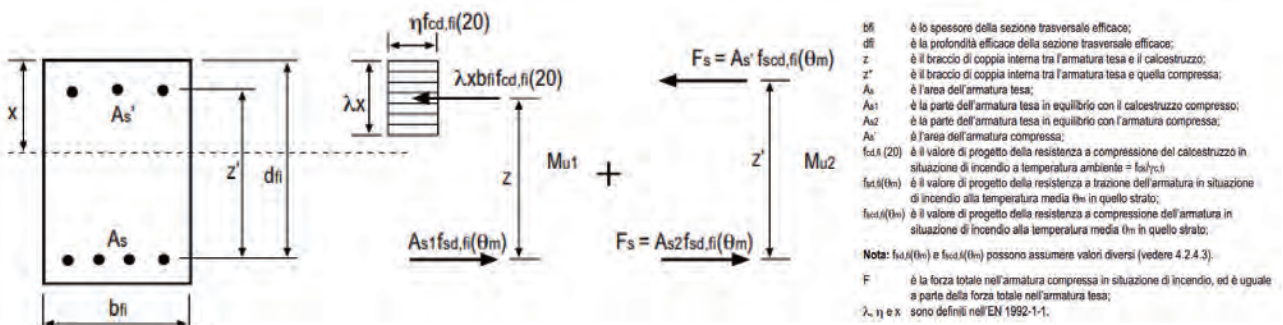
Le aree ridotte delle armature tese A'_s e compresse A''_s , in funzione delle temperature raggiunte, per l'acciaio trafilato a caldo (curva 1) fig. 4.2a o tab. 3.2a della norma UNI EN 1992-1-2, mediante interpolazione lineare risultano pari a:

Armatura acciaio	Temperatura acciaio (°C)	Area A_i acciaio (cm ²)	Fattore k_i di riduzione	Area ridotta ($k_i \times A_i$) acciaio (cm ²)
1	680	2,01	0,278	0,56
2	530	2,01	0,687	1,38
3	480	2,01	0,824	1,66
4	460	2,01	0,868	1,74
5	480	2,01	0,824	1,66
6	530	2,01	0,687	1,38
7	680	2,01	0,278	0,56
8	480	2,01	0,802	1,61
9	480	2,01	0,802	1,61
		14,07		8,94
		4,02		3,22

¹⁰ Vedi punto B.1.1 dell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-2.

¹¹ Gli angoli arrotondanti dell'isoterma possono essere valutati approssimando la forma reale delle isoterme ad un rettangolo o ad un quadrato.

La figura B.2 dell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-2, cui si rinvia per maggiori dettagli, illustra le modalità per il calcolo della capacità portante di una sezione trasversale con armature tese e compresse:



UNI EN 1992-1-2 - APPENDICE B - FIG. B.2

È possibile determinare la capacità portante ultima della sezione *ridotta*, ad esempio, con l'ausilio del software VcaSlu (vers. 7.7), curato dal Prof. Piero Gelfi, verificando a freddo la *sezione ridotta* avente dimensioni 22 x 56 cm, con i valori A_s' pari a 8,94 cm² e A_s'' pari a 3,22 cm².

Verifica C.A. S.L.U.
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
 Titolo: **Trave portante 30 x 60 ridotta**
 N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	22	56	1	8,94	56,4
			2	3,22	3,6

 Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 82 kNm
 M_{yEd} 0
 P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo-Acciaio snervato
 Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
 Tipo flessione: Betta Deviato
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Risultando $M'_R > M'_C$ la sezione possiede capacità portante pari a R90.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di un solaio in C.A. con lastre tipo predalles e di una trave portante entrambe facenti parte di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco sia mediante metodo analitico che tabellare.

Per il solaio si è optato per la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco.

Successivamente, ipotizzando una diversa configurazione dello stesso (soletta piena in C.A.), si è operata nuovamente la medesima doppia verifica.

In maniera analoga è stata quindi verificata la classe di resistenza al fuoco della trave portante il solaio, utilizzando sia il metodo analitico che quello detto dell'isoterma a 500°C, in ossequio all'Eurocodice EN 1992-1-2.

Le verifiche condotte con il metodo analitico hanno consentito di dimostrare il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco pari a R90 (il solaio con lastre tipo predalles garantisce R120), mentre le verifiche di tipo tabellare hanno evidenziato una classe di resistenza al fuoco pari a R60.

❖ *Commento dei risultati*

Come nel caso studio di cui al paragrafo precedente, il confronto fra la valutazione tabellare e quella di tipo analitico evidenzia che, in generale, risulta conveniente, ai fini dell'economia del risultato, eseguire le valutazioni di resistenza al fuoco degli elementi strutturali attraverso i calcoli anziché mediante i confronti tabellari.

Nei casi c1) e c2), si evidenzia la differenza tra i valori di momento resistente ottenuti attraverso l'implementazione dei legami tensione-deformazione del materiale a caldo (166 kNm) e quello ottenuto mediante applicazione del metodo dell'isoterma a 500°C (185 kNm).

Tale differenza è attribuibile sia al differente approccio di verifica impiegato che alla definizione della mappatura termica, di derivazione analitica nel caso c1) e di derivazione grafica nel caso c2) (Appendice A della norma UNI EN 1992-1-2).

Si ricorda che il progettista che impiega un software di calcolo deve verificarne l'attendibilità in quanto responsabile dell'analisi strutturale.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Più in generale, si segnala che tra i possibili incendi convenzionali di progetto adottabili nell'attività, l'incendio standard risulta il più conservativo, richiedendo maggiori prestazioni agli elementi strutturali.

Si ribadisce, come evidenziato nel precedente caso studio, che il progettista ha libera facoltà di effettuare la verifica del livello III di prestazione mediante soluzioni alternative (par S.2.4.8).

Ciò comporta la modellazione dell'incendio con curve naturali e la verifica dell'assenza di collasso per l'intera durata dell'incendio, ivi compresa la fase di decadimento, secondo le indicazioni fornite nel cap. S.2 del Codice e nel par. M.2-5 del Codice.

Come noto, in ultimo, il fenomeno dello "spalling" è particolarmente sentito nei calcestruzzi ad alta resistenza o negli elementi sottoposti ad incendi particolarmente severi.

Uno degli sviluppi di ricerca maggiormente sentiti è quello avente per oggetto lo studio di indicazioni progettuali aggiuntive, rispetto a quelle già fornite nell'Eurocodice EN 1992-1-2, per la progettazione a caldo del C.A. e del C.A.P. in presenza di spalling.

Caso studio 3: resistenza al fuoco di una trave portante in acciaio

Descrizione

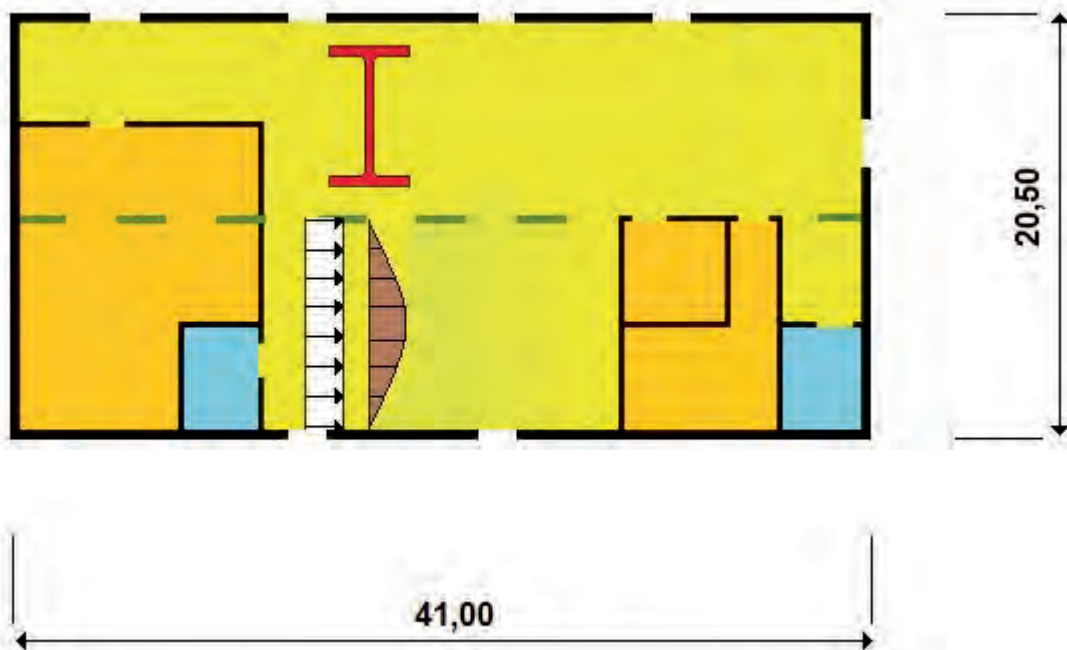
Ci si propone di effettuare lo studio, eseguendo una valutazione analitica, della resistenza al fuoco di una trave in acciaio secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14.

La trave oggetto dello studio è un profilo IPE 300, in acciaio laminato a caldo (S 275JR), e costituisce elemento portante nell'ambito di una diversa ipotesi per la struttura di copertura del magazzino esaminato nel caso studio 2, stavolta destinato alla lavorazione del legno.

Il magazzino è ad un solo piano fuori terra, di altezza pari a 5,50 m, con una superficie lorda di 841 m²; esso è situato in una località a 1300 m sopra il livello del mare.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del magazzino	I = 41 m; L = 20,50 m; H = 5,50 m (A = 841 m ²)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in acciaio
Sollecitazioni strutturali della trave nella sezione maggiormente sollecitata, derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	Mg = 85 kNm
	Mq ₁ = 7 kNm e Mq ₂ = 18 kNm



Schema planimetrico del magazzino

Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Unico compartimento; peraltro l'edificio risulta adiacente, e pertanto non separato, ad un'altra attività soggetta ai controlli di prevenzione incendi. Livello III di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.2)
Numero addetti	8 (è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	2 aventi $L = 3,50$ m; $h = 2,35$ m (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 37.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Stabilimenti e laboratori per la lavorazione del legno con materiale in lavorazione e/o in deposito in quantità da 5000 a 50000 kg".

Obiettivi dello studio

Si vuole verificare se, adottando una soluzione progettuale conforme, per conseguire il valore di resistenza al fuoco previsto dal par. S.2.4.3, risulta necessario proteggere la trave in questione con un idoneo spessore di materiale protettivo.

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = A2$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	$R_{beni} = 1$		

La stima del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 445,5 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento magazzino	Superficie in pianta lorda A (1) (m ²)			(MJ/kg)		(MJ)	Carico d'incendio specifico $q_f = q/A$	
						(MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)	
841	legno	0,8	1	8.500	kg	20,00 MJ/kg	136.000	
	materiali plastici	1	1	1.200	kg	45,00 MJ/kg	54.000	
	arredi e materiale cellulosico	0,8	1	1.600	kg	18,48 MJ/kg	23.654	
	componenti impianti tecnologici (2)	1	1	3.500	kg	46,00 MJ/kg	161.000	
						totale	374.654	445,5 24,1

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 445,5 \times 1,2 \times 1,00 \times 0,77 = 409 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,20$ ($A = 841 \text{ m}^2$);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 30 (vedi par. S.2.4.3)¹².

Non essendo previste nel par. S.2.15 le tabelle inerenti gli elementi strutturali di acciaio, che consentirebbero una valutazione della resistenza al fuoco della trave in acciaio *tabellare*, occorrerà effettuare una valutazione mediante *calcoli analitici*, secondo le prescrizioni contenute al par. S.2.14.

Elementi strutturali in acciaio non protetti

Si farà pertanto riferimento al procedimento descritto nella norma UNI EN 1993-1-2 "Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

Tale procedimento descrive un metodo analitico per accertare la capacità portante posseduta da un elemento strutturale in acciaio, sottoposto all'azione termica dell'incendio, rappresentato con una curva temperatura - tempo.

Laddove all'elemento strutturale di acciaio, adottando una soluzione progettuale conforme, si voglia attribuire un valore della classe di resistenza al fuoco, si deve utilizzare, di norma, la curva nominale d'incendio standard di cui al par. S.2.7. Tale procedura di calcolo si basa sulle ipotesi relative al comportamento dell'acciaio da costruzione:

- temperatura uniforme nella sezione trasversale di acciaio esposta;
- comportamento elasto-plastico indipendente dalla temperatura (vedi diagramma seguente).

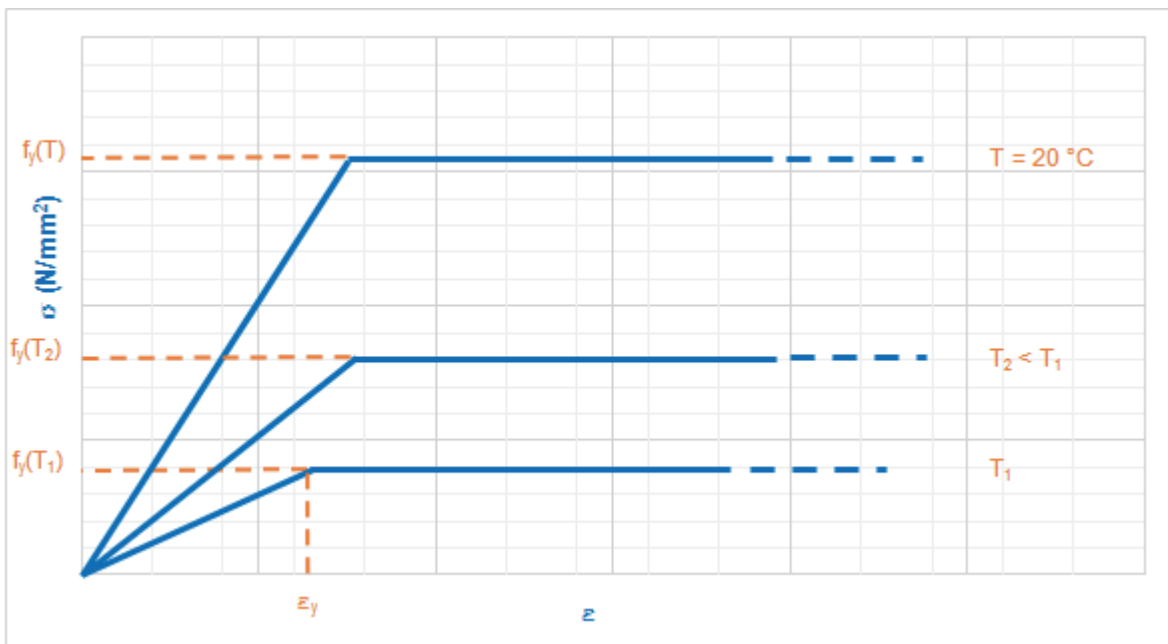


DIAGRAMMA DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO AL VARIARE DELLA DEFORMAZIONE ACCIAIO CON COMPORTAMENTO ELASTICO-PERFETTAMENTE PLASTICO AL CRESCERE DELLA TEMPERATURA

Occorrerà quindi determinare, nel corso dell'incendio, il tempo t al quale la temperatura nella sezione maggiormente sollecitata della trave raggiunge il valore critico T_{cr} , in corrispondenza del quale, la resistenza di progetto dell'elemento in acciaio raggiunge la sollecitazione indotta dall'azione di progetto in caso d'incendio, con la conseguenziale perdita della capacità portante.

¹² Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

Il processo che conduce al calcolo della capacità portante si esegue considerando i seguenti tre punti:

- la variazione della temperatura T nell'elemento strutturale in funzione del tempo t di esposizione all'incendio;
- la riduzione della resistenza caratteristica f_y di snervamento dell'acciaio con la temperatura;
- la temperatura critica T_{cr} dell'elemento strutturale, definita come la temperatura per la quale la resistenza di progetto è uguale alla sollecitazione dovuta ai carichi agenti, in relazione alla caratteristica della sezione.

Esaminiamo in dettaglio i tre aspetti:

Variazione della temperatura nell'elemento strutturale in funzione del tempo di esposizione al fuoco:

Per determinare la variazione della temperatura T , in funzione del tempo t di esposizione all'incendio nell'elemento strutturale di acciaio, *privo di protezione* dal fuoco, occorre risolvere, per incrementi, l'equazione stabilita nella norma UNI EN 1993-1-2:

Nell'ipotesi di distribuzione di temperatura uniforme equivalente nella sezione trasversale, negli elementi *privi di protezione* dal fuoco, l'incremento di temperatura ΔT nell'intervallo di tempo Δt può essere determinato mediante la relazione fornita al punto 4.2.5.1 della norma UNI EN 1993-1-2:

$$\Delta T = k_{sh} \times \frac{1}{c_a \times \rho_a} \times \frac{A_i}{V_i} \times h_{net} \times \Delta t$$

dove:

- ΔT , in °C, individua l'aumento di temperatura dell'elemento di acciaio, *privo di protezione*, nell'intervallo di tempo Δt di esposizione all'incendio, espresso in secondi; tale intervallo deve essere inferiore a 5, per un'accettabile valutazione dei risultati (vedi punto 4.2.5.1(4) della citata norma);
- k_{sh} è il fattore di correzione relativo all'effetto ombra (vedi punto 4.2.5.1(2) della citata norma);
- c_a è il calore specifico dell'acciaio in condizioni d'incendio;
- ρ_a è la massa volumica dell'acciaio in condizioni d'incendio (pari a 7850 kg/m³);
- A/V è il fattore di sezione dell'elemento strutturale non protetto, in m⁻¹, dato dal rapporto tra la superficie esposta all'incendio ed il volume dell'acciaio interessato dal flusso termico;
- h_{net} , in W/m², è il valore di progetto del flusso termico netto per unità di area secondo la norma UNI EN 1991-1-2:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

con:

- $h_{net,c} = \alpha_c (T_g - T)$ è il flusso termico netto convettivo;
- $h_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \times [(T_g + 273)^4 - (T + 273)^4]$ è il flusso termico netto radiativo.

dove:

- T_g è la temperatura, in °C, dei gas caldi di combustione che lambiscono l'elemento esposto; è rappresentata con la nota curva nominale d'incendio standard (ISO 834):

$$T_g = 20 + 345 \times \log_{10} (8t + 1)$$

- T è la temperatura dell'acciaio al tempo t ipotizzata uniforme in ogni parte della sezione trasversale di acciaio;
- α_c è il coefficiente di scambio del calore per convezione (considerato pari a 25 W/m²°C);
- ε_m è l'emissività della superficie dell'elemento di acciaio ($\varepsilon_m = 0,7$);
- ε_f è l'emissività dei gas di combustione ($\varepsilon_f = 1$);
- $\varepsilon_{ris} = \varepsilon_m \times \varepsilon_f$ è l'emissività risultante.

Riduzione con la temperatura della resistenza caratteristica f_y di snervamento dell'acciaio:

Il valore dell'azione di progetto $F_{fi,d}$, in caso d'incendio (sia essa una forza o un momento) conformemente alle prescrizioni dettate nel par. S.2.5.1.3, nelle NTC 2018 e nel d.m. 31 luglio 2012 è pari a:

$$F_{fi,d} = G_K + \Sigma A_d(t) + \psi_{2,i} \times Q_{K_i}$$

dove:

- G_K è il valore caratteristico delle azioni permanenti (esse causano, a temperatura ordinaria, lo sforzo normale N_g o il momento flettente M_g);
- $\Sigma A_d(t)$ sono i valori di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione alla curva nominale d'incendio standard (ad esempio, eventuali sollecitazioni iperstatiche causate da dilatazioni termiche contrastate);
- Q_{K_i} è il valore caratteristico dell'azione variabile (nel caso in esame rappresenta il sovraccarico causato dalla neve che causa lo sforzo normale N_q o il momento flettente M_q);
- $\psi_{2,i}$ è il coefficiente parziale relativo all'azione variabile, per combinazione dei carichi per azione eccezionale che si assume, vedi tab. 2.5.I delle NTC 2018, pari a 0,3 in relazione al carico accidentale da manutenzione e pari a 0,2 (ipotesi neve a quota > 1000 m s.l.m.).

L'analisi condotta consente di trascurare le variazioni di sollecitazioni derivanti da spostamenti impediti (vedi punto 2.4.4.4 della norma UNI EN 1993-1-2 ed anche par. S.2.8.1).

In tale ipotesi è consentita l'analisi per singoli elementi e il collasso delle membrature avviene in corrispondenza del superamento della resistenza delle sezioni per effetto delle caratteristiche della sollecitazione agente a caldo.

Il valore della resistenza f_y caratteristica di snervamento di un acciaio laminato a caldo, che si trova ad una determinata temperatura T (quindi, in condizioni di incendio), si ricava per mezzo del fattore di riduzione $k_{s,T}$ riportato dalla norma UNI EN 1993-1-2 che è dato da:

$$f_y(T) = k_s(T) \times f_y(20\text{ °C})$$

essendo f_y la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio a temperatura ordinaria (per l'acciaio laminato a caldo, di grado S 275, a temperatura ordinaria di 20 °C, risulta pari a 275 N/mm²).

Determinazione della temperatura critica T_{cr} dell'elemento strutturale in relazione all'azione di progetto:

Classificazione delle sezioni trasversali degli elementi (vedi NTC 2018, par. 4.2.3.1)

Le sezioni in acciaio delle serie pesanti possono raggiungere curvature elevate, con formazione di una cerniera plastica, mentre quelle sottili possono subire, già nel campo elastico, fenomeni di imbozzamento.

Le sezioni degli elementi strutturali di acciaio si dividono in classi di resistenza in funzione della possibilità di impegnare le risorse plastiche:

- classe 1: sezioni per le quali può raggiungersi la completa formazione di una cerniera plastica;
- classe 2: sezioni come le precedenti, ma con capacità di deformazione limitata;
- classe 3: sezioni per le quali, intervenendo fenomeni d'instabilità locale, non è possibile la redistribuzione plastica delle tensioni nella sezione e il momento ultimo coincide con quello al limite elastico convenzionale;
- classe 4: sezioni per le quali, a causa di rilevanti fenomeni d'instabilità locale, il momento ultimo risulta minore di quello al limite elastico convenzionale.

La classificazione (a freddo¹³) di una sezione trasversale dipende dai rapporti dimensionali di ciascuno dei suoi elementi compressi; questi includono ogni elemento della sezione, che sia parzialmente o totalmente compresso, a causa di una forza assiale o di un momento flettente, per la combinazione di carico considerata.

Il profilo in questione, soggetto a flessione, è classificabile come sezione di classe 1 (vedi norma UNI EN 1993-1-1, par. 5.5.2); pertanto, esso è in grado di sviluppare una cerniera plastica e presenta notevole capacità di deformazione (duttilità rotazionale).

¹³ Nel caso studio 4 sarà trattato un esempio relativo alla classificazione "a caldo"

Tale tipologia di sezione viene appunto definita *duttile* in quanto arriva a plasticizzarsi totalmente, ridistribuendo le tensioni nella sezione, dando luogo al momento flettente resistente allo stato limite ultimo di collasso M'_R .

La temperatura critica T_{cr} di un elemento strutturale, con sezioni di classe 1, 2 o 3, si determina in funzione del grado μ_0 di utilizzazione dell'acciaio, definito dalla seguente espressione (vedi par. 4.2.4 della norma UNI EN 1993-1-2):

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0}$$

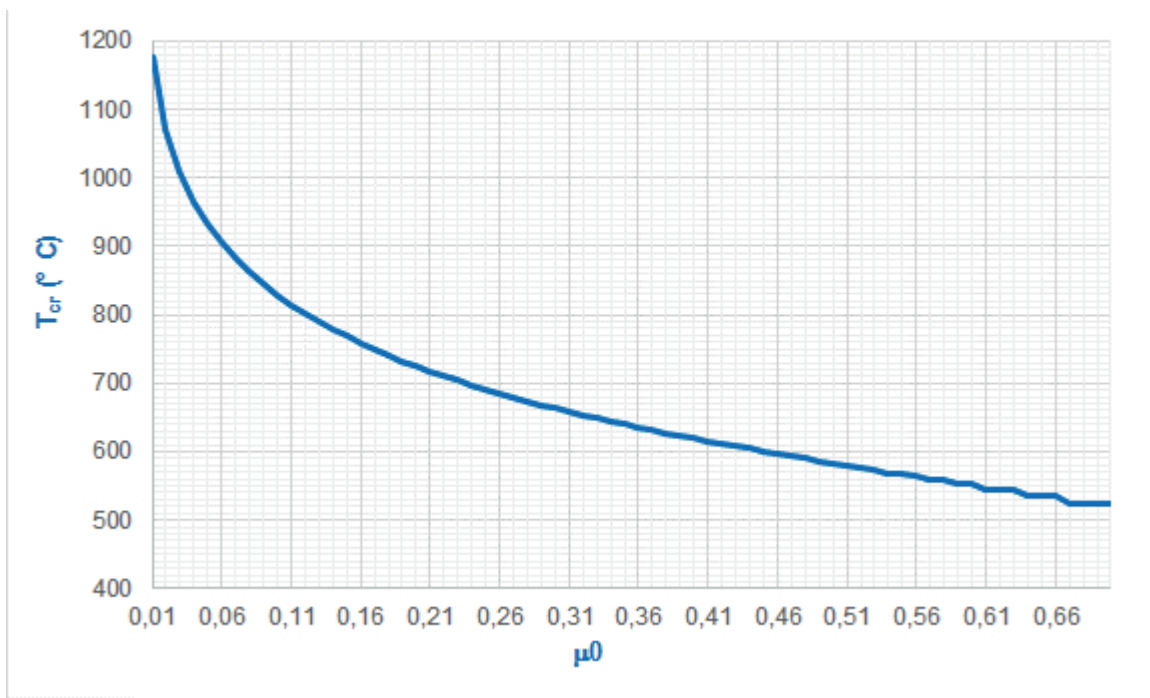
dove:

- $E_{fi,d}$ è la sollecitazione indotta dall'azione di progetto, in caso d'incendio, ipotizzata costante nel tempo che, per una sollecitazione di flessione, viene rappresentata dal momento flettente M'_C di progetto;
- $R_{fi,d,0}$ è la resistenza di progetto in caso d'incendio calcolata per l'istante iniziale ($t = 0$), coincidente con il valore del momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso, adottando un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,fi}$ per le proprietà meccaniche dell'acciaio pari ad 1.

Pertanto, nel caso di uniforme distribuzione della temperatura (per sezioni di classe 1, 2 o 3), la temperatura critica dell'acciaio è raggiunta quando il valore del grado di utilizzazione μ_0 equivale quello del fattore di riduzione $k_{y,T}$.

La temperatura critica T_{cr} , in °C, per valori di μ_0 non inferiori a 0,013, può determinarsi, nell'ipotesi di temperatura uniforme nella sezione, avvalendosi della seguente relazione:

$$T_{cr} = 39,19 \times \ln \left[\left(\frac{1}{0,9674 \times \mu_0^{3,833}} - 1 \right) \right] + 482$$



TEMPERATURA CRITICA DELL'ACCIAIO LAMINATO IN FUNZIONE DEL GRADO DI UTILIZZAZIONE DELL'ELEMENTO IN ACCIAIO

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto

- carichi permanenti strutturali $g_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio (manutenzione) $q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale neve $q_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Essendo:

$$\begin{aligned} M_g &= 1/8 \times 6,50 \times 1,00 \times 10,25^2 = 85 \text{ kNm} \\ M_{q_1} &= 1/8 \times 0,50 \times 1,00 \times 10,25^2 = 7 \text{ kNm} \\ M_{q_2} &= 1/8 \times 1,40 \times 1,00 \times 10,25^2 = 18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nel caso in esame, in caso d'incendio, il momento flettente M'_c di progetto, in conformità al d.m. 17 gennaio 2018, al d.m. 31 luglio 2012 e alla norma UNI EN 1993-1-2, è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_{q_i} = 85 + 0,3 \times 7 + 0,2 \times 18 = 91 \text{ kNm}$$

Il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso, calcolato per l'istante iniziale (per $t = 0$; $k_{y,T} = 1$), in caso d'incendio, è pari a:

$$M'_R = W_{x,pl,as} \times f_y / \gamma_{M,fi} = 628 \cdot 10^{-6} \times 275 \cdot 10^6 / 1 \times 10^3 = 173 \text{ kNm}$$

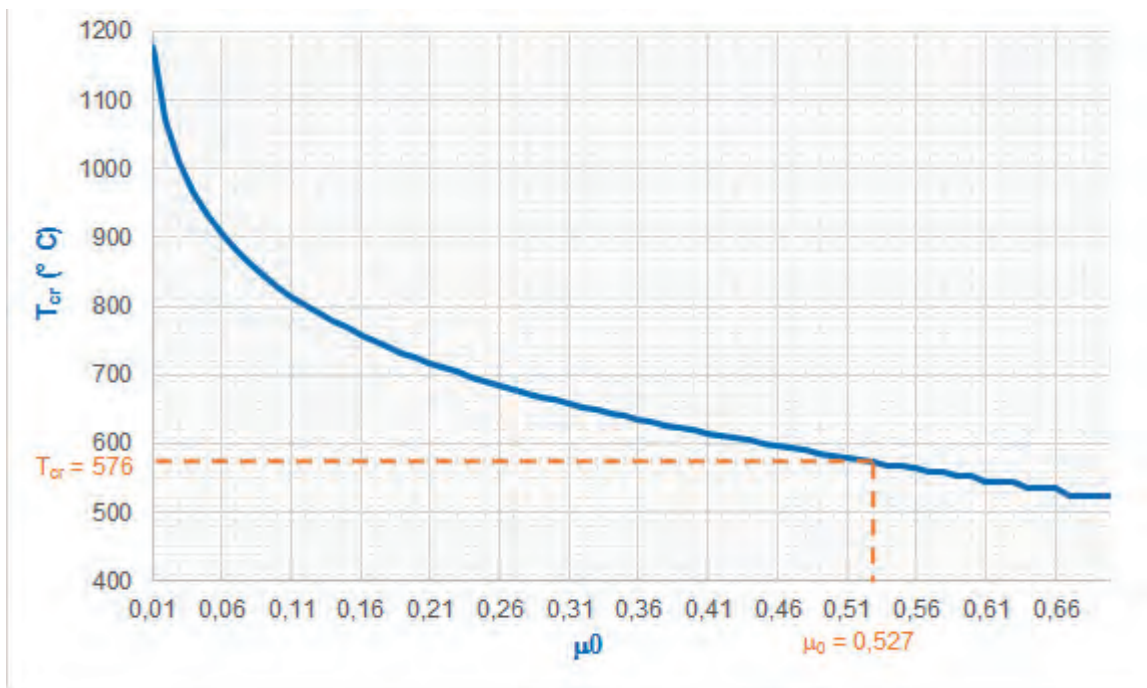
dove:

- $W_{x,pl,as}$ è il modulo di resistenza plastico della trave IPE 300, pari a 628 cm^3 ;
- f_y è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (f_y per $T = 20^\circ\text{C}$, pari a 275 N/mm^2 per acciaio S 275);
- $\gamma_{M,fi}$ è pari a 1.

Il grado μ_0 di utilizzazione dell'acciaio risulta pari a:

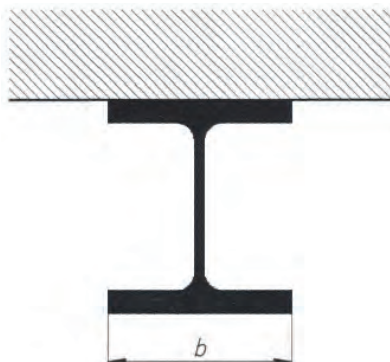
$$\mu_0 = M'_c / M'_R = 91 / 173 = 0,527$$

In corrispondenza di tale valore di μ_0 si ottiene una temperatura critica T_{cr} per la trave pari a circa 576°C .

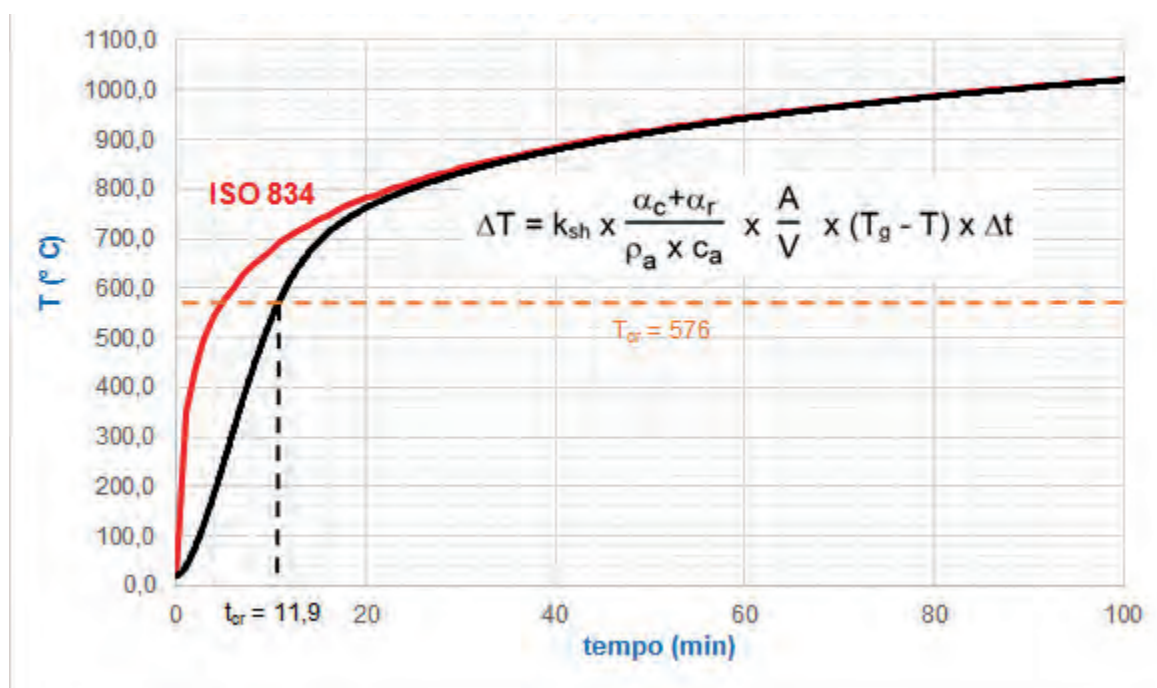


TEMPERATURA CRITICA DELLA TRAVE IPE 300 SU CUI AGISCE UN MOMENTO FLETTENTE DI PROGETTO $M'_c = 91 \text{ kNm}$

La trave in esame, attualmente priva di protezione dal fuoco, fa parte della struttura portante di copertura del magazzino e presenta un valore del fattore di sezione A/V pari a $187,7 \text{ m}^{-1}$ (l'esposizione al fuoco avviene su tre lati).



I calcoli, eseguiti con un incremento temporale Δt di 2 s, per la determinazione dell'intervallo di tempo necessario alla trave per raggiungere la temperatura critica $T_{cr} = 576 \text{ °C}$ riportano:



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE IPE 300 (ACCIAIO LAMINATO S 275JR)
PRIVA DI PROTEZIONE DAL FUOCO

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della trave, priva di protezione dal fuoco, sulla quale agisce un momento flettente M^c di progetto pari a 91 kNm, esposta alla curva nominale d'incendio standard ISO 834 (curva rossa).

Dall'esame del diagramma si rileva che la temperatura critica di 576 °C viene raggiunta dopo circa 11,9 minuti.

Si segnala che dopo 30 minuti di esposizione alla curva nominale d'incendio standard la temperatura della trave ($832,6 \text{ °C}$) aumenta ben oltre la T_{cr} e, pertanto, la medesima non possiede capacità portante pari a R30 e non è in grado di soddisfare una soluzione progettuale conforme.

In base ai riscontri ottenuti in esito alla valutazione analitica di resistenza al fuoco, occorre proteggere la trave mediante un idoneo spessore protettivo.

Le prestazioni del protettivo, qualunque esso sia, sono da rinvenire nel rapporto di valutazione, prodotto previa esecuzione delle previste prove sperimentali, e secondo le indicazioni di cui al par. S.2.13.

Elementi strutturali in acciaio protetti

Esistono sul mercato diversi prodotti atti a conferire agli elementi strutturali in acciaio le necessarie caratteristiche di protezione per il raggiungimento del richiesto grado di resistenza al fuoco. Tra questi è possibile distinguere:

- materiali tradizionali: calcestruzzo, mattoni refrattari, gesso e i tradizionali intonaci;
- materiali in lastre di cartongesso e lastre di silicati;
- intonaci alleggeriti: vermiculite, perlite, argille espanse e cemento, gesso, calce, resine;
- rivestimenti posti in opera in film sottile (intumescenti o sublimanti).

Per determinare la variazione della temperatura T , in funzione del tempo t di esposizione all'incendio nell'elemento strutturale di acciaio, *protetto* dal fuoco, occorre procedere, analogamente a quanto esposto al paragrafo precedente¹⁴, risolvendo le equazioni del transitorio termico, impiegando i valori dei parametri termofisici derivanti dalle certificazioni ricavate applicando le norme EN 13381-4 (protettivi di tipo passivo) o EN 13381-8 (protettivi di tipo reattivo):

$$\Delta T = \frac{\lambda_p}{d_p \times \rho_a \times c_a} \times \frac{A_p}{V} \times \frac{(T_g - T)}{\left(1 - \frac{\Phi}{3}\right)} \times \Delta t - (e^{\Phi/10} - 1) \times \Delta T_{g,t}$$

dove:

- Δt , in °C, individua l'aumento di temperatura dell'elemento di acciaio, *protetto*, nell'intervallo di tempo ΔT di esposizione all'incendio, espresso in secondi; tale intervallo deve essere inferiore a 30, per un'accettabile valutazione dei risultati;
- T_g è la temperatura, in °C, dei gas nel comparto al tempo t ; è rappresentata con la nota curva nominale d'incendio standard (ISO 834);
- $\Delta T_{g,t}$ è l'incremento della temperatura dei gas nell'intervallo di tempo da t a $t+\Delta t$ (°C);
- ρ_a è la massa volumica dell'acciaio in condizioni d'incendio (pari a 7850 kg/m³);
- c_a è il calore specifico dell'acciaio in condizioni d'incendio;
- d_p = spessore del materiale protettivo in m;
- ρ_p = densità del materiale protettivo in kg/m³;
- c_p = calore specifico del materiale protettivo, costante con la temperatura in J/kg °C;
- λ_p è la conduttività termica del materiale protettivo in W/m°C;
- A_p/V è il fattore di sezione dell'elemento strutturale protetto, in m⁻¹, dato dal rapporto tra la superficie interna di contatto dell'elemento ed il volume dello stesso.

con:

- $\Phi = \frac{\rho_p \times c_p}{\rho_a \times c_a} \times d_p \times \frac{A_p}{V}$

È possibile una semplificazione trascurando il calore specifico del protettivo ($c_p = 0$) ottenendo $\Phi = 0$ con, a questo punto, l'equazione risultante che appare del tutto simile a quella esaminata per gli elementi non protetti:

$$\Delta T = \frac{\lambda_p}{d_p \times \rho_a \times c_a} \times \frac{A_p}{V} \times (T_g - T) \times \Delta t = \frac{k_p}{\rho_a \times c_a} \times (T_g - T) \times \Delta T$$

con:

- $k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V}$ (W/m³°C)

¹⁴ Esiste la possibilità di progettare lo spessore idoneo dei protettivi impiegando abachi prestazionali derivanti dall'applicazione delle norme della serie EN 13381.

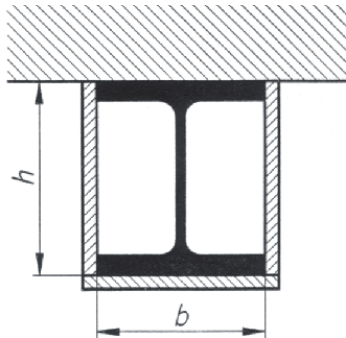
A scopo didattico, si esaminano di seguito tre ipotesi per la protezione della trave:

- a) rivestimento con lastre in gesso;
- b) applicazione di intonaco a spruzzo;
- c) applicazione di vernice intumescente.

a) Dimensionamento dello spessore del rivestimento in lastre in gesso al fine di garantire un'adeguata protezione passiva dal fuoco R30 della trave IPE 300.

Lastra in gesso rivestito antincendio - (Dati ricavati dal rapporto di valutazione)					
Norma	Reazione al fuoco	c_p (J/kg °C)	d_p (m)	ρ_p (kg/m ³)	λ_p (W/m°C)
UNI EN 520	A2-s1,d0	1700	0,0125	800	0,2

Per la trave in esame si ipotizza un rivestimento scatolare con una lastra da 12,5 mm.

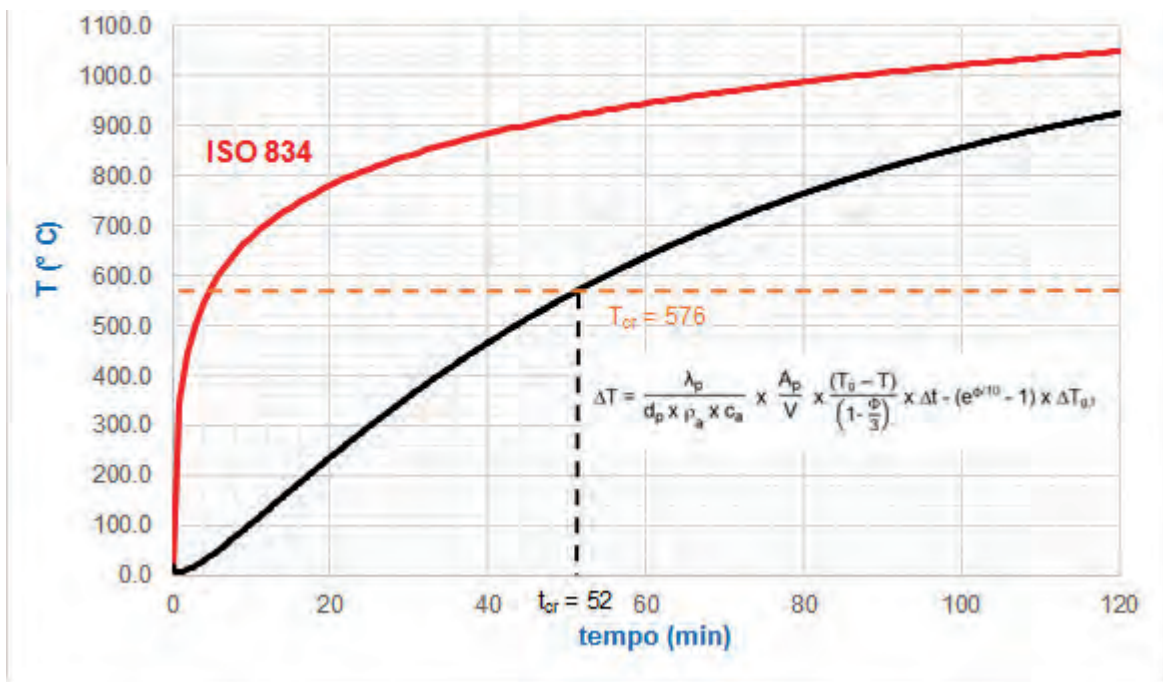


Il fattore di sezione A_p/V è pari a 139,4 m⁻¹ e i parametri k_p e Φ risultano, pertanto, pari a:

$$k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V} = \frac{0,2}{0,0125} \times 139,4 = 2230,4 \text{ W/m}^3\text{°C}$$

$$\Phi = \frac{\rho_p \times c_p}{\rho_a \times c_a} \times d_p \times \frac{A_p}{V} = \frac{800 \times 1700}{7850 \times 600} \times 0,0125 \times 139,4 = 0,503$$

I calcoli, eseguiti con un incremento temporale Δt di 5 s, per la determinazione dell'intervallo di tempo necessario alla trave per raggiungere la temperatura critica $T_{cr} = 576$ °C riportano:



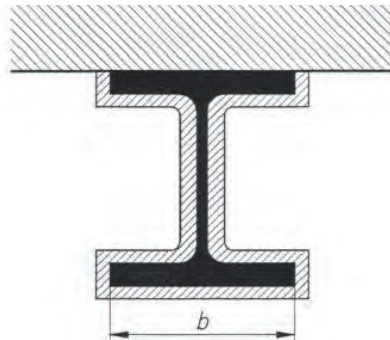
VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE IPE 300 (ACCIAIO LAMINATO S 275JR) CON PROTEZIONE PASSIVA DAL FUOCO IN LASTRE IN GESSO DA 12,5 MM

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della trave, stavolta con l'applicazione della protezione dal fuoco, esposta alla curva nominale d'incendio standard. Dall'esame del diagramma si rileva che la temperatura critica di 576 °C viene raggiunta dopo circa 52 minuti. La trave ora possiede, ampiamente, capacità portante corrispondente a R30.

b) *Applicazione di intonaco a spruzzo al fine di garantire un'adeguata protezione passiva dal fuoco R30 della trave IPE 300.*

Intonaco premiscelato leggero termoisolante - (Dati ricavati dal rapporto di valutazione)					
Norma	Reazione al fuoco	c_p (J/kg °C)	d_p (m)	ρ_p (kg/m ³)	λ_p (W/m°C)
UNI EN 998-1	A1	1100	0,015	330	0,077

Per la trave in esame si ipotizza un rivestimento con intonaco pari a 15 mm.

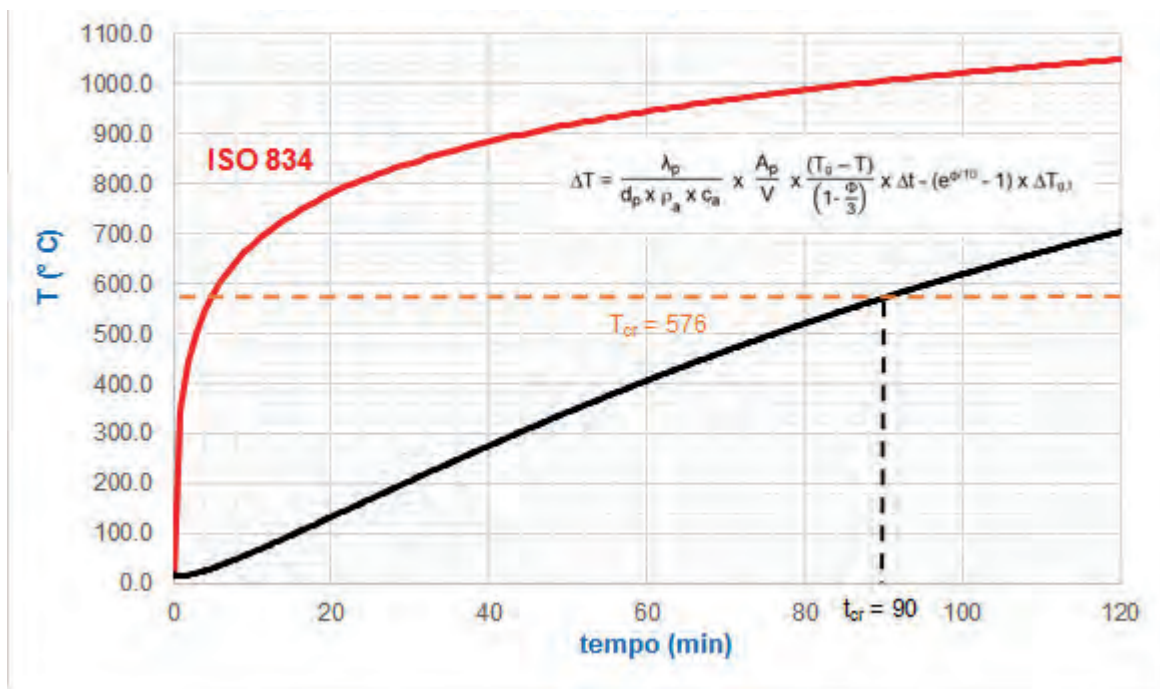


il fattore di sezione A_p/V è pari stavolta a 187,7 m⁻¹ e i parametri k_p e Φ risultano, pertanto, pari a:

$$k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V} = \frac{0,077}{0,015} \times 187,7 = 963,5 \text{ W/m}^3\text{°C}$$

$$\Phi = \frac{\rho_p \times c_p}{\rho_a \times c_a} \times d_p \times \frac{A_p}{V} = \frac{330 \times 1100}{7850 \times 600} \times 0,015 \times 187,7 = 0,217$$

I calcoli, eseguiti con lo stesso incremento temporale Δt di 5 s dell'esempio precedente, per la determinazione dell'intervallo di tempo necessario alla trave per raggiungere la temperatura critica $T_{cr} = 576$ °C riportano:

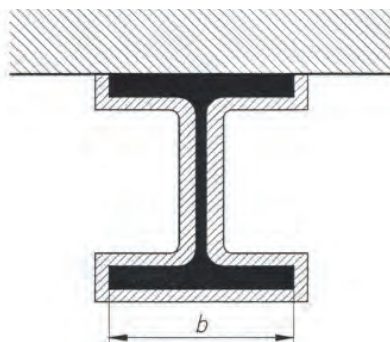


VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE IPE 300 (ACCIAIO LAMINATO S 275JR) CON PROTEZIONE PASSIVA DAL FUOCO REALIZZATA CON INTONACO TERMOISOLANTE SPESSORE 15 MM

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della trave, con l'applicazione dell'intonaco termoisolante, esposta alla curva nominale d'incendio standard. Dall'esame del diagramma si rileva che la temperatura critica di 576 °C viene raggiunta addirittura dopo circa 90 minuti.

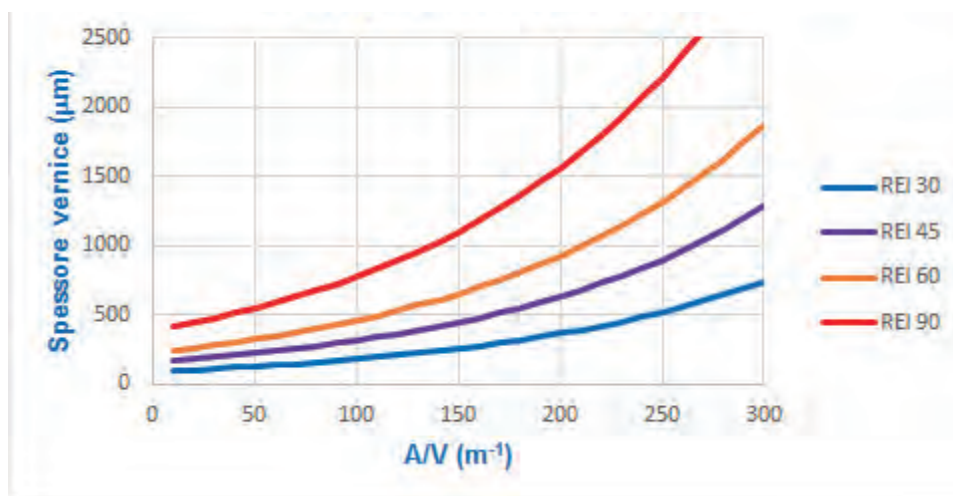
c) *Applicazione di vernice intumescente, applicata a pennello a tre mani, al fine di garantire un'adeguata protezione passiva dal fuoco R30 della trave IPE 300.*

Per questo tipo di protettivo ci si avvale del rapporto di valutazione conforme alla norma EN 13381-8, fornito dal produttore.



Dal rapporto di valutazione della vernice prescelta, partendo dal valore del fattore di sezione A_p/V ($187,7 \text{ m}^{-1}$) si ricava il valore dello spessore di protettivo necessario per garantire la classe REI 30 alla trave sottoposta alla temperatura critica T_{cr} di 576 °C.

Approssimando A_p/V a 190 m^{-1} e T_{cr} di 550 °C, il rapporto di valutazione fornisce uno spessore (film secco totale) pari a 342 μm , corrispondente ad un consumo di vernice di 0,678 kg/m^2 .



SPessori di vernice intumescente per classe di resistenza al fuoco, in funzione del fattore A/V

Vernice intumescente INTUMIBEN - Profili I ed H								
Tabella degli spessori (μm) e dei consumi (kg/m^2) per classe di resistenza al fuoco, in funzione del fattore A/V								
A/V	R 30		R 45		R 60		R 90	
	Trave/Pilastro T_{cr} 550 °C		Trave/Pilastro T_{cr} 550 °C		Trave/Pilastro T_{cr} 550 °C		Trave/Pilastro T_{cr} 550 °C	
m^{-1}	μm	kg/m^2	μm	kg/m^2	μm	kg/m^2	μm	kg/m^2
10	97	0,192	168	0,333	246	0,488	414	0,822
20	104	0,206	180	0,358	264	0,523	444	0,881
... omissis...								
180	319	0,632	552	1,096	808	1,602	1361	2,700
190	342	0,678	593	1,176	866	1,719	1460	2,896
200	367	0,727	635	1,261	929	1,843	1566	3,106
... omissis...								
280	642	1,273	1113	2,207	1626	3,227		
290	688	1,365	1193	2,367	1744	3,461		
300	738	1,464	1280	2,539	1871	3,712		

(Dati ricavati dal rapporto di valutazione)

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di una trave in acciaio, facente parte di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è effettuata la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco mediante metodo analitico (non essendo consentita la valutazione della resistenza al fuoco della trave in acciaio con metodo tabellare).

La verifica ha dimostrato il mancato raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco, pari a R30 e, pertanto si è verificata la sezione a seguito dell'applicazione di idonei protettivi che hanno permesso di verificare la richiesta capacità portante.

❖ *Commento dei risultati*

Considerato che la trave non protetta non garantisce il livello di prestazione richiesto, ove non si intendesse (o non fosse possibile) procedere alla protezione delle travi in acciaio, una soluzione sarebbe quella di diminuire la quantità di combustibili nell'attività, fino a riportare il carico d'incendio specifico di progetto ad un valore pari a 200 MJ/m² in corrispondenza del quale, secondo quanto prescritto al par. S.2.4.3 del Codice, è previsto che l'elemento strutturale non debba mostrare alcun requisito di resistenza al fuoco.

In alternativa è possibile optare fra diverse soluzioni per la protezione delle travi, operando la scelta in base a criteri di economicità e fattibilità, oppure ricorrere all'applicazione delle metodiche dell'ingegneria della sicurezza antincendio nell'alveo delle "soluzioni alternative" previste dal Codice.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

La possibilità di sfruttare la plasticità del materiale, significativa anche a caldo, fa sì che spesso si ricorra a soluzioni alternative finalizzate ad una progettazione "più spinta" delle strutture in acciaio.

La ricerca scientifica è in questi anni impegnata alla qualificazione dei protettivi sottoposti ad azioni termiche differenti rispetto a quelle derivanti dall'esposizione alla curva standard ISO 834.

Ciò rappresenta una delle frontiere di sviluppo sperimentale.

Caso studio 4: resistenza al fuoco di una colonna portante in acciaio

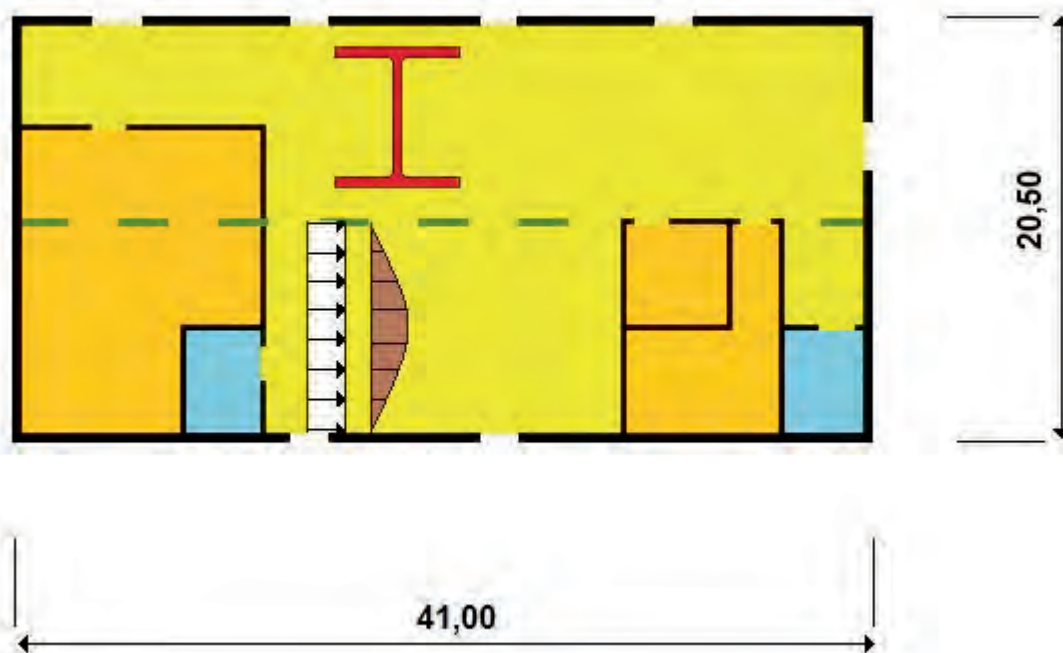
Descrizione

Si propone di effettuare lo studio, eseguendo una valutazione analitica, della resistenza al fuoco nel dominio del tempo di una colonna in acciaio secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14, verificando che il tempo necessario per raggiungere il collasso risulti superiore al tempo di resistenza richiesto.

La trave oggetto dello studio è un profilo HEA 300, in acciaio S 235, costituisce elemento portante della struttura di copertura del magazzino per la lavorazione del legno, esaminato nel caso studio 3.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del magazzino	$l = 41 \text{ m}$; $L = 20,50 \text{ m}$; $H = 5,50 \text{ m}$ ($A = 841 \text{ m}^2$)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in acciaio
Colonna soggetta a compressione semplice (vincolo cerniera - cerniera)	Lunghezza di libera inflessione in condizioni di incendio $l_{fi} = L = 5,50 \text{ m}$
Compartimenti antincendio	Unico compartimento



Schema planimetrico del magazzino

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 37.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Stabilimenti e laboratori per la lavorazione del legno con materiale in lavorazione e/o in deposito in quantità da 5000 a 50000 kg".

Obiettivi dello studio

Si vuole verificare se, in corrispondenza della temperatura critica del profilato, sia garantito il requisito R30 richiesto al profilato.

Attribuzione dei profili di rischio	R _{vita} = A2	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	R _{beni} = 1		

La stima del carico di incendio specifico di progetto (q_{f,d}) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono stati determinati (vedi caso studio 3) in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino, risultando, in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico di progetto q_{f,d} risulta pari a 409 MJ/m²¹⁵.

Verifica degli elementi compressi (colonne con sezione di classe 1, 2 o 3)

La verifica di tali elementi comprende la verifica nei confronti dell'instabilità. Tale verifica è condotta similmente al procedimento utilizzato a temperatura ordinaria, ma con alcune modifiche inerenti le curve di stabilità assunte e la valutazione della snellezza delle membrature. In generale, la riduzione con la temperatura del modulo elastico dell'acciaio determina la diminuzione del carico critico euleriano durante l'incendio, con conseguente maggiore sensibilità ai fenomeni di instabilità. D'altra parte, la condizione di vincolo delle colonne può variare favorevolmente durante l'incendio grazie alla compartimentazione di piano, ottenendosi una riduzione della lunghezza libera di inflessione. Il procedimento di verifica al tempo t di esposizione all'incendio delle colonne compresse snelle, nell'ipotesi di temperatura uniforme T, si articola nei seguenti passi:

1. Determinazione del rapporto di snellezza λ della colonna, con riferimento alle proprietà del materiale a temperatura ambiente ed alla lunghezza libera di inflessione per la situazione di incendio:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{Cr}}} = \frac{l_{fi}}{\pi} \sqrt{\frac{A \times f_y}{E \times I}}$$

dove:

- A è l'area della sezione;
- I è il momento di inerzia della sezione;
- f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio alla temperatura ambiente;
- E è il modulo elastico dell'acciaio alla temperatura ambiente;
- l_{fi} è la lunghezza di libera inflessione per la situazione di incendio.

Nei casi in cui ogni piano possa essere considerato come un compartimento nei confronti dell'incendio, le colonne del piano in cui si sviluppa l'incendio beneficiano di una maggiore rigidità da parte dei vincoli di estremità (legata al fatto che gli elementi del piano inferiore e/o superiore, rispetto a quelli del piano in esame, non subiscono riscaldamenti) e pertanto sono più rigidi ed assimilabili ad incastri per gli elementi investiti dall'incendio.

In base a tale considerazione, nelle suddette ipotesi la lunghezza libera di inflessione di colonne appartenenti ad un edificio controventato può essere posta uguale a 0,5L (L altezza di interpiano) per ogni piano intermedio e 0,7L per il piano di copertura.

Sebbene la norma non lo espliciti, negli edifici monopiano la lunghezza libera di colonne appartenenti ad un edificio controventato può essere posta pari a 0,7L, analogamente a quelli dell'ultimo piano di edifici multipiano, o L in caso di vincolo alla base diverso dall'incastro.

¹⁵ Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

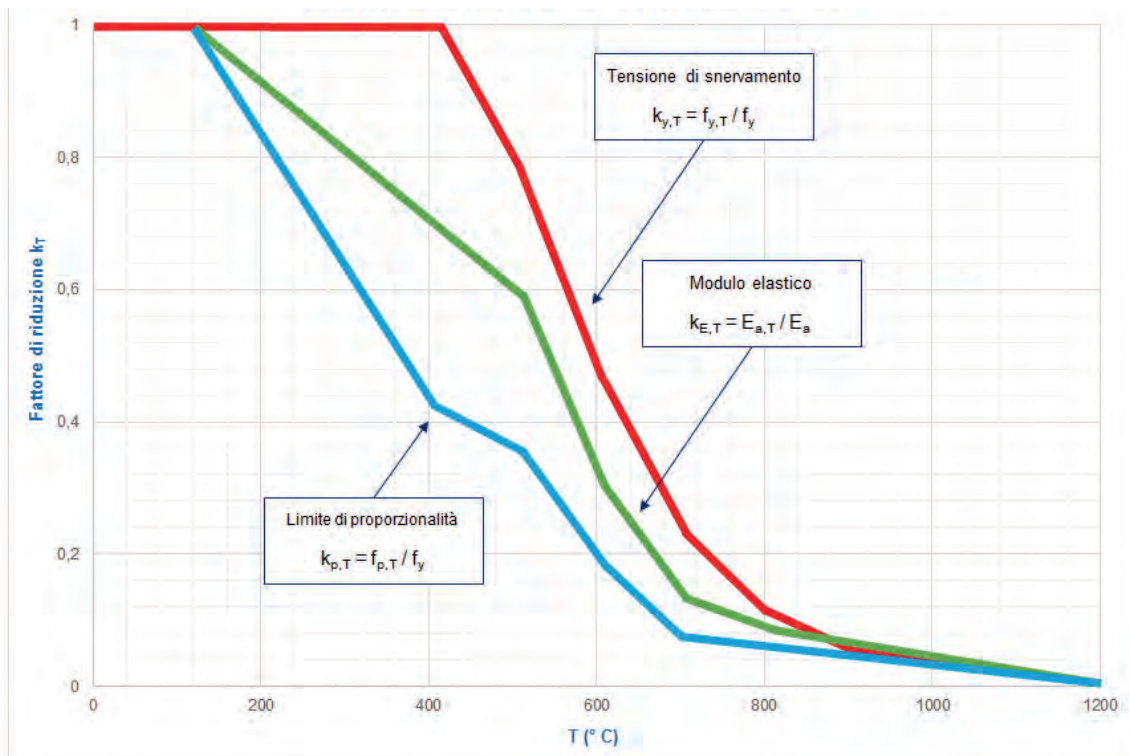
Anche se non esplicitamente indicato nella norma UNI EN 1993-1-2, è plausibile assumere per le colonne al piano terra la lunghezza di libera inflessione pari a $0,5L$ o $0,7L$, a seconda dei vincoli presenti alla base delle stesse.

2. Determinazione del rapporto di snellezza λ_T della colonna alla temperatura T :

$$\lambda_T = \lambda \times \sqrt{\frac{k_{y,T}}{k_{E,T}}}$$

dove:

- $k_{y,T}$ è il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento in funzione della temperatura T ;
- $k_{E,T}$ è il coefficiente di riduzione del modulo elastico in funzione della temperatura T .



CURVE DI RIDUZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO - PROSPETTO 3.1 NORMA UNI EN 1993-1-2

Si osserva che il rapporto di snellezza λ alle alte temperature aumenta, a causa della riduzione del modulo elastico dell'acciaio (si può notare come risulti $k_{y,T} > k_{E,T}$ per temperature fino a circa $850\text{ }^\circ\text{C}$), rispetto al valore di λ calcolato con le caratteristiche meccaniche a temperatura ambiente, ma con riferimento alla lunghezza libera di inflessione l_{fi} propria della situazione incendio.

Se, invece, si considera che la lunghezza libera di inflessione l_{fi} può essere inferiore rispetto a quella in condizioni di temperatura ordinaria, λ_T in condizioni di incendio potrebbe anche diminuire.

3. Calcolo della resistenza all'instabilità di progetto al tempo t di esposizione all'incendio, fornita dalla formula:

$$N_{b,fi,T,Rd} = X_{fi}(\lambda_T) \times A \times k_{y,T} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

dove:

- A è l'area della sezione;
- $k_{y,T} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$ è la resistenza plastica di progetto;
- $X_{fi}(\lambda_T)$ è il coefficiente riduttivo della resistenza plastica di progetto;
- $\gamma_{M,fi}$ è il coefficiente di sicurezza a caldo del materiale.

Tale coefficiente riduttivo tiene conto dei fenomeni di instabilità globale dell'asta compressa; esso è funzione del rapporto di snellezza λ_T alle alte temperature secondo la seguente relazione:

$$X_{fi}(\lambda_T) = \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{\Phi_T^2 - \lambda_T^2}}$$

dove:

- $\Phi_T = 0,5 (1 + \alpha \lambda_T + \lambda_T^2)$ è il coefficiente d'instabilità;
- $\alpha = 0,65 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y in N/mm²) è il fattore d'imperfezione.

La verifica dell'elemento compresso va condotta sia per instabilità lungo l'asse *forte* che lungo l'asse *debole* della sezione, in quanto la condizione vincolare può essere differente nei due piani.

Se la temperatura dell'elemento non è uniforme, è possibile calcolare la resistenza all'instabilità al tempo t per mezzo dello stesso procedimento illustrato, utilizzando la temperatura massima della sezione al tempo di esposizione t .

Si conviene, allora, di accettare l'approssimazione di considerare la sezione a temperatura uniforme uguale a quella massima solo nel caso di analisi eseguite per esposizioni alla curva di incendio standard (norma UNI EN 1993-1-2, par. 4.2.3.2).

Negli altri casi è possibile tenere conto degli effetti di distribuzioni non uniformi di temperatura per mezzo di modelli di calcolo avanzato.

Determinazione della classe di duttilità a caldo del profilato

Così come nella norma EN 1993-1-2 e nelle NTC 2018, l'Eurocodice EN 1993-1-2 suddivide le sezioni in acciaio soggette a tensioni normali in quattro classi di duttilità, per tenere conto della possibilità che esse non consentano la formazione di cerniere plastiche.

La classe di una sezione è fornita dalla classe più alta tra gli elementi che la compongono; tale classe dipende essenzialmente:

- dalla snellezza delle parti costituenti la sezione trasversale (rapporto tra spessore e larghezza delle flange);
- dal tipo di sollecitazione ed in particolare dall'estensione della parte di sezione sollecitata in compressione (dipende dalla condizione di carico);
- dalle proprietà meccaniche del materiale;
- dalla forma della sezione (chiusa, aperta, ecc.).

Il parametro che governa la classificazione a caldo, utile per la discriminazione delle classi, è indicato al punto 4.2.2 di EN 1993-1-2 ed è pari a:

$$\varepsilon = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Per la determinazione della classe del profilato si rimanda alle apposite tabelle contenute norma UNI EN 1993-1-1, opportunamente lette in funzione del parametro ε valutato a caldo.

Nel nostro caso, colonna HEA300 (S235) con $\varepsilon = 0,85$, si ha:

anima - classe 1

$$c/t = 208/8,5 = 24,5 \leq 33 \varepsilon$$

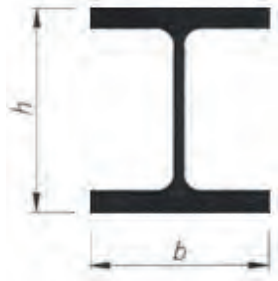
ala - classe 2

$$c/t = 118,8/14 = 8,5 \leq 10 \varepsilon$$

Per cui la classe di duttilità a caldo è pari a 2 ed è quindi in grado di plasticizzarsi completamente.

Colonna in acciaio non protetta

La colonna in esame, attualmente priva di protezione dal fuoco, fa parte della struttura portante di copertura del magazzino e presenta un valore del fattore di sezione A/V pari a $152,9 \text{ m}^{-1}$ (l'esposizione al fuoco avviene su quattro lati).



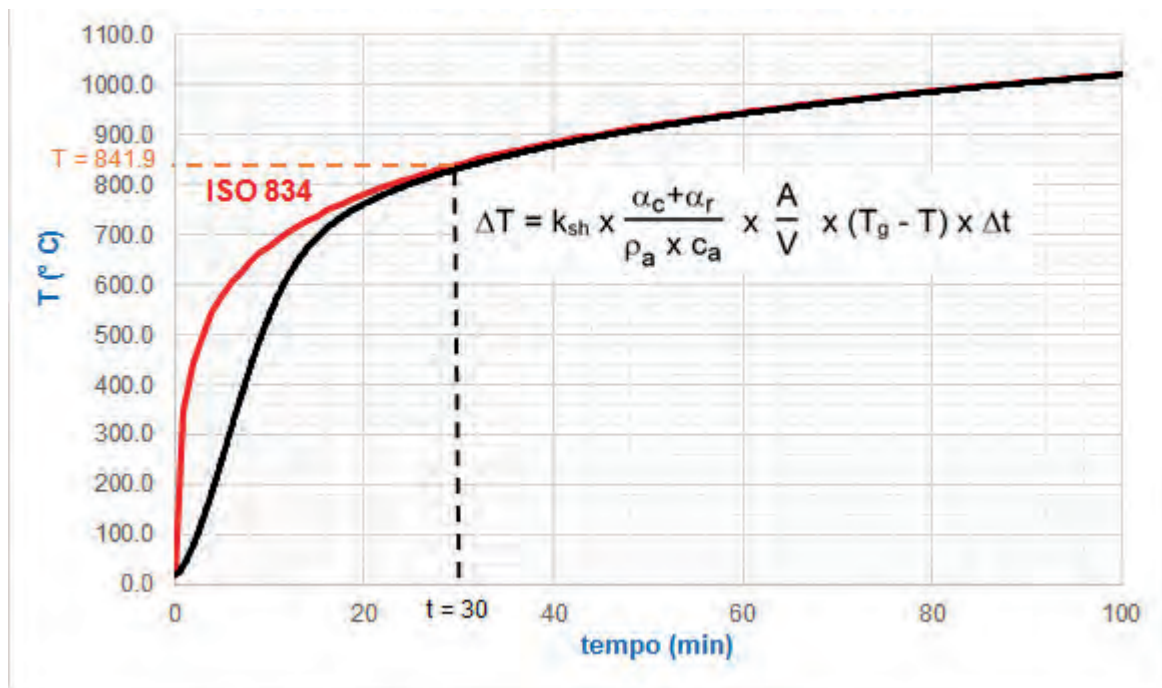
In caso d'incendio, lo sforzo normale $N'c$ di progetto relativo al pilastro più sollecitato, in conformità ai citati decreti ministeriali vigenti e alla norma UNI EN 1993-1-2, è pari a:

$$N'c = N_g + \psi_{2,i} \times N_{q_i} = 688 + 0,3 \times 53 + 0,2 \times 147 \cong 750 \text{ kN}$$

Essendo (il p.p. della colonna è pari a circa 5 kN):

- $N_g = 6,50 \times (10,25^2) + (5,50 \times 0,883) = 688 \text{ kN}$
- $N_{q_1} = 0,50 \times (10,25^2) = 53 \text{ kN}$
- $N_{q_2} = 1,40 \times (10,25^2) = 147 \text{ kN}$

Ipotizzando una classe richiesta pari a R 30; si osserva che la temperatura raggiunta dalla colonna non protetta dopo 30 minuti di esposizione (vedi diagramma seguente) è pari a circa $841,9^\circ \text{C}$.



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA COLONNA HEA 300 (ACCIAIO LAMINATO S 235) PRIVA DI PROTEZIONE DAL FUOCO

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della colonna, priva di protezione dal fuoco, sulla quale agisce una sollecitazione assiale pari a 750 kN, esposta alla curva nominale d'incendio standard ISO 834 (curva rossa).

Si calcola quindi lo sforzo normale resistente $N_{b,fi,T,Rd}$ alla temperatura individuata:

il rapporto di snellezza λ_T alla temperatura di 841,9 °C è dato da:

$$\lambda_T = \lambda \times \sqrt{\frac{k_{y,T}}{k_{E,T}}} = 0,820$$

con:

$$\lambda = \frac{l_{fi}}{\pi} \sqrt{\frac{A \times f_y}{E \times I}} = \frac{5500}{\pi} \sqrt{\frac{11250 \times 235}{210000 \times 63100000}} = 0,782$$

dove:

- $k_{y,T}$ è il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento in funzione della temperatura $T = 0,089$
- $k_{E,T}$ è il coefficiente di riduzione del modulo elastico in funzione della temperatura $T = 0,081$

il coefficiente riduttivo della resistenza plastica di progetto $X_{fi}(\lambda_T)$ risulta pari a:

$$X_{fi}(\lambda_T) = \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{\Phi_T^2 - \lambda_T^2}} = 0,544$$

dove:

- $\Phi_T = 0,5 (1 + \alpha \lambda_T + \lambda_T^2)$ è il coefficiente d'instabilità = 1,102
- $\alpha = 0,65 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y in N/mm²) è il fattore d'imperfezione = 0,65

e, pertanto:

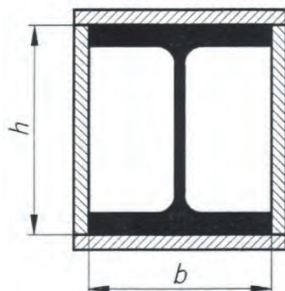
$$N_{b,fi,T,Rd} = X_{fi}(\lambda_T) \times A \times k_{y,T} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = 128002 \text{ N} \cong 128 \text{ kN}$$

Dalla verifica per confronto tra lo sforzo agente $N'c$ e quello resistente $N_{b,fi,T,Rd}$ si evince che la colonna deve essere protetta, in quanto lo sforzo normale resistente dopo 30 minuti risulta inferiore allo sforzo normale agente, pari a 750 kN.

Colonna in acciaio protetta

Si ipotizza una protezione scatolare della colonna con lastre di silicati, a partire dai valori del rapporto di valutazione EN 13381-4:

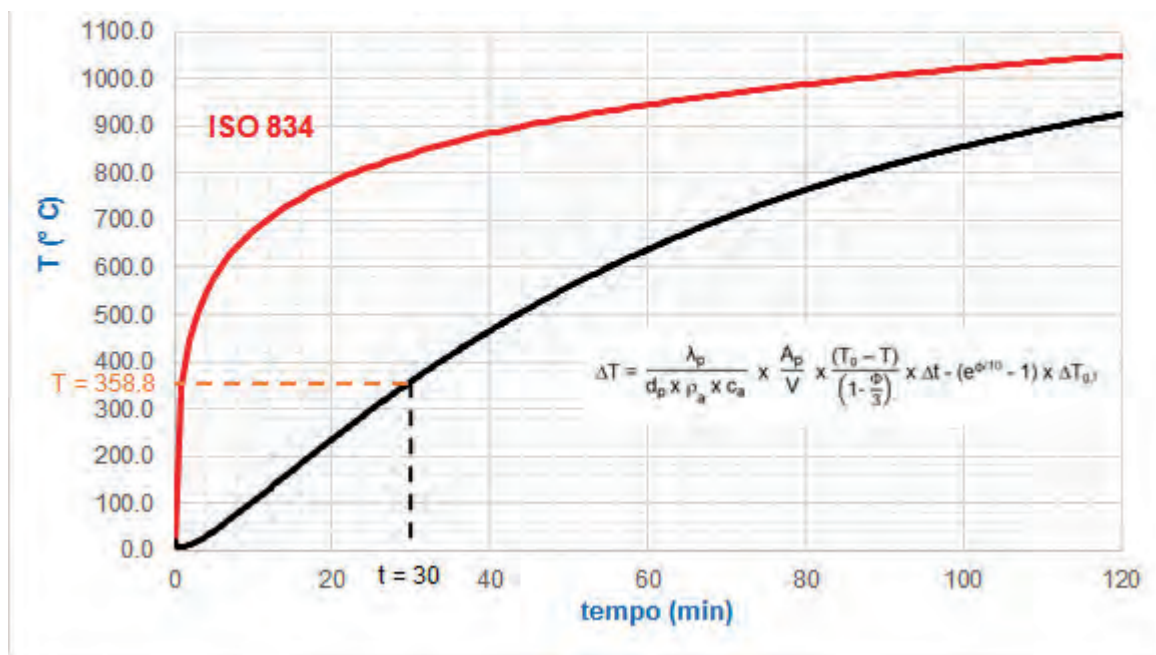
Lastra di silicati - (Dati desunti da rapporto di valutazione)					
Norma	Reazione al fuoco	c_p (J/kg °C)	d_p (m)	ρ_p (kg/m ³)	λ_p (W/m°C)
EN 13381-4	A1	1000	0,015	200	0,15



Il fattore di sezione A_p/V è pari a 104,9 m⁻¹ e il parametro k_p risulta, pertanto, pari a:

$$k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V} = \frac{0,15}{0,015} \times 104,9 = 1049 \text{ W/m}^3\text{°C}$$

Ipotizzando una classe richiesta pari a R 30; si osserva che la temperatura raggiunta dalla colonna protetta dopo 30 minuti di esposizione (vedi diagramma seguente) è pari a circa 358,8 ° C.



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA COLONNA HEA 300 (ACCIAIO LAMINATO S 235) CON PROTEZIONE PASSIVA DAL FUOCO IN LASTRE DI SILICATI DA 15 MM

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della colonna, stavolta con l'applicazione della protezione dal fuoco, esposta alla curva nominale d'incendio standard.

Ripetendo il procedimento illustrato, si calcola quindi lo sforzo normale resistente $N_{b,fi,T,Rd}$ alla temperatura individuata:

il rapporto di snellezza λ_T alla temperatura di 358,8 °C è dato da:

$$\lambda_T = \lambda \times \sqrt{\frac{k_{y,T}}{k_{E,T}}} = 0,908$$

con:

$$\lambda = \frac{l_{fi}}{\pi} \sqrt{\frac{A \times f_y}{E \times I}} = \frac{5500}{\pi} \sqrt{\frac{11250 \times 235}{210000 \times 63100000}} = 0,782$$

dove:

- $k_{y,T}$ è il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento in funzione della temperatura $T = 1,000$
- $k_{E,T}$ è il coefficiente di riduzione del modulo elastico in funzione della temperatura $T = 0,741$

il coefficiente riduttivo della resistenza plastica di progetto $X_{fi}(\lambda_T)$ risulta pari a:

$$X_{fi}(\lambda_T) = \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{\Phi_T^2 - \lambda_T^2}} = 0,499$$

dove:

- $\Phi_T = 0,5 (1 + \alpha \lambda_T + \lambda_T^2)$ è il coefficiente d'instabilità = 1,207
- $\alpha = 0,65 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y in N/mm²) è il fattore d'imperfezione = 0,65

e, pertanto:

$$N_{b,fi,T,Rd} = X_{fi}(\lambda_T) \times A \times k_{y,T} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = 1320073 \text{ N} \cong 1320 \text{ kN}$$

Dalla verifica per confronto tra lo sforzo agente N_c e quello resistente $N_{b,fi,T,Rd}$ si evince che la colonna ora possiede una capacità portante almeno pari a R30, in quanto lo sforzo normale resistente dopo 30 minuti risulta superiore allo sforzo normale agente.

È inoltre possibile, con procedimento iterativo, ricavare la temperatura per la quale è verificata la capacità portante richiesta ottimizzando lo spessore di protettivo da impiegare.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di una colonna in acciaio, costituente elemento portante della struttura di copertura del magazzino esaminato nel caso studio precedente.

Si è effettuata la verifica del livello di prestazione di resistenza al fuoco richiesto (III) mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco mediante metodo analitico.

La verifica ha dimostrato il mancato raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco, pari a R30 e, pertanto si è verificata la sezione a seguito dell'applicazione di idoneo protettivo che ha permesso di verificare la richiesta capacità portante.

❖ *Commento dei risultati*

Per la verifica di resistenza al fuoco di elementi in acciaio non sono ammessi dalla normativa nazionale metodi tabellari; sono ad oggi ammessi solo il metodo analitico o lo sperimentale.

Ciò rende la progettazione a caldo di tale materiale da costruzione una disciplina specialistica, per la cui implementazione è necessario conoscere imprescindibilmente la parte fuoco dell'Eurocodice 3.

La modesta capacità portante a caldo dell'acciaio, derivante dalla alta conducibilità termica e dall'efficienza meccanica del materiale, porta sovente all'impiego di protettivi e, quindi, alla necessità di confrontarsi con il mondo delle certificazioni rilasciate ai sensi delle norme della serie EN 13381.

Qualora si proceda con modellazioni avanzate di sottostrutture o strutture, è possibile valutare in maniera più spinta le prestazioni delle strutture in acciaio e dei suoi elementi, riuscendo in alcuni casi con basso carico d'incendio $q_{f,d}$ e/o bassa richiesta di prestazione ad ottimizzare lo spessore di protettivo (al momento solo con incendi standard) o addirittura ad evitarlo (incendi naturali).

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Si vedano le conclusioni evidenziate nel precedente caso studio.

Caso studio 5: resistenza al fuoco di un solaio composto in acciaio e calcestruzzo

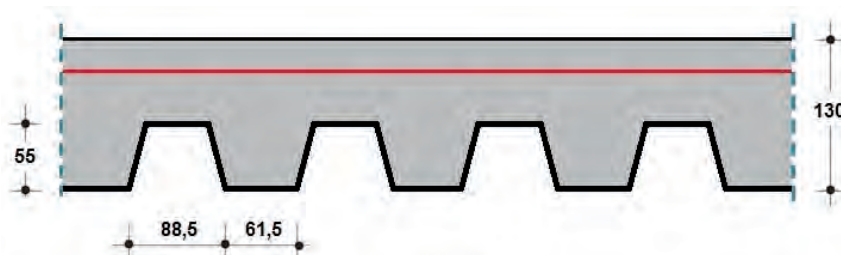
Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio, eseguendo una valutazione analitica, della resistenza al fuoco di un solaio composto in acciaio e calcestruzzo secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14.

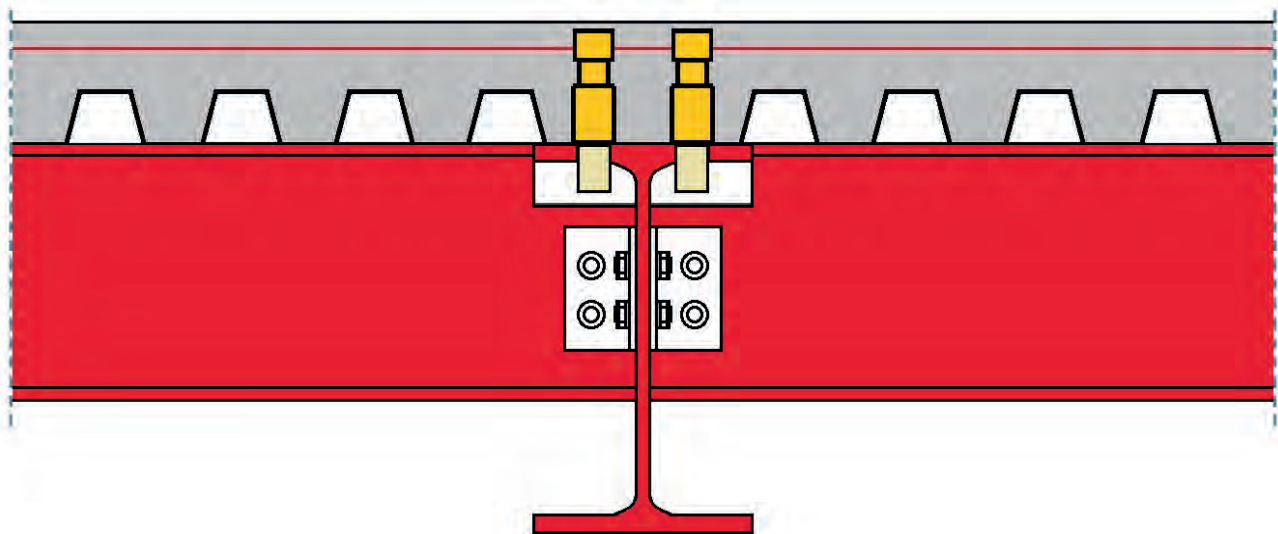
Il solaio composto oggetto dello studio è costruito con la lamiera grecata di acciaio, calcestruzzo e strato singolo di rete di armatura (vedi disegno).

Il solaio fa parte della struttura portante di un edificio adibito ad uffici, con struttura in acciaio, di 6 piani fuori terra; il piano tipo prevede una superficie lorda di 364 m² e un'altezza pari a 3,20 m (vedi schema planimetrico).

Il solaio è appoggiato su travi secondarie composte aventi luce pari a 7,00 m (profilo IPE 400 - S 355); tali travi sono, a loro volta, appoggiate su travi principali aventi luce pari a 8,00 m e 10,00 m (profilo IPE 600 - S 355).



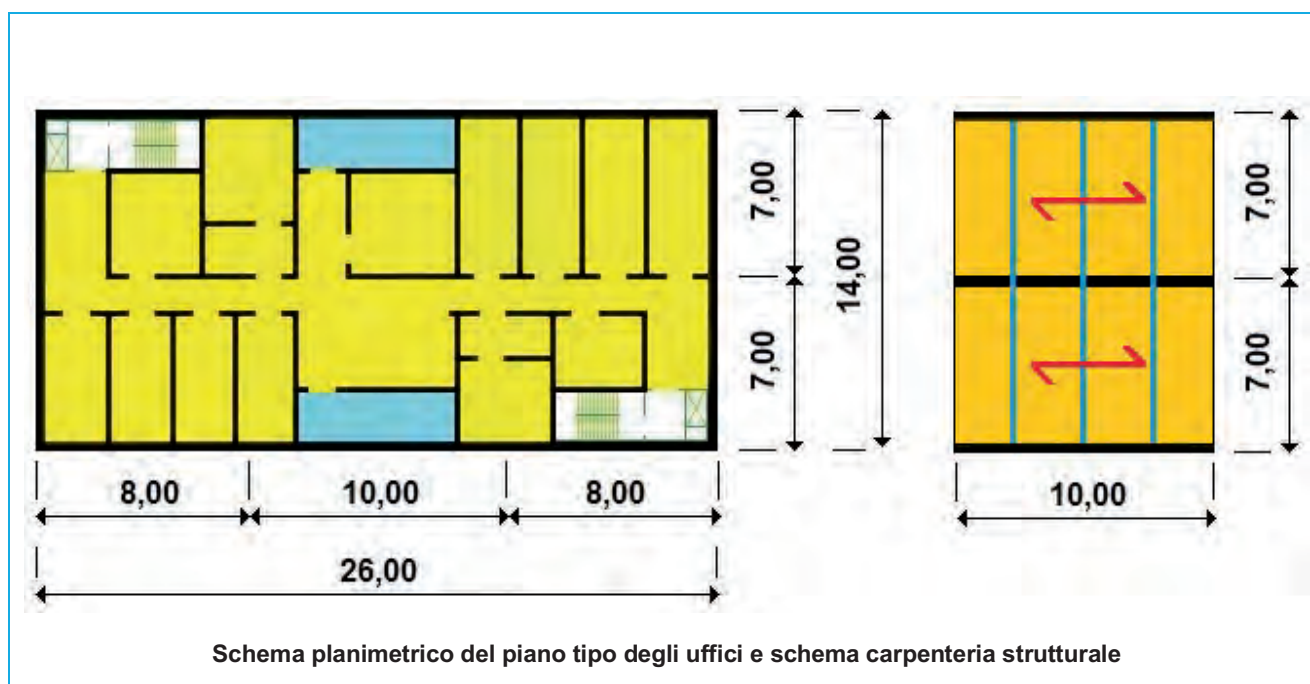
SCHEMA DELLA SEZIONE DEL SOLAIO REALIZZATO CON LAMIERA GRECATA, CLS E RETE DI ARMATURA



SCHEMA DELLA TRAVE PRINCIPALE COMPOSTA ACCIAIO E CALCESTRUZZO

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del piano tipo degli uffici	$l = 14 \text{ m}$; $L = 26 \text{ m}$; $H = 3,20 \text{ m}$ ($A = 364 \text{ m}^2$)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in acciaio
Sollecitazioni strutturali del solaio nella sezione della nervatura maggiormente sollecitata, derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	$M_g = 0,41 \text{ kNm}$
	$M_q = 0,47 \text{ kNm}$



Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Ogni piano costituisce unico compartimento Livello III di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.2)
Numero persone presenti	340 (è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	2 per piano (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, normata e dotata di RTV V.4 Uffici, classificata al punto 71.1.A dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Aziende ed uffici, con oltre 300 persone presenti (fino a 500 persone)".

Obiettivi dello studio

Si vogliono valutare le prestazioni di resistenza al fuoco del sistema solaio, (metodo semplificato di cui alla norma UNI EN 1994-1-2, Appendice D).

La valutazione sarà effettuata seguendo le prescrizioni del par. S.2.14, secondo il procedimento esposto nella norma UNI EN 1994-1-2 "Eurocodice 4. Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = A2$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	$R_{beni} = 1$		

La stima del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 1106,4 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento piano uffici	Supeficie in pianta lorda A (1) (m ²)				Carico d'incendio specifico q _f = q / A		
		(MJ/kg)	(MJ)	(MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)		
364 arredi	0,8	1	12.000 kg	20,00 MJ/kg	192.000		
materiali plastici	1	1	2.000 kg	45,00 MJ/kg	90.000		
materiale cartaceo	0,8	1	3.500 kg	18,48 MJ/kg	51.744		
componenti impianti tecnologici (2)	1	1	1.500 kg	46,00 MJ/kg	69.000		
				totale	402.744	1.106,4	59,9

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 1106,4 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,77 = 846,4 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,00$ ($A = 364 \text{ m}^2$);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 60 (vedi par. S.2.4.3)¹⁶. Peraltra l'attività in questione, sulla base della RTV V.4 Uffici, di cui al d.m.i. 8 giugno 2016, è classificabile come OA/HB e, pertanto, la classe minima di resistenza al fuoco minima è pari a 60 (tab. V.4-1).

Proprietà meccaniche dei materiali

Il solaio composto è costituito da lamiera grecata trapezoidale di acciaio ($f_{yk} = 40000 \text{ N/cm}^2$ e spessore 0,8 mm), calcestruzzo normale tipo C 25/30 ($R_{ck} = 2500 \text{ N/cm}^2$) con altezza complessiva $h_t = 130 \text{ mm}$ e interasse delle nervature pari a 150 mm; la soletta prevede una rete elettrosaldada, tipo ST 20 ($189 \text{ cm}^2/\text{m}$) di acciaio S 500 ($f_{yk} = 50000 \text{ N/cm}^2$), posta a 3 cm dall'estradosso della soletta in calcestruzzo.

Tutti i collegamenti tra gli elementi principali della struttura di acciaio sono progettati come cerniere ideali.

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto sul solaio

- carichi permanenti strutturali $g_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio $q = 4,00 \text{ kN/m}^2$

L'area di solaio maggiormente sollecitata, all'interno della quale le travi secondarie IPE 400 sono poste a interasse pari a 2,50 m, è quella avente superficie pari a $(7,00 \times 10,00) \text{ m}^2$.

Ipotizzando che ciascuna nervatura della soletta si comporti staticamente come una trave appoggiata sulle travi secondarie, si ottiene:

$$M_g = 1/8 \times 3,50 \times 0,15 \times 2,50^2 = 0,41 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \times 4,00 \times 0,15 \times 2,50^2 = 0,47 \text{ kNm}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria (vedi NTC 2018 (tab. 2.6.I), M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_q = 1,3 \times 0,41 + 1,5 \times 0,47 = 1,24 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, secondo le indicazioni di cui al par. S.2.8.1, il momento flettente da utilizzare, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_q = 0,41 + 0,5 \times 0,47 = 0,65 \text{ kNm}$$

¹⁶ Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

La sezione resistente di calcolo del solaio oggetto della verifica è quella di mezzeria; si trascura in questa fase l'eventuale incremento di capacità portante, dovuto all'instaurarsi di meccanismi resistenti aggiuntivi legati all'azione membrana della soletta.

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto sulle travi secondarie

- carichi permanenti strutturali trave $g_0 = 0,66 \text{ kN/m}$
- carichi permanenti strutturali $g_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale di esercizio $q = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Ipotizzando che ciascuna trave secondaria si comporti staticamente come una trave appoggiata sulle travi principali, si ottiene:

$$\begin{aligned} M_{g_0} &= 1/8 \times 0,66 \times 7,00^2 = 4,04 \text{ kNm} \\ M_g &= 1/8 \times 3,50 \times 2,50 \times 7,00^2 = 53,59 \text{ kNm} \\ M_q &= 1/8 \times 4,00 \times 2,50 \times 7,00^2 = 61,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

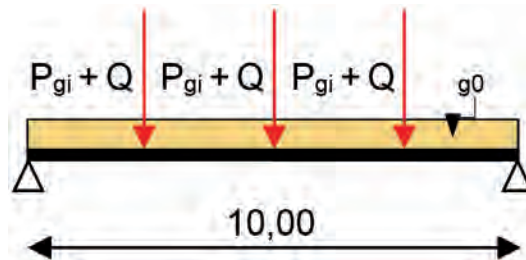
Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_q = 1,3 \times 57,63 + 1,5 \times 61,25 \cong 167 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_q = 57,63 + 0,5 \times 61,25 \cong 88 \text{ kNm}$$

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto sulle travi principali



- carichi permanenti strutturali trave $g_0 = 1,73 \text{ kN/m}$
- carichi permanenti strutturali $P_{g_0} = 0,66 \times 7,00 = 4,62 \text{ kN}$
- carichi permanenti strutturali $P_{g_1} = 3,00 \times 2,50 \times 7,00 = 52,5 \text{ kN}$
- carichi permanenti non strutturali $P_{g_2} = 0,50 \times 2,50 \times 7,00 = 8,75 \text{ kN}$
- sovraccarico accidentale di esercizio $Q = 4,00 \times 2,50 \times 7,00 = 70 \text{ kN}$

Ipotizzando di esaminare il comportamento delle travi principali aventi luce maggiore e ipotizzando vincoli di appoggio, si ottiene:

$$\begin{aligned} M_{g_0} &= 1/8 \times g_0 \times 10,00^2 = 21,6 \text{ kNm} \\ M_g &= (P_{g_0} + P_{g_1} + P_{g_2}) \times 5,00 = 329,35 \text{ kNm} \\ M_q &= Q \times 5,00 = 350 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento flettente da utilizzare per le verifiche a temperatura ordinaria M_c è pari a:

$$M_c = \gamma_{G,1} \times M_g + \gamma_{Q,1} \times M_q = 1,3 \times 350,95 + 1,5 \times 350 \cong 981 \text{ kNm}$$

mentre, per le valutazioni di resistenza al fuoco, invece, M'_c è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_q = 350,95 + 0,5 \times 350 \cong 526 \text{ kNm}$$

Le verifiche al fuoco, condotte per un tempo di verifica pari a 60 minuti, saranno effettuate ipotizzando che la superficie del solaio esposta direttamente al fuoco sia quella relativa all'intradosso.

Verifica dei requisiti "I" ed "R" per la soletta composta

Premesso che il requisito "E" risulta comunque soddisfatto per le solette composte progettate secondo la norma UNI EN 1994-1-1 (vedi punto 4.3.2 (6) della norma UNI EN 1994-1-2), si verifica la sussistenza dei requisiti "I" ed "R" per un tempo di esposizione di 60 minuti ad un incendio standard.

Per la verifica dell'isolamento termico secondo la norma UNI EN 1994-1-2 è possibile ricorrere al metodo semplificato che consente di calcolare il tempo di superamento della temperatura che comporta la perdita di tale requisito.

A tale fine, è necessario impiegare i parametri geometrici riportati nel seguito; dalle specifiche della lamiera grecata si osservano i seguenti parametri:

- > $h_1 = 75 \text{ mm}$
- > $h_2 = 55 \text{ mm}$
- > $l_1 = 88,5 \text{ mm}$
- > $l_2 = 61,5 \text{ mm}$
- > $l_3 = 61,5 \text{ mm}$
- > $\alpha = 76^\circ,2$

Il campo di applicazione per solette composte non protette, indicato nel prospetto D.7 della citata norma, risulta verificato.

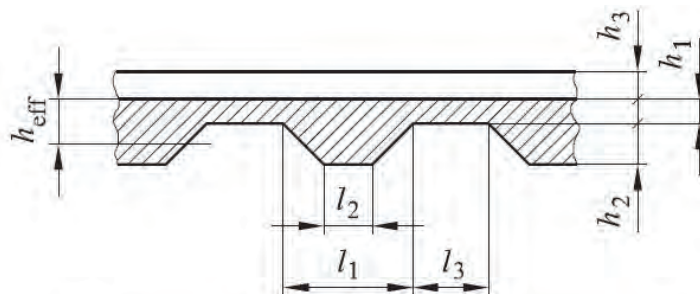


FIG. 4.1 - NORMA UNI EN 1994-1-2 - SIMBOLI PER IL RIVESTIMENTO TRAPEZOIDALE

Secondo l'Appendice D della norma UNI EN 1994-1-2 (*Modello per il calcolo della resistenza al fuoco di solette composte non protette esposte al fuoco al di sotto della soletta secondo la curva temperatura - tempo normalizzata*), la resistenza al fuoco rispetto all'isolamento termico, può essere determinata secondo la seguente equazione:

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \Phi + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3}$$

dove:

- t_i è la resistenza al fuoco rispetto all'isolamento termico (min);
- A è il volume di calcestruzzo della nervatura per metro di lunghezza della nervatura (mm^3/m);
- L_r è l'area esposta della nervatura per metro di lunghezza della nervatura (mm^2/m);
- A/L_r è il fattore geometrico della nervatura (mm);
- Φ è il fattore di vista dell'ala superiore;
- l_3 è la larghezza dell'ala superiore (mm).

Il fattore geometrico della nervatura A /L_r può essere determinato secondo la seguente relazione:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \times \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1-l_2}{2}\right)^2}}$$

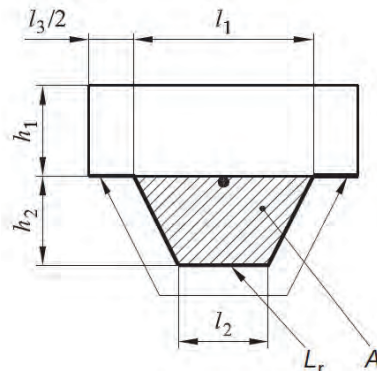


FIG. D.1 - NORMA UNI EN 1994-1-2 - DEFINIZIONE DEL FATTORE DI GEOMETRIA DELLA NERVATURA A /L_r PER LE NERVATURE DI SOLETTE COMPOSTE

Per i fattori a_i, per diversi valori della profondità del calcestruzzo h₁, sia per calcestruzzo normale sia per quello leggero, occorre fare riferimento al prospetto D.1 della citata norma. Per valori intermedi è consentita l'interpolazione lineare.

	a ₀ (min)	a ₁ (min/mm)	a ₂ (min)	a ₃ (min/mm)	a ₄ (min mm)	a ₅ (min)
CLS normale	- 28,8	1,55	- 12,6	0,33	- 735	48,0
CLS leggero	- 79,2	2,18	- 2,44	0,56	- 542	52,3

PROSPETTO D.1 COEFFICIENTI PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO RISPETTO ALL'ISOLAMENTO TERMICO

Il fattore di configurazione o di vista Φ dell'ala superiore può essere determinato secondo la seguente relazione:

$$\Phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1-l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1-l_2}{2}\right)^2}}{l_3}$$

Nel caso in esame risulta:

$$\Phi = 0,59$$

$$\frac{A}{L_r} = 23,6 \text{ mm}$$

$$t_i = 86,5 \text{ min} > 60 \text{ (requisito "I" verificato)}$$

Calcolo del momento resistente positivo M_{R+}

Ai fini della verifica della capacità portante in condizioni di incendio, con riferimento alle sollecitazioni flessionali, il metodo semplificato di cui alla norma UNI EN 1994-1-2 consente il calcolo del momento resistente a caldo con metodo rigido-plastico, presupponendo la crisi simultanea di tutti i materiali costituenti la sezione alla temperatura raggiunta al tempo di resistenza prefissato.

Il metodo illustrato nell'Appendice D della norma UNI EN 1994-1-2 permette di calcolare la temperatura della lamiera, prevedendone una suddivisione in tre zone (ala inferiore, ala superiore e anima), delle eventuali barre di rinforzo e della soletta di calcestruzzo.

Ricavata quindi la distribuzione di temperatura nella sezione è quindi possibile calcolare il momento resistente.

Le temperature θ_a dell'ala inferiore, dell'anima e dell'ala superiore della lamiera di acciaio possono essere ricavate dalla seguente equazione:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \times \frac{1}{l_3} + b_2 \times \frac{A}{L_r} + b_3 \times \Phi + b_4 \times \Phi^2$$

dove:

- θ_a è la temperatura dell'ala inferiore, dell'anima o dell'ala superiore (°C)

Per i fattori b_i , sia per calcestruzzo normale sia per quello leggero, occorre fare riferimento al prospetto D.2 della citata norma.

Per i valori intermedi è consentita l'interpolazione lineare.

Calcestruzzo	Resistenza al fuoco	Parte della lamiera	b0 (°C)	b1 (°C mm)	b2 (°C mm)	b3 (°C)	b4 (°C)
Calcestruzzo normale	60	Ala inferiore	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Anima	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Ala superiore	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Ala inferiore	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Anima	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Ala superiore	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Ala inferiore	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Anima	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Ala superiore	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Calcestruzzo leggero	30	Ala inferiore	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Anima	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Ala superiore	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Ala inferiore	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Anima	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Ala superiore	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Ala inferiore	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Anima	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Ala superiore	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Ala inferiore	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Anima	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Ala superiore	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

PROSPETTO D.2 COEFFICIENTI PER LA DETERMINAZIONE DELLE TEMPERATURE DELLE PARTI DELLA TRAVATURA DI ACCIAIO

La temperatura θ_s delle barre di armatura nella nervatura (vedi fig. D.2) può essere ricavata dalla seguente equazione:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \times \frac{u_3}{h_2} + c_2 \times z + c_3 \times \frac{A}{L_r} + c_4 \times \alpha + c_5 \times \frac{1}{l_3}$$

dove:

- θ_s è la temperatura dell'armatura aggiuntiva nella nervatura (°C);
- u_3 è la distanza dall'ala inferiore (mm);
- z è l'indicazione della posizione nell'irrigidimento (vedi appresso) ($\text{mm}^{-0,5}$);
- α è l'angolo dell'anima (gradi).

Per i fattori c_i , sia per calcestruzzo normale sia per quello leggero, occorre fare riferimento al prospetto D.2 della citata norma.

Per i valori intermedi è consentita l'interpolazione lineare.

Calcestruzzo	Resistenza al fuoco	c0 (°C)	c1 (°C)	c2 (°C mm ^{0,5})	c3 (°C mm)	c4 (°C)	c5 (°C mm)
Calcestruzzo normale	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Calcestruzzo leggero	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

PROSPETTO D.3 COEFFICIENTI PER LA DETERMINAZIONE DELLE TEMPERATURE DELLE BARRE DI ARMATURA NELLA NERVATURA

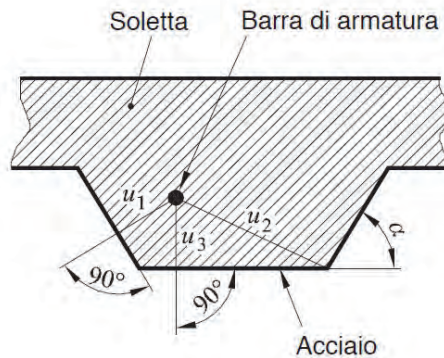


FIG. D.2 - NORMA UNI EN 1994-1-2 - PARAMETRI PER LA POSIZIONE DELLE BARRE DI ARMATURA

Il fattore z che indica la posizione della barra di armatura è dato da:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

Le distanze u_1 , u_2 e u_3 sono espresse in mm e sono definite come segue:

- u_1 , u_2 : minima distanza del centro della barra di armatura da ogni punto delle anime della lamiera di acciaio;
- u_3 : distanza del centro della barra di armatura dall'ala inferiore della lamiera di acciaio.

In base alle temperature così determinate, le tensioni ultime delle parti della soletta composta e il momento resistente positivo sono calcolati secondo quanto previsto al punto 4.3.1 della citata norma.

Nel caso in esame, per le temperature della lamiera risultano i seguenti valori:

Parte lamiera	θ_a (°C)
Ala inferiore	$\theta_1 = 891,3$
Anima	$\theta_2 = 792,8$
Ala superiore	$\theta_3 = 684,0$

Non essendo presenti barre di armatura aggiuntive nelle nervature, θ_s non è stato calcolato.

Si segnala che, nella pratica, la scelta di disporre barre di armatura aggiuntive nelle nervature rappresenta una valida soluzione atta ad accrescere la resistenza della soletta composta sottoposta all'incendio standard.

Infatti, tale armatura, grazie alla protezione del calcestruzzo, raggiunge temperature inferiori rispetto a quelle raggiunte dalla lamiera.

Per le solette composte, la resistenza a flessione di progetto deve essere determinata tramite la teoria della plasticità (vedi punto 4.3.1 (3) della norma UNI EN 1994-1-2);

L'asse neutro plastico di una soletta composta o di una trave composta si può determinare mediante la seguente equazione (equilibrio alla traslazione in condizioni di plasticizzazione):

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{a,fi}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{c,fi}} \right) = 0$$

dove:

- α_{slab} è il coefficiente che tiene conto dell'ipotesi di *stress block* rettangolare nella progettazione delle solette, $\alpha_{slab} = 0,85$;
- $f_{y,i}$ è la tensione di snervamento nominale f_y per l'area elementare di acciaio A_i presa come positiva sul lato compresso dell'asse neutro plastico e negativa sul lato teso;
- $f_{c,j}$ è la resistenza di progetto dell'area elementare di calcestruzzo A_j a 20 °C; per le parti di calcestruzzo, la resistenza a trazione viene trascurata;
- $k_{y,\theta,i}$ o $k_{c,\theta,j}$ sono definite come nei prospetti da 3.2 a 3.3 della citata norma.

Il momento resistente di progetto M_R si può determinare mediante la seguente equazione:

$$M_R = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{a,fi}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{c,fi}} \right)$$

dove:

- z_i, z_j sono le distanze dall'asse neutro plastico al centroide dell'area elementare A_i o A_j .

Nel caso in esame, sul versante acciaio, per i coefficienti di riduzione $k_{y,\theta,i}$ della tensione di snervamento dell'acciaio strutturale a temperature elevate (con $i = 1,2,3$ relativo alle temperature raggiunte dalle aree corrispondenti alle tre zone di suddivisione della lamiera), si fa riferimento alla tabella 3.2 della norma UNI EN 1994-1-2:

Temperatura dell'acciaio θ_a (°C)	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$
20	1,00
100	1,00
200	1,00
300	1,00
400	1,00
500	0,78
600	0,47
700	0,23
800	0,11
900	0,06
1000	0,04
1100	0,02
1200	0

STRALCIO PROSPETTO 3.2 COEFFICIENTI DI RIDUZIONE k_{θ} PER LE RELAZIONI TENSIONE-DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO STRUTTURALE A TEMPERATURE ELEVATE

A partire dal citato prospetto 3.2, per interpolazione lineare, in corrispondenza delle temperature della lamiera θ_1 , θ_2 e θ_3 si individuano i rispettivi coefficienti k_{y,θ_1} , k_{y,θ_2} e k_{y,θ_3} :

Temperatura dell'acciaio θ_a (°C)	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$
$\theta_1 = 891,3$	$k_{y,\theta_1} = 0,06$
$\theta_2 = 792,8$	$k_{y,\theta_2} = 0,12$
$\theta_3 = 684,0$	$k_{y,\theta_3} = 0,27$

Le aree elementari di acciaio A_i corrispondono alle seguenti quantità:

Parte	A_i (mm ²)
Ala inferiore	$A_{e1} = 49,20$
Anima	$A_{e2} = 90,56$
Ala superiore	$A_{e3} = 49,20$

Sul versante calcestruzzo (compresso) si osserva che potendosi assumere, nell'analisi meccanica, per le temperature del calcestruzzo minori di 250 °C l'assenza di riduzione della resistenza del calcestruzzo (vedi punto 4.3.4.2.2 (16) della norma UNI EN 1994-1-2), si considerano i coefficienti $k_{c,\theta,j}$ pari a 1.

Peraltro, i valori della temperatura nella zona compressa (momento positivo) risultano generalmente moderati.

Laddove, quindi, il criterio dell'isolamento termico "I" risulti soddisfatto, l'aumento medio di temperatura, sulla parte non esposta al fuoco, non può superare i 140°C.

Inoltre, l'area $A_{j,c}$ compresa tra l'asse neutro plastico e l'estradosso della soletta è pari al prodotto $[l_1 + 2(l_3/2) \times z_{pl}]$ (vedi figura).

I coefficienti parziali per la resistenza dell'acciaio strutturale $\gamma_{a,fi}$ e del calcestruzzo $\gamma_{c,fi}$, nella situazione di incendio, sono pari a 1.

Tanto premesso, la posizione dell'asse neutro plastico della soletta composta si può determinare mediante l'equazione di equilibrio alla traslazione in condizioni di plasticizzazione:

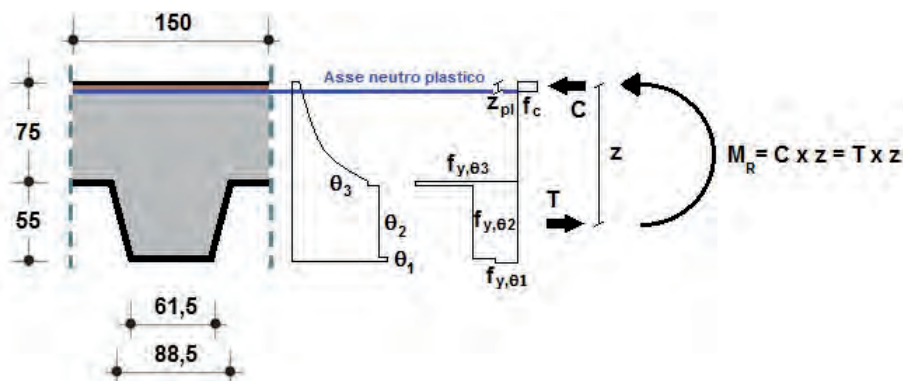
$$z_{pl} = \left(\frac{49,20 \times 0,06 \times 500 + 90,56 \times 0,12 \times 500 + 49,20 \times 0,27 \times 500}{0,85 \times 25 \times 150} \right) = 4,25 \text{ mm}$$

ed infine, si può calcolare il momento resistente di progetto M_R :

$$M_R = C \times z = T \times z = 13550 \times 98,5 = 1334675 \text{ Nmm} = 1,33 \text{ kNm}$$

dove:

- $C = 0,85 \times f_{c,j} \times b \times z_{pl} = 0,85 \times 25 \times 150 \times 4,25 \cong 13550 \text{ N}$
- $T = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} = 49,2 \times 0,06 \times 500 + 90,56 \times 0,12 \times 500 + 49,2 \times 0,27 \times 500 \cong 13550 \text{ N}$
- $z = h_1 + h_2 - z_{pl} - h_2/2 = 75 + 55 - 4,25 - 27,5 = 98,5 \text{ mm}$



SCHEMA DELLA VERIFICA PLASTICA DELLA SOLETTA

Essendo il momento flettente da utilizzare per le valutazioni di resistenza al fuoco, M'_c pari a 0,65 kNm, inferiore rispetto al momento resistente M_R , la soletta possiede capacità portante pari a R60 per l'esposizione ad un incendio standard.

Studio della capacità portante delle travi principali

Per lo studio della distribuzione delle temperature nelle sezioni delle travi principali (costituenti la sezione mista), secondo le indicazioni di cui al punto 4.3.4.2.2 della norma UNI EN 1994-1-2, è necessario, prioritariamente, definire il fattore di sezione A/V della trave IPE 600 - $A = 15600 \text{ mm}^2$ (che può essere calcolato o ricavato da apposite tabelle).

I valori ottenuti sono i seguenti:

Parte trave	k_{sh}	$A_i/V_i \text{ (m}^{-1}\text{)}$
Ala inferiore	0,696	114
Anima		167
Ala superiore		114

dove:

- k_{sh} è il fattore di correzione relativo all'effetto ombra (vedi punto 4.3.4.2.2(4) della citata norma):

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

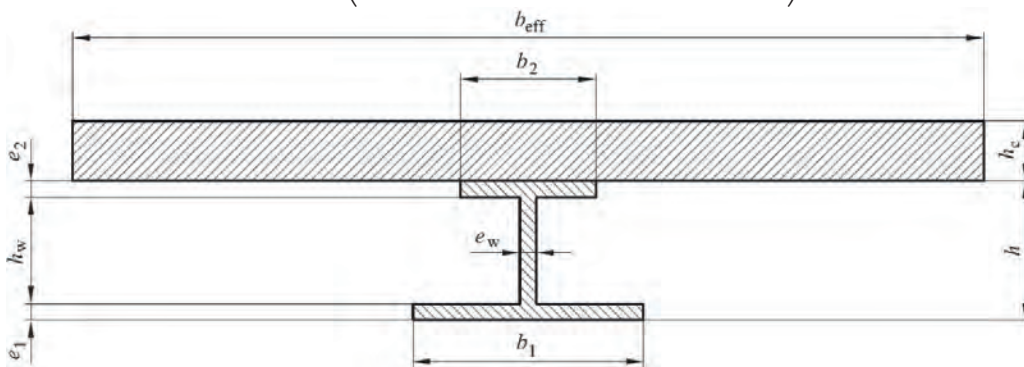


FIG. 4.3 - NORMA UNI EN 1994-1-2 - ELEMENTI DI UNA SEZIONE TRASVERSALE

- $e = e_1 = e_2$ è lo spessore dell'ala;
- e_w è lo spessore dell'anima;
- $h = h_w + 2e$ è l'altezza della sezione di acciaio;
- $B = b_1 = b_2$ è la larghezza della sezione di acciaio;
- A_i/V_i sono i fattori di sezione relativi alle parti della trave, ossia il rapporto per unità di lunghezza dell'area esposta rispetto al volume delle ali e dell'anima (vedi punto 4.3.4.2.2(9) della citata norma).

Parte trave	$A_i/V_i \text{ (m}^{-1}\text{)}$
Ala inferiore	$2(B + e)/Be$
Anima	$2/e_w$
Ala superiore	$2(B + e)/Be$

Variazione della temperatura nella trave principale in funzione del tempo di esposizione al fuoco

Per determinare la variazione della temperatura T , in funzione del tempo t di esposizione all'incendio nella trave, *priva di protezione* dal fuoco, occorre risolvere, per incrementi, l'equazione stabilita al punto 4.3.4.2.2(3) della norma UNI EN 1994-1-2:

$$\Delta T = k_{sh} \times \frac{1}{c_a \times \rho_a} \times \frac{A_i}{V_i} \times h_{net} \times \Delta t$$

dove:

- ΔT , in °C, individua l'aumento di temperatura dell'elemento di acciaio, *privo di protezione*, nell'intervallo di tempo Δt di esposizione all'incendio, espresso in secondi; tale intervallo deve essere inferiore a 5, per un'accettabile valutazione dei risultati (vedi punto 4.3.4.2.2(5) della citata norma);
- k_{sh} è il fattore di correzione relativo all'effetto ombra (vedi punto 4.3.4.2.2(4) della citata norma);
- c_a è il calore specifico dell'acciaio in condizioni d'incendio (assunta pari a 600 J/kg°C);
- ρ_a è la massa volumica dell'acciaio in condizioni d'incendio (pari a 7850 kg/m³);
- A_i/V_i sono i fattori di sezione relativi alle parti della trave, ossia il rapporto per unità di lunghezza dell'area esposta rispetto al volume delle ali e dell'anima (vedi punto 4.3.4.2.2(9) della citata norma);
- h_{net} , in W/m², è il valore di progetto del flusso termico netto per unità di area secondo la norma UNI EN 1991-1-2:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

con:

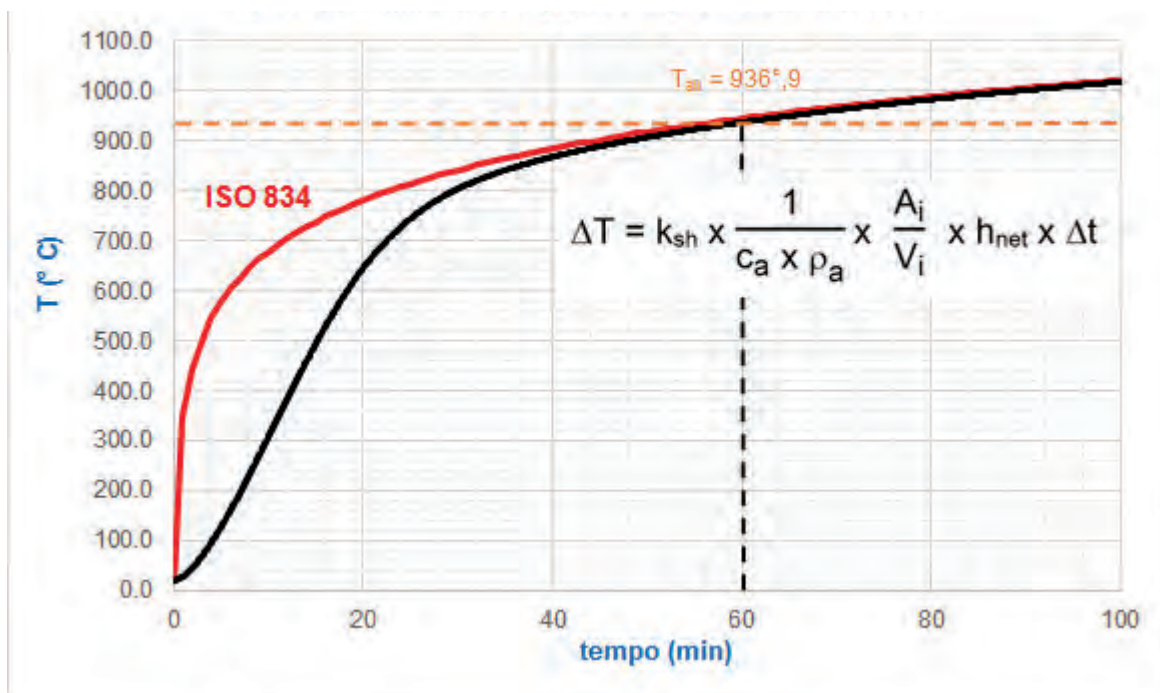
- $h_{net,c} = \alpha_c (T_g - T)$ è il flusso termico netto convettivo;
- $h_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \times [(T_g + 273)^4 - (T + 273)^4]$ è il flusso termico netto radiativo.

dove:

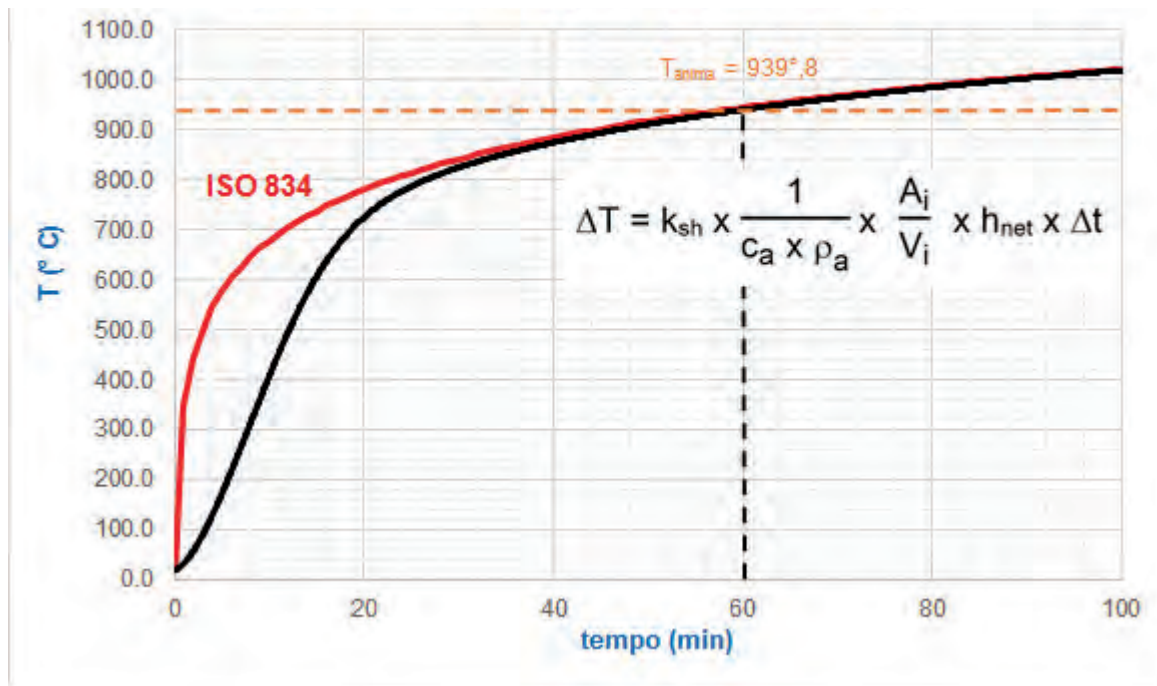
- T_g è la temperatura, in °C, dei gas caldi di combustione che lambiscono l'elemento esposto; è rappresentata con la nota curva nominale d'incendio standard (ISO 834):

$$T_g = 20 + 345 \times \log_{10} (8t + 1)$$

- T è la temperatura dell'acciaio al tempo t ipotizzata uniforme in ogni parte della sezione trasversale di acciaio;
- α_c è il coefficiente di scambio del calore per convezione (considerato pari a 25 W/m²°C);
- ε_m è l'emissività della superficie dell'elemento di acciaio ($\varepsilon_m = 0,7$);
- ε_f è l'emissività dei gas di combustione ($\varepsilon_f = 1$);
- $\varepsilon_{ris} = \varepsilon_m \times \varepsilon_f$ è l'emissività risultante.



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA NELLE ALI DELLA TRAVE IPE 600 (ACCIAIO LAMINATO S 355)
PRIVA DI PROTEZIONE DAL FUOCO



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA NELL'ANIMA DELLA TRAVE IPE 600 (ACCIAIO LAMINATO S 355)
PRIVA DI PROTEZIONE DAL FUOCO

Nei due diagrammi (curve nere) sono riportate le curve di variazione nel tempo della temperatura della trave, priva di protezione dal fuoco, esposta alla curva nominale d'incendio standard ISO 834 (curva rossa), con riferimento, rispettivamente, alle ali e all'anima.

Dall'esame dei diagrammi si rileva che dopo 60 minuti la temperatura delle ali raggiunge i 936,9 °C e quella dell'anima i 939,8 °C.

La temperatura dei connettori a piolo, vedi punto 4.3.4.2.5 (2) della norma UNI EN 1994-1-2, può essere assunta pari all'80% della temperatura dell'ala superiore della trave e quindi:

$$T_{\text{conn.}} = 0,8 \times 936,9 = 749,5 \text{ °C}$$

Si sorvola, per gli scopi della presente pubblicazione, sulle verifiche delle connessioni, rinviando agli specifici punti della norma UNI EN 1994-1-2.

Calcolo del momento resistente M_R

Per la trave principale centrale, la larghezza efficace delle ali del solaio b_{eff} , in corrispondenza della mezzeria, risulta, vedi punto 5.4.1.2(5) e fig. 5.1 della norma UNI EN 1994-1-1, pari a:

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} = 125 + (2 \times 7000/8) = 1875 \text{ mm}$$

dove:

- b_0 è l'interasse in senso trasversale dei connettori a taglio (125 mm);
- b_{ei} è il valore della larghezza efficace dell'ala di calcestruzzo su ciascun lato dell'anima (si può assumere pari a $L_e/8$ ma $\leq b_i$, vedi figg. seguenti); nel caso in esame: $b_1 = b_2 = 1250$ mm).

Legenda

- 1 $L_e = 0,85L_1$ per $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ per $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70L_2$ per $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2L_3$ per $b_{eff,2}$

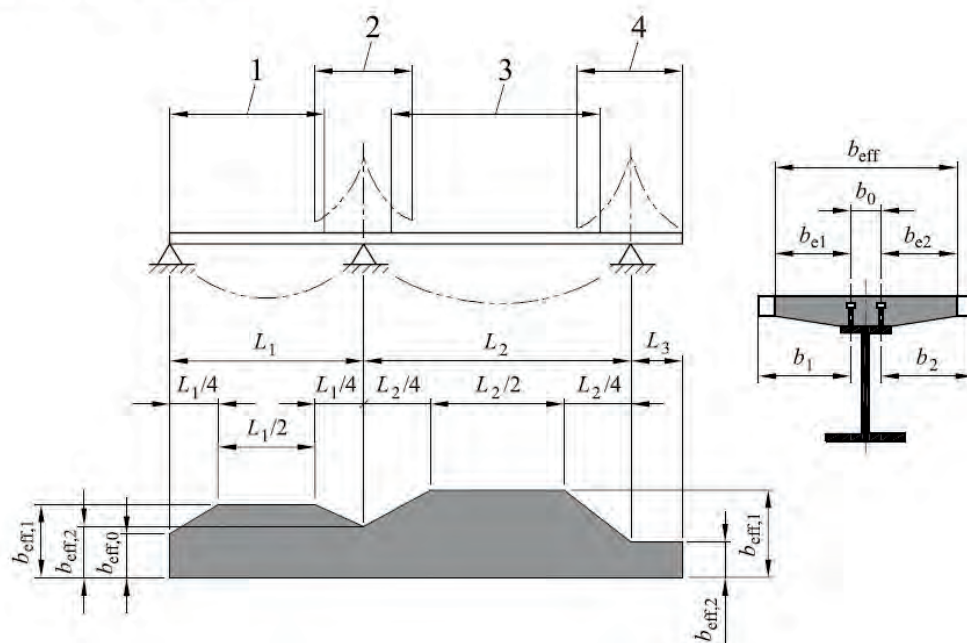
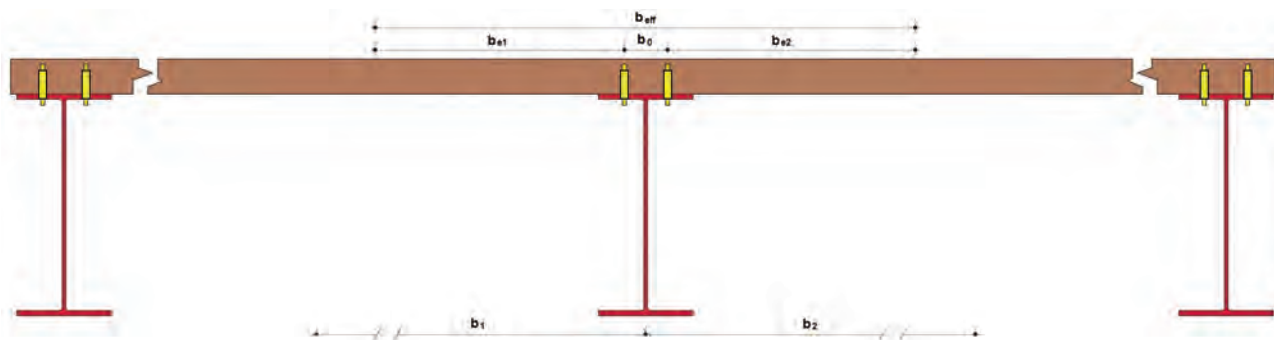
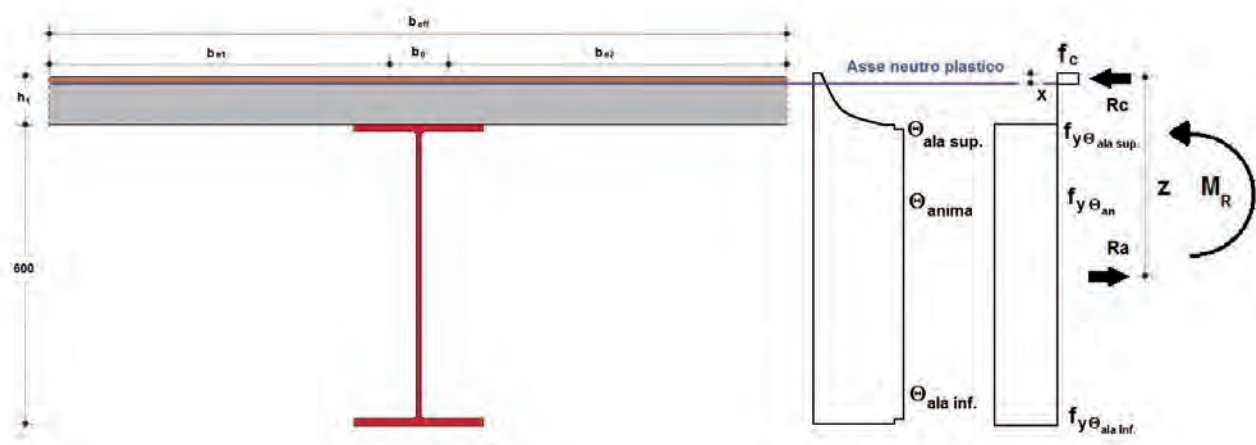


FIG. 5.1 - NORMA UNI EN 1994-1-1 - LUNGHEZZE EQUIVALENTI, PER LA VALUTAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DELL'ALA DI CALCESTRUZZO



DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DELLE ALI DEL SOLAIO



SCHEMA DELLA VERIFICA PLASTICA DELLA SEZIONE COMPOSTA

Per la verifica allo stato ultimo di flessione, secondo le indicazioni di cui al punto 4.3.1 della norma UNI EN 1994-1-2, ammettendo un comportamento perfettamente plastico dei materiali, si introduce il coefficiente $k_{y,\theta}$ di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio strutturale a temperature elevate. Tale coefficiente di riduzione a 939,8 °C è pari (vedi precedente stralcio del prospetto 3.2) a 0,052.

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo (avente spessore pari ad h_1) è pari a:

$$R_c = \alpha_{slab} \times f_c \times b_{eff} \times h_1 = 0,85 \times 25 \times 1875 \times 75 = 2988281 \text{ N}$$

La resistenza a trazione della trave di acciaio è pari a:

$$R_a = A \times k_{y,\theta} \times f_y = 15600 \times 0,052 \times 355 = 287976 \text{ N}$$

Risultando R_a minore di R_c , la trave composta è ben progettata; l'asse neutro taglia la soletta (che in questo caso viene definita "sufficiente") e la resistenza è "governata" dall'acciaio.

Si segnala, altresì, che ove risultasse R_a maggiore di R_c , l'asse neutro non taglierebbe la soletta e la resistenza sarebbe governata dal calcestruzzo con parte della trave in acciaio chiamata a lavorare a compressione.

Occorrerebbe calcolare, in tal caso, la posizione dell'asse neutro che soddisfi l'equilibrio alla traslazione e, successivamente, il momento resistente della sezione composta.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione si ricava la posizione dell'asse neutro x :

$$x = R_a / R_c \times h_1 = 287976 / 2988281 \times 75 = 7,2 \text{ mm}$$

Il momento plastico è quindi ricavabile dall'equilibrio alla rotazione:

$$M'_R = R_a \times z = R_a (h/2 + h_1 - x/2) = 287976 (300 + 75 - 3,6) = 106950308 \text{ Nmm} \cong 107 \text{ kNm}$$

Essendo il momento flettente da utilizzare per le valutazioni di resistenza al fuoco, M'_c , pari a 88 kNm, inferiore rispetto al momento resistente M'_R , la sezione possiede capacità portante pari a R60 per l'esposizione ad un incendio standard.

Studio della capacità portante delle travi secondarie

Per tale studio si rimanda al caso studio n. 3, dovendosi procedere seguendo il procedimento descritto nella norma UNI EN 1993-1-2 "Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di un solaio composto in acciaio e calcestruzzo facente parte di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è optato per la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, valutando le prestazioni di resistenza al fuoco del sistema solaio (metodo semplificato di cui alla norma UNI EN 1994-1-2, Appendice D. Per la soletta composta si è condotta la verifica di sussistenza dei requisiti "I" ed "R" per un tempo di esposizione di 60 minuti ad un incendio standard (si ricorda che la "E" è verificata automaticamente se l'elemento è progettato in accordo alla norma UNI EN 1994-1-1).

Per lo studio della capacità portante delle travi principali si è indagato in relazione alla distribuzione delle temperature nelle sezioni delle medesime, costituenti la sezione mista.

La verifica ha consentito di dimostrare il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco pari a R60.

❖ *Commento dei risultati*

L'accoppiamento del calcestruzzo all'acciaio, oltre che a garantire il ben noto beneficio di resistenza in termini di adeguato sfruttamento meccanico dei materiali in funzione delle condizioni di sollecitazione, ha l'ulteriore vantaggio di ridurre il cimento termico dell'acciaio, migliorando il comportamento a caldo degli elementi strutturali composti.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Si segnala la possibilità di impiego di metodi di verifica avanzati per il calcolo di elementi inflessi misti.

Ad esempio, il metodo "FRACOF", utilizzabile per la verifica a caldo di solai in acciaio-calcestruzzo, sfrutta l'"effetto membrana" esplicabile in caso di progettazione adeguata, per accrescerne la capacità portante in condizioni di incendio rispetto a quella ricavabile in caso di classico calcolo "a trave" del solaio.

Sul web sono presenti dispense gratuite per lo studio e l'implementazione del metodo citato.

Caso studio 6: resistenza al fuoco di una trave portante in legno

Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio, eseguendo una valutazione analitica, della resistenza al fuoco di una trave in legno (classe di resistenza C24 - abete massiccio; densità = 350 kg/mc; resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$) secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14.

Le travi oggetto dello studio, aventi sezione 19 x 21 cm e luce di 6,00 m, costituiscono elementi portanti della struttura di copertura di una tipografia e sono poste ad interasse di 1,00 m.

La tipografia è ad un solo piano fuori terra, di altezza pari a 4,90 m, con una superficie lorda di 288 m²; essa è situata in una località a 200 m sopra il livello del mare.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche della tipografia	I = 24 m; L = 12 m; H = 4,90 m (A = 288 m ²)
Apparecchiatura costruttiva	Pilastrini in C.A. e travi in legno
Sollecitazioni strutturali della trave nella sezione maggiormente sollecitata, derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	Mg = 10,3 kNm
	Mq = 5,4 kNm



Schema planimetrico della tipografia

Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Unico compartimento: edificio di tipo isolato Livello III di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.2)
Numero addetti	15 (è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	4 aventi L = 1,40 m; h = 2,20 m (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 76.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Tipografie, litografie, stampa offset e attività similari, da 5 a 50 addetti".

Obiettivi dello studio

Si vuole:

1. verificare se, adottando una soluzione progettuale conforme, sia garantito il valore di resistenza al fuoco previsto dal par. S.2.4.3;
2. progettare la necessaria protezione della trave in questione, laddove ipoteticamente occorra garantire un valore di resistenza al fuoco maggiore (ad esempio R60).

Attribuzione dei profili di rischio	R _{vita} = A2	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	R _{beni} = 1		

La stima del carico di incendio specifico di progetto (q_{f,d}) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 568,1 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento tipografia	Supeficie in pianta lorda A (1) (m ²)					Carico d'incendio specifico q _f = q / A	
		(MJ/kg)	(MJ)	(MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)		
288	legno	0,8	1	2.000 kg	20,00 MJ/kg	32.000	
	materiali plastici	1	1	800 kg	45,00 MJ/kg	36.000	
	arredi e materiale cellulosico	0,8	1	1.800 kg	18,48 MJ/kg	26.611	
	componenti impianti tecnologici (2)	1	1	1.500 kg	46,00 MJ/kg	69.000	
					totale	163.611	568,1 30,7

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto q_{f,d} risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 568,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,77 = 434,6 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,00$ (A = 288 m²);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di q_{f,d} corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 30 (vedi par. S.2.4.3)¹⁷.

Non essendo previste nel par. S.2.15 le tabelle inerenti gli elementi strutturali lignei, che consentirebbero una valutazione della resistenza al fuoco della trave in legno *tabellare*, occorrerà effettuare una valutazione a *calcoli analitici*, secondo le prescrizioni contenute al par. S.2.14.

¹⁷ Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

Verifica della trave con il metodo della sezione efficace

Si farà pertanto riferimento al metodo descritto nella norma UNI EN 1995-1-2 “*Progettazione delle strutture in legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l’incendio*”, cosiddetto della “sezione trasversale ridotta” (punto 4.2.2).

Mediante l’utilizzo di tale metodo si può accertare la capacità portante posseduta da un elemento strutturale in legno sottoposto all’azione termica dell’incendio.

La metodologia analitica si basa sui noti criteri di verifica a *freddo* delle strutture e fa riferimento al solo parametro “R” della resistenza al fuoco (capacità portante).

I ipotesi fondamentali per il calcolo in questione sono:

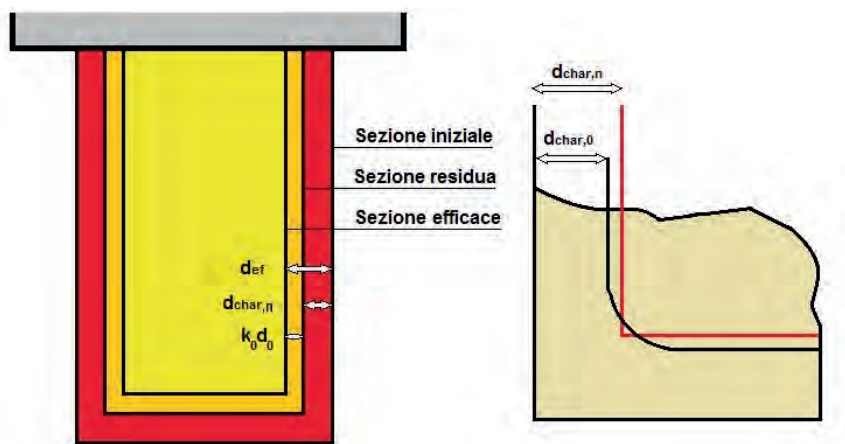
- la carbonizzazione del legno sotto l’azione del fuoco procede, a velocità costante, perpendicolarmente alle superfici esposte dell’elemento;
- il legno mantiene inalterate le proprietà meccaniche nella parte non ancora raggiunta dalla carbonizzazione.

Il metodo prevede che la verifica venga eseguita considerando una *sezione trasversale efficace* ottenuta riducendo la sezione di partenza di uno spessore d_{ef} pari alla profondità di carbonizzazione:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0$$

dove:

- $d_{char,n} = \beta_n \times t$ è la profondità di carbonizzazione convenzionale di progetto che incorpora gli effetti degli spigoli arrotondati (mm); $d_{char,0}$ è, invece, la profondità di carbonizzazione di progetto unidimensionale (mm);
- β_n è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto (mm/minuto), che tiene conto degli effetti degli spigoli arrotondati e delle fessure; β_0 è, invece, la velocità di progetto della carbonizzazione unidimensionale (mm/minuto);
- k_0 è il coefficiente dipendente dal tempo t , variabile linearmente tra 0, in corrispondenza del tempo $t = 0$, e 1, in corrispondenza del tempo $t = 20$ minuti ($k_0 = t/20$), ed assunto costante e pari ad 1 per $t > 20$ minuti;
- $d_0 = 7\text{mm}$.



DEFINIZIONE DELLA SEZIONE RESIDUA ED EFFICACE

Si fa riferimento alla tabella 3.1 della norma UNI EN 1995-1-2:

Materiale		β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
Conifere e faggio			
a)	Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0,65	0,7
	Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0,65	0,8
Latifoglie			
b)	Legno massiccio o lamellare incollato di latifoglie con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0,65	0,7
	Legno massiccio o lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m ³	0,50	0,55
LVL Legno Microlamellare (LVL - Laminated Veener Lumber)			
c)	con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m ³	0,65	0,7
Pannelli			
d)	Rivestimenti in legno	0,9 ^{a)}	-
	Compensato	1,0 ^{a)}	-
	Pannelli a base di legno diversi dal compensato	0,9 ^{a)}	-

^{a)} I valori si applicano a una massa volumica caratteristica di 450 kg/m³ e a uno spessore del pannello di 20 mm; vedere punto 3.4.2 (9) per altri spessori e massa volumica.

TABELLA 3.1 - VELOCITÀ DI CARBONIZZAZIONE DI PROGETTO β_0 E β_n

Nella verifica della capacità portante, per la resistenza e per i moduli elastici di progetto della sezione efficace, si adottano i seguenti valori:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \times \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

dove:

- $f_{d,fi}$ e $S_{d,fi}$ sono i valori di progetto di una proprietà di resistenza o di modulo di elasticità del materiale;
- f_{20} e S_{20} sono i valori di una generica proprietà di resistenza del materiale o di modulo di elasticità a temperatura ordinaria corrispondente al frattile del 20% (vedi punto 2.3(3) della norma UNI EN 1995-1-2);
- $k_{mod,fi}$ è il fattore di correzione per il fuoco (vedi punti 4.2(5) e 4.2.3(3) della norma UNI EN 1995-1-2);
- $\gamma_{M,fi} = 1,0$ è il coefficiente parziale di sicurezza in situazione di incendio.

Per ciò che concerne gli effetti prodotti dalle azioni dirette, si adotta la regola di combinazione utilizzabile per quelle eccezionali, effettuando la verifica allo stato limite ultimo con i relativi valori dei coefficienti di sicurezza e di combinazione; nel caso in esame si avrà:

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto

- carico permanente $g = 2,30 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico accidentale $q = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Essendo:

$$M_g = 1/8 \times 2,30 \times 1,00 \times 6,00^2 = 10,3 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \times 1,20 \times 1,00 \times 6,00^2 = 5,4 \text{ kNm}$$

Nel caso in esame, in caso d'incendio, il momento flettente $M'c$ di progetto, in conformità alle NTC 2018, al d.m. 31 luglio 2012 e alla norma UNI EN 1995-1-2, è pari a:

$$M'c = M_g + \psi_{2,i} \times M_q = 10,3 + 0 \times 5,4 = 10,3 \text{ kNm}$$

Dopo un'esposizione al fuoco (su tre lati) pari a $t = 30$ minuti risulta:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0 = \beta_n \times t + k_0 \times d_0 = 0,8 \times 30 + 1 \times 7 = 31 \text{ mm}$$

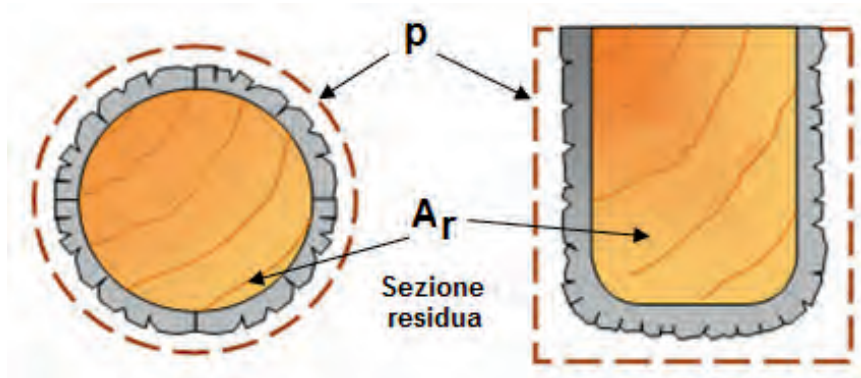
La sezione residua avrà dimensioni pari a:

$$b' = b - 2d_{ef} = 190 - 62 = 128 \text{ mm}$$

$$h' = h - d_{ef} = 210 - 31 = 179 \text{ mm}$$

Assunta la resistenza caratteristica $f_{m,k}$ a flessione dell'abete massiccio pari a 24 N/mm^2 , dal punto 2.3(3) della citata norma si ottiene che $f_{20} = k_{fi} \times f_{m,k} = 1,25 \times 24 = 30 \text{ N/mm}^2$ e calcolati il perimetro p esposto al fuoco (m) e l'area A_r (m^2) della sezione residua, si ottiene:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} = \left(1 - \frac{p}{200A_r}\right) \times 30 = \left(1 - \frac{2 \times 0,179 + 0,128}{200 \times 0,179 \times 0,128}\right) \times 30 = 27 \text{ N/mm}^2$$



Il modulo di resistenza a flessione per la sezione individuata sarà pari a:

$$W_{fi} = b' \times h'^2 / 6 = 128 \times 179^2 / 6 = 683541 \text{ mm}^3$$

Pertanto la massima tensione nel legno varrà:

$$\sigma = M'c / W_{fi} = 10300000 / 683541 = 15 \text{ N/mm}^2 (< f_{d,fi})$$

La sezione è verificata per una resistenza al fuoco R30.

Protezione della trave al fine di garantire una capacità portante corrispondente a R60

Dimensionamento dello spessore del rivestimento in lastre in gesso al fine di garantire un'adeguata protezione passiva dal fuoco R60 della trave.

Si utilizza il metodo di cui al par. 3.4.3.3 della norma UNI EN 1995-1-2.

Lastra in gesso rivestito antincendio tipo A					
Norma	Reazione al fuoco	c_p (J/kg°C)	h_p (m)	Peso (kg/m ²)	λ_p (W/m°C)
UNI EN 520	A2-s1,d0	1700	0,025	22	0,25

Nel caso di elementi di legno *protetti*, la carbonizzazione inizia con ritardo rispetto a quanto avviene per gli elementi *non protetti*.

Il fenomeno è governato dalle relazioni illustrate nella norma UNI EN 1995-1-2, cui si rimanda per maggiori approfondimenti.

I principali parametri che rappresentano il comportamento dei materiali in questione, determinati in via sperimentale, sono:

- l'istante nel quale inizia la carbonizzazione dell'elemento t_{ch} ;
- l'istante nel quale inizia la caduta del protettivo t_f ;
- la velocità di carbonizzazione prima del collasso della protezione β_n .

Per ulteriori le specifiche si rimanda al punto 3.4.3 della norma UNI EN 1995-1-2.

Nel caso in esame si ipotizza un rivestimento costituito da una lastra di gesso rivestito, tipo A, avente uno spessore h_p pari a 25 mm.

Il tempo di inizio della carbonizzazione t_{ch} vale (punto 3.4.3.3(2) della norma UNI EN 1995-1-2):

$$t_{ch} = 2,8 \times h_p - 14 = 56 \text{ min}$$

Il tempo di collasso del protettivo t_f si assume (punto 3.4.3.4(3) della norma UNI EN 1995-1-2):

$$t_f = t_{ch}$$

Si determina, pertanto, il tempo necessario affinché lo spessore di carbonizzazione raggiunga i 25 mm (punto 3.4.3.2(5) della norma UNI EN 1995-1-2):

$$t_a = \min (2 \times t_f ; 25 / (k_3 \times \beta_n) + t_f) = \min (112 ; 71,6) = 71,6 \text{ min } (> 60)$$

La sezione protetta è quindi verificata per una resistenza al fuoco R60.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di una trave in legno a sostegno della copertura di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è optato per la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco mediante metodo analitico.

La verifica ha consentito di dimostrare il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco pari a R30; si è quindi proceduto, a solo scopo didattico, ad una verifica R60 utilizzando un protettivo.

❖ *Commento dei risultati*

La verifica analitica è stata condotta impiegando il metodo della sezione ridotta proposto dall'Eurocodice EN 1995-1-2.

Si noti che tale metodo, prevedendo una suddivisione della sezione in una parte integra ed in una non resistente, è concettualmente analogo al metodo semplificato dell'isoterma a 500°C previsto dall'Eurocodice EN 1992-1-2 per il C.A..

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

La progettazione di elementi lignei ha costituito e costituisce tutt'ora la frontiera sperimentale e normativa di ricerca nel settore.

Le indicazioni fornite nell'Eurocodice EN 1995-1-2 per il calcolo in presenza di protettivi necessitano infatti di essere meglio accompagnate dalla normativa sperimentale di settore.

Si segnala, in proposito, che dal 13/2/2019 (fonte CEN) sarà disponibile la nuova revisione della parte 7 della norma EN 13381, specifica per l'impiego di protettivi per il legno; tale documento consentirà di superare gli attuali difetti di coordinamento tra Eurocodice e mondo sperimentale citati in premessa.

Caso studio 7: resistenza al fuoco di una muratura portante

Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio della resistenza al fuoco di una muratura portante di un'officina meccanica allestita, nell'ambito di una diversa ipotesi costruttiva, nella costruzione esaminata nel caso studio 2.

La valutazione sarà effettuata in base ai risultati di calcoli (valutazione *analitica*), tenendo conto delle indicazioni riportate nel par. S.2.14.

Si segnala che l'annesso nazionale all'Eurocodice EN 1996-1-2 non consente l'uso delle tabelle dell'Eurocodice, rimandando a quelle del d.m. 16 febbraio 2007.

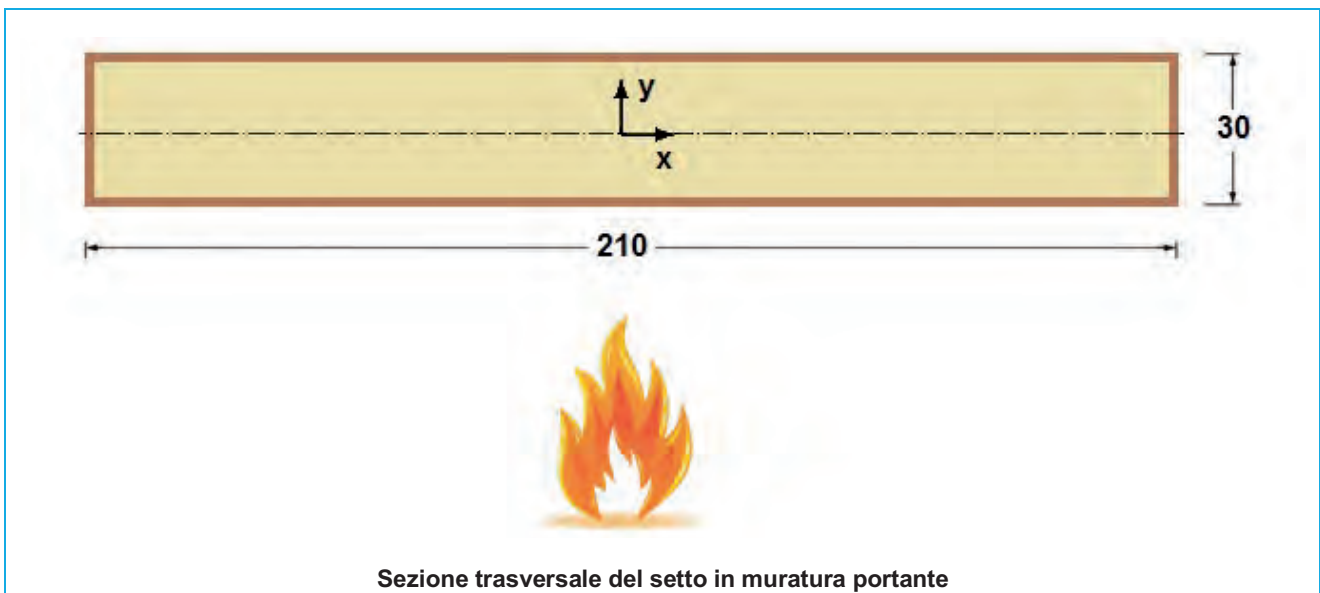
Pertanto, in questa sede non ci si occuperà del metodo tabellare dell'Eurocodice 6 parte fuoco, bensì del metodo tabellare di cui al cap. S.2 del Codice.

Nel prosieguo della trattazione sarà esaminata anche lo studio di una muratura non portante.

Il setto murario oggetto dello studio ($h = 3,15$ m; $t = 300$ mm; interasse = 2,10 m), che si ipotizza essere parte di una muratura portante di un edificio commerciale (cat. D), è realizzato in blocchi di laterizio e possiede i seguenti parametri relativi alle proprietà meccaniche e termiche:

Caratteristica	Valore
Massa volumica lorda	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_k = 7,4 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_M = 2,2$
Resistenza a compressione di progetto (f_k/γ_M)	$f_d = 3,4 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E = 7400 \text{ N/mm}^2$
Calore specifico	$c_a = 1000 \text{ J/kg K}$
Conducibilità termica	$\lambda_a = 0,19 \text{ W/m K}$
Coefficiente di deformazione viscosa finale	$\Phi_{\infty} = 0,90$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha_t = 5,5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Si ipotizza che il setto murario in questione sia vincolato alle due estremità dai solai in calcestruzzo armato, disposti allo stesso livello da ambo le parti rispetto al muro.



Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 54.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Officine meccaniche per lavorazioni a freddo, da 25 a 50 addetti".

Obiettivi dello studio

Si vogliono valutare:

- a) le prestazioni di resistenza al fuoco del setto murario, (metodo analitico semplificato, di cui alla norma UNI EN 1996-1-2, Appendice C);
- b) le prestazioni di resistenza al fuoco di un divisorio (non portante) utilizzando il metodo tabellare (cap. S.2 del Codice).

Attribuzione dei profili di rischio	R _{vita} = A2	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III (presenza di lavoratori disabili)
	R _{beni} = 1		

La stima del carico di incendio specifico di progetto (q_{f,d}) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 940,4 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento officina	Superficie in pianta lorda A (1) (m ²)	Materiale combustibile	m _i	Ψ _i	Quantità	u.m.	Potere calor. inf. H _i (MJ/kg)	u.m.	Carico d'incendio q = Σ g _i H _i m _i Ψ _i (MJ)	Carico d'incendio specifico q _f = q / A (MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)
841		automobili, officina			da ClaRaF		340,00	MJ/mq	285.940		
		materiali plastici	1	1	8.000	kg	35,00	MJ/kg	280.000		
		combustibili e oli lubrificanti	1	1	500	kg	45,00	MJ/kg	22.500		
		arredi e materiali per ufficio	0,8	1	2.800	kg	18,48	MJ/kg	41.395		
		componenti impianti tecnologici (2)	1	1	3.500	kg	46,00	MJ/kg	161.000		
								totale	790.835	940,4	50,9

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto q_{f,d} risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 940,4 \times 1,2 \times 1,00 \times 0,77 = 863,2 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- δ_{q1} = 1,20 (A = 841 m²);
- δ_{q2} = 1,00 (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- δ_n = δ_{n1} × δ_{n9} = 0,90 × 0,85 = 0,77

A tale valore di q_{f,d} corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 60 (vedi par. S.2.4.3)¹⁸.

a) Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco della muratura - metodo analitico

Si farà riferimento alla norma UNI EN 1996-1-1 Eurocodice 6 - "Progettazione delle strutture di muratura Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata", al procedimento descritto nella norma UNI EN 1996-1-2 Eurocodice 6 "Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio" e al disposto della Lettera Circolare DCPREV prot. n. 4638 del 5 aprile 2013.

¹⁸ Vedi nota 5 riportata nel caso studio n. 1

La capacità portante, secondo il predetto metodo di calcolo semplificato, viene determinata, per le classi specificate di esposizione all'incendio, secondo le condizioni al contorno con riferimento alla sezione trasversale residua della muratura, utilizzando il carico a temperatura ordinaria (punto C1 dell'Appendice C della norma UNI EN 1996-1-2).

Determinazione dell'azione di progetto

Considerando una lunghezza unitaria del setto si suppone che sulla sezione trasversale, all'estremità inferiore, agisca uno sforzo normale N ; si ipotizza inoltre un momento flettente fuori piano $M(x)$. Tali sollecitazioni sono determinate dai seguenti valori caratteristici:

- N_k dovuto ai carichi permanenti strutturali $N_{k1} = 3,80$ kN/cm
- N_k dovuto ai carichi permanenti non strutturali $N_{k2} = 1,20$ kN/cm
- N_k dovuto ai carichi accidentali $N_{k3} = 1,50$ kN/cm
- M_k dovuto ai carichi permanenti strutturali $M_{k1} = 3,80$ kNcm/cm
- M_k dovuto ai carichi permanenti non strutturali $M_{k2} = 2,40$ kNcm/cm
- M_k dovuto ai carichi accidentali $M_{k3} = 3,00$ kNcm/cm

Combinando secondo le azioni eccezionali, per le valutazioni di resistenza al fuoco, si ottiene:

$$N_{Ed} = N_k g_i + \psi_{2,i} \times N_k q_i = 3,80 + 1 \times 1,20 + 0,6 \times 1,50 = 5,90 \text{ KN/cm}$$

$$M_{(x)Ed} = M_k g_i + \psi_{2,i} \times M_k q_i = 3,80 + 1 \times 2,40 + 0,6 \times 3,00 = 8,00 \text{ kNcm/cm}$$

dove:

- ✓ N_{Ed} è il valore di progetto del carico verticale;
- ✓ $M_{(x)Ed}$ è il valore di progetto del momento applicato.

L'altezza efficace della parete h_{ef} (vedi punto 5.5.1.2 della norma UNI EN 1996-1-1), che tiene conto della rigidità relativa degli elementi della struttura collegati alla parete e dell'efficienza delle connessioni, considerate le ipotesi di vincolo del setto murario, che si può assumere pari a 0,75, sarà pari a:

$$h_{ef} = \rho_n \times h = 0,75 \times 3,15 = 2,36 \text{ m}$$

dove:

- ρ_n è il coefficiente di riduzione dell'altezza netta di piano della parete (h)

L'eccentricità iniziale e_{init} (vedi punto 5.5.1.1 della norma UNI EN 1996-1-1), che tiene conto delle imperfezioni costruttive, si può assumere pari a $h_{ef} / 450$, nel caso in esame risulterà pertanto pari a 0,525 cm.

La procedura prevista all'Appendice C della norma UNI EN 1996-1-2

Essa richiede la determinazione:

- del profilo di temperatura della sezione trasversale;
- della sezione strutturalmente inefficace e della sezione trasversale residua;
- della capacità portante allo stato limite ultimo corrispondente alla sezione trasversale residua (vedi figura C.1).

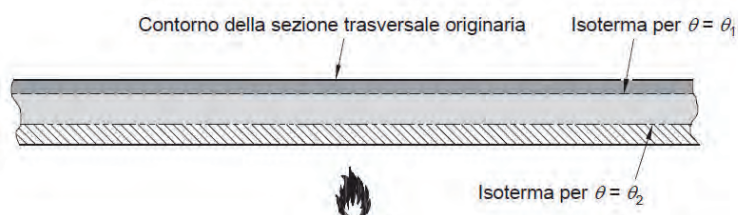


FIGURA C.1 - ILLUSTRAZIONE DELLE AREE DI MURATURA A TEMPERATURA INFERIORE A θ_1 , COMPRESA TRA θ_1 E θ_2 , E DELLE AREE STRUTTURALMENTE INEFFICACI (AL DI SOPRA DI θ_2) - SEZIONE TRASVERSALE DI UN ELEMENTO DI SEPARAZIONE

Il controllo finale da operare sarà quindi finalizzato a verificare che tale capacità portante sia maggiore di quella richiesta dalla combinazione di carico delle azioni.

Allo stato limite, per la situazione di incendio, viene raccomandato dalla norma che il valore di progetto N_{Ed} del carico verticale applicato ad un muro, o ad una colonna, sia inferiore o uguale al valore di progetto N_{Rd, θ_2} della resistenza verticale del muro, o della colonna, in caso di incendio, in maniera tale che risulti:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd, \theta_2}$$

Tale valore di progetto della resistenza verticale del muro o della colonna è dato da:

$$N_{Rd, \theta_2} = \Phi (f_{d\theta_1} A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} A_{\theta_2})$$

dove:

- A è l'area totale della muratura;
- A_{θ_1} è l'area della muratura fino a θ_1 ;
- A_{θ_2} è l'area della muratura compresa tra θ_1 e θ_2 ;
- θ_1 è la temperatura fino alla quale può essere utilizzata la resistenza a freddo della muratura;
- θ_2 è la temperatura al di sopra della quale il materiale ha resistenza residua nulla;
- N_{Ed} è il valore di progetto del carico verticale;
- N_{Rd, θ_2} è il valore di progetto della resistenza in caso di incendio;
- $f_{d\theta_1}$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura fino a θ_1 ;
- $f_{d\theta_2}$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura tra θ_1 e θ_2 °C, assunta pari a $c \times \theta_1$;
- c è la costante ottenuta da prove tensione deformazione a temperature elevate (con pedici) vedi tabella di cui alla nota - punto C.2 dell'Appendice C della norma UNI EN 1996-1-2;
- Φ è il coefficiente di riduzione della capacità a metà del muro ottenuto dal punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1;
- $e_{\Delta \theta}$ è l'eccentricità dovuta alla variazione di temperatura attraverso la muratura.

La norma raccomanda che la distribuzione della temperatura, in funzione del tempo di esposizione all'incendio, attraverso una sezione di muratura e la temperatura alla quale questa diventa inefficace, siano ottenute dai risultati di prove o da una banca dati di risultati di prova.

In assenza di tali risultati è possibile avvalersi delle figure da C.3(a) a (d) di cui all'Appendice C.

L'eccentricità, $e_{\Delta \theta}$, dovuta al carico di incendio, da utilizzare nel metodo di calcolo semplificato può essere ottenuta tramite risultati di prove o dall'equazione (vedere anche figura C.2):

$$e_{\Delta \theta} = 1/8 \times h_{ef}^2 \times \frac{\alpha_t \times (\theta_2 - 20)}{t_{Fr}} \leq h_{ef} / 20$$

$e_{\Delta \theta} = 0$ in caso di esposizione al fuoco simmetrica

dove:

- h_{ef} è l'altezza efficace del muro;
- α_t è il coefficiente di dilatazione termica della muratura (punto 3.7.4 della norma UNI EN 1996-1-1);
- 20 °C è la temperatura ipotizzata sul lato freddo;
- t_{Fr} è lo spessore della sezione trasversale la cui temperatura non supera θ_2 .

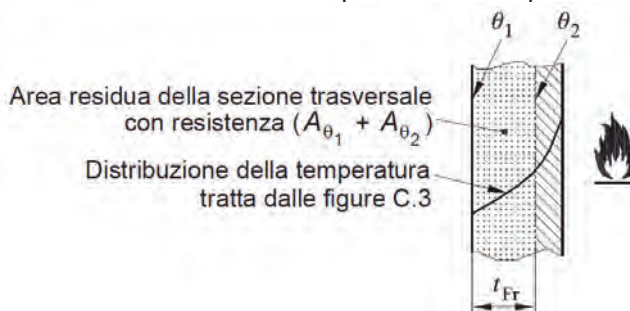


FIGURA C.2 - SEZIONE VERTICALE DI UNA MURATURA

Blocchi per muratura e malta (superficie non protetta) secondo il punto 1.1 (2)	Valori della costante c	Temperatura °C	
		θ_2	θ_1
Blocchi di laterizio con malta ordinaria	c_d	600	100
Blocchi di silicato di calcio con malta per strato sottile	c_{cs}	500	100
Blocchi con aggregati leggeri (pomice) con malta ordinaria	c_{la}	400	100
Blocchi con aggregati pesanti con malta ordinaria	c_{da}	500	100
Blocchi aerati autoclavati con malta per strato sottile	c_{aac}	700	200

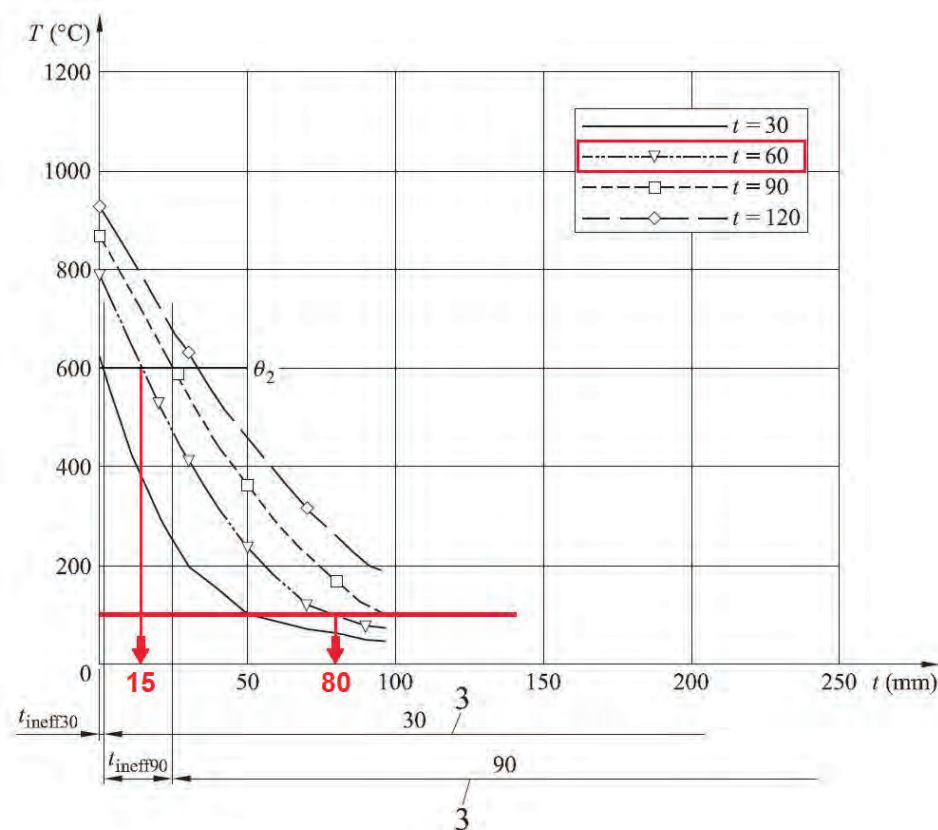
VALORI DELLA COSTANTE C E TEMPERATURE θ_1 E θ_2 DEI MATERIALI PER MURATURE

Il metodo prevede, sostanzialmente, la parzializzazione della sezione resistente in funzione dei valori della temperatura massima raggiunta nella sezione trasversale della muratura.

Nel caso in esame, assunti $\theta_1 = 100$ °C e $\theta_2 = 600$ °C, si effettua la verifica della muratura trascorso un tempo di esposizione all'incendio standard di 60 minuti.

Ai fini dell'applicazione del metodo, è necessario individuare la posizione delle isoterme trascorso il periodo di tempo che si intende investigare.

A tale scopo possono essere utilizzati idonei software oppure il grafico riportato nell'Appendice C della norma UNI EN 1996-1-2 - figura C.3(a):



MAPPATURA TERMICA PER LA VERIFICA A CALDO DI MURATURE
MURATURA DI LATERIZIO, MASSA VOLUMICA LORDA 1000 - 2000 KG/M³

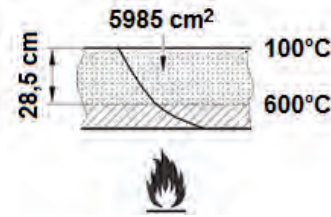
La posizione dell'isoterma a 100°C trascorsi 60 minuti di esposizione alla curva ISO 834 corrisponde a 80 mm circa e lo spessore del setto divenuto inefficace dopo 60 minuti è pari a $t_{ineff\ 60} = 15$ mm.

Lo spessore residuo t_{Fr} risulta, pertanto, la somma degli spessori a θ_1 (temperatura fino alla quale può essere utilizzata la resistenza a freddo della muratura) e a θ_2 (temperatura al di sopra della quale la muratura ha resistenza residua nulla):

$$t_{Fr} = t_{\theta_1} + t_{\theta_2} = (300 - 80) + (80 - 15) = 285 \text{ mm}$$

Di conseguenza, le superfici A_{θ_1} e A_{θ_2} risultano:

$$\begin{aligned} A_{\theta_1} &= t_{\theta_1} \times i = 22 \times 210 = 4620 \text{ cm}^2 \\ A_{\theta_2} &= t_{\theta_2} \times i = 6,5 \times 210 = 1365 \text{ cm}^2 \\ A_{\theta_1} + A_{\theta_2} &= 5985 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



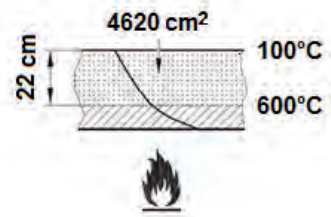
In definitiva, al di sotto dei 100°C la muratura può essere considerata interamente resistente, al di sopra dei 600°C la muratura non offre resistenza meccanica e che tra i 100°C ed i 600°C la muratura ha una resistenza intermedia. Tale resistenza intermedia, non essendo determinata dall'Eurocodice, viene considerata cautelativamente nulla secondo le indicazioni della citata Lettera Circolare DCPREV prot. n. 4638 del 5 aprile 2013 ($f_{d\theta_2} = 0$).

Pertanto si ottiene:

$$t_{Fr} = t_{\theta_1} = 300 - 80 = 220 \text{ mm}$$

e di conseguenza risulta:

$$\begin{aligned} A_{\theta_1} &= t_{\theta_1} \times i = 22 \times 210 = 4620 \text{ cm}^2 \\ A_{\theta_2} &= 0 \\ A_{\theta_1} + A_{\theta_2} &= 4620 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



1. Verifica della sezione muraria all'estremità inferiore del setto

Il valore del fattore di riduzione per snellezza ed eccentricità (alle estremità superiore od inferiore del muro), Φ , può essere calcolato (vedi punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1) secondo la relazione:

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{1,88}{30} = 0,87$$

dove:

- e_i è l'eccentricità totale dello sforzo assiale agente sulle sezioni di estremità del setto in esame, non essendoci carichi orizzontali ($e_{hm} = 0$), pari a:

$$e_i = e_{init} + e_{hm} + \frac{M_{(x)Ed}}{N_{Ed}} = 0,525 + 0 + \frac{8,00}{5,90} = 1,88 \text{ cm}$$

Tale valore (vedi punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1) deve risultare non inferiore al 5% dello spessore del setto (30 cm).

Si può quindi determinare il valore di $N_{Rd, f_{\theta_2}}$ (considerando nullo il contributo dell'area indebolita A_{θ_2}):

$$N_{Rd, f_{\theta_2}} = \Phi (f_{d\theta_1} A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} A_{\theta_2}) = \Phi f_{d\theta_1} A_{\theta_1} = 0,87 \times 340 \times 4620 \times 10^{-3} = 1367 \text{ kN}$$

da cui, considerando la reale larghezza del setto:

$$\frac{N_{Rd, f_{\theta_2}}}{i} = \frac{1367}{210} = 6,51 \text{ kN/cm} (> N_{Ed} = 5,90 \text{ kN/cm})$$

La verifica è positiva.

2. Verifica della sezione muraria a mezza altezza

L'eccentricità a mezza altezza del muro è data dalla relazione seguente (6.6 della norma UNI EN 1996-1-1):

$$e_{mk} = e_m + e_k \quad (\text{e deve risultare } \geq 0,05 t)$$

Calcolo del valore dell'eccentricità dovuta ai carichi e_m (vedi punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1):

$$e_m = e_{init} + e_{hm} + \frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,525 + 0 + \frac{M_{(x)Ed}}{N_{Ed} - (\rho \times \frac{h}{2} \times t)} = 0,525 + 0 + \frac{8,00}{5,90 - (10^{-5} \times \frac{315}{2} \times 30)} = 1,90 \text{ cm}$$

dove:

- M_{md} è il valore di progetto del momento flettente maggiore agente a metà dell'altezza della parete, risultante dai momenti agenti alle estremità superiore ed inferiore della parete, includendo qualsiasi carico applicato eccentricamente sulla superficie della parete;
- N_{md} è il valore di progetto del carico verticale a metà dell'altezza della parete; includendo qualsiasi carico applicato eccentricamente sulla superficie della parete.

Calcolo del valore dell'eccentricità dovuta alla deformazione viscosa e_k (vedi punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1):

$$e_k = 0,002 \times \Phi_{\infty} \times \frac{h_{ef} \times \sqrt{t} \times e_m}{t_{ef}} = 0,002 \times 0,90 \times \frac{236 \times \sqrt{30} \times 1,90}{30} = 0,1 \text{ cm}$$

Nel metodo di calcolo semplificato, l'eccentricità generata dalla variazione di temperatura ($e_{\Delta\theta}$) può assumersi pari a 0, quando il fuoco avvolge l'intero elemento strutturale; in caso contrario si può utilizzare la seguente relazione (punto C.2 dell'Appendice C della norma UNI EN 1996-1-2):

$$e_{\Delta\theta} = 1/8 \times h_{ef}^2 \times \frac{\alpha_t \times (\theta_2 - 20)}{t_{Fr}} = 1/8 \times 236^2 \times \frac{5,5 \times 10^{-6} \times (600 - 20)}{22} = 1,00 \text{ cm } (\leq h_{ef} / 20)$$

L'eccentricità totale a metà altezza vale pertanto:

$$e_{mk} = e_m + e_k + e_{\Delta\theta} = 3,1 \text{ cm}$$

Tale valore (vedi punto 6.1.2.2 della norma UNI EN 1996-1-1) deve risultare non inferiore al 5% dello spessore del setto (30 cm).

Al fine di determinare il fattore di riduzione, Φ_m , a metà altezza, che prende in considerazione la snellezza λ della parete e l'eccentricità del carico (per qualsiasi valore del modulo elastico E e della resistenza caratteristica a compressione della muratura non armata f_k) dall'Appendice G della norma UNI EN 1996-1-1) si calcolano i seguenti valori:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \times \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{236}{30} \times \sqrt{\frac{740}{740000}} = 0,25$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{3,1}{30} = 0,79$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \times \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,25 - 0,063}{0,73 - 1,17 \times \frac{3,1}{30}} = 0,31$$

e, infine:

$$\Phi_m = A_1 \times e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,79 \times e^{-\frac{0,31^2}{2}} = 1,01$$

Si può quindi determinare il valore di $N_{Rd, f_{\theta 2}}$ (considerando nullo il contributo dell'area indebolita $A_{\theta 2}$):

$$N_{Rd, f_{\theta 2}} = \Phi_m (f_{d\theta 1} A_{\theta 1} + f_{d\theta 2} A_{\theta 2}) = \Phi_m f_{d\theta 1} A_{\theta 1} = 1,01 \times 340 \times 4620 \times 10^{-3} = 1587 \text{ kN}$$

da cui, considerando la reale larghezza del setto:

$$\frac{N_{Rd,fi02}}{i} = \frac{1587}{210} = 7,55 \text{ kN/cm} (> N_{md} = 5,85 \text{ kN/cm})$$

Anche questa verifica è positiva e, pertanto, è possibile affermare che la muratura, esposta all'incendio standard, possiede una capacità di resistenza R60.

b) Valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco di una muratura di tamponamento

Ipotizziamo di voler verificare le prestazioni al fuoco di una muratura di tamponamento realizzata con blocchi di laterizio 25 x 20 x 25 (percentuale di foratura > 55%), alta 3,20 m, trattata con intonaco normale (sabbia e cemento).

Si fa riferimento al par. S.2.15.1 utilizzando la seguente tabella S.2-41.

Murature non portanti in blocchi di laterizio (requisiti E, I, M) (tab. S.2-37)

La tabella S.2-37 riporta i valori minimi (mm) dello spessore s di murature di blocchi di laterizio (escluso l'intonaco) esposte su un lato, sufficienti a garantire i requisiti EI o EI-M per le classi indicate, con le seguenti limitazioni:

- a) altezza della parete fra i due solai o distanza fra due elementi di irrigidimento con equivalente funzione di vincolo dei solai non superiore a 4 m;
- b) per i requisiti EI, presenza di 10 mm di intonaco su ambedue le facce ovvero 20 mm sulla sola faccia esposta al fuoco;
- c) per i requisiti EI-M, presenza di 10 mm di intonaco su ambedue le facce.

Classe	Blocco con percentuale di foratura > 55%		Blocco con percentuale di foratura ≤ 55 %	
	Intonaco normale	Intonaco protettivo antincendio	Intonaco normale	Intonaco protettivo antincendio
EI 30	s = 120	80	100	80
EI 60	s = 150	100	120	80
EI 90	s = 180	120	150	100
EI 120	s = 200	150	180	120
EI 180	s = 250	180	200	150
EI 240	s = 300	200	250	180
EI 120-M	s = 200	200	200	-
EI 180-M	s = 250	200	200	-
EI 240-M	s = 300	200	250	-

Intonaco normale: intonaco tipo sabbia e cemento, sabbia cemento e calce, sabbia calce e gesso e simili caratterizzato da una massa volumica compresa tra 1000 e 1400 kg/m³
 Intonaco protettivo antincendio: 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/m³

Nel caso in esame, dall'esame della tabella si ricava che, per lo spessore s di 20 cm (con la presenza dell'intonaco normale) si può assumere per la muratura di tamponamento la classe EI120.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di una muratura portante facente parte di un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è optato per la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco del setto murario mediante metodo analitico semplificato, di cui alla norma UNI EN 1996-1-2, Appendice C, e le prestazioni di resistenza al fuoco di un divisorio (non portante) utilizzando il metodo tabellare.

Le verifiche hanno consentito di dimostrare il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello III di resistenza al fuoco per il setto murario, pari a R60, e per la muratura di tamponamento una classe EI120.

❖ *Commento dei risultati*

Si osservi che il metodo dell'Appendice C dell'Eurocodice EN 1996-1-2 ricorda il metodo dell'isoterma a 500°C ed il metodo della sezione residua rispettivamente validi per il c.a. e per il legno.

Come già evidenziato nell'esempio, la Lettera Circolare DCPREV prot. n. 4638 del 5 aprile 2013 consente l'impiego del metodo a condizione di annullare la resistenza meccanica del materiale presente nella zona a temperatura intermedia.

Tale semplificazione potrà essere superata all'esito di nuovi test sperimentali che, si auspica, possano essere condotti in futuro.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

La messe di dati a disposizione per la progettazione analitica a caldo di murature portanti è notoriamente carente.

Si segnala la necessità di promuovere maggiore impulso alla ricerca di settore per la definizione delle proprietà meccaniche a caldo delle murature.

Fino a quando ciò non sarà fatto, non potranno che impiegarsi i dati presenti nell'Eurocodice EN 1996-1-2, operando per analogia ed in forma cautelativa.

Si segnala, in ultimo, la pubblicazione del metodo VVF per la verifica analitica semplificata di volte in muratura in condizioni di incendio (http://www.vigilfuoco.it/asp/download_file.aspx?id=19616).

Tale metodo estende la metodologia semplificata di cui all'appendice C dell'Eurocodice 6 parte fuoco.

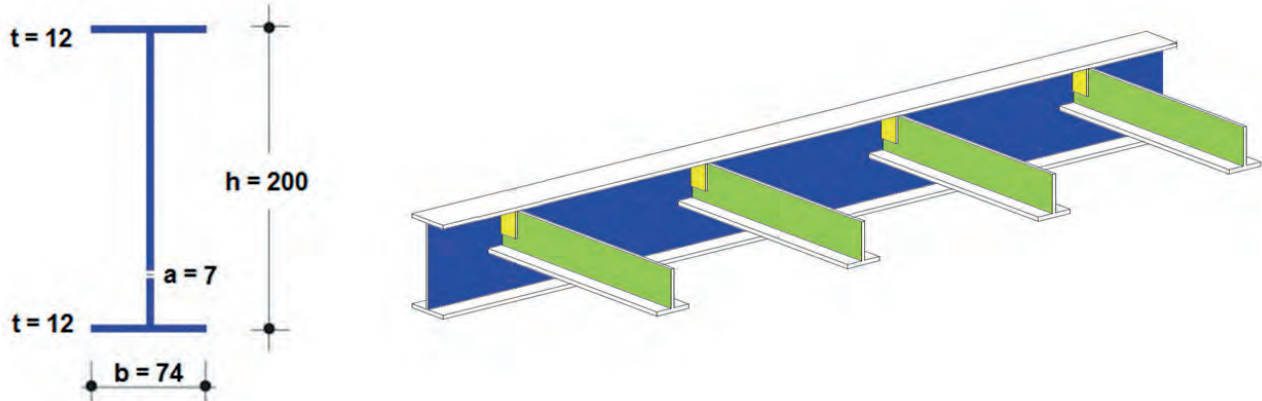
Caso studio 8: resistenza al fuoco di una trave portante in alluminio

Descrizione

Ci si propone di effettuare lo studio, eseguendo una valutazione analitica, della resistenza al fuoco di una trave in alluminio secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14 ed al par. S.2.8.3.

La trave oggetto dello studio è un profilo in lega di alluminio EN AW-6082; trattamento T6 (vedi disegno) e costituisce elemento portante della struttura di copertura di un deposito di concimi chimici ove ne risulta collocato un quantitativo per un totale stimato pari a circa 53000 kg.

La struttura portante della copertura è composta dalle travi principali a doppio T, oggetto dello studio, ($l_c = 4,00$ m e $i = 2,00$ m) e da travi secondarie a T, disposte ortogonalmente ($l_c = 2,00$ m e $i = 1,00$ m).

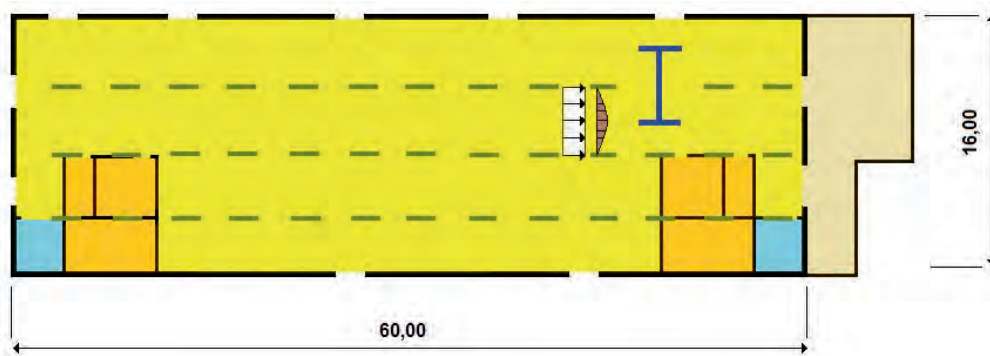


SEZIONE DEL PROFILO IN LEGA DI ALLUMINIO EN AW-6082 (T6) E SCHEMA STRUTTURALE DEL SOLAIO DI COPERTURA

Il deposito è ad un solo piano fuori terra, di altezza pari a 5,00 m, con una superficie lorda di 960 m²; esso è situato in una località a 500 m sopra il livello del mare.

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del deposito	$l = 60$ m; $L = 16$ m; $H = 5,00$ m ($A = 960$ m ²)
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in alluminio
Sollecitazioni strutturali della trave nella sezione maggiormente sollecitata, derivanti dall'applicazione della combinazione di carico eccezionale	$M_g = 18,0$ kNm
	$M_q = 2,0$ kNm



Schema planimetrico del deposito

Quantità di materiale combustibile	Vedi specifica per la determinazione del carico d'incendio
Compartimenti antincendio	Unico compartimento; l'edificio risulta peraltro separato da un'altra attività soggetta ai controlli di prevenzione incendi. Livello II di prestazione (par. S.3.2.1 e par. S.3.4.1)
Numero addetti	6 (non è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Uscite di piano	11 aventi $L = 3,50$ m; $h = 2,35$ m (par. S.4.8.3)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 46.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Depositi di fitofarmaci e/o di concimi chimici a base di nitrati e/o fosfati con quantitativi in massa superiori a 50.000 kg".

Obiettivi dello studio

Si vuole verificare se, adottando una soluzione progettuale conforme, per conseguire il valore di resistenza al fuoco previsto dal par. S.2.4.2, risulta necessario proteggere la trave in questione con un idoneo spessore di materiale protettivo.

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = A2$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	II (vedi anche par. S.2.8.3 ¹⁹)
	$R_{beni} = 1$		

La stima del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) ed il conseguente calcolo delle classe minima di resistenza al fuoco sono determinati in relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel magazzino; in via approssimativa, il valore del carico di incendio specifico q_f è risultato pari a 526,6 MJ/m² (vedi par. S.2.9):

Compartimento deposito	Superficie in pianta lorda A (1) (m ²)	Materiale combustibile	m_i	Ψ_i	Quantità	u.m.	Potere calor. inf. H_i (MJ/kg)	u.m.	Carico d'incendio $q = \sum g_i H_i m_i \Psi_i$ (MJ)	Carico d'incendio specifico $q_f = q / A$ (MJ/m ²)	(kg _{eq} /m ²)
	960	concimi chimici	1	1	53.000	kg	11,50	MJ/kg	11.040		
		materiali plastici	1	1	8.500	kg	35,00	MJ/kg	297.500		
		arredi e materiale cartaceo	0,8	1	1.500	kg	18,48	MJ/kg	22.176		
		componenti impianti tecnologici (2)	1	1	3.800	kg	46,00	MJ/kg	174.800		
							totale		505.516	526,6	28,5

Note:

- 1 Nel caso di distribuzione non uniforme del carico di incendio è l'area in cui è concentrato il materiale combustibile;
- 2 Si consideri che la quantità di plastica è circa il 70% del peso complessivo dei componenti elettrici immagazzinati (cavi e componenti vari per impianti elettrici), che per la rimanente parte sono incombustibili.

¹⁹ Attesa la ridotta resistenza al fuoco delle strutture "vulnerabili in condizioni di incendio" (es.: strutture in lega di alluminio) di cui al comma 1 del par. S.2.8.3, esse si ritengono preferibilmente idonee solo per costruzioni per le quali sono richiesti i livelli di prestazione I o II.

Pertanto, il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a:

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 526,6 \times 1,20 \times 1,00 \times 0,69 = 435,1 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,20$ ($A = 960 \text{ m}^2$);
- $\delta_{q2} = 1,00$ (Classe di rischio II - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n7} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,90 \times 0,85 = 0,69$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 30 (vedi par. S.2.4.2)²⁰.

Non essendo previste nel par. S.2.15 le tabelle inerenti gli elementi strutturali in alluminio, che consentirebbero una valutazione della resistenza al fuoco della trave in alluminio *tabellare*, occorrerà effettuare una valutazione mediante *calcoli analitici*, secondo le prescrizioni contenute al par. S.2.14.

²⁰ La classe minima di resistenza al fuoco deve essere pari almeno a 30 o inferiore, qualora consentita dal livello di prestazione III per il carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ del compartimento in esame.

Elementi strutturali in alluminio non protetti

Si farà riferimento alla norma UNI EN 1999-1-2 "Eurocodice 9. Progettazione delle strutture di alluminio. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

In analogia alla trattazione prevista per le strutture in acciaio (norma UNI EN 1993-1-2), è possibile determinare la capacità portante posseduta da un elemento strutturale in alluminio, sottoposto all'azione termica dell'incendio, rappresentato con una curva temperatura - tempo.

Laddove all'elemento strutturale di alluminio, adottando una soluzione progettuale conforme, si voglia attribuire un valore della classe di resistenza al fuoco, si deve utilizzare, di norma, la curva nominale d'incendio standard di cui al par. S.2.7.

Le ipotesi relative al comportamento delle leghe di alluminio sono caratterizzate da un comportamento elastico non lineare; per tale motivo non è possibile definire una tensione di snervamento come accade per l'acciaio.

Il parametro fondamentale utilizzato, in luogo della tensione di snervamento, è la tensione in corrispondenza di una deformazione residua dello 0,2% (f_y (20 °C)).

Il legame elasto-plastico (vedi diagramma seguente), da utilizzare per i modelli di calcolo semplificati, è pertanto definito dai parametri $f_{0,2,T}$, E_T e $\epsilon_{u,T}$

dove:

- $f_{0,2,T}$ è la tensione convenzionale di snervamento alla temperatura T $f_y(T)$;
- E_T è il modulo di elasticità alla temperatura T;
- $\epsilon_{u,T}$ è la deformazione a rottura alla temperatura T.

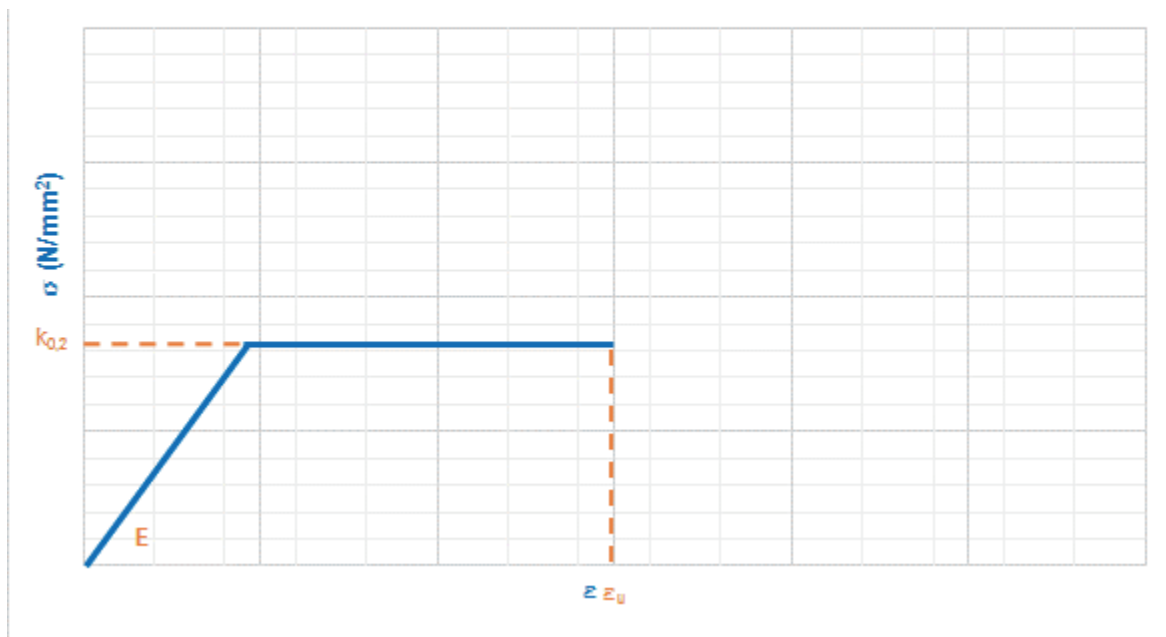


DIAGRAMMA LEGAME ELASTO-PLASTICO DELL'ALLUMINIO

Per la tensione convenzionale di snervamento si introduce il coefficiente riduttivo $k_{0,2}$:

$$f_y(T) = f_{0,2,T} = f_y(20\text{ °C}) \times k_{0,2,T}$$

dove $f_y(20\text{ °C})$ rappresenta la tensione convenzionale di snervamento a freddo.

La variazione del coefficiente di riduzione $k_{0,2,T}$ con la temperatura, per alcune leghe di alluminio, è fornita dalla tabella 1a di cui al punto 3.2.1 della norma UNI EN 1999-1-2:

Variazione del coefficiente di riduzione della tensione convenzionale di snervamento $k_{0,2,T}$									
Legha	Trattamento	Temperatura nell'alluminio T_{al}							
		20	100	150	200	250	300	350	550
EN AW-3004	H34	1,00	1,00	0,98	0,57	0,31	0,19	0,13	0,00
EN AW-5005	O	1,00	1,00	1,00	1,00	0,82	0,58	0,39	0,00
EN AW-5005	H14 ¹⁾	1,00	0,93	0,87	0,66	0,37	0,19	0,10	0,00
EN AW-5052	H34 ²⁾	1,00	1,00	0,92	0,52	0,29	0,20	0,12	0,00
EN AW-5083	O	1,00	1,00	0,98	0,90	0,75	0,40	0,22	0,00
EN AW-5083	H12 ³⁾	1,00	1,00	0,80	0,60	0,31	0,16	0,10	0,00
EN AW-5454	O	1,00	1,00	0,96	0,88	0,50	0,32	0,21	0,00
EN AW-5454	H34	1,00	1,00	0,85	0,58	0,34	0,24	0,15	0,00
EN AW-6061	T6	1,00	0,95	0,91	0,79	0,55	0,31	0,10	0,00
EN AW-6063	T5	1,00	0,92	0,87	0,76	0,49	0,29	0,14	0,00
EN AW-6063	T6 ⁴⁾	1,00	0,91	0,84	0,71	0,38	0,19	0,09	0,00
EN AW-6082	T4 ⁵⁾	1,00	1,00	0,84	0,77	0,77	0,34	0,19	0,00
EN AW-6082	T6	1,00	1,00	0,79	0,65	0,38	0,20	0,11	0,00

I valori possono essere applicati anche per processi H24/H34/H12/H32
 I valori possono essere applicati anche per processi H12/H22/H32
 I valori possono essere applicati anche per processi H22/H32
 I valori possono essere applicati anche per leghe EN AW-6060 sottoposte a trattamento termico di tipo T6 e T66
 I valori non contemplano l'incremento di resistenza dovuto ad effetti di invecchiamento. È raccomandabile ignorare tali effetti.

TABELLA 1A - RAPPORTI DI RESISTENZA CONVENZIONALE AL LIMITE ELASTICO $K_{0,T}$ PER LEGHE DI ALLUMINIO AD ELEVATE TEMPERATURE CON PERIODO DI ESPOSIZIONE FINO A 2 ORE

Graficamente, tale variazione è rappresentata nei diagrammi seguenti (figg. 2a e 2b di cui punto 3.2.1 della norma UNI EN 1999-1-2):

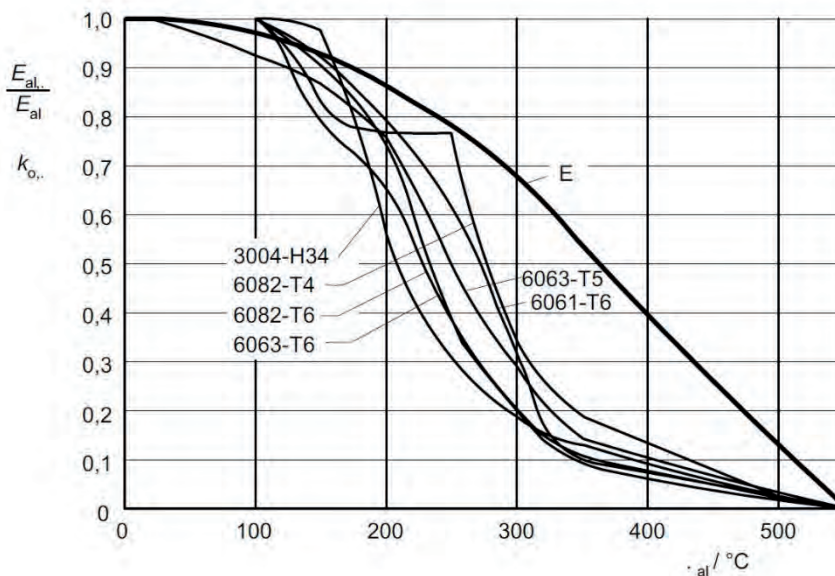


FIG. 2A - RAPPORTO DI RESISTENZA CONVENZIONALE ALLO 0.2% $K_{0,T}$ E RAPPORTO $E = E_{AL,T}/E_{AL}$ PER LEGHE DI ALLUMINIO SOGGETTE FINO A 2 ORE DI ESPOSIZIONE TERMICA A TEMPERATURE ELEVATE $T/°C$ (LEGHE SERIE 6XXX E LEGA EN-AW 3004 DELLA TABELLA 1)

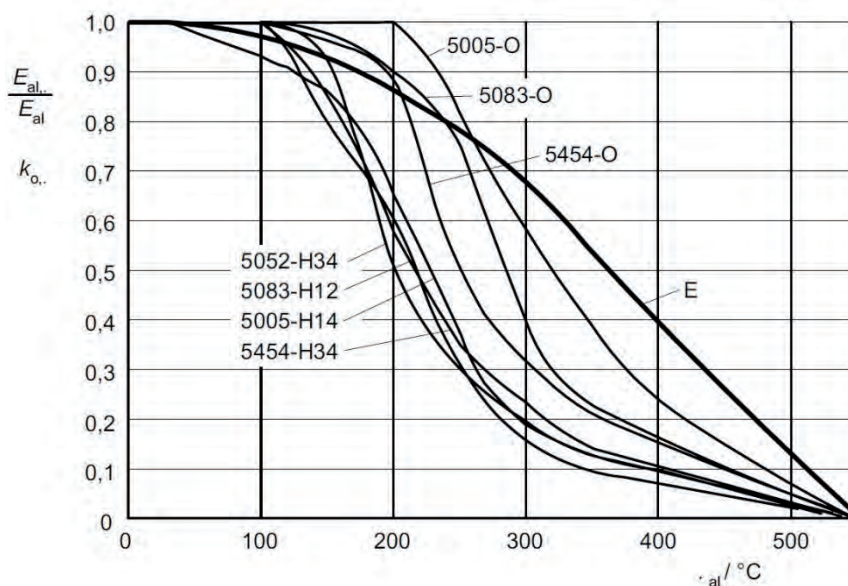


FIG. 2B - RAPPORTO DI RESISTENZA CONVENZIONALE ALLO 0.2% $K_{0,T}$ E RAPPORTO $E = E_{AL,T}/E_{AL}$ PER LEGHE DI ALLUMINIO SOGGETTE FINO A 2 ORE DI ESPOSIZIONE TERMICA A TEMPERATURE ELEVATE $T/°C$ (LEGHE SERIE 5XXX DELLA TABELLA 1)

È possibile osservare che l'alluminio, alla temperatura di circa 250°C, dimezza la propria tensione di snervamento.

Per quanto riguarda il modulo di elasticità E_T la variazione con la temperatura è riportata, in forma tabellare, nella tabella 2 e, in forma grafica, nelle citate figg. 2a e 2b di cui punto 3.2.1 della norma UNI EN 1999-1-2.

Temperatura lega di alluminio (°C)	Modulo di elasticità $E_{al,T}$ (N/mm ²)
20	70000
50	69300
100	67900
150	65100
200	60200
250	54600
300	47600
350	37800
400	28000
550	0

Variazione della temperatura nell'elemento strutturale in funzione del tempo di esposizione al fuoco:

Come già osservato per le strutture in acciaio, l'analisi termica delle strutture metalliche risulta fondamentale per la verifica della resistenza al fuoco delle stesse.

Tale analisi permette, infatti, di definire l'andamento istantaneo della temperatura nelle sezioni trasversali del materiale e la relativa resistenza, causata dal degradamento delle proprietà meccaniche dello stesso.

Fondamento dell'analisi termica delle strutture metalliche è l'uniformità della distribuzione delle temperature nelle sezioni trasversali.

Tale ipotesi si basa sulla considerazione che si deve tener conto che gli spessori dei materiali metallici risultano generalmente assai inferiori rispetto ad altri di diversa natura.

Inoltre, i materiali metallici, quali l'alluminio, sono caratterizzati da una conducibilità termica molto più elevata rispetto ad altri materiali, ad esempio quelli lapidei.

Nell'ipotesi di distribuzione di temperatura uniforme equivalente nella sezione trasversale, negli elementi *privi di protezione* dal fuoco, l'incremento di temperatura ΔT nell'intervallo di tempo Δt può essere determinato mediante la relazione fornita al punto 4.2.3.1 della norma UNI EN 1999-1-2:

$$\Delta T = k_{sh} \times \frac{1}{c_{al} \times \rho_{al}} \times \frac{A_m}{V} \times h_{net} \times \Delta t$$

dove:

- ΔT , in °C, individua l'aumento di temperatura dell'elemento di alluminio, *privo di protezione*, nell'intervallo di tempo Δt di esposizione all'incendio, espresso in secondi; tale intervallo deve essere inferiore a 5 s, per un'accettabile valutazione dei risultati;
- k_{sh} è il fattore di correzione relativo all'effetto ombra (vedi punto 4.3.4.2.2(4) della citata norma);
- c_{al} è il calore specifico delle leghe di alluminio, vedi punto 3.3.1.2 (J/kg°C);
- ρ_{al} è la massa specifica dell'alluminio (2700 kg/m³);
- A_m/V è il fattore di sezione per membrature di alluminio non protette, essendo A_m l'area della superficie esposta della membratura per unità di lunghezza (m²/m) e V il volume della membratura per unità di lunghezza (m³/m); nell'espressione il valore del fattore di sezione A_m/V non va assunto inferiore a 10 m⁻¹;
- h_{net} , in W/m², è il valore di progetto del flusso termico netto per unità di area secondo la norma UNI EN 1991-1-2:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

con:

- $h_{net,c} = \alpha_c (T_g - T)$ è il flusso termico netto convettivo;
- $h_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \times [(T_g + 273)^4 - (T + 273)^4]$ è il flusso termico netto radiativo.

dove:

- α_c è il coefficiente di scambio del calore per convezione (considerato pari a 25 W/m²°C);
- ε_m è l'emissività della superficie dell'elemento di alluminio ($\varepsilon_m = 0,7$ per superfici pulite e libere e $\varepsilon_m = 0,3$ per superfici verniciate e ricoperte, per esempio fuliginose);
- ε_f è l'emissività dei gas di combustione ($\varepsilon_f = 1$);
- $\varepsilon_{ris} = \varepsilon_m \times \varepsilon_f$ è l'emissività risultante.

Per sezioni a doppio T, soggette ad azioni di incendio nominali, tale fattore può essere determinato come:

$$k_{sh} = 0,9 \times \frac{(A_m/V)_b}{(A_m/V)}$$

dove $(A_m/V)_b$ è il valore del fattore di sezione per elementi scatolari.

In tutti gli altri casi, ad esempio per sezioni trasversali con forma convessa (sezioni cave circolari o rettangolari) completamente protetta al fuoco, l'effetto ombra ha influenza insignificante e di conseguenza il fattore di correzione k_{sh} può essere assunto pari all'unità, a vantaggio della sicurezza.

Per il calcolo dell'area della superficie esposta della membratura, A_m , non vanno considerate scanalature nella superficie con larghezza minore di 20 mm (vedi fig. 7 di cui al punto 4.2.3.1 della norma UNI EN 1999-1-2).

Alcune espressioni per calcolare i valori di progetto del fattore di sezione A_m/V per membrature di alluminio non protette sono fornite nella tabella 3 al medesimo punto 4.2.3.1 della norma UNI EN 1999-1-2.

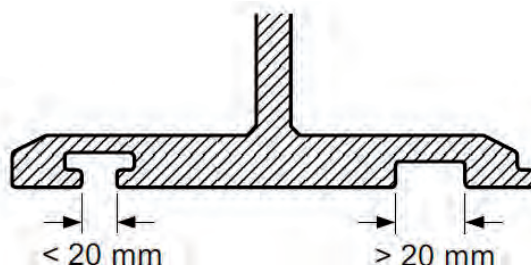


FIG. 7 - ESEMPI DI SCANALATURE NELLA SEZIONE TRASVERSALE DI UN PROFILO CON LARGHEZZA <20 MM E >20 MM

Riduzione con la temperatura della tensione di snervamento dell'alluminio e determinazione della temperatura critica T_{cr} dell'elemento strutturale in relazione all'azione di progetto:

Il profilo in questione, soggetto a flessione, è classificabile come sezione di classe 1 (vedi per. 6.1.4 della norma UNI EN 1999-1-1); pertanto, esso è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica.

Si utilizza il metodo della temperatura critica che presuppone la conoscenza del coefficiente di utilizzazione μ_0 :

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0}$$

dove:

- $E_{fi,d}$ è la sollecitazione indotta dall'azione di progetto, in caso d'incendio, ipotizzata costante nel tempo che, per una sollecitazione di flessione, viene rappresentata dal momento flettente M'_c di progetto;
- $R_{fi,d,0}$ è la resistenza di progetto in caso d'incendio calcolata per l'istante iniziale ($t = 0$), coincidente con il valore del momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso, adottando un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,fi}$ per le proprietà meccaniche dell'alluminio pari ad 1.

La sezione raggiungerà il punto critico allorché l'effetto dei carichi $E_{fi,d}$ sarà pari alla resistenza di progetto alla temperatura T raggiunta ($R_{fi,d,T}$); in tale situazione si avrà:

$$\mu_0 \times R_{fi,d,0} = R_{fi,d,T}$$

Volendo esprimere le resistenze, *a freddo* e *a caldo*, in funzione della tensione di snervamento f_y (20 °C) e f_y (T) introducendo un coefficiente (z) funzione della sezione e del tipo di meccanismo di collasso ipotizzato (per la sollecitazione di flessione z rappresenta il "guadagno plastico"), si ottiene:

$$\mu_0 \times f_y (20 \text{ °C}) \times z = f_y (T) \times z$$

E, quindi, la condizione di collasso della sezione diventa:

$$f_y(T) / f_y(20\text{ °C}) = \mu_0$$

ed essendo:

$$f_y(T) = k \times f_y(20\text{ °C})$$

dove k è il coefficiente di riduzione introdotto dagli Eurocodici, si ha, infine: $k = \mu_0$

La temperatura critica T_{cr} è quella in corrispondenza della quale, per un assegnato livello di carico, ci si aspetta il collasso di una membratura in lega di alluminio, soggetta ad una distribuzione uniforme della temperatura.

Per l'acciaio (vedi caso studio 3), la temperatura critica T_{cr} , in °C, per valori di μ_0 non inferiori a 0,013, può determinarsi, nell'ipotesi di temperatura uniforme nella sezione, avvalendosi della seguente relazione:

$$T_{cr} = 39,19 \times \ln \left[\left(\frac{1}{0,9674 \times \mu_0^{3,833}} - 1 \right) \right] + 482$$

Per le leghe di alluminio si utilizza un'analoga relazione, funzione dei coefficienti A, B, C e D caratteristici dei materiali²¹:

$$T_{cr} = A \times \ln \left[\left(\frac{1}{C \times \mu_0^D} - 1 \right) \right] + B$$

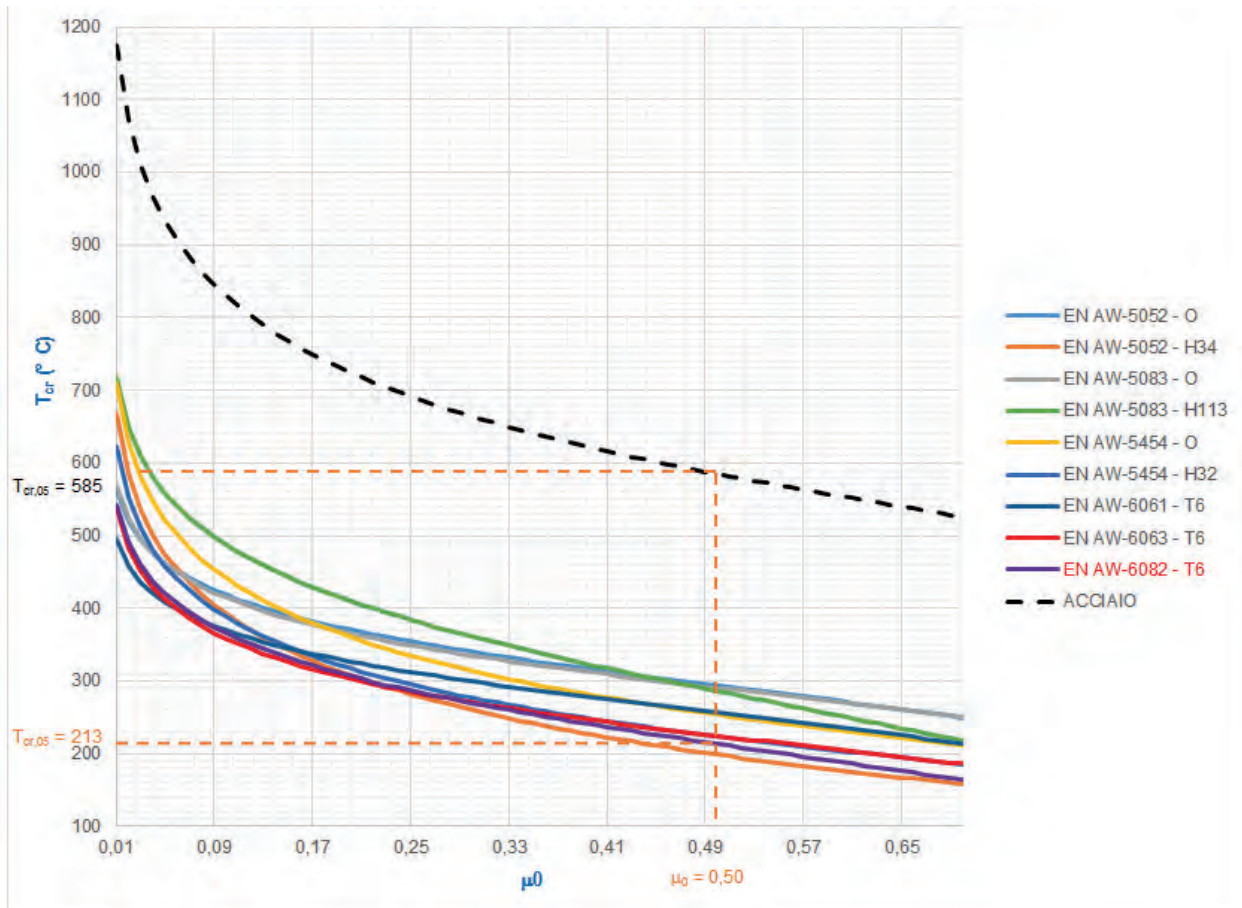
Si riportano di seguito i valori dei quattro coefficienti A, B, C e D per l'interpolazione dei valori forniti dall'Eurocodice:

Lega	Trattamento	C	D	A	B
EN AW-5052	O	0,983	1,200	51,207	278,862
EN AW-5052	H34	0,999	19,317	6,204	115,696
EN AW-5083	O	0,988	1,588	42,220	260,447
EN AW-5083	H113	0,881	1,000	95,965	262,913
EN AW-5454	O	0,986	4,869	23,807	173,870
EN AW-5454	H32	0,974	4,477	22,677	154,099
EN AW-6061	T6	0,971	1,000	52,132	253,115
EN AW-6063	T6	0,947	2,104	36,828	178,120
EN AW-6082	T6	0,828	1,000	73,976	187,663

La relazione numerica valida per la lega di alluminio EN AW-6082 (T6) oggetto dello studio è la seguente:

$$T_{cr} = 73,976 \times \ln \left[\left(\frac{1}{0,828 \times \mu_0^{1,000}} - 1 \right) \right] + 187,663$$

²¹ Fire Resistance of Metal Structures - 43° Corso Ispettori Antincendi International Fire-Fighters' Wworkshop fire service college - Moreton in Marsh-UK 30th September – 2th October 2003 - I.A. Luca Ponticelli



TEMPERATURA CRITICA DI ALCUNE LEGHE DI ALLUMINIO IN FUNZIONE DEL GRADO DI UTILIZZAZIONE DELL'ELEMENTO

Nel diagramma precedente, osservando la temperatura critica in corrispondenza del fattore di utilizzazione μ_0 di 0,5 ($T_{cr,0.5}$) per le leghe di alluminio considerate, si osserva che essa varia da un valore minimo di 199 °C ad un massimo di 294 °C; per la lega in esame si ha $T_{cr,0.5} = 213$ °C.

Si osserva, quindi, la temperatura critica $T_{cr,0.5}$ delle leghe di alluminio vale circa 250 °C, ovvero mediamente 2,3 volte meno dell'acciaio (585 °C).

Parimenti, la resistenza al fuoco di una struttura in lega di alluminio, in termini di tempo, è circa la metà rispetto ad un'analoga struttura in acciaio.

Analisi dei carichi e determinazione dell'azione di progetto

- carichi permanenti strutturali $g_1 = 1,80$ kN/m²
- carichi permanenti non strutturali $g_2 = 2,70$ kN/m²
- sovraccarico accidentale di esercizio (manutenzione) $q = 0,50$ kN/m²

Essendo:

$$M_g = 1/8 \times 4,50 \times 2,00 \times 4,00^2 = 18,0 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \times 0,50 \times 2,00 \times 4,00^2 = 2,0 \text{ kNm}$$

Nel caso in esame, in caso d'incendio, il momento flettente M'_c di progetto, in conformità al d.m. 17 gennaio 2018, al d.m. 31 luglio 2012 e alla norma UNI EN 1999-1-2, è pari a:

$$M'_c = M_g + \psi_{2,i} \times M_{q_i} = 18,0 + 0,3 \times 2,0 = 18,6 \text{ kNm}$$

Il momento flettente resistente M'_R allo stato limite ultimo di collasso, calcolato per l'istante iniziale (per $t = 0$; $k = 1$), in caso d'incendio, è pari a:

$$M'_R = W_{x,pl,as} \times f_y(20 \text{ °C}) / \gamma_{M,fi} = 221 \cdot 10^{-6} \times 255 \cdot 10^6 / 1 \times 10^3 = 56,4 \text{ kNm}$$

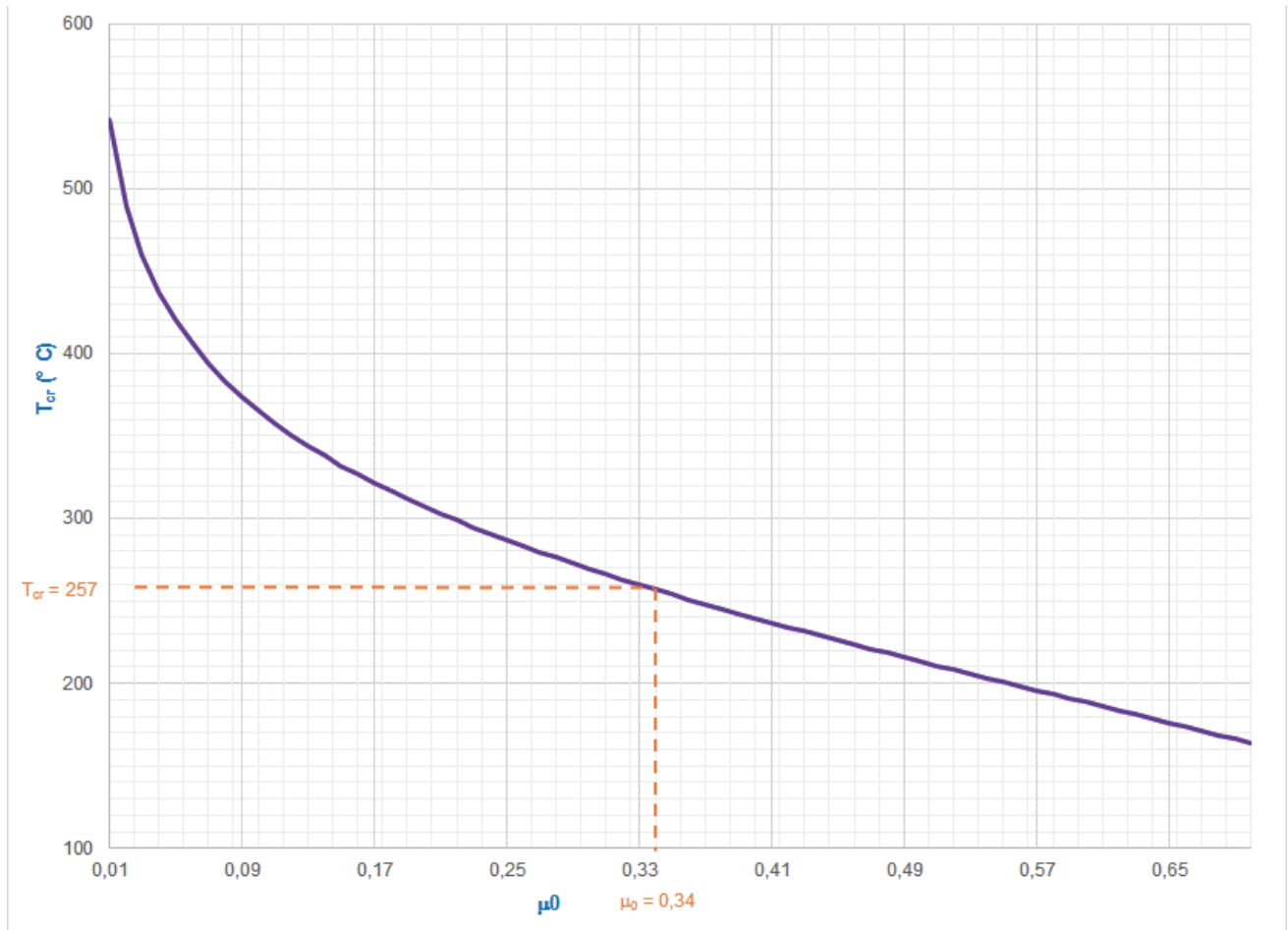
dove:

- $W_{x,pl,as}$ è il modulo di resistenza plastico della trave, pari a 221 cm^3 ;
- $f_y (20 \text{ °C})$ è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio a freddo, pari a 255 N/mm^2 ;
- $\gamma_{M,fi}$ è pari a 1.

Il grado μ_0 di utilizzazione dell'alluminio risulta pari a:

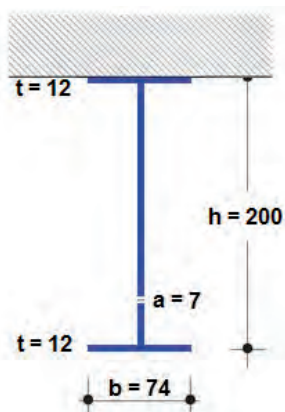
$$\mu_0 = M'c / M'_R = 18,6 / 56,4 = 0,34$$

In corrispondenza di tale valore di μ_0 si ottiene una temperatura critica T_{cr} per la trave pari a circa 257 °C .



TEMPERATURA CRITICA DELLA TRAVE SU CUI AGISCE UN MOMENTO FLETTENTE DI PROGETTO $M'c = 18,6 \text{ kNm}$

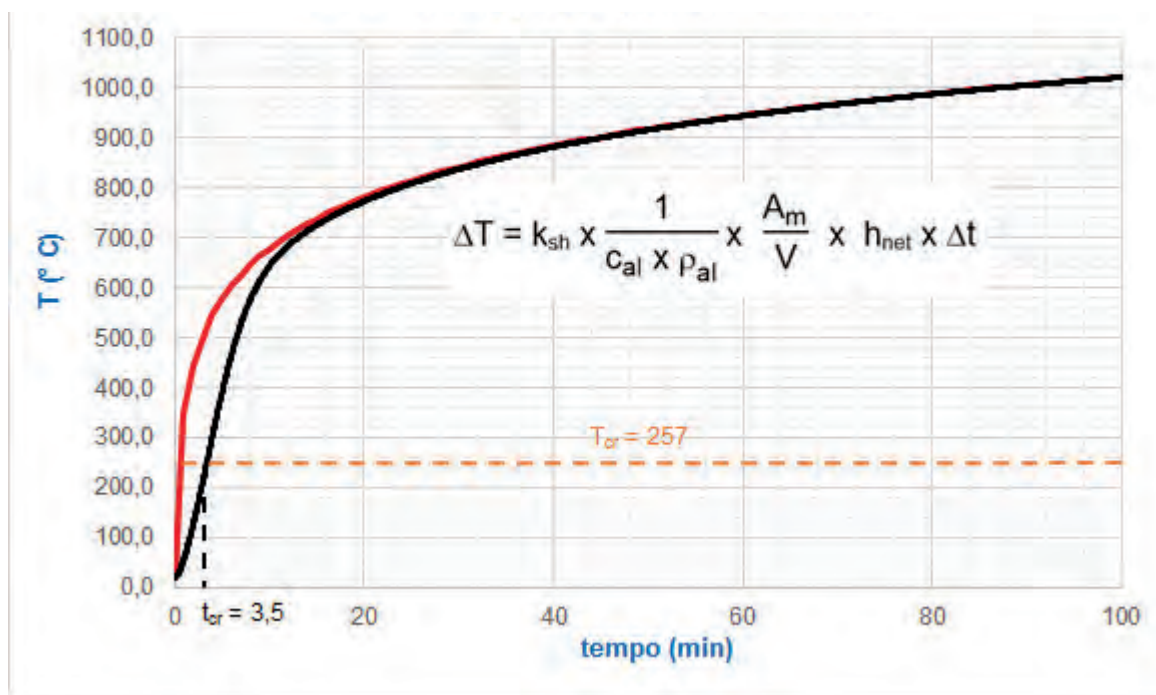
La trave in esame, attualmente priva di protezione dal fuoco, fa parte della struttura portante di copertura del deposito e, ipotizzando che l'esposizione al fuoco avvenga su tre lati, presenta un valore del fattore di sezione A_m/V (vedi tabella 3 al punto 4.2.3.1 della norma UNI EN 1999-1-2) pari a:



$$A_m/V = \frac{2h + 3b - 2a}{A_{\text{sezione}}} \times 1000 = \frac{400 + 222 - 14}{3008} \times 1000 = 202 \text{ m}^{-1}$$

Si ipotizza di assumere per il calore specifico della lega di alluminio un valore c_{al} pari a $1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ e si considera di porre, a favore della sicurezza, il fattore di correzione relativo all'effetto ombra k_{sh} pari a 1.

I calcoli, eseguiti con un incremento temporale Δt di 2 s, per la determinazione dell'intervallo di tempo necessario alla trave per raggiungere la temperatura critica $T_{cr} = 257 \text{ }^\circ\text{C}$ riportano:



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE (LEGA DI ALLUMINIO EN AW-6082 (T6))
PRIVA DI PROTEZIONE DAL FUOCO

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della trave, priva di protezione dal fuoco, sulla quale agisce un momento flettente M^c di progetto pari a $18,6 \text{ kNm}$, esposta alla curva nominale d'incendio standard ISO 834 (curva rossa).

Dall'esame del diagramma si rileva che la temperatura critica di $257 \text{ }^\circ\text{C}$ viene raggiunta dopo circa 3,5 minuti.

Si segnala che dopo 30 minuti di esposizione alla curva nominale d'incendio standard la temperatura della trave aumenta ben oltre la T_{cr} e, pertanto, la medesima non possiede capacità portante pari a R 30 e non è in grado di soddisfare una soluzione progettuale conforme.

Il risultato esposto, ampiamente preventivabile in virtù della alta conducibilità termica del materiale e del cimento termico gravoso derivante dalla curva ISO 834, porta alla considerazione che le strutture in lega di alluminio presentano una scarsa resistenza al fuoco standard se non opportunamente protette dall'incendio.

In base ai riscontri ottenuti in esito alla valutazione analitica di resistenza al fuoco, occorre proteggere la trave mediante un idoneo spessore protettivo.

La nota al punto 3.3.2 dell'Eurocodice EN 1999-1-2, pur ammettendo l'assenza di norme europee per la certificazione di protettivi applicati ad elementi strutturali in lega di alluminio, richiama la norma EN 13381-4 quale utile riferimento per la conduzione di test ad hoc. In tale ipotesi è formulato il seguente esempio applicativo.

Elementi strutturali in alluminio protetti

In maniera analoga a quanto visto per l'acciaio (vedi caso studio 3), per determinare la variazione della temperatura T, in funzione del tempo t di esposizione all'incendio nell'elemento strutturale di alluminio, *protetto* dal fuoco, occorre procedere, analogamente a quanto esposto al paragrafo precedente, risolvendo le equazioni del transitorio termico, all'interno dello strato protettivo, ipotizzando che la temperatura superficiale del protettivo sia pari a quella del gas (norma EN 13381-4):

$$\Delta T = \frac{\lambda_p}{d_p \times \rho_{al} \times c_{al}} \times \frac{A_p}{V} \times \frac{(T_g - T)}{\left(1 - \frac{\Phi}{3}\right)} \times \Delta T - (e^{\Phi/10} - 1) \times \Delta T_{g,t}$$

dove:

- ΔT , in °C, individua l'aumento di temperatura dell'elemento di alluminio, *protetto*, nell'intervallo di tempo ΔT di esposizione all'incendio, espresso in secondi; tale intervallo deve essere inferiore a 30 s, per un'accettabile valutazione dei risultati;
- T_g è la temperatura, in °C, dei gas nel comparto al tempo t; è rappresentata con la nota curva nominale d'incendio standard (ISO 834);
- $\Delta T_{g,t}$ è l'incremento della temperatura dei gas nell'intervallo di tempo da t a t+ Δt (°C);
- ρ_{al} è la massa volumica dell'alluminio in condizioni d'incendio (pari a 2700 kg/m³);
- c_{al} è il calore specifico dell'alluminio in condizioni d'incendio, vedi punto 3.3.1.2 (J/kg °C);
- d_p = spessore del materiale protettivo in m;
- ρ_p = densità del materiale protettivo in kg/m³;
- c_p = calore specifico del materiale protettivo, costante con la temperatura in J/kg °C;
- λ_p è la conduttività termica del materiale protettivo in W/m °C;
- A_p/V è il fattore di sezione dell'elemento strutturale protetto, in m⁻¹, dato dal rapporto tra la superficie interna di contatto dell'elemento ed il volume dello stesso;
- $\Phi = \frac{\rho_p \times c_p}{\rho_{al} \times c_{al}} \times d_p \times \frac{A_p}{V}$

È possibile una semplificazione trascurando il calore specifico del protettivo ($c_p = 0$) ottenendo $\Phi = 0$ con, a questo punto, l'equazione risultante che appare del tutto simile a quella esaminata per gli elementi non protetti:

$$\Delta T = \frac{\lambda_p}{d_p \times \rho_{al} \times c_{al}} \times \frac{A_p}{V} \times (T_g - T) \times \Delta T = \frac{k_p}{\rho_{al} \times c_{al}} \times (T_g - T) \times \Delta T$$

con:

- $k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V}$ (W/m³°C)

Si ipotizza di proteggere la trave mediante l'applicazione di un intonaco termoisolante, le cui prestazioni sono valutate mediante la conduzione di test eseguiti secondo la norma EN 13381-4.

Applicazione di intonaco isolante leggero premiscelato a base di gesso e vermiculite al fine di garantire un'adeguata protezione passiva dal fuoco R30 della trave in alluminio

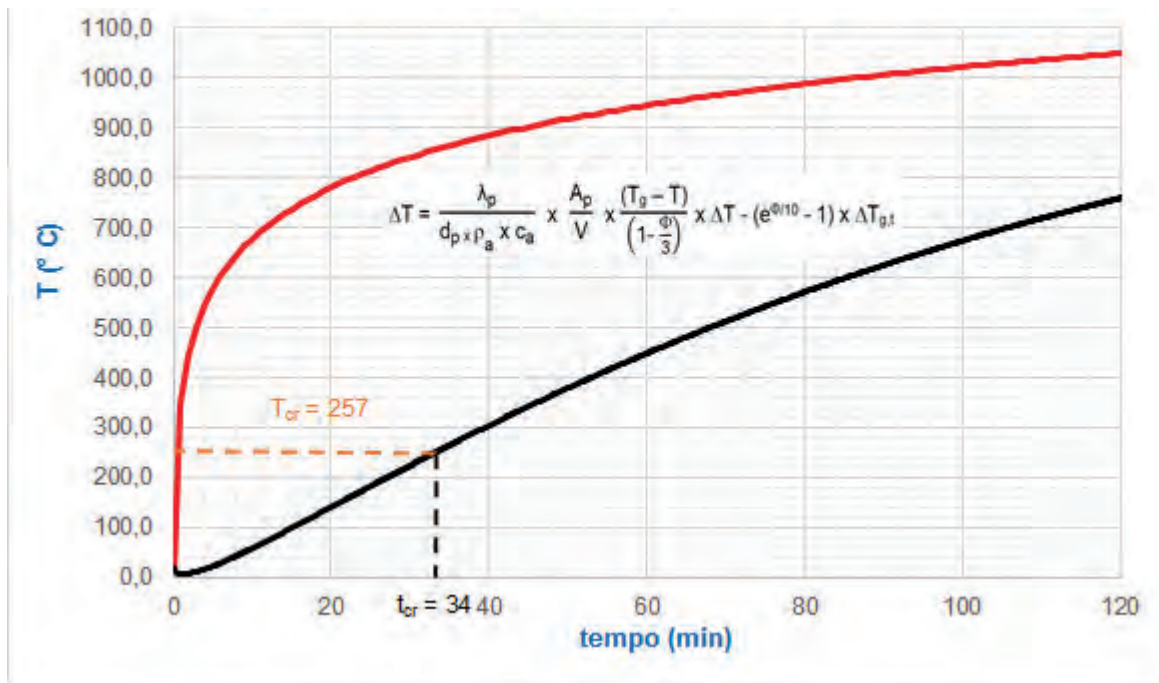
Intonaco premiscelato leggero termoisolante (in base a test eseguiti con la norma EN 13381-4)				
Reazione al fuoco	c_p (J/kg °C)	d_p (m)	ρ_p (kg/m ³)	λ_p (W/m°C)
A1	1000	0,020	300	0,07

Per la trave in esame si ipotizza un rivestimento con intonaco pari a 20 mm; il fattore di sezione A_p/V è pari a 202 m⁻¹ e i parametri k_p , Φ e risultano, pertanto, pari a:

$$k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \times \frac{A_p}{V} = \frac{0,07}{0,020} \times 202 = 707 \text{ W/m}^3\text{°C}$$

$$\Phi = \frac{\rho_p \times c_p}{\rho_{al} \times c_{al}} \times d_p \times \frac{A_p}{V} = \frac{300 \times 1000}{2700 \times 1000} \times 0,020 \times 202 = 0,449$$

I calcoli, eseguiti con un incremento temporale Δt di 5 s, per la determinazione dell'intervallo di tempo necessario alla trave per raggiungere la temperatura critica $T_{cr} = 257$ °C riportano:

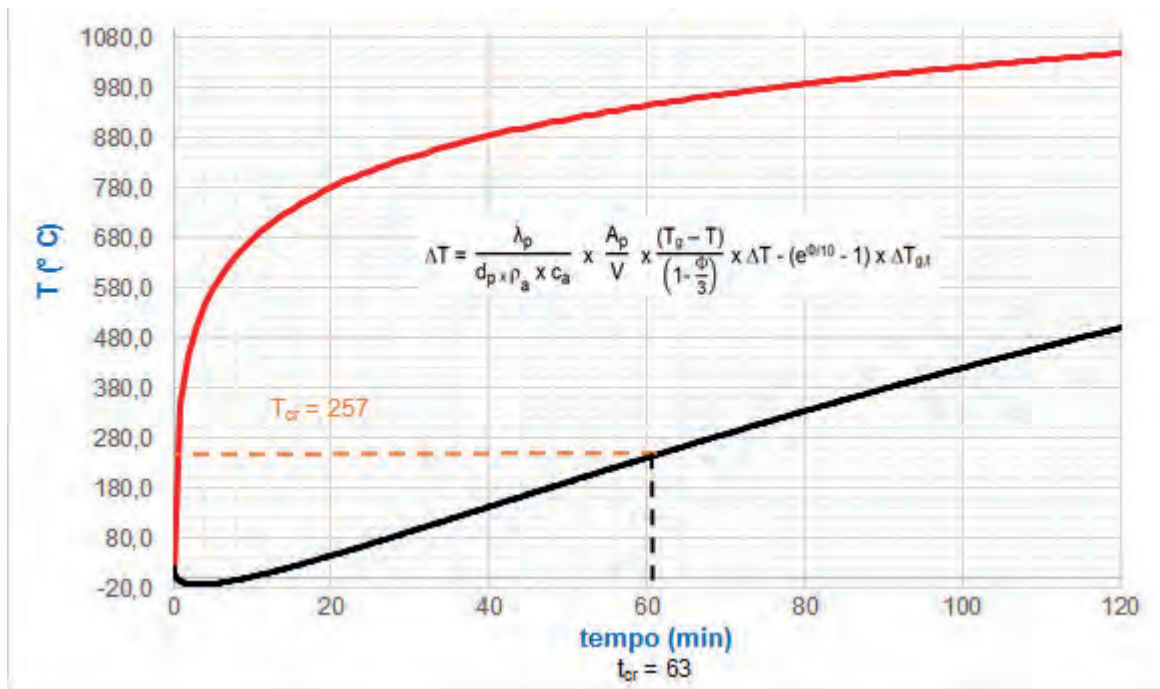


VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE (LEGA DI ALLUMINIO EN AW-6082 (T6)) CON PROTEZIONE PASSIVA DAL FUOCO REALIZZATA CON INTONACO TERMOISOLANTE SPESSORE 20 MM

Nel diagramma (curva nera) è riportata la curva di variazione nel tempo della temperatura della trave, con l'applicazione dell'intonaco termoisolante, esposta alla curva nominale d'incendio standard.

Dall'esame del diagramma si rileva che la temperatura critica di 257 °C viene raggiunta dopo circa 34 minuti e, pertanto, la trave possiede una capacità portante corrispondente a R30.

Didatticamente, applicando uno spessore maggiore (pari a 35 mm) e ripercorrendo il medesimo iter ($k_p = 404$ W/m³°C e $\Phi = 0,786$), si verifica che con tale protezione la temperatura critica di 257 °C viene raggiunta trascorsi 63 minuti.



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA DELLA TRAVE (LEGA DI ALLUMINIO EN AW-6082 (T6))
CON PROTEZIONE PASSIVA DAL FUOCO REALIZZATA CON INTONACO TERMOISOLANTE SPESSORE 35 MM

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nel presente caso studio è stata effettuata la verifica analitica di una trave in alluminio facente parte di un'attività ricadente nel livello II di prestazione di resistenza al fuoco.

Si è effettuata la verifica del predetto livello mediante soluzioni conformi, calcolando la classe di resistenza al fuoco mediante metodo analitico.

La verifica ha dimostrato il raggiungimento del requisito minimo richiesto per il livello II di resistenza al fuoco, pari a R30.

A scopo didattico, si è poi verificata la capacità portante corrispondente a R60 della sezione a seguito dell'applicazione di idoneo protettivo.

❖ *Commento dei risultati*

Rinviando alle conclusioni analizzate nel caso studio 3, riguardante l'acciaio, si può affermare che, in generale, le membrature in lega di alluminio, per poter soddisfare i requisiti di resistenza al fuoco, debbono sempre necessariamente essere soggette a trattamenti di protezione.

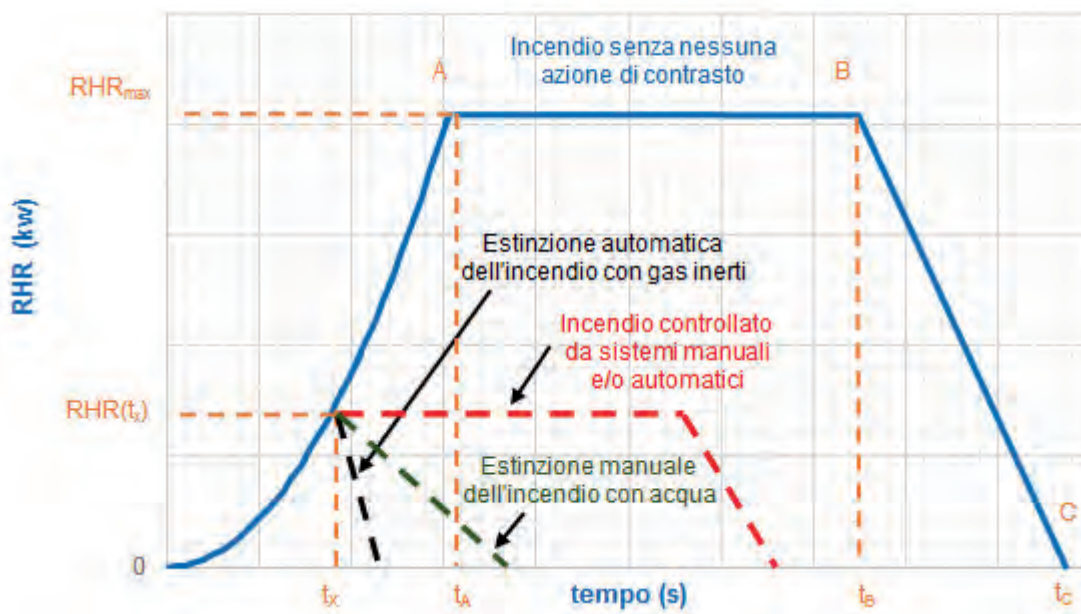
Peraltro, si può osservare come la protezione influisca in modo rilevante sull'incremento della temperatura, molto più di quanto riesca il materiale di cui è composta la membratura.

In definitiva, a causa delle rispettive proprietà meccaniche, una struttura in acciaio presenta a parità di sollecitazioni agenti, in media, una classe di resistenza al fuoco pari a circa 2,5 volte quella di una lega di alluminio.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Stante la modesta capacità portante a caldo delle strutture in lega di alluminio e l'assenza di protocolli consolidati di prova per la caratterizzazione dei protettivi, si evidenzia che l'impiego delle metodologie di verifica afferenti al settore dell'ingegneria della sicurezza antincendio per la ricerca di soluzioni alternative di verifica, è particolarmente adatta al caso in questione.

Appendice A - Studio di curve d'incendio



A.1 - Caso studio curva RHR(t) e modellazione termica con CFAST - ipotesi incendio in un deposito di lavorati in legno

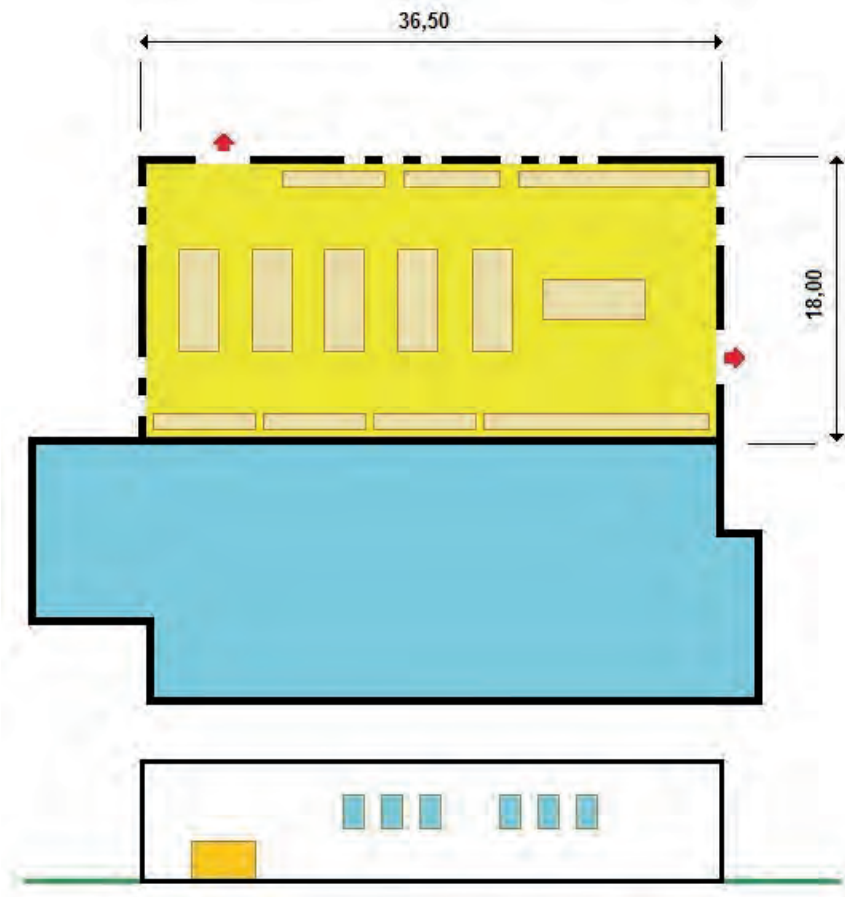
Descrizione

Lo studio dell'andamento nel tempo della potenza termica RHR(t), che l'incendio rilascia all'interno di un edificio, risulta fondamentale al fine di poter ottenere, mediante l'impiego di un modello d'incendio numerico avanzato, la curva naturale d'incendio.

Ci si propone lo studio della problematica in un deposito di lavorati in legno (oggetti di arredamento e simili).

Dati salienti:

Dimensioni geometriche del deposito	I = 36,50 m; L = 18 m; H = 7,50 m ($A_f = 657 \text{ m}^2$)	
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in C.A.	
	Densità pareti in CLS	$\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$
	Calore specifico	$c_p = 913 \text{ J/kg K}$
	Conduttività termica	$\lambda = 1,45 \text{ W/m K}$



Schema planimetrico e prospetto del deposito

Quantità di materiale	$Q_T = 140000$ kg (potere calorifico H pari a 17,5 MJ/kg)
Compartimenti antincendio	Unico compartimento; peraltro l'edificio risulta adiacente, e pertanto non separato, ad un'altra attività soggetta ai controlli di prevenzione incendi. Livello III di prestazione (par. S.3.2.1)
Numero addetti	5 (non è prevista la presenza di persone disabili)
Profilo di rischio R_{vita}	A2 (par. G.3.2.1)
Profilo di rischio R_{beni}	1 (par. G.3.3.1)
Tipologia di esodo	Simultaneo (par. S.4.1.2.a)
Livello di prestazione per l'esodo	I (par. S.4.2)
Percorsi di esodo ai piani	$L_{es} < 60$ m (tab. S 4.10)
Vie di esodo orizzontali	Indipendenti (par. S.4.8.1)
Uscite dal compartimento	2 aventi $L = 3,50$ m; $h = 2,35$ m (par. S.4.8.3)
Finestre	12 aventi $L = 1,35$ m; $h = 2,10$ m (3,10 m h davanzale)
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

In relazione al quantitativo di materiale combustibile presente nel deposito si è determinato, in via approssimata) il valore del carico di incendio specifico q_f pari a: (vedi par. S.2.9).

$$q_f = Q_T \times H \times m / A_f = 140000 \times 17,5 \times 0,80 / 657 = 2983,26 \text{ MJ/m}^2$$

In realtà, al fine di calcolare la variazione della potenza termica nel tempo rilasciata in un compartimento, alla luce di quanto esposto al par. S.2.6, occorrerebbe utilizzare il carico d'incendio specifico di progetto $q_{f,d}$; ciò nonostante, considerato che nel par. M.2.6 le formule che forniscono i tempi caratterizzanti la variazione della curva RHR impiegano il carico d'incendio specifico q_f , nel prosieguo della trattazione si utilizzerà quest'ultimo agendo, peraltro, a favore di sicurezza.

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 37.2.C dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Stabilimenti e laboratori per la lavorazione del legno con materiale in lavorazione e/o in deposito in quantità oltre i 50000 kg".

Obiettivi dello studio

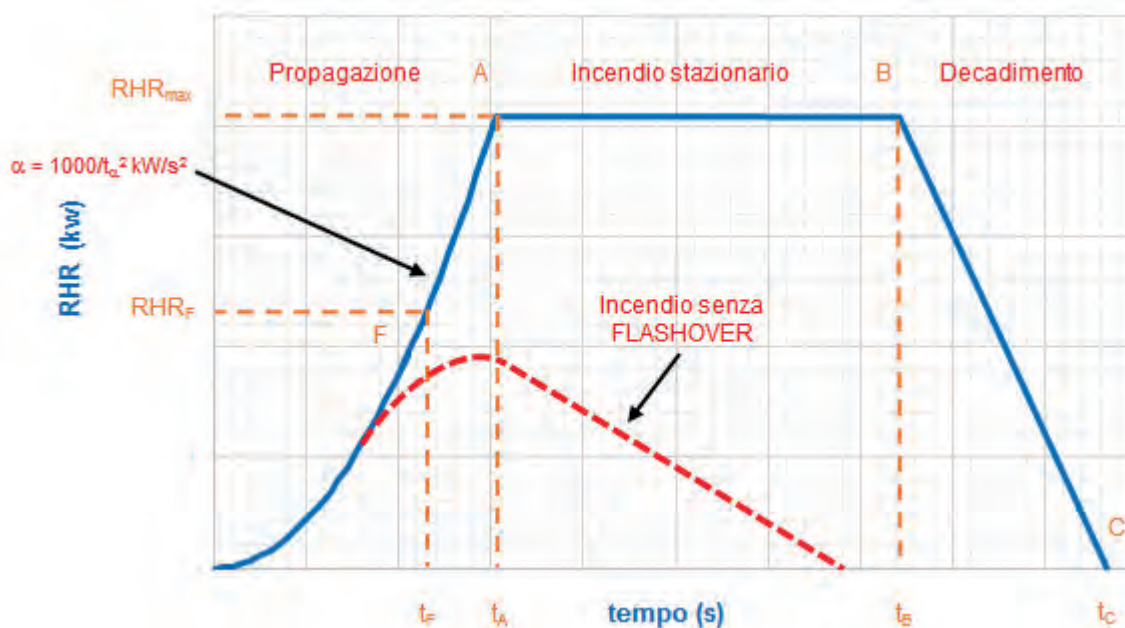
Si vuole costruire la probabile curva RHR(t) relativa all'incendio che si sviluppa all'interno dell'edificio, seguendo le prescrizioni di cui al par. M.2.6 e al d.m. 31 luglio 2012, e si vuole altresì valutare la quantità di legname bruciata trascorsi 60 minuti.

La definizione quantitativa delle varie fasi dell'incendio si riferisce alla curva qualitativa che segue; tale metodologia può essere utilizzata per:

- costruire le curve naturali per la valutazione della capacità portante in condizioni d'incendio delle opere da costruzione;
- valutare la portata di fumo emessa durante l'incendio per la progettazione dei sistemi per l'evacuazione di fumo e calore.

La stima della suddetta curva costituisce, pertanto, il fondamentale input dei modelli d'incendio numerici avanzati esistenti, con l'ausilio dei quali è possibile calcolare la curva naturale d'incendio, ossia la variazione nel tempo della temperatura dei gas di combustione, che si stabilisce all'interno di un edificio dove si è sviluppato un incendio.

Si farà pertanto riferimento all'Appendice E della norma UNI EN 1991-1-2: "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco".



VARIAZIONE DELLA POTENZA TERMICA RILASCIATA NEL TEMPO DURANTE LO SVILUPPO DI UN INCENDIO NEL COMPARTIMENTO
LA MISURA DELL'AREA SOTTESA DEL DIAGRAMMA È PARI ALL' ENERGIA COMPLESSIVA LIBERATA NEL COMPARTIMENTO

Le fasi della curva corrispondono alle seguenti condizioni:

- **Fase di accensione:** dipende dal tipo di combustibile (infiammabilità, umidità, distribuzione, orientamento spaziale, velocità di decomposizione);
- **Fase di crescita o propagazione:** dipende da quantità e orientamento del combustibile, aperture e superfici di ventilazione del compartimento, proprietà termoisolanti di muri e solai; in tale fase si sviluppano gas, si riduce la visibilità, aumenta la velocità di combustione e l'energia termica irradiata. Lo studio di questa fase è fondamentale, poiché fino al flashover si corrono i maggiori rischi per le persone presenti nel locale, a causa dei valori della temperatura e della crescente presenza di fumi e gas di combustione.
- **Flashover:** è il punto di transizione da un incendio in crescita ad uno completamente sviluppato nel quale tutti i materiali combustibili sono coinvolti simultaneamente nell'incendio (alcuni tipi di incendio possono non raggiungere il flashover);
- **Fase di pieno sviluppo:** è influenzata dalle superfici di ventilazione, dalla posizione e dimensione delle aperture, si registra un consistente innalzamento della temperatura, con conseguente rilascio di calore e sviluppo di grandi quantità di fumi e gas di combustione;
- **Fase di decadimento:** spegnimento progressivo dell'incendio dovuto all'esaurimento del combustibile; in questa fase si riducono le temperature, la velocità di combustione e il flusso di calore generato.

La variazione nel tempo della potenza termica rilasciata dall'incendio, in via generale, è correlata alla superficie di ventilazione presente nell'edificio oltre che, ovviamente, dalla natura (e dal quantitativo) di materiale combustibile presente.

La fase precedente il flashover è condizionata dalla quantità di combustibile, in quanto nel compartimento c'è ossigeno sufficiente per alimentare a pieno la combustione (è come se l'incendio avvenisse all'aria aperta).

La fase di incendio generalizzato, invece, è generalmente influenzata dalla disponibilità di apporto di aria dall'esterno.

Fisicamente lo RHR (Heat Release Rate) è il calore rilasciato dalla combustione di un materiale per unità di tempo per unità di area (unità di peso su unità di volume) e indica la rapidità con la quale l'energia termica viene rilasciata.

La difficoltà principale nel determinare tale valore è causata dalle continue variazioni dell'ossigeno durante l'incendio.

Per comodità di calcolo, questo viene effettuato ad un istante preciso ma, in realtà, il dato dovrebbe essere aggiornato nel tempo considerato che, al variare del quantitativo di ossigeno nel tempo, varia anche la potenza termica rilasciata durante la combustione.

All'istante generico "t" vale la relazione:

$$RHR(t) = m_c \times H$$

dove:

- m_c è la velocità di combustione;
- H è il potere calorifico del combustibile.

Con riferimento al par. M.2.6 si fa presente che il valore massimo RHR_{max} della potenza termica che viene rilasciata dall'incendio che si sviluppa nel compartimento, avente una determinata superficie di ventilazione in corrispondenza delle pareti, in grado di limitarne l'evoluzione, si ottiene mediante l'espressione indicata nel par. E.4 della citata Appendice E della norma UNI EN 1991-1-2, per $t < t_A$:

$$RHR(t) = 1000 t^2 / t_\alpha^2$$

Si segnala che il valore della potenza termica RHR aumenta, nella fase iniziale, con andamento parabolico e fattore caratteristico t_α di crescita e, dopo aver raggiunto il flashover, subisce un repentino innalzamento (generalmente, sono necessari alcuni minuti dopo il flashover affinché la potenza termica raggiunga il valore RHR_{max}).

Per semplificare è possibile ipotizzare, tuttavia, che il valore di RHR, dall'istante in cui si verifica il flashover fino al tempo t_A , in corrispondenza del quale raggiunge il valore RHR_{max} , aumenti ancora in funzione di t^2 .

a) *Determinazione del fattore di ventilazione O:*

Il fattore di ventilazione O, da cui dipende prima lo sviluppo dell'incendio e quindi la sua propagazione per effetto dell'apporto di aria necessaria alla combustione, influenza la velocità di combustione (massa di combustibile consumata nell'unità di tempo, espressa in kg/s), il valore di O è ricavabile dalla seguente relazione empirica:

$$O = \frac{A_v \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \quad (m^{0,5})$$

dove:

- A_v è l'area totale delle aperture verticali su tutte le pareti del compartimento;
- h_{eq} è la media ponderata delle altezze delle aperture verticali di ventilazione;
- A_t è la superficie totale del compartimento.

Risultando quindi:

- $A_v = 2 (3,50 \times 2,35) + 12 (1,35 \times 2,10) = 50,47 \text{ m}^2$
- $h_{eq} = [2 (3,50 \times 2,35^2) + 12 (1,20 \times 2,10^2)] / 50,47 = 2,02 \text{ m}$
- $A_t = 2 (36,50 \times 18) + 2 \times 7,50 (36,50 + 18) = 2131,50 \text{ m}^2$

Si ricava, pertanto, per O il valore di $0,0337 \text{ m}^{0,5}$.

Con riferimento al par. M.2.6 del Codice (*Stima della curva RHR*), si determinano i valori di cui alle formule M.2-3 (RHR'_{max} ove l'incendio risulti controllato dal combustibile) e M.2-4 (RHR''_{max} ove l'incendio sia controllato dalla ventilazione).

→ Per l'applicazione della M.2-3, non essendo l'attività contemplata fra quelle riportate nell'appendice E.5 della norma UNI EN 1991-1-2 (vedi punto M.2.6.3 si pone pari al doppio del massimo valore ivi indicato per una velocità di crescita dell'incendio di tipo medio (250 kW/m^2), ottenendo:

$$RHR'_{max} = RHR_f \times A_f = 500 \times 657 = 328500 \text{ kW}$$

→ La M.2-4, invece, fornisce:

$$RHR''_{max} = 0,10 \text{ m } H_u A_v \sqrt{h_{eq}}$$

dove:

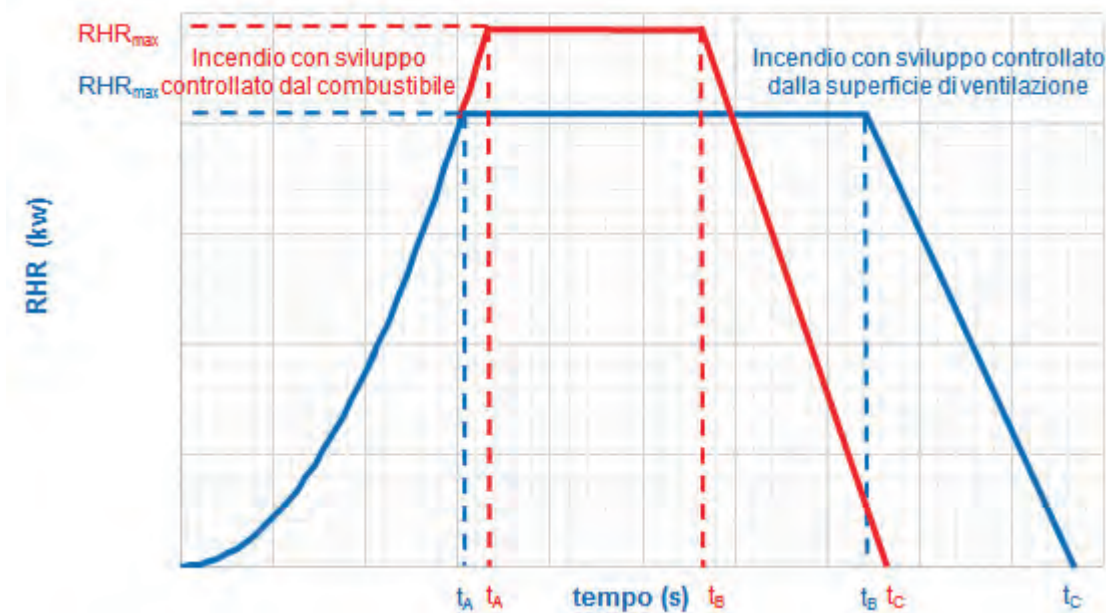
- m è il fattore di partecipazione alla combustione (vedi cap. S.2 del Codice);
- H_u è il potere calorifico del legno (17500 kJ/kg);
- A_v è l'area totale delle aperture verticali sulle pareti del compartimento, espressa in m^2 ;
- $h_{eq} = \sum_i A_{vi} \times h_i / A_v$ è l'altezza equivalente delle aperture verticali, espressa in m .

nel caso in esame si ottiene:

$$RHR''_{max} = 0,10 \times 0,8 \times 17500 \times 50,47 \times 2,02^{0,5} = 100423,9 \text{ kW}$$

In definitiva, nel caso in esame, lo sviluppo dell'incendio risulta limitato dal valore della superficie di ventilazione ($RHR''_{max} < RHR'_{max}$), confermando le indicazioni fornite dal fattore di ventilazione O .

Si segnala che lo sviluppo dell'incendio controllato dal combustibile presenta un picco più evidente di RHR , tuttavia il suo tratto di pieno sviluppo è più breve, a causa del minore quantitativo di ossigeno disponibile.



DIFFERENZE TRA INCENDI CONTROLLATI DAL COMBUSTIBILE E DALLA SUPERFICIE DI VENTILAZIONE

b) *Determinazione dei vari parametri significativi della curva:*

Per individuare l'intervallo di tempo ($t_B - t_A$), che esprime la durata della fase A-B di *incendio stazionario*, durante la quale l'incendio è pienamente sviluppato e la potenza termica si mantiene pressoché costante e pari a RHR_{max} , si ipotizza, che in corrispondenza del tempo t_B , sia stato liberato il 70% dell'energia termica disponibile inizialmente nel compartimento.

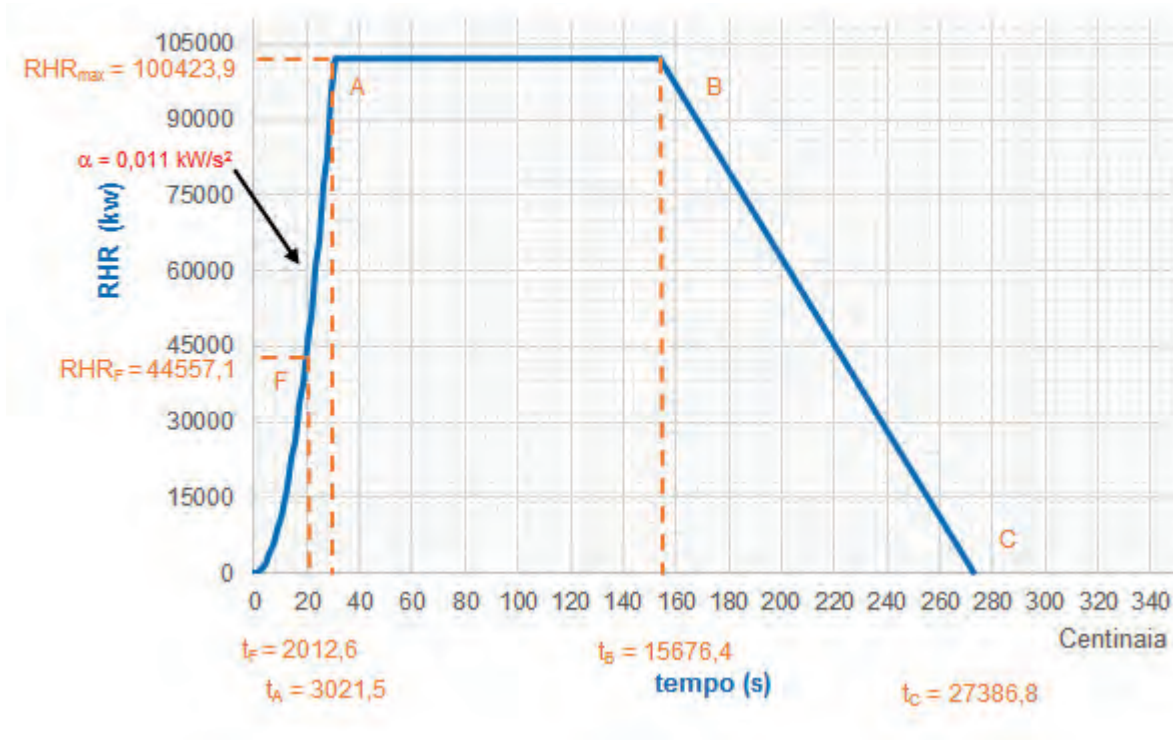
Il valore del tempo t_B è pari a (vedi par. M.2.6.3 punto 7):

$$t_B = t_A + (0,7 \times q_f \times A/m - 1/3 \times \alpha \times t_A^3) / RHR_{max} = 3021,5 + (0,7 \times 2983257 \times 657 - 1/3 \times 0,011 \times 3021,5^3) / 100423,9$$

$$= 15676,4 \text{ s (261,2 min)}$$

Il tempo t_C , in corrispondenza del quale la potenza termica rilasciata dall'incendio si azzerava, si stima ipotizzando che nella fase di decadimento, dove viene liberato 30% residuale dell'energia termica disponibile, il valore della potenza termica decresca in maniera lineare nel tempo, da RHR_{max} a zero. Pertanto il valore del tempo t_C è pari a (vedi par. M.2.6.4 punto 1):

$$t_C = t_B + (0,6 \times q_f \times A) / RHR_{max} = 15676,4 + (0,6 \times 2983257 \times 657) / 100423,9 = 27386,8 \text{ s (456,4 min)}$$



ANDAMENTO DELLA POTENZA TERMICA RILASCIATA NEL TEMPO DURANTE L'INCENDIO NEL DEPOSITO

c) *Determinazione del verificarsi del flashover:*

Definizione di flashover

Il flashover è la fase di transizione da un incendio localizzato ad uno generalizzato, quando la temperatura dei gas all'interno del compartimento è sufficientemente elevata; la sua durata dipende dalle condizioni di ventilazione e dal carico di incendio.

Si rimanda, al tal riguardo, alle definizioni contenute al cap. 7 della norma NFPA 555:2017.

Generalmente l'energia termica potenzialmente contenuta nel compartimento antincendio è sufficiente a produrre la condizione di flashover e si ipotizza che, anche dopo il flashover, la curva cresca con andamento ancora proporzionale a t^2 fino al tempo t_A che corrisponde alla massima potenza RHR_{max} rilasciata dall'incendio nello specifico compartimento antincendio.

Le probabilità di raggiungere il flashover risultano minime se l'incendio è localizzato e comunque inversamente proporzionali alle dimensioni in pianta del locale.

In realtà il flashover può essere raggiunto solo se l'incendio rilascia un valore probabile minimo RHR_F calcolabile mediante l'espressione di Walton and Thomas, di cui alla norma NFPA 555 - Ed. 2000:

$$RHR_F = 7,8 A_T + 378 A_{Veq} \sqrt{h_{Veq}}$$

dove:

- h_{Veq} è la differenza tra il punto più alto e quello più basso tra tutte le aperture di ventilazione;
- $A_{Veq} = W_{Veq} \times h_{Veq}$, dove:

$$W_{Veq} = \frac{\sum_i W_{vent,i} \sqrt{h_{vent,i}^3}}{\sqrt{h_{Veq}^3}} \quad (m)$$

è la larghezza, in metri, di un'apertura equivalente, ai fini del flashover, calcolata imponendo che il fattore di ventilazione del locale in cui sia presente solo tale apertura sia pari alla somma dei fattori di ventilazione delle singole aperture presenti realmente aventi generiche dimensioni $W_{vent,i}$ e $h_{vent,i}$,

- A_T è la differenza tra A_t e A_{Veq}

Risultando quindi:

- $h_{Veq} = 2,10 + 3,10 = 5,20$ m;
- $W_{Veq} = 2 (3,50 \times 2,35^{1,5}) + 12 (1,35 \times 2,10^{1,5}) / 5,20^{1,5} = 6,29$ m
- $A_{Veq} = W_{Veq} \times h_{Veq} = 6,29 \times 5,20 = 32,70$ m²
- $A_T = 2131,50 - 32,70 = 2098,80$ m²

si ricava per RHR_F il valore di 44557,1 kW (44,55 MW).

Essendo poi $RHR_F = \alpha t_F^2$ si può determinare il tempo t_F al quale si manifesterà il flashover:

$$t_F = \sqrt{\frac{RHR_F}{\alpha}} = \sqrt{\frac{44557,1}{0,011}} = 2012,6 \text{ s (34 min)}$$

essendo, vedi par. G.3.2.1, $\alpha = 1000/t_\alpha^2 = 1000/300^2 = 0,011$ kW/s².

Il tempo necessario per raggiungere il livello di potenza massima risulterà pari a (vedi par. M.2.6.3 punto 5):

$$t_A = \sqrt{\frac{RHR_{max}}{\alpha}} = \sqrt{\frac{100423,9}{0,011}} = 3021,5 \text{ s (50,4 min)}$$

Pertanto, si evidenzia che la differenza tra t_A e t_F è di circa 15 minuti.

L'integrale $\int_0^{t_F} RHR(t) dt$ raffigura l'energia rilasciata dall'incendio al tempo t_F e indica la minima energia di cui deve essere dotato il compartimento affinché il combustibile possa raggiungere il flashover:

$$E_F = \int_0^{t_F} RHR(t) dt = \int_0^{2012,6} \alpha t^2 dt = 1/3 \times 0,011 \times 2098,7^3 = 33893976,0 \text{ kJ} = 33893,0 \text{ MJ}$$

L'energia totale presente nel compartimento, supponendo $H = 17,5$ MJ/kg, vale:

$$E_{tot} = Q_T \times H = 140000 \times 17,5 = 2450000 \text{ MJ} = 2450000000 \text{ kJ}$$

Poiché risulta $E_{tot} > E_F$ il flashover potrà essere raggiunto e l'incendio sarà in grado di rilasciare nell'ambiente il valore massimo (e costante) della potenza termica RHR_{max} .

La quantità di combustibile al di sotto della quale il flashover non si può manifestare è data da:

$$Q_F = E_F / m H = 33893,0 / 0,80 \times 17,5 = 2421 \text{ kg}$$

c) *Determinazione delle quantità di combustibile bruciato durante l'incendio:*

L'energia rilasciata dall'incendio al tempo t_A è pari a:

$$E_A = \int_0^{t_A} RHR(t) dt = \int_0^{3021,5} \alpha t^2 dt = 1/3 \times 0,011 \times 3021,5^3 = 101143790,7 \text{ kJ} = 101143,8 \text{ MJ}$$

cui corrisponde un quantitativo di combustibile bruciato pari a:

$$Q_A = E_A / m H = 101143,8 / 0,80 \times 17,5 = 7224,5 \text{ kg}$$

Nell'intervallo di tempo ($t_B - t_A$) la quantità di combustibile bruciato è pari a:

$$Q_B = RHR_{\max} \times (t_B - t_A) / m H = 100423,9 \times (15676,4 - 3021,5) / 0,80 \times 17500 = 90775,4 \text{ kg}$$

Nell'intervallo di tempo ($t_C - t_B$) la quantità di combustibile bruciato è pari a:

$$Q_C = RHR_{\max} \times (t_C - t_B) / 2 m H = 100423,9 \times (27386,8 - 15676,4) / 2 \times 0,80 \times 17500 = 42000,1 \text{ kg}$$

Trascorso un intervallo temporale di circa 7 ore e 35 minuti (t_C) tutto il legname presente nel deposito è, quindi, bruciato.

La quantità di combustibile bruciato dopo 60 min ($t_{60} = 3600$ s) si ricava dalla relazione seguente:

$$Q_{60} = Q_A + RHR_{\max} \times (t_{60} - t_A) / m H = 7224,5 + 100423,9 \times (3600 - 3021,5) / 0,80 \times 17500 = 11374,2 \text{ kg}$$

Relativamente alla fase di decadimento, quindi per $t_B \leq t \leq t_C$, si osserva che il combustibile brucia, durante l'incendio, secondo la seguente relazione:

$$Q_C(t) = Q_A + Q_B + [(RHR_{\max} + R_t) \times (t - t_B)] / 2 \times m \times H$$

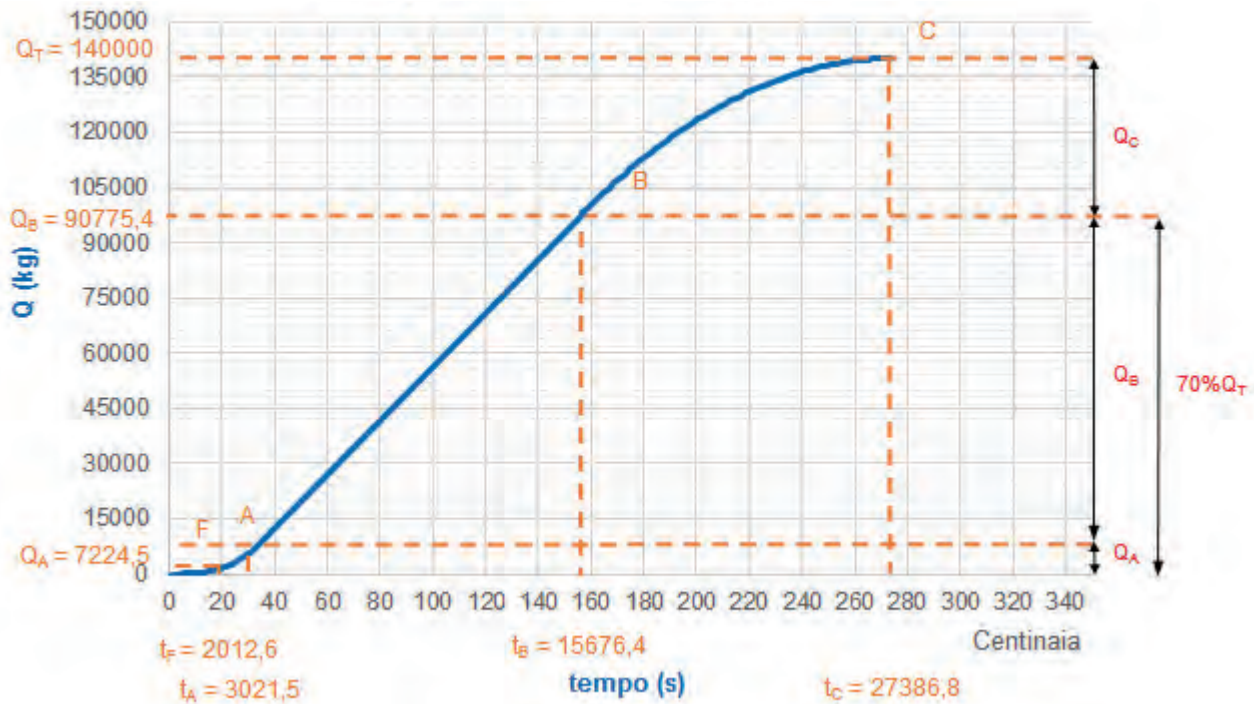
dove R_t è il valore della potenza termica rilasciata al tempo t , ovvero la base minore del trapezio avente quale base maggiore RHR_{\max} e altezza l'intervallo temporale compreso tra t e t_B , che può essere così esplicitato:

$$R_t = RHR_{\max} \times (t_C - t) / (t_C - t_B)$$

A titolo esemplificativo, la quantità di combustibile bruciato dopo 6 ore e 30 min ($t = 23400$ s) risulta pari a:

$$\begin{aligned} Q_{23400} &= Q_A + Q_B + [(RHR_{\max} + R_t) \times (t - t_B)] / 2 \times m H = 97999,9 + [(100423,9 + 34189,3) \times (23400 - 15676,4)] / 2 \times \\ & \quad 0,80 \times 17500 \\ &= 135132 \text{ kg} \end{aligned}$$

essendo $R_t = RHR_{\max} \times (t_C - t) / (t_C - t_B) = 100423,9 \times (27386,8 - 23400) / (27386,8 - 15676,4) = 34189,3 \text{ kW}$



ANDAMENTO DELLE QUANTITÀ DI COMBUSTIBILE BRUCIATO NEL TEMPO DURANTE L'INCENDIO NEL DEPOSITO

Riassumendo (vedi parr. M.2.6.3 e M.2.6.4):

Energia sviluppata

Fase di crescita o propagazione:

$$E = 1/3 \times \alpha \times t_A^3$$

Fase di pieno sviluppo:

$$E = RHR_{max} \times (t_B - t_A)$$

Fase di decadimento:

$$E = RHR_{max} \times (t_C - t_B)/2$$

Valutazione approssimativa della quantità Q di combustibile bruciato

Fase di crescita o propagazione:

$$Q_A(t) = 1/3 \times \alpha \times t_A^3 / H$$

Nota: il massimo si ha per t = t_A

Fase di pieno sviluppo:

$$Q_B(t) = Q_A + \alpha / H t_A^2 (t - t_A) \text{ con } t_A \leq t \leq t_B \text{ e } RHR_{max} = \alpha / H t_A^2$$

$$Q_B = RHR_{max} \times (t_B - t_A) / H$$

Nota: Q_A + Q_B = 70% Q_T = 70% q_{f,d} A

Fase di decadimento:

$$Q_C(t) = Q_A + Q_B + [(RHR_{max} + RHR_{max} \times (t_C - t) / (t_C - t_B)) \times (t - t_B)] / 2H$$

Nota: $Q_T = Q_A + Q_B + Q_C$ ($q_{f,d} = [Q_T \times H] / A$)

d) *Determinazione della velocità di combustione:*

Avendo ipotizzato la velocità caratteristica prevalente di crescita dell'incendio t_α pari a 300 (media), si ha:

$$\alpha = 1000 / t_\alpha^2 = 1000 / 300^2 = 0,011 \text{ kW/s}^2$$

Da cui discende che la velocità di combustione risulta pari a:

$$m_c = 0,011 \text{ (kW/s}^2) / H \text{ (kJ/kg)} \times t^2 \text{ (s}^2)$$

Si avrà, pertanto:

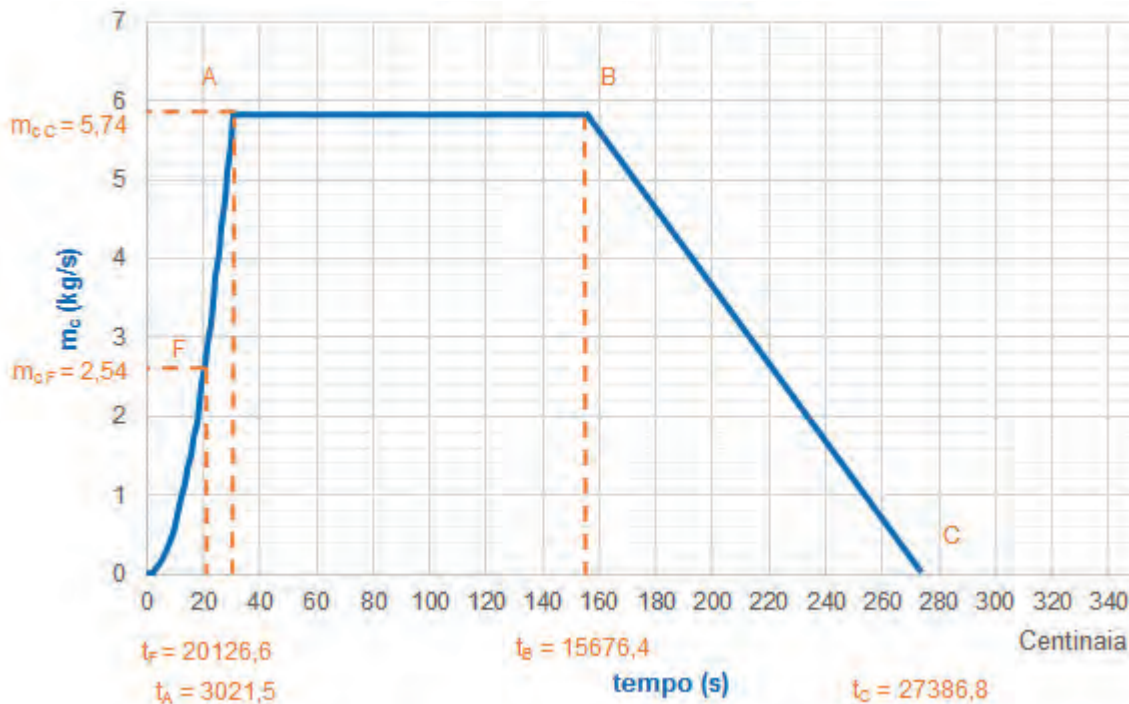
$$(\alpha / H)_{medio} = 0,011 / 17500 = 6,35 \times 10^{-7} \text{ kg/s}^3$$

e dopo 300 s:

$$m_c = 6,35 \times 10^{-7} \times 300^2 = 0,0571 \text{ kg/s}$$

La variazione nel tempo della potenza termica rilasciata durante la fase di crescita si può valutare scegliendo, come valore parametrico, in funzione della destinazione d'uso del locale e del tipo di materiale, la potenza termica massima rilasciabile per unità di superficie ($RHR_S = RHR_{max} / m^2$) - Vedi prospetto E.5 della norma UNI EN 1991-1-2 (integrato dalla tab. G.3-1 del Codice).

Tipologia attività	Sviluppo atteso	RHR _S = RHR _{max} / m ²	t _α (s)	α (kJ/s ³)
Uffici	Medio	200 ÷ 250	300	0,011
Area vendita edifici commerciali	Veloce	500	150	0,044
Camere di degenza	Medio	250	300	0,011
Camere albergo	Medio	250	300	0,011
Biblioteche	Veloce	500	150	0,044
Aule scolastiche	Medio	250	300	0,011
Cinema e teatri	Veloce	500	150	0,044
Appartamenti	Medio	250	300	0,011



ANDAMENTO NEL TEMPO DELLA VELOCITÀ DI COMBUSTIONE DURANTE L'INCENDIO NEL DEPOSITO

Si segnala che l'esemplificazione in questione prevede che l'incendio si sviluppi senza che venga posta in essere alcuna azione di contrasto, né mediante l'intervento della squadra interna di emergenza, né degli impianti di estinzione automatica.

A tal proposito, si rammenta quanto previsto al par. M.2.6.2:

Effetto dei sistemi automatici di controllo dell'incendio

Così come prescritto al comma 2 del par. M.2.6.2, il progettista è tenuto a valutare l'affidabilità dei sistemi di controllo dell'incendio impiegati per modificare la curva RHR.

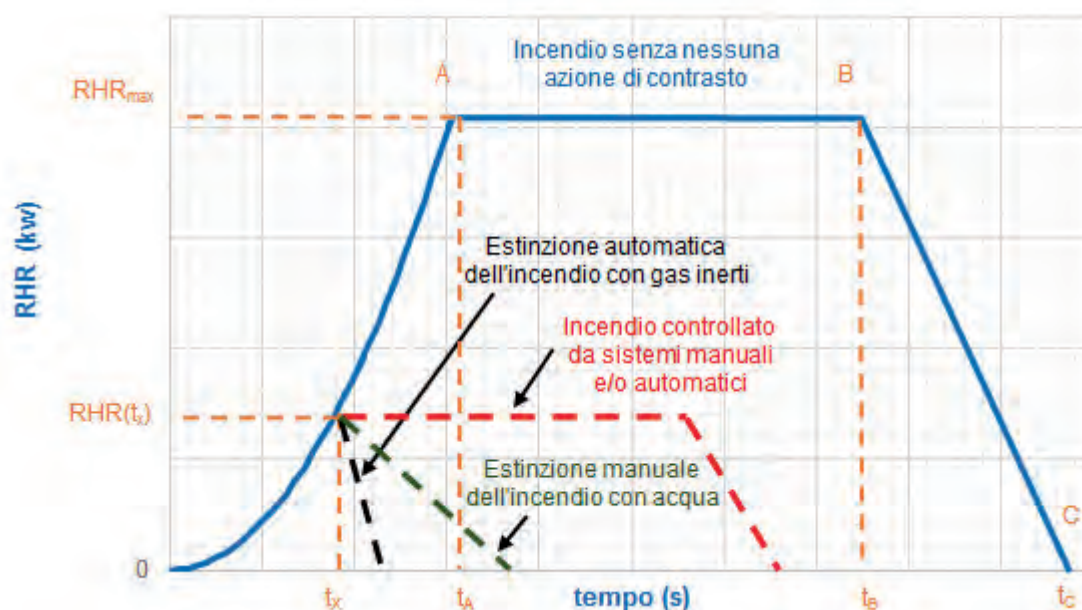
Nell'ipotesi che ciò sia fatto, in caso di sistemi automatici (es.: sprinkler), RHR(t) non raggiunge il valore di RHR_{max}, che poteva raggiungere in base a combustibile e ambiente; RHR può essere assunto costante e pari a RHR(t_x) raggiunto all'istante t_x di entrata in funzione dell'impianto.

Tale valore permane per un intervallo di tempo pari alla durata di alimentazione prevista, entro cui si presume che l'incendio controllato venga estinto con l'intervento manuale.

Se nell'attività sono previsti sistemi automatici di estinzione completa dell'incendio (es.: water mist), il loro effetto deve essere valutato caso per caso in relazione alla loro efficacia e dall'affidabilità di funzionamento.

Effetto dell'intervento manuale di controllo dell'incendio

A differenza dell'attivazione dei sistemi automatici, l'intervento manuale effettuato dalle squadre antincendio non può essere considerato in fase progettuale ai fini della modifica dell'andamento della curva.



VARIAZIONE DELLA CURVA RHR(T) PER EFFETTO DELL'INTERVENTO DI SISTEMI MANUALI O AUTOMATICI DI CONTROLLO DELL'INCENDIO

È possibile verificare che fra i valori dei tre tempi che caratterizzano la variazione nel tempo della potenza termica rilasciata da un incendio all'interno di un determinato ambiente intercorre la seguente relazione (vedi M.2-9):

$$t_C = 1,86 \times t_B - 0,57 \times t_A$$

Per ottenere la curva naturale d'incendio nel deposito di legno è necessario impiegare la funzione RHR definita al punto precedente attraverso modelli di incendio avanzati quali modelli a zone o modelli CFD.

Si sottolinea che il calcolo della curva naturale d'incendio risulta fondamentale quando il professionista antincendio voglia impiegare il metodo dell'ingegneria della sicurezza antincendio, ad esempio, per procedere alla verifica del livello di prestazione III di resistenza al fuoco degli elementi strutturali mediante le soluzioni alternative indicate al par. S.2.4.8.

Modellazioni con CFAST

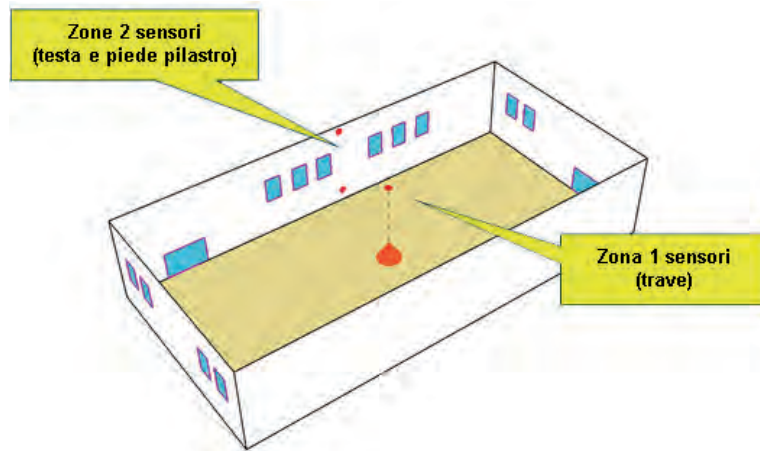
a) *Ipotesi pareti e solaio in CLS*

La curva RHR precedentemente calcolata è stata immessa come input di una modellazione CFAST, nella quale si è ipotizzato un singolo compartimento, avente caratteristiche geometriche desunte dalla tabella iniziale del presente caso studio.

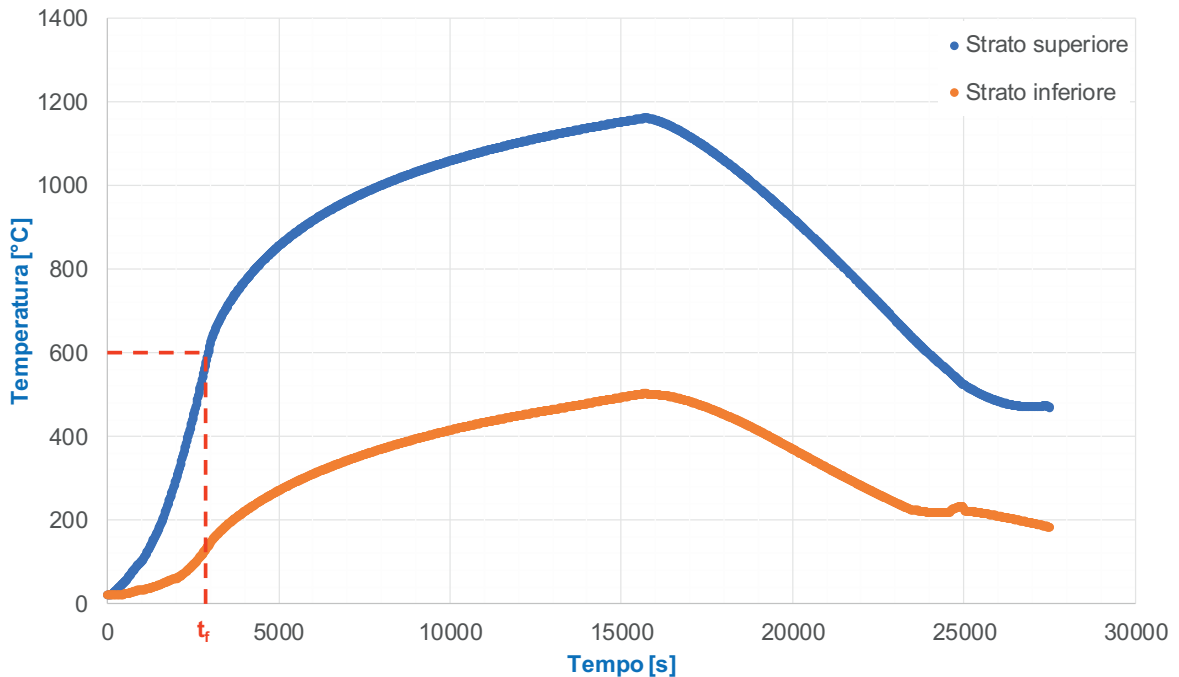
Il software Consolidated Fire and Smoke Transport Model (CFAST), versione 7.3.0, è realizzato e rilasciato open source dal NIST.

CFAST è un modello di simulazione *a zone*; tali modelli suddividono ogni locale in un piccolo numero di volumi di controllo (dette zone o *layer*), lo stato di ciascuno dei quali è ipotizzato uniforme al suo interno, ovvero, i valori di temperatura e concentrazione dei prodotti della combustione sono uguali in ciascun punto all'interno del medesimo volume.

L'applicazione di CFAST è limitata alla modellazione di incendi in ambiente confinato di geometria semplice. Nella modellazione si è ipotizzato uno spessore delle pareti (realizzate in CLS) pari a 30 cm.



MODELLO IN CFAST DEL DEPOSITO DI LAVORATI IN LEGNO - POSIZIONE DEL FOCOLARE E DEI SENSORI



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DELLE ZONE - MODELLO IN CFAST - PARETI E SOLAIO IN CLS

Dal grafico precedente, risultato della modellazione, si evince che la temperatura convenzionale per il flashover (600°C) viene raggiunta trascorso un tempo pari a circa 2940 s (circa 40 min) per lo strato superiore.

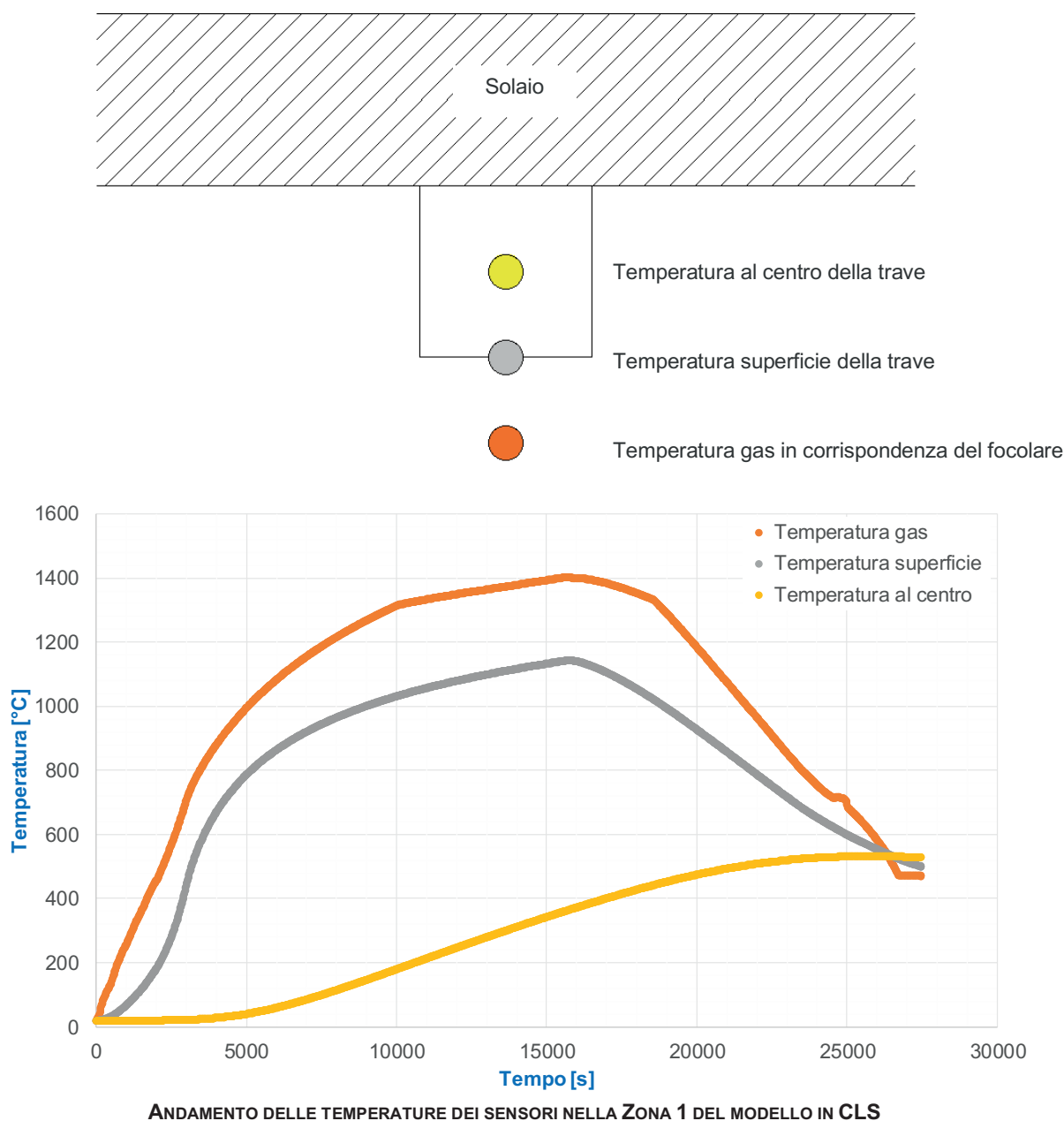
Poiché CFAST è un modello *a zone*, la temperatura dello strato superiore qui riportata rappresenta la temperatura media dello strato superiore dei fumi.

Per valutare la temperatura degli elementi strutturali principali, sono state considerate: una zona 1 con tre sensori di temperatura sul solaio (modellando una trave posta in corrispondenza del focolare) e due zone 2 con tre sensori ciascuna in corrispondenza di un pilastro, a quote z pari a 6 m (2a) e 1 m (2b), sito sulla parete lunga.

I sensori sono stati posizionati nei punti riportati con dei pallini rossi all'interno della figura presente nella pagina precedente.

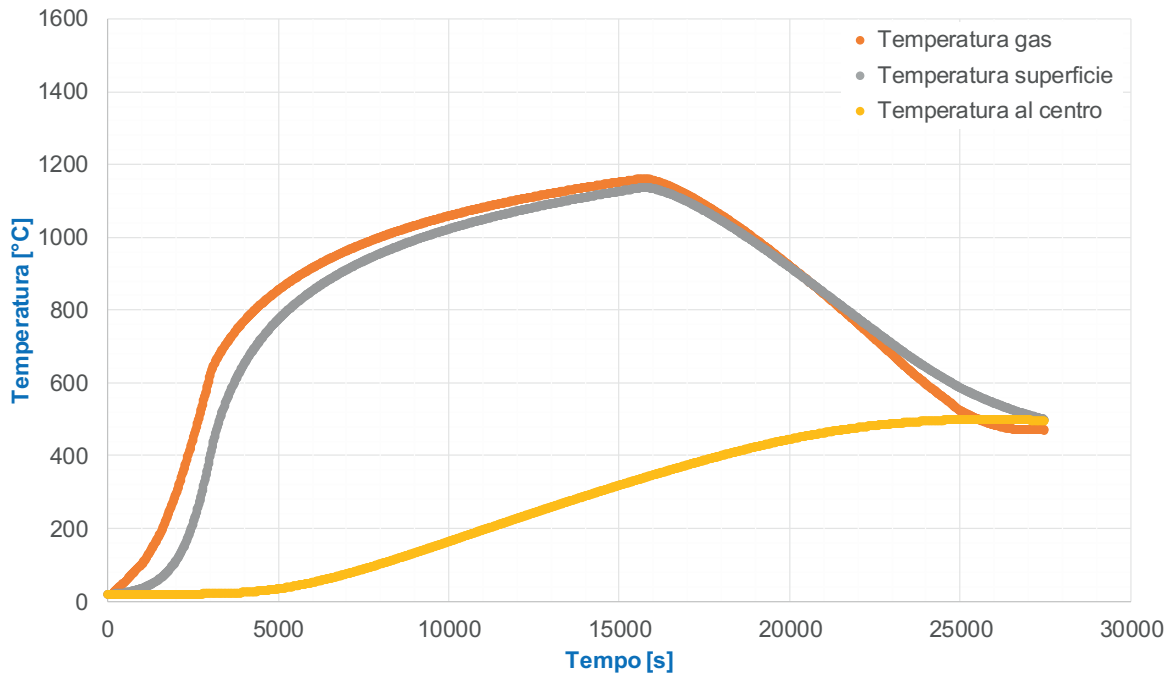
Nel grafico seguente viene mostrata la temperatura del gas nell'intorno della trave (ipotizzata in CLS, avente spessore 30 cm), a confronto con la temperatura assunta sulla superficie e al centro della trave stessa, come si evince dallo schema di seguito riportato, relativo alla zona 1.

Uno schema analogo è stato seguito per il pilastro a contatto con la parete, relativo alle zone 2a e 2b.

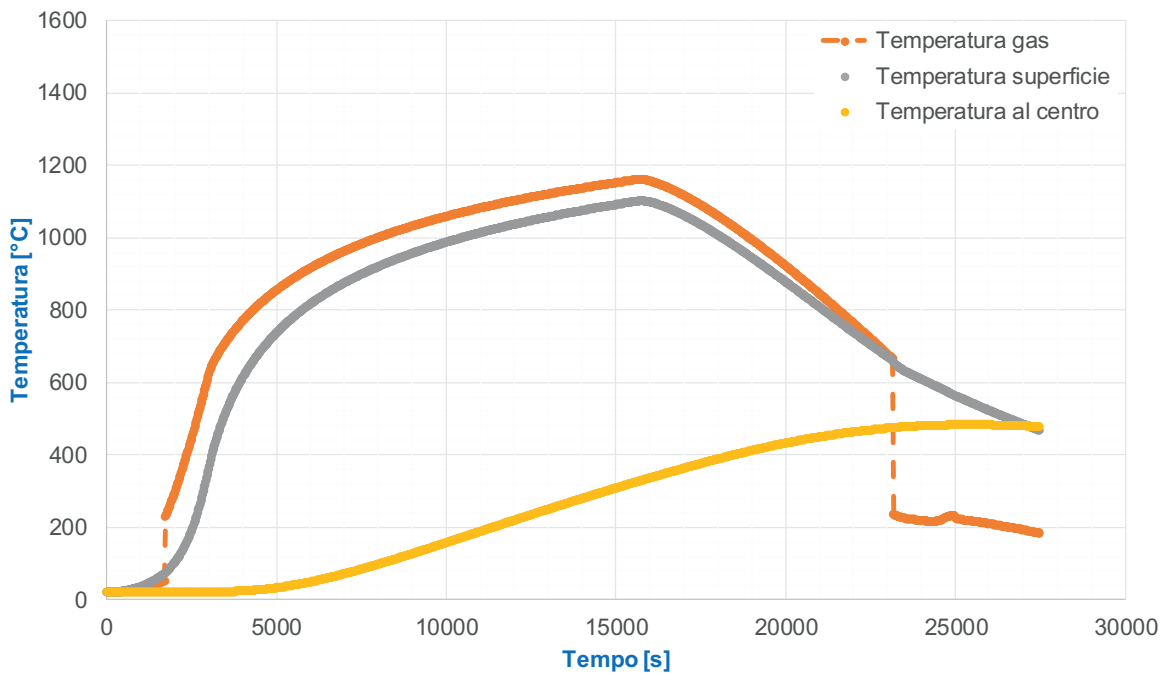


Il sensore posto al centro della trave, in asse al focolare, risente dell'inerzia termica della trave, e comunque supera i 500°C dopo 25000 s (circa 416 min).

Nei grafici seguenti viene mostrata la temperatura del gas relativa ai sensori posti in corrispondenza di un pilastro, a diverse quote z :



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2A - PILASTRO (QUOTA Z = 6 M) DEL MODELLO IN CLS



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2B - PILASTRO (QUOTA Z = 1 M) DEL MODELLO IN CLS

Dai grafici si può desumere che i sensori posti a varie altezze sul pilastro mostrano andamenti molto simili, in quanto il modello è a due zone (superiore ed inferiore).

Come si evince dai due grafici delle temperature del gas, relative ai sensori posti al piede ed in testa alla colonna, gli andamenti temporali sono praticamente gli stessi, eccezion fatta per i lassi temporali e finali.

Le temperature sono infatti coincidenti quando i sensori appartengono alla medesima zona termica e differiscono se il piano orizzontale di separazione delle zone è a quota intermedia rispetto alla quota dei sensori. Dalle differenze tra i due grafici, risulta pertanto evidente che, fino a circa 2000 secondi (circa 33 min) lo strato dei fumi è a quota intermedia tra i due sensori (il sensore in testa è a temperatura superiore rispetto al sensore al piede).

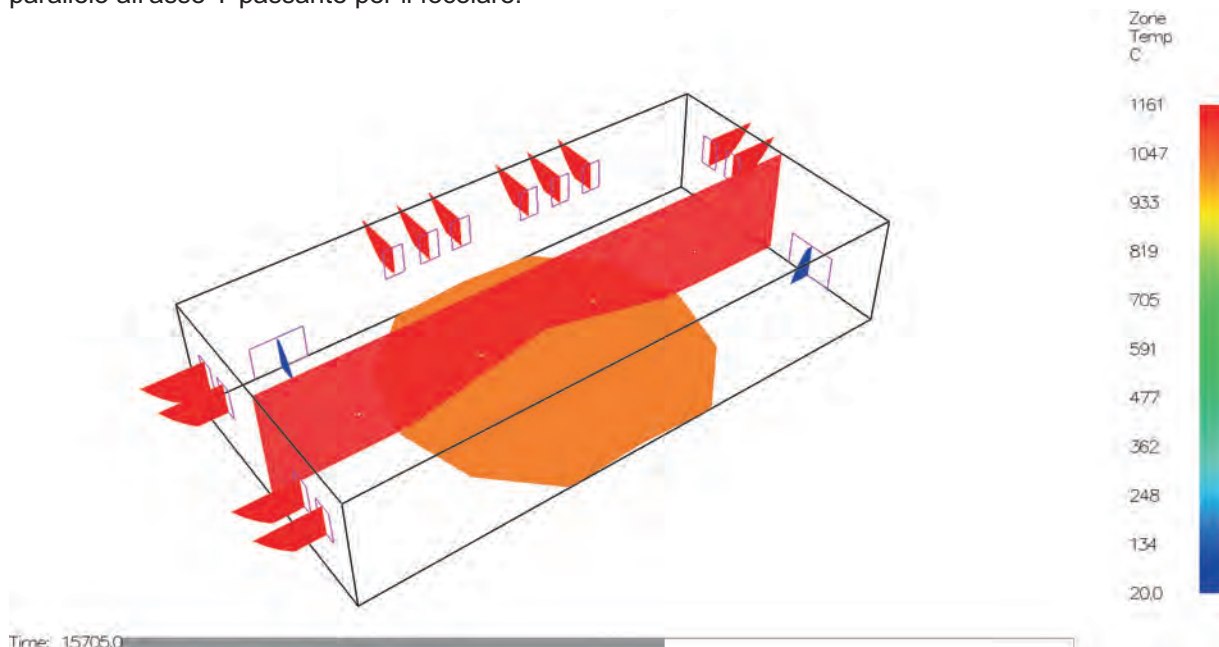
Tra i 2000 secondi ed i 23000 secondi (circa 383 min) i due sensori si trovano alla medesima temperatura, segno di un abbassamento del piano al di sotto del metro di altezza da terra.

Oltre i 23000 secondi si ha un innalzamento del piano di stratificazione dei fumi oltre il metro, con temperatura al piede inferiore rispetto alla temperatura in testa.

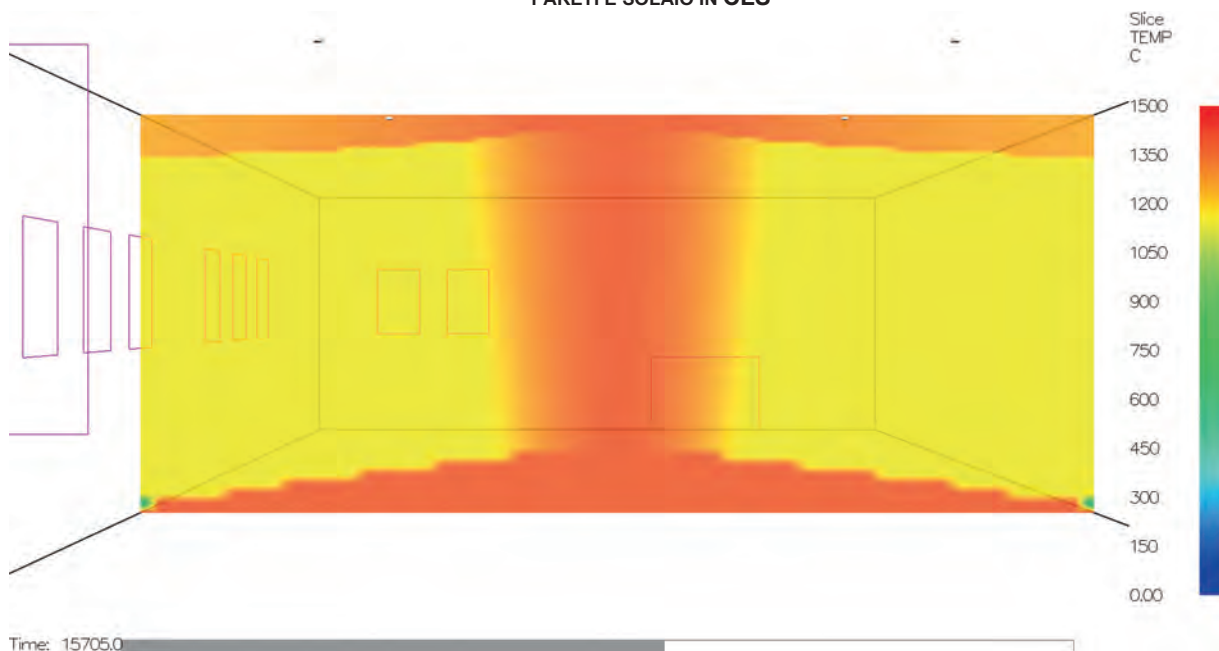
L'immagine seguente, "scattata" a 15705 secondi (circa 261 min), mostra il campo di temperature di picco, in scala di colori, raggiunto nell'ambiente.

La grafica evidenzia l'interazione tra strato di fumi caldi ed il modello di "plume" (pennacchio di fiamme e gas caldi che si innalza dall'area di combustione) assunto dal programma; questo distorce il campo di temperature rispetto al modello classico a due zone con piano di separazione orizzontale.

L'immagine successiva mostra la corrispondente *slice file*²² per le temperature dei gas ottenuta con un piano parallelo all'asse Y passante per il focolare.



**MODELLO IN CFAST - TEMPERATURA DELLA ZONA SUPERIORE
PARETI E SOLAIO IN CLS**



**MODELLO IN CFAST - SLICE FILE DELLA TEMPERATURA PASSANTE PER IL FOCOLARE
PARETI E SOLAIO IN CLS**

Le curve naturali ottenute con CFAST dovranno quindi essere oggetto di una più completa valutazione nell'ambito di un modello strutturale completo, che applichi tali curve naturali di temperatura all'intera struttura, così come prescritto dalla norma UNI 1991-1-2, per tenere conto degli effetti di incendio localizzati.

²² Il software CFAST consente di visualizzare le grandezze di interesse (es.: temperatura dei gas) tramite la rappresentazione su di un piano che seziona il dominio di calcolo; tale modalità, definita *slice file*, permette la quantificazione delle grandezze, con l'ausilio di una scala cromatica graduata.

b) *Ipotesi struttura portante in C.A. con pareti e solaio in laterizio*

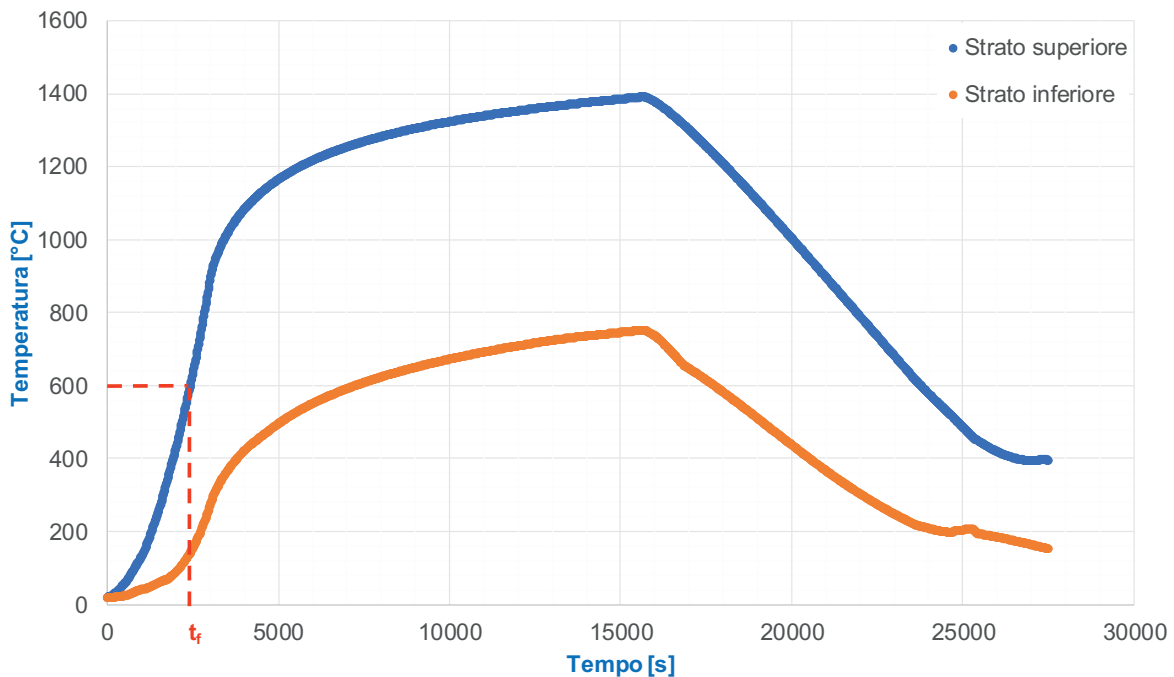
Al fine di valutare l'influenza dei parametri inseriti in input nella simulazione, si è variato il materiale costituente delle pareti e del solaio, inserendo in CFAST i parametri tipici di prodotti in laterizio.

Il materiale dei *target* (sensori di temperatura, che rappresentavano nella precedente iterazione travi e pilastri in CLS con spessore 30 cm e del pavimento) è stato lasciato invariato.

I dati utilizzati sono stati raccolti nella seguente tabella.

Parametro	Valore	u.d.m.	Materiale	Utilizzo
Densità	860	Kg/m ³	Laterizio (30 cm)	Pareti Solaio
Conducibilità termica	0,17	W/(m K)		
Calore specifico	1000	J/(kg K)		
Emissività	0,9	-		
Spessore	30	cm		
Densità	2300	Kg/m ³	CLS	Travi Pilastri Pavimento
Conducibilità termica	1,45	W/(m K)		
Calore specifico	913	J/(kg K)		
Emissività	0,9	-		
Spessore	30	cm		

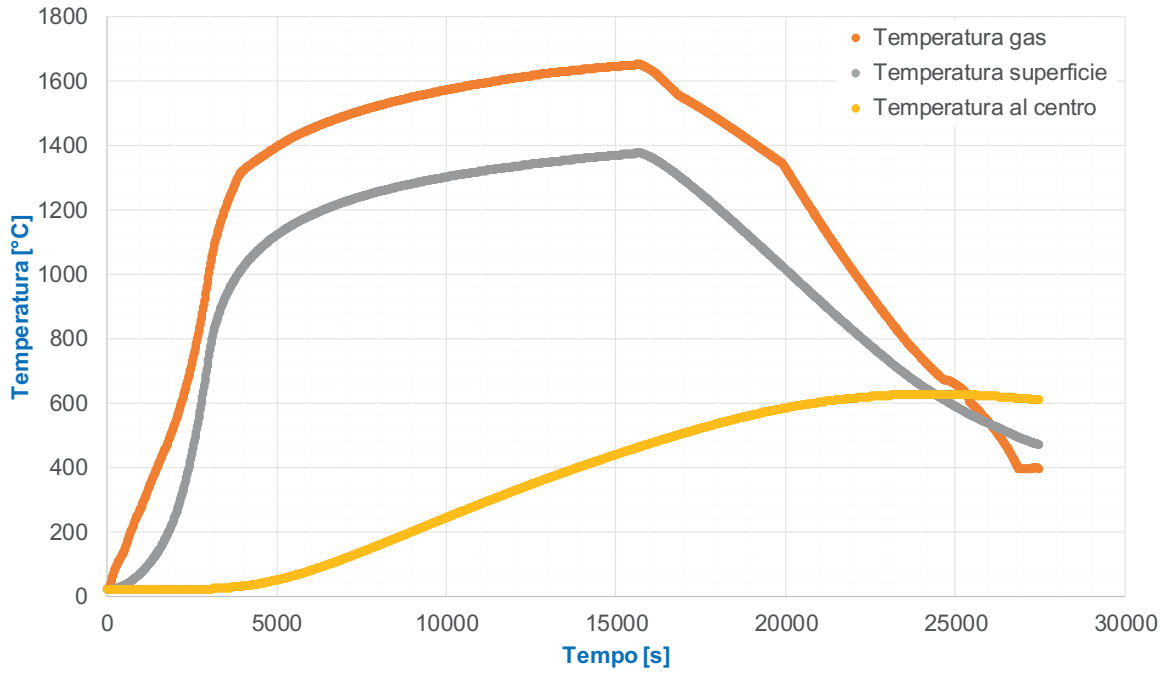
La modellazione è stata quindi lanciata mantenendo invariata la geometria precedentemente descritta; il risultato del calcolo è stato riportato nei grafici seguenti:



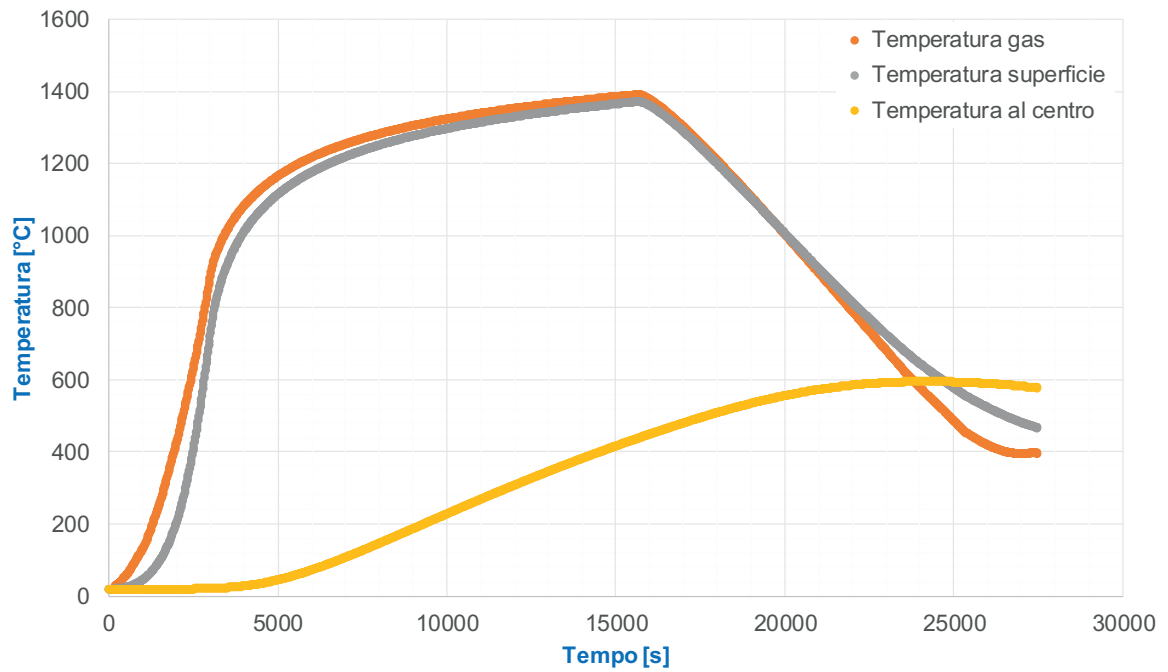
ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DELLE ZONE - MODELLO IN CFAST - PARETI E SOLAIO IN LATERIZIO

Dal grafico precedente, risultato della modellazione, si evince che la temperatura convenzionale per il flashover (600°C) viene raggiunta trascorso un tempo pari a circa 2415 s per lo strato superiore, ovvero, 525 sec prima rispetto al caso precedente.

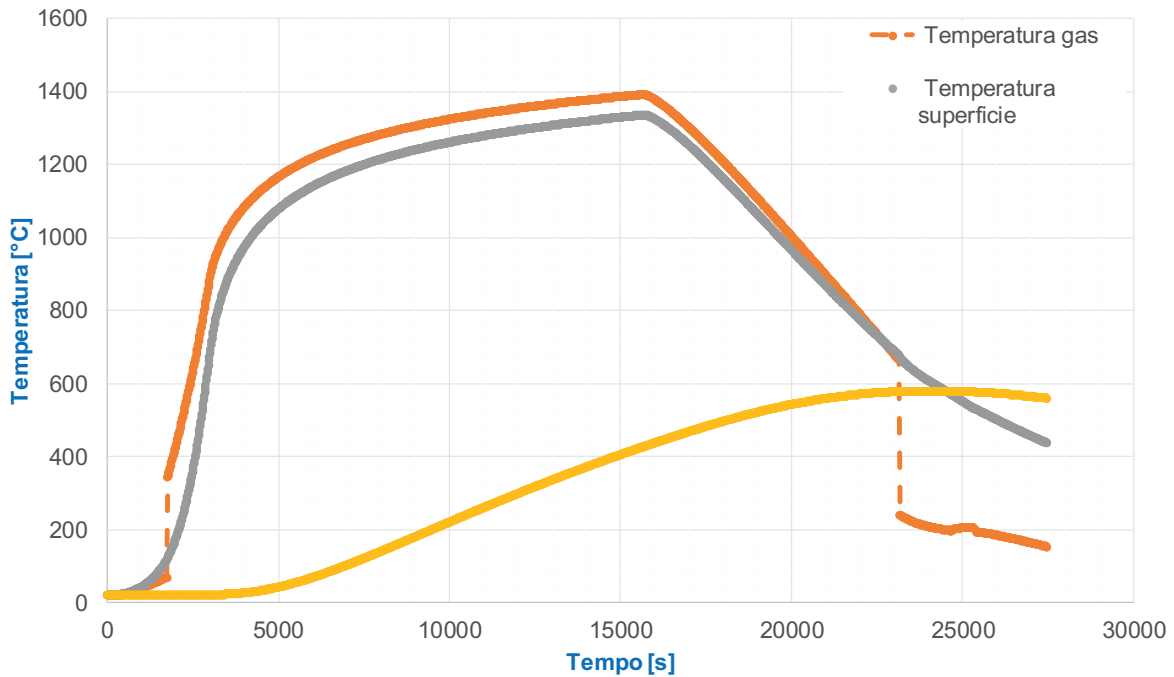
Tale comportamento è da attribuire al maggiore isolamento termico offerto dal materiale ipotizzato in questa ipotesi, che dissipa il calore in misura inferiore rispetto al CLS; la temperatura dello strato superiore, pertanto, si innalza con una maggiore velocità e raggiunge livelli più alti.



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 1 DEL MODELLO IN LATERIZIO



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2A - PILASTRO (QUOTA z = 6 M) DEL MODELLO IN LATERIZIO



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2B - PILASTRO (QUOTA z = 1 M) DEL MODELLO IN LATERIZIO

Dal confronto dei casi lett. a) e b), si può desumere che gli andamenti sono molto simili, ma le temperature calcolate nel caso con pareti e solaio in laterizio sono più alte.

Si nota infatti un incremento di circa 200°C per i sensori che rilevano le temperature dei gas e delle superfici, mentre le temperature al centro dei pilastri superano i 600°C.

Tali incrementi sono dovuti ad una maggiore capacità di isolamento del materiale scelto per le pareti e per il solaio ed evidenziano l'importanza della scelta dei dati di input per il software CFAST.

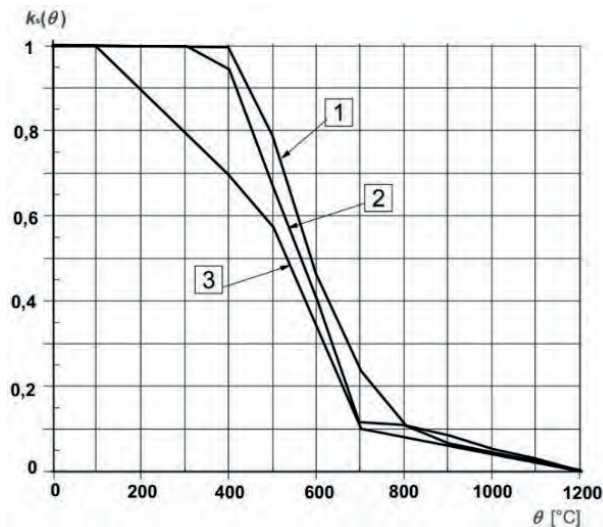
Si segnala, pertanto, che tali dati, da inserire nel modello, debbono essere il più possibile rappresentativi della reale situazione del fabbricato.

In caso contrario, la situazione potrebbe generare sia una sovrastima delle temperature (output più cautelativo, ma con maggiori costi per eventuali interventi di adeguamento), che una sottostima delle temperature, altrettanto pericolosa.

In particolare, la sottostima delle temperature risulta maggiormente problematica, in quanto potrebbero essere valutate positivamente delle situazioni potenzialmente pericolose.

Anche nel caso con pareti e solaio in laterizio, le curve naturali ottenute con CFAST dovranno essere oggetto di una più completa valutazione nell'ambito di un modello strutturale completo, che applichi tali curve naturali di temperatura all'intera struttura.

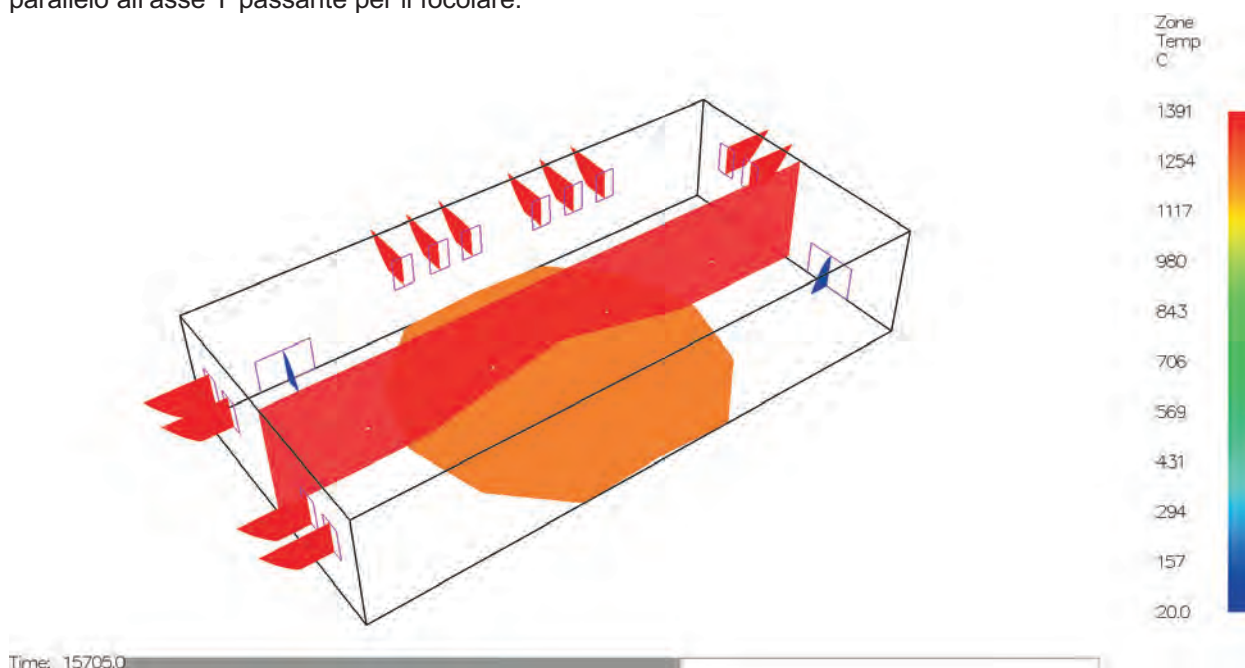
In questo caso si evidenzia una temperatura di circa 600°C al centro degli elementi strutturali, che abbatte la resistenza a snervamento dell'acciaio circa al 35 - 45% della resistenza a snervamento a freddo, come si evince dalla seguente figura 4.2a tratta dall'Eurocodice UNI EN 1992-1-2 (vedi caso studio 1).



L'immagine seguente, "scattata" a 15705 secondi (circa 261 min), mostra il campo di temperature di picco, in scala di colori, raggiunto nell'ambiente, considerando pareti e solaio in laterizio.

Valgono le analoghe considerazioni di cui al caso lett. a).

L'immagine successiva mostra la corrispondente *slice file* per le temperature dei gas ottenuta con un piano parallelo all'asse Y passante per il focolare.



**MODELLO IN CFAST - TEMPERATURA DELLA ZONA SUPERIORE
PARETI E SOLAIO IN LATERIZIO**



**MODELLO IN CFAST - SLICE FILE DELLA TEMPERATURA PASSANTE PER IL FOCOLARE
PARETI E SOLAIO IN LATERIZIO**

c) *Ipotesi sulla gestione del materiale combustibile - focolare da 5 MW*

La curva RHR finora utilizzata nel presente esempio è stata calcolata ipotizzando una distribuzione spaziale uniforme del carico di incendio.

In tal modo, si è ipotizzato che la propagazione dell'incendio interessasse tutto il materiale contenuto all'interno del compartimento e che, pertanto, avvenisse la combustione completa dello stesso.

Nei casi lett. a) e b), pur non avendo effettuato la modellazione strutturale del fabbricato, l'elevata durata dell'incendio e le alte temperature calcolate tramite le modellazioni fanno supporre la necessità di proteggere le strutture con importanti interventi di adeguamento.

Una possibile strategia alternativa è individuabile nella prescrizione gestionale della realizzazione di *isole di stoccaggio del materiale combustibile*, opportunamente distanziate, in maniera da ostacolare la propagazione dell'incendio.

Con tale garanzia, sarebbe possibile effettuare la modellazione considerando un incendio limitato ad una singola isola di stoccaggio del materiale combustibile.

Ai fini didattici, nel presente esempio, per il distanziamento tra le isole di stoccaggio è stata utilizzata la procedura tabellare del par. S.3.11.2 del Codice, con l'applicazione della tab. S.3-7: *Coefficienti α e β per attività con carico di incendio specifico $q_f > 1200 \text{ MJ/m}^2$* e, successivamente, la procedura analitica del par. S.3.11.3.

Sebbene le caratteristiche geometriche dell'isola di stoccaggio (modellata come un *elemento radiante*) tali metodi permettano la valutazione delle distanze di separazione in spazio a cielo libero, essi forniscono una distanza alla quale l'irraggiamento sul bersaglio è inferiore a $12,6 \text{ kW/m}^2$, a condizione che l'irraggiamento avvenga senza ulteriori contributi radianti.

In prima approssimazione, pur se l'elemento radiante (isola di stoccaggio) non si trova su di uno spazio a cielo libero, ma all'interno di uno spazio coperto, ove le temperature dello strato di fumi fossero limitate (es.: al di sotto dei 100°C), il relativo contributo in termini di irraggiamento sarebbe trascurabile rispetto a quello del pannello radiante stesso.

Pertanto, in prima approssimazione, si procederà alla valutazione della distanza di separazione con i metodi di calcolo validi per l'ipotesi di spazio a cielo libero, evidenziando che tale ipotesi andrà in ogni caso confermata attraverso una simulazione con un software come Fire Dynamics Simulator (FDS), in grado di calcolare la somma dei diversi contributi dell'irraggiamento su un eventuale bersaglio.

Supponiamo, ai nostri scopi, di utilizzare il valore di RHR_{\max} relativo al focolare predefinito del Codice per attività civili, presente nella tab. M.2-2 riportata alla pagina seguente (curva RHR avente $RHR_{\max} = 5 \text{ MW}$).

Per dimensionare l'isola di stoccaggio di materiale combustibile, supponiamo che il materiale (legno) abbia una RHR_{\max} per m^2 di superficie del focolare pari a 300 kW/m^2 .

Con tale ipotesi, dalla formula M.2-3 si ottiene la superficie esposta di materiale combustibile necessaria per produrre un RHR massimo di 5 MW:

$$A_f = RHR_{\max} / RHR_f = 5000 / 300 = 16,7 \text{ m}^2$$

Per ottenere una superficie di $16,7 \text{ m}^2$, è possibile ipotizzare un'isola di stoccaggio di dimensioni $3 \times 0,67 \text{ m}$ in pianta e con 2 m di altezza.

Con tali ipotesi la superficie esposta è infatti quella sviluppata da un parallelepipedo, non considerando la superficie a contatto con il terreno (non esposta all'incendio):

$$A_f = (2 \times b \times h) + (2 \times l \times h) + (b \times l) = (2 \times 3 \times 2) + (2 \times 0,67 \times 2) + (3 \times 0,67) = 16,69 \text{ m}^2$$

Il volume dell'isola di stoccaggio è quello di un parallelepipedo:

$$V = b \times h \times l = 3 \times 2 \times 0,67 = 4,02 \text{ m}^3$$

Ipotizzando una densità ρ di 450 kg/m^3 ed un potere calorifico del legno pari a $17,5 \text{ MJ/kg}$, l'energia rilasciata dalla combustione completa dell'isola risulta pari a:

$$E_c = V \times \rho \times H = 4,02 \times 450 \times 17,5 = 31657,5 \text{ MJ}$$

Parametro	Focolare predefinito	
	per attività civile	per altre attività
Velocità caratt. di crescita dell'incendio t_a	150 s (<i>fast</i>)	75 s (<i>ultra-fast</i>)
RHR _{max} totale RHR _{max} per m ² di superficie del focolare	5 MW 250-500 kW/m ² [1]	50 MW 500 -1000 kW /m ² [1]
Resa in particolato Y _{soot}	Pre flashover: 0,07 kg/kg [2,3] Post flashover: 0,14 kg/kg [2,3]	Pre flashover: 0,18 kg/kg [4] Post flashover: 0,36 kg/kg [4]
Resa in monossido di carbonio Y _{CO}	Pre flashover: 0,10 kg/kg [5] Post flashover: 0,40 kg/kg [5]	
Calore di combustione effettivo ΔHC	20 MJ/kg [3]	
Resa in biossido di carbonio Y _{CO2}	1,5 kg/kg [3,6]	
Resa in acqua Y _{H2O}	0,82 kg/kg [3,6]	
Frazione di RHR(t) in irraggiamento (<i>Radiative fraction</i>)	35% [3]	
[1] Da impiegare in alternativa all'RHR _{max} totale, considerando la massima superficie del focolare, pari al compartimento antincendio nel caso di carico di incendio uniformemente distribuito, ma che può essere un valore inferiore nel caso d'incendio localizzato. [2] Robbins A P, Wade C A, Study Report No.185 "Soot Yield Values for Modelling Purposes - Residential Occupancies", BRANZ, 2008 [3] "CIVM2 Verification method: Framework for fire safety design", New Zealand Building Code [4] "SFPE handbook of fire protection engineering", NFPA, 4 th ed., 2008. Tabella 3-4.16, pag. 3-142, da polyurethane flexible foams. [5] Stec A A, Hull T R, "Fire Toxicity", woodhead Pub., 2010. § 2.4 con $ct = 1,25$ (<i>underventilated fire</i>) [6] In alternativa alle rese Y _{CO2} e Y _{H2O} , si può imporre nel codice di calcolo il combustibile generico C ₂ H ₄ O _{0,5} .		

TAB. M.2-2: FOCOLARI PREDEFINITI

Considerate le dimensioni dell'isola di stoccaggio, utilizzando la procedura tabellare del par. S.3.11.2 del Codice, con l'applicazione della tab. S.3-7: *Coefficienti α e β per attività con carico di incendio specifico $q_f > 1200 \text{ MJ/m}^2$* , è possibile calcolare la *distanza di separazione "d"*, utilizzando i coefficienti $\alpha_i = 2,5$ e $\beta_i = 1,0$ corrispondenti a $B_i = 3 \text{ m}$ e $H_i = 3 \text{ m}$.

Dato che ogni faccia dell'isola rappresenta un elemento radiante, corrispondente alle dimensioni del rispettivo pannello radiante, la percentuale di foratura p_i sarà pari a 1.

Di conseguenza, usando la formula S.3-2, si ottiene:

$$d_i = \alpha_i \times p_i + \beta_i = 2,5 \times 1,0 + 1,0 = 3,5 \text{ m}$$

La distanza di separazione "d" calcolata con la procedura tabellare sopra esposta vale sia per il lato lungo, che per quello corto dell'isola di stoccaggio, dato che $B_i = 3 \text{ m}$ e $H_i = 3 \text{ m}$ sono i valori più piccoli individuabili nella tab. S.3-7.

Per effettuare un calcolo maggiormente rigoroso sul lato corto e per verificare il valore di distanza di separazione sul lato lungo, è stata utilizzata la *Procedura per la determinazione analitica della distanza di separazione* del par. S.3.11.3.

Utilizzando le formule S.3-4 e S.3-5, ed ipotizzando determinati valori d_i , si sono calcolati i valori di F_{2-1} , X e Y, che valgono:

caso del lato corto	$d_i = 1,1 \text{ m}$	→	$F_{2-1} = 0,22767$	X = 0,3	Y = 0,91
caso del lato lungo	$d_i = 2,4 \text{ m}$	→	$F_{2-1} = 0,24272$	X = 0,63	Y = 0,42

Utilizzando la formula S.3-8 è possibile valutare l'emissività della fiamma ϵ_f e lo spessore della fiamma d_f (impostato pari a 2/3 dell'altezza dell'isola di stoccaggio $h = 2 \text{ m}$, ovvero del *varco* dal quale esce la fiamma):

$$d_f = 2/3 \times 2 = 1,33 \text{ m} \quad \epsilon_f = 0,33$$

Dato che si è ipotizzato $q_f > 1200 \text{ MJ/m}^2$, utilizzando $E_1 = 149 \text{ kW/m}^2$ e la formula S.3-3, si è verificato che:

$$\text{Caso del lato corto} \quad F_{2-1} \times E_1 \times \varepsilon_f = 0,22767 \times 149 \times 0,33 = 11,18 < 12,6 \text{ kW/m}^2 = E_{\text{soglia}}$$

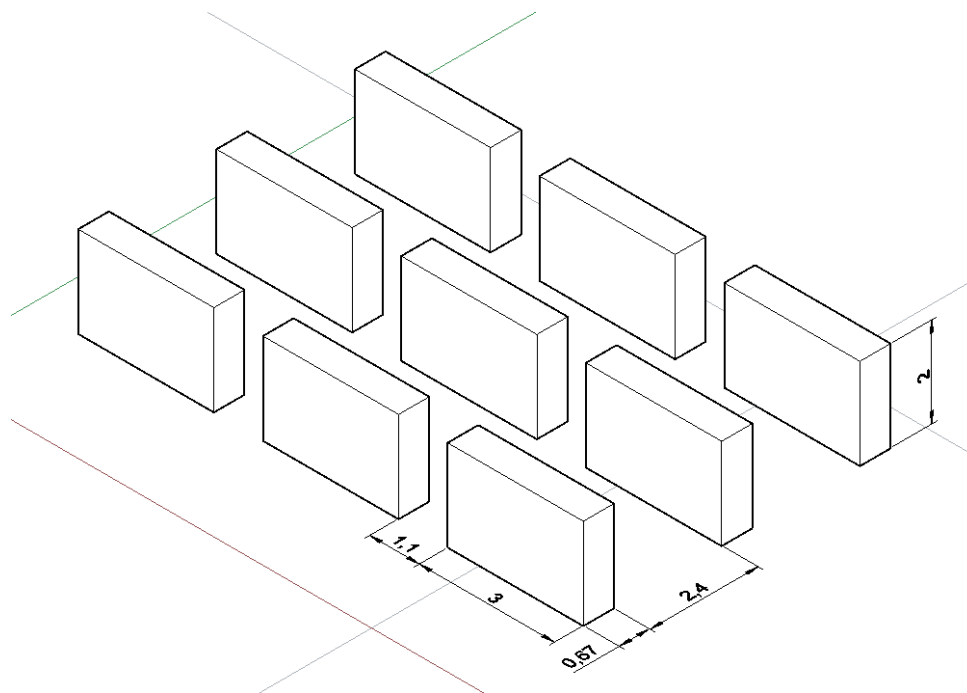
$$\text{Caso del lato lungo} \quad F_{2-1} \times E_1 \times \varepsilon_f = 0,24272 \times 149 \times 0,33 = 11,92 < 12,6 \text{ kW/m}^2 = E_{\text{soglia}}$$

Confrontando il valore ottenuto con la procedura tabellare ($d_i = 3,5 \text{ m}$) ed i valori ottenuti con la procedura analitica ($d_i = 1,1 \text{ m}$ per il lato corto e $d_i = 2,4 \text{ m}$ per il lato lungo), è possibile notare che la procedura tabellare fornisce una certa sovrastima del valore di distanza di protezione, dovuta anche al fatto che per ricavare i valori delle tabelle S.3-7 e S.3-8 riferite alla procedura tabellare si è posto d_f pari a 2 m^{23} (corrispondente a varchi da cui esce la fiamma di altezza pari a 3 m).

Stabilite le ipotesi di distanziamento sopra specificate, la curva RHR avente $\text{RHR}_{\text{max}} = 5 \text{ MW}$ ed energia rilasciata dalla combustione completa dell'isola di stoccaggio pari a $31657,5 \text{ MJ}$ è stata immessa come input di una modellazione CFAST (velocità di crescita di tipo media, correlata alla tipologia dei materiali presenti (vedi tab. G.3-2).

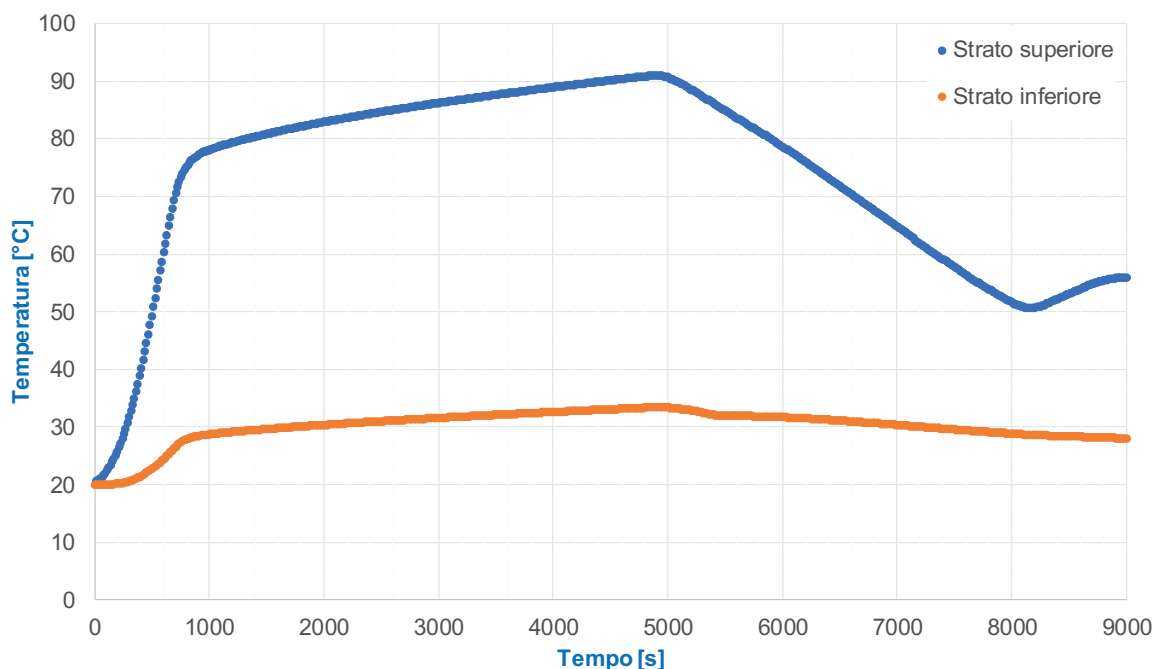
Nel modello si è ipotizzata la geometria già analizzata nell'esempio corrente, avente le pareti e il solaio in CLS, come nel caso lett. a).

I restanti parametri dell'incendio (formula chimica, rilascio di soot e CO, frazione di calore dispersa per irraggiamento) sono stati mantenuti rispetto alle simulazioni precedenti.



DISPOSIZIONE GEOMETRICA DELLE ISOLE DI STOCCAGGIO

²³ Si coglie l'occasione per evidenziare che l'altezza del varco utilizzata per la definizione delle tabelle riportate nel cap. S.3 del Codice è di 3 m , corrispondente ad un valore dell'altezza di fiamma d_f pari a 2 m . Per tale motivo, la nota al comma 6 del par. S.3.11.3 deve intendersi modificata in tal senso. Si lascia all'attento lettore la verifica di quanto asserito.



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DELLE ZONE - MODELLO IN CFAST

Dal grafico precedente, risultato della modellazione, si evince che la temperatura convenzionale per il flashover (600°C) non viene mai raggiunta nello strato superiore.

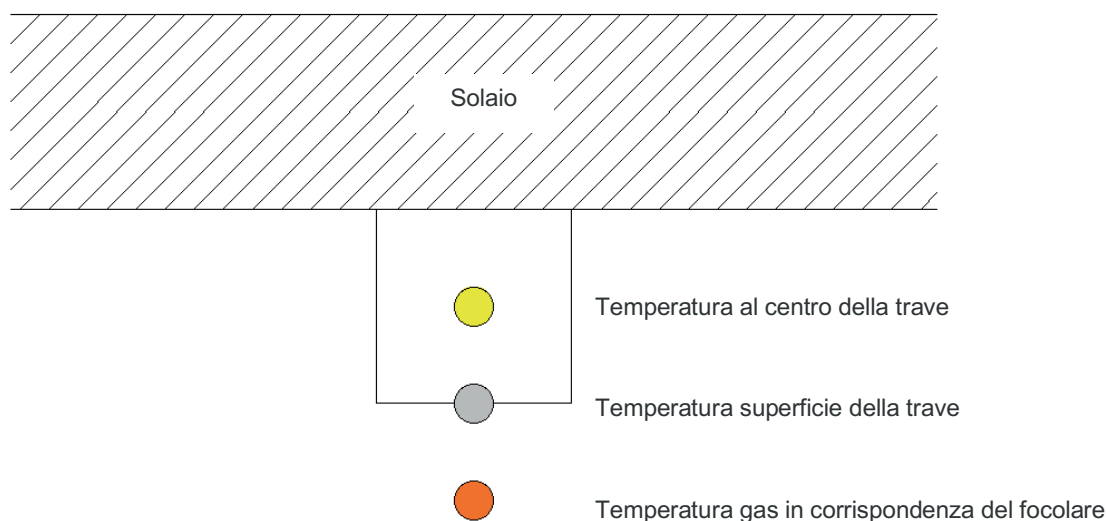
Inoltre la temperatura dello strato superiore risulta inferiore a 100°C , evidenziando che il contributo radiativo dello strato superiore dei fumi potrebbe essere trascurabile (da verificare con modellazione in FDS!).

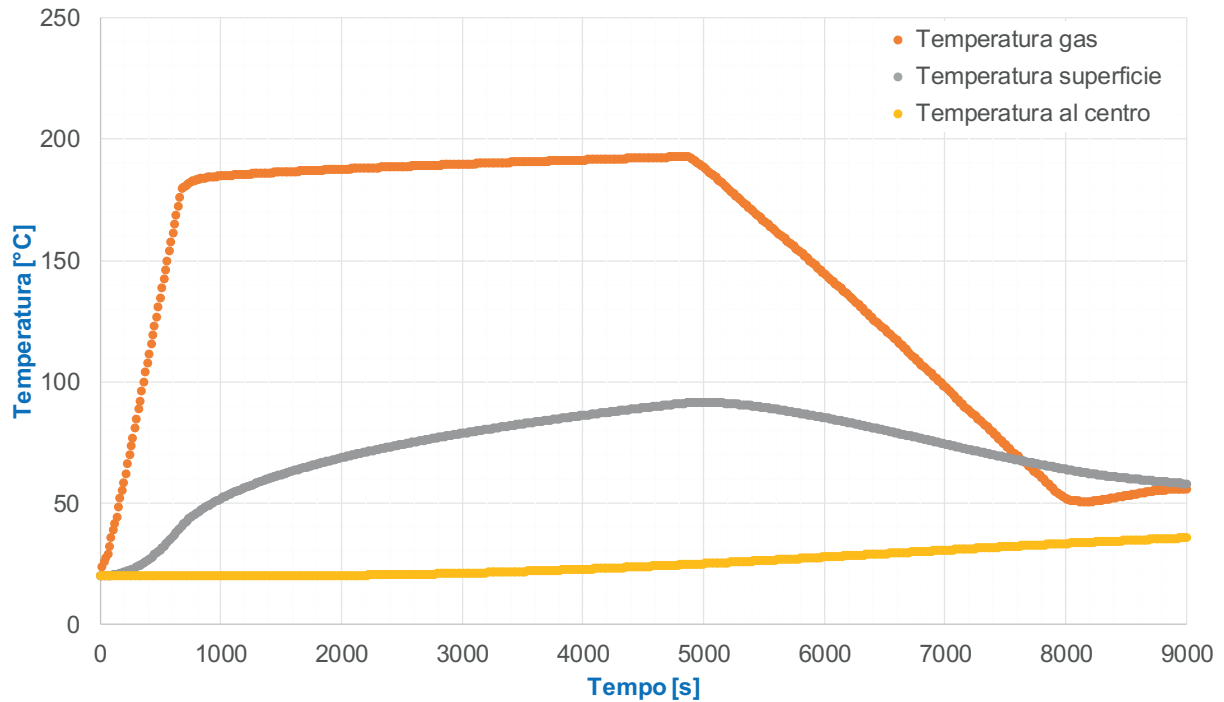
Come già detto nei casi esaminati in precedenza, poiché CFAST è un modello *a zone*, la temperatura dello strato superiore qui riportata rappresenta la temperatura media dello strato superiore dei fumi.

Per valutare la temperatura degli elementi strutturali principali, sono state considerate, anche in questo caso: una zona 1 con tre sensori di temperatura sul solaio (modellando una trave posta in corrispondenza del focolare) e due zone 2 con tre sensori ciascuna in corrispondenza di un pilastro, a quote z pari a 6 m (2a) e 1 m (2b), sito sulla parete lunga.

Nel grafico seguente viene mostrata la temperatura del gas nell'intorno della trave (ipotizzata in CLS, avente spessore 30 cm), a confronto con la temperatura assunta sulla superficie e al centro della trave stessa, come si evince dallo schema di seguito riportato, relativo alla zona 1.

Uno schema analogo è stato seguito, anche in questo caso, per il pilastro a contatto con la parete, relativo alle zone 2a e 2b.





ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 1 DEL MODELLO

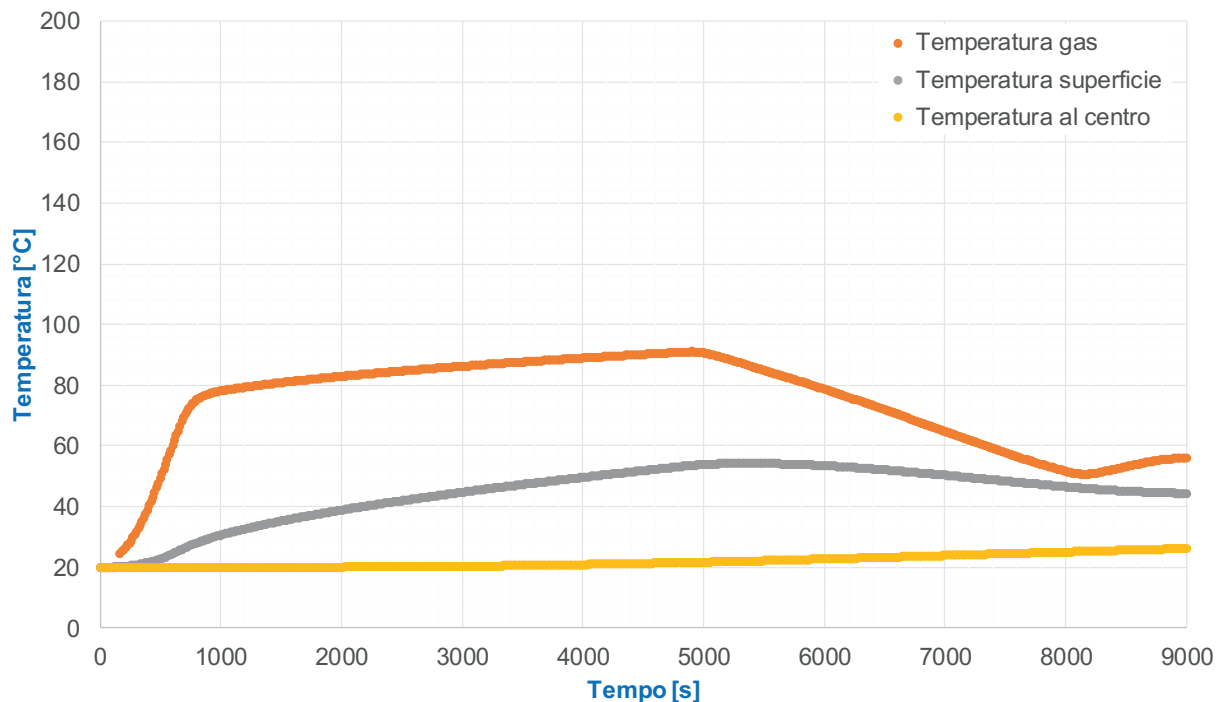
Risulta evidente che le temperature del gas e della superficie della trave risultano molto più basse che nei casi lett. a) e b) e che tendono a diminuire ulteriormente durante la fase di estinzione dell'incendio.

Il sensore posto al centro dello spessore della trave sopra al focolare risente dell'inerzia termica della massa della trave.

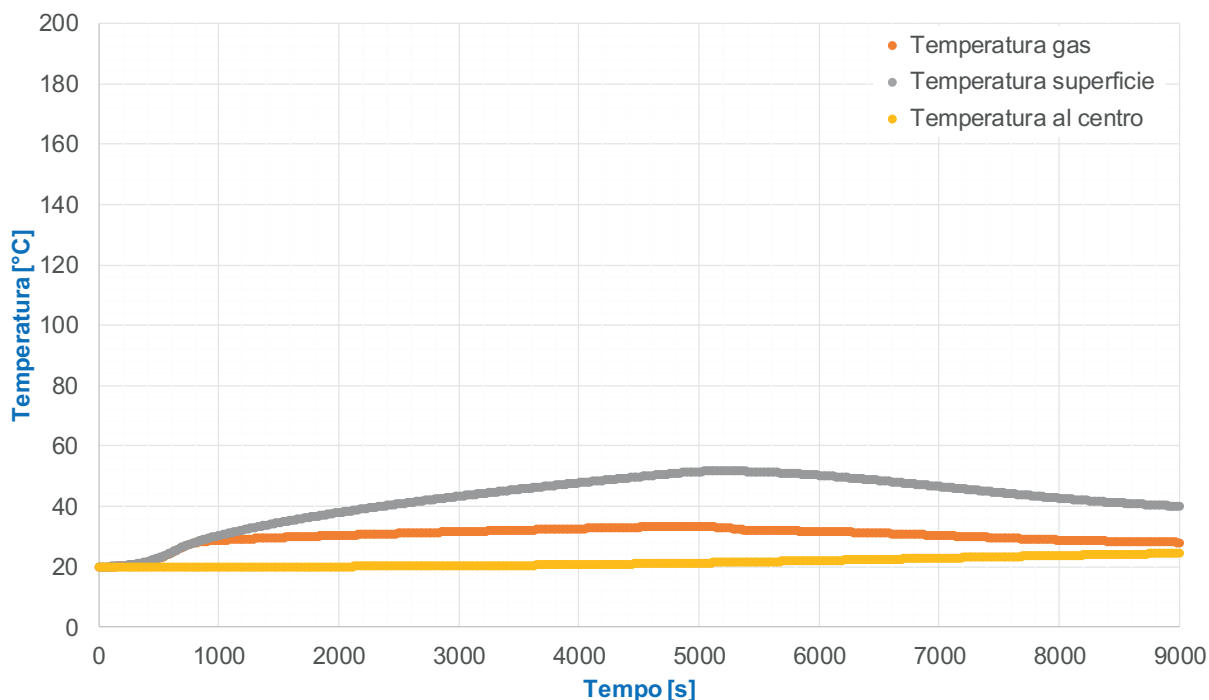
Il sensore che rappresenta la temperatura del gas nell'intorno della trave ha una temperatura massima di quasi 200°C, superiore a quella dello strato superiore dei fumi (circa 90°C).

Ciò avviene in quanto il primo sensore viene calcolato tramite le formule relative al "plume", mentre il secondo viene calcolato come temperatura media della temperatura dei fumi nella zona superiore.

Nei grafici seguenti viene mostrata la temperatura del gas relativa ai sensori posti in corrispondenza di un pilastro, a diverse quote z:



ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2A - PILASTRO (QUOTA z = 6 m)



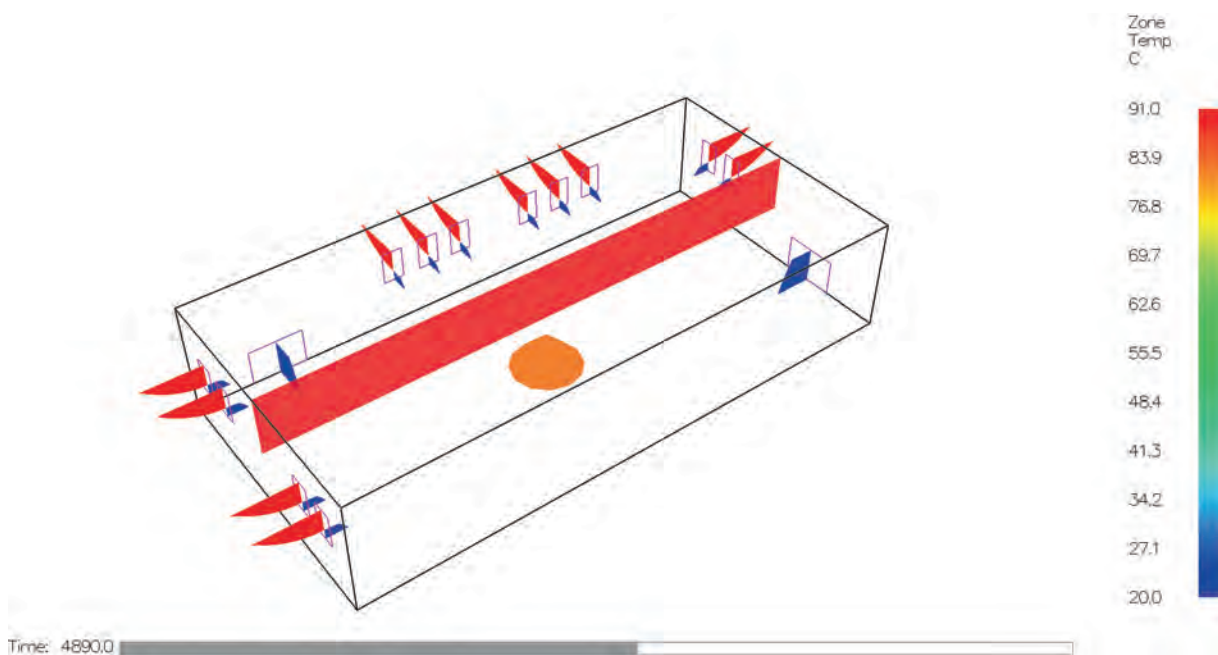
ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DEI SENSORI NELLA ZONA 2B - PILASTRO (QUOTA z = 1 M)

Dai grafici sopra riportati si può desumere che i sensori posti a varie altezze sul pilastro hanno in questo caso andamenti simili, ma valori molto diversi in quanto in questo caso le due zone termiche (superiore ed inferiore) mostrano valori di temperatura notevolmente differenti. Inoltre l'ampia difformità di temperature che si riscontra tra il grafico in corrispondenza della trave e di quello del pilastro, evidenzia un contributo non trascurabile dell'irraggiamento, molto più evidente rispetto alle precedenti modellazioni.

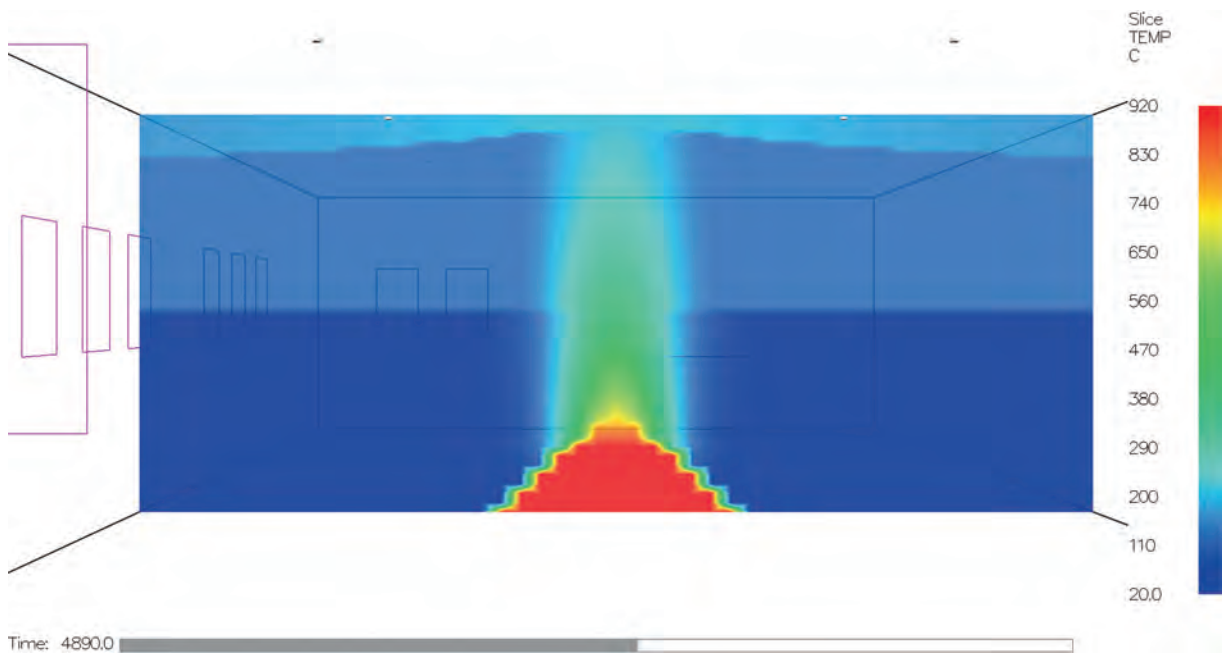
Si nota, come già evidenziato per la trave, che i sensori raggiungono temperature molto contenute, di fatto poco preoccupanti ai fini della resistenza al fuoco.

L'immagine seguente, "scattata" a 4890 secondi (circa 82 min), mostra il campo di temperature di picco, in scala di colori, raggiunto nell'ambiente.

L'immagine successiva mostra la corrispondente *slice file* per le temperature dei gas ottenuta con un piano parallelo all'asse Y passante per il focolare.



MODELLO IN CFAST - TEMPERATURA DELLA ZONA SUPERIORE



MODELLO IN CFAST- SLICE FILE DELLA TEMPERATURA PASSANTE PER IL FOCOLARE

Anche se le temperature calcolate risultano basse, per accertare definitivamente tutti gli aspetti strutturali, le curve naturali ottenute con CFAST dovranno comunque essere oggetto di una più completa valutazione nell'ambito di un modello strutturale completo, che applichi tali curve naturali di temperatura all'intera struttura.

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nella presente appendice è stato effettuato lo studio dell'andamento nel tempo della potenza termica RHR(t) che l'incendio rilascia all'interno di un edificio.

Si è pertanto costruita la probabile curva RHR(t) relativa all'incendio che si sviluppa all'interno dell'edificio, seguendo le prescrizioni di cui al par. M.2.6 e al d.m. 31 luglio 2012, e si è determinata la quantità di legname bruciata trascorsi 60 minuti.

Successivamente, la suddetta curva RHR(t) è stata utilizzata come input di una modellazione CFAST (modello a zone), nella quale si è ipotizzato il compartimento in questione, realizzato con due diverse ipotesi costruttive: struttura realizzata interamente in CLS e struttura con solai in C.A. e tamponamento in laterizio.

Da ultimo, la medesima curva RHR(t) è stata utilizzata ipotizzando una distribuzione spaziale uniforme del carico di incendio, alla ricerca di una possibile strategia alternativa consistente nella gestione dello stoccaggio del materiale combustibile, in maniera da ostacolare la propagazione dell'incendio.

❖ *Commento dei risultati*

Dalle risultanze dei casi lett. a) e b), si desume che gli andamenti delle temperature rilevate sono molto simili; tuttavia quelle calcolate nel caso con pareti e solaio in laterizio sono leggermente più alte.

Tali incrementi sono dovuti ad una maggiore capacità di isolamento del laterizio ed evidenziano l'importanza della scelta dei dati di input per la conduzione delle analisi termiche.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Per individuare le misure utili a garantire il livello di prestazione richiesto ai fini della resistenza al fuoco, il Codice contempla l'adozione di soluzioni conformi (di tipo deterministico) e di soluzioni alternative (di tipo prestazionale), che utilizzano, in via generale, il metodo dell'ingegneria della sicurezza antincendio.

Ove il progettista volesse adottare soluzioni alternative, la verifica delle prestazioni di resistenza al fuoco degli elementi strutturali non sarà effettuata utilizzando curve nominali di incendio, che come ampiamente dimostrato nei casi studio trattati, impongono severe sollecitazioni termiche, bensì mediante l'ausilio di curve naturali d'incendio, che tengono conto delle peculiari caratteristiche del compartimento oggetto dell'indagine, della quantità e della tipologia dei combustibili, rappresentando più realisticamente l'evoluzione dell'incendio e i correlati effetti determinati sugli elementi strutturali.

Pertanto, specialmente nei casi di compartimenti complessi, può risultare indispensabile individuare l'andamento nel tempo della potenza termica rilasciata dall'incendio, in quanto esso rappresenta un dato fondamentale per eseguire la modellazione numerica avanzata computazionale, finalizzata all'ottenimento delle curve naturali d'incendio nel compartimento.

Nei primi due casi a) e b), la durata della modellazione è molto protratta nel tempo, in quanto il carico di incendio all'interno del locale è elevato.

Si segnala, infatti, che, se l'obiettivo di sicurezza antincendio riguarda il *mantenimento della capacità portante in caso d'incendio*, la tabella M.2-1: *Durata minima degli scenari d'incendio di progetto* prescrive che la durata minima degli scenari in caso di incendio sia dall'evento iniziatore fino al momento in cui gli effetti dell'incendio sono ritenuti non significativi in termini di variazione temporale delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti.

Pertanto, nei citati casi, la durata della modellazione termica è stata condotta fino all'esaurimento del combustibile all'interno del capannone.

Nei primi due casi la durata dell'incendio è di 27386,8 s, ovvero di circa 7,6 ore e la temperatura raggiunge livelli molto alti, oltre i 1000°C.

Si segnala a tal proposito che la modellazione termica è disaccoppiata dalla modellazione termomeccanica delle strutture e, quindi prescinde dalla verifica di resistenza al fuoco di queste ultime.

Va pertanto successivamente verificata la disponibilità strutturale a resistere alle temperature a cui essa è sottoposta.

In questi casi, potrebbe essere meno conveniente ragionare in termini di approccio prestazionale con curva naturale, poiché ove si seguisse l'approccio prescrittivo tradizionale (utilizzando le curve nominali di incendio di cui al par. S.2.7), il tempo di esposizione massimo all'incendio sarebbe di 240 minuti (R240), oltrepassato un certo limite di carico di incendio specifico.

Viceversa, l'approccio con curva naturale di incendio risulta maggiormente conveniente nel caso lett. c), nel quale si rinuncia ad una quota parte dell'area di stoccaggio, ma attraverso lo studio della disposizione della stessa, si evita la propagazione dell'incendio, limitando i danni alle strutture e ai beni.

In tal caso, infatti, le temperature calcolate nella modellazione termica consentono di escludere anche l'innescarsi del flashover, aumentando il livello di sicurezza complessivo dell'attività.

A.2 - Caso studio curva naturale d'incendio - ipotesi incendio in un archivio

Descrizione

Per la verifica dei livelli di prestazione di resistenza al fuoco di elementi strutturali, mediante le soluzioni alternative indicate nei par. dal S.2.4.6 al S.2.4.9, risulta di fondamentale importanza il calcolo della curva naturale d'incendio.

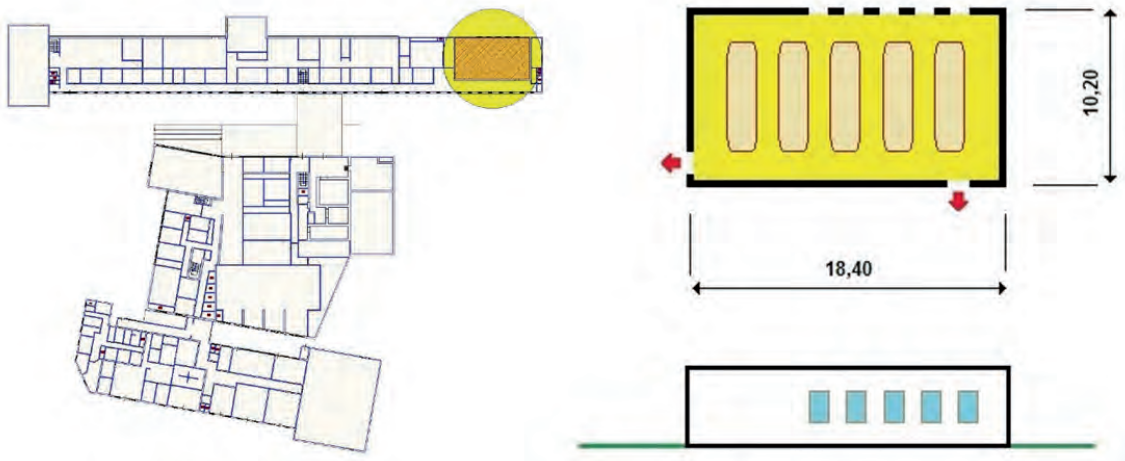
Ci si propone lo studio della curva in un archivio di materiale cartaceo installato nell'ambito di un edificio adibito ad attività di ufficio modellando l'incendio con una curva parametrica, secondo le indicazioni fornite dalla norma UNI EN 1991-1-2.

Prioritariamente, occorre verificare le condizioni di applicabilità previste dalla citata norma.

L'equazione della curva parametrica, presente nell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2, indica la variazione nel tempo della temperatura T_g dei gas di combustione, espressa in °C, che è valida per ambienti con superficie del pavimento inferiore a 500 m^2 , senza aperture nel soffitto ed aventi altezza massima di $4,00 \text{ m}$, nei quali sono contenuti materiali combustibili prevalentemente di tipo celluloso (carta, legno, sughero, ecc.).

Dati salienti:

Dimensioni geometriche dell'archivio	I = 18,40 m; L = 10,20 m; H = 3,75 m ($A_f = 187,68 \text{ m}^2$)	
Apparecchiatura costruttiva	Strutture portanti in C.A.	
	Densità pareti in CLS	$\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$
	Calore specifico	$c_p = 915 \text{ J/kg K}$
	Conduttività termica	$\lambda = 1,45 \text{ W/m K}$



Inserimento e schema planimetrico dell'archivio

Quantità di materiale	$Q_T = 14500$ kg (potere calorifico H pari a 17,0 MJ/kg)
Compartimenti antincendio	Unico compartimento; peraltro l'edificio risulta adiacente, e pertanto non separato, ad un'altra attività soggetta ai controlli di prevenzione incendi. Livello III di prestazione (par. S.3.2.1)
Numero addetti	Presenza occasionale di due addetti
Uscite dal compartimento	2 aventi $L = 1,20$ m; $h = 2,20$ m (par. S.4.8.3)
Finestre	5 aventi $L = 1,30$ m; $h = 2,10$ m e davanzale a 1,55 m da pavimento
Sistemi antincendio installati	Impianto IRAI (UNI 9795) ► Livello III di prestazione (par. S.7.2.1 e S.7.4.1) Rete di idranti (UNI 10779) ► Livello III di prestazione (par. S.6.2.1 e S.6.6.2)
Sistema di gestione della sicurezza	Livello II di prestazione (par. S.5.3.1 e par. S.5.4.1)
Operatività antincendio	Livello III di prestazione (par. S.9.3.1 e par. S.9.4.2)
Squadra interna emergenza	Non presente H 24

Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 34.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Depositi di carta, cartoni e prodotti cartotecnici, archivi di materiale cartaceo, biblioteche, depositi per la cernita della carta usata, di stracci di cascami e di fibre tessili per l'industria della carta, con quantitativi in massa superiori a 5000 kg e fino a 50000 kg".

Obiettivi dello studio

Si vuole determinare la curva naturale d'incendio, ossia la curva di variazione nel tempo della temperatura dei gas di combustione durante lo sviluppo dell'incendio, che viene determinata in base al modello parametrico della norma UNI EN 1991-1-2.

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = A2$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	III
	$R_{beni} = 1$		

In relazione al quantitativo di materiale cartaceo presente nell'archivio si è determinato, in via approssimata, il valore del carico di incendio specifico q_f pari a: (vedi par. S.2.9).

$$q_f = Q_T \times H \times m / A_f = 14500 \times 17,0 \times 0,80 / 187,68 = 1050,72 \text{ MJ/m}^2$$

Ai fini della determinazione della curva parametrica, è necessario calcolare il carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ risulta pari a: (vedi par. S.2.9).

$$q_{f,d} = q_f \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_n = 1050,72 \times 1,00 \times 1,20 \times 0,77 = 970,87 \text{ MJ/m}^2$$

dove:

- $\delta_{q1} = 1,00$ ($A = 187,68 \text{ m}^2$);
- $\delta_{q2} = 1,20$ (Classe di rischio III - tab. S.2-5)
- $\delta_n = \delta_{n1} \times \delta_{n9} = 0,90 \times 0,85 = 0,77$

A tale valore di $q_{f,d}$ corrisponde una classe minima di resistenza al fuoco pari a 90 (vedi par. S.2.4.3).

Si procede, quindi, alla verifica della capacità portante degli elementi strutturali sottoponendoli all'azione termica della curva naturale d'incendio che si sviluppa nell'archivio cartaceo; in tale circostanza si dovrà necessariamente effettuare una valutazione della capacità portante in base ai risultati di calcoli, secondo le prescrizioni di cui al par. S.2.14.

L'analisi strutturale dovrà essere estesa per un tempo commisurato al livello di prestazione, così come indicato nel par. M.2.5 e nel cap. S.2 del Codice.

Si riporta l'espressione della curva parametrica presente nell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2; essa rappresenta una buona approssimazione della curva nominale d'incendio standard per temperature inferiori a 1000 °C ed è, nella fase crescente, descritta dall'espressione:

$$T_g(t) = 20 + 1325 \times (1 - 0,324 \times e^{-0,2 t^*} - 0,204 \times e^{-1,7 t^*} - 0,472 \times e^{-19 t^*})$$

dove:

- $t^* = t \times \Gamma$ è il tempo fittizio, espresso in ore;
- $\Gamma = (b_{rif}/O_{rif})^2 \times (O/b)^2$ è un fattore adimensionale;
- $b = (\rho \times c_p \times \lambda)^{0,5}$ è l'inerzia termica, espressa in $J/(m^2 s^{0,5} °C)$;

nell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2 sono indicati:

- $b_{rif} = 0,04 m^{0,5}$
- $O_{rif} = 1160 J/(m^2 s^{0,5} °C)$

Prioritariamente occorre verificare se l'incendio è controllato dalla ventilazione o dal combustibile, al fine della corretta definizione di t^* .

A tal fine, seguendo il dettato della citata Appendice, si calcola dapprima il t_{max} (tempo di raggiungimento della massima temperatura nel gas, espresso in ore):

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

dove:

- $q_{t,d}$ è il valore di progetto del carico d'incendio specifico relativo all'area totale A_t del compartimento di modo che $q_{t,d} = q_{f,d} \times A_f/A_t$, espresso in MJ/m^2 . La norma raccomanda che siano rispettati i seguenti limiti: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$, espresso in MJ/m^2 ;
- $O = A_v/A_t \times h_{eq}^{0,5}$ è il fattore di apertura, espresso in $m^{0,5}$;
- A_v è l'area, espressa in m^2 , delle aperture verticali di ventilazione;
- A_t è l'area totale (pareti, soffitto e pavimento) comprese le aperture, espressa in m^2 ;
- $h_{eq} = \sum_i A_{vi} \times h_i / A_v$ è l'altezza ponderata delle aperture verticali di ventilazione, espressa in m;
- t_{lim} nel caso in esame sarà assunto pari a 20 min (crescita dell'incendio media, vedi anche tab. G.3-1 del Codice).

Nel caso in esame, i valori ottenuti sono i seguenti:

- $A_v = 2 (1,20 \times 2,20) + 5 (1,30 \times 2,10) = 18,93 m^2$
- $h_{eq} = [2 (1,20 \times 2,20^2) + 5 (1,30 \times 2,10^2)] / 18,93 = 2,13 m$
- $A_t = 2 (18,40 \times 10,20) + 2 \times 3,75 (18,40 + 10,20) = 589,86 m^2$
- $O = A_v/A_t \times h_{eq}^{0,5} = 18,93/589,86 \times 2,13^{0,5} = 0,0468 m^{0,5}$
- $q_{t,d} = q_{f,d} \times A_f/A_t = 970,87 \times 187,68 / 589,86 = 308,91 MJ/m^2$



e, pertanto, il valore t_{max} risulta pari a:

$$t_{max} = 0,0002 \times q_{t,d} / O = 0,0002 \times 308,91 / 0,0468 = 1,32 \text{ ore (92 min)}$$

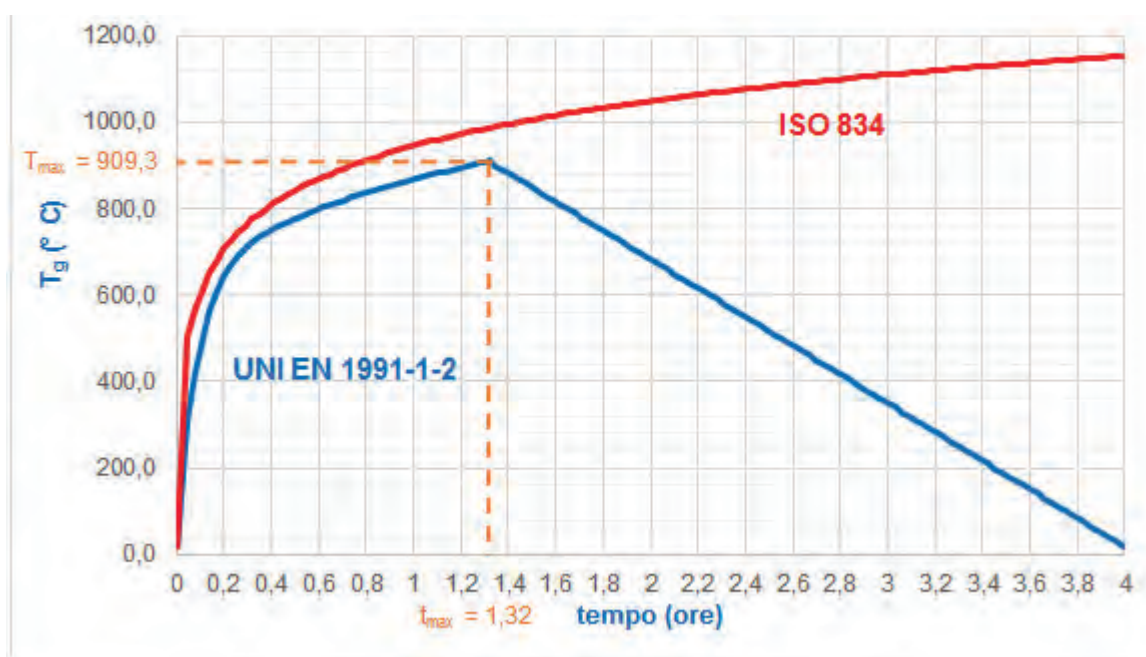
Essendo stato t_{max} così determinato, in base alla nota in calce al punto (7) dell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2, l'incendio è controllato dalla ventilazione.

Pertanto Γ risulta pari a:

$$\Gamma = 841000000 \times (O/b)^2 = 841000000 \times 0,0468^2 / 2300 \times 915 \times 1,45 = 0,604$$

Per poter determinare la temperatura massima che si raggiunge nel compartimento, nell'espressione che fornisce la curva naturale $T_g(t)$, si sostituisce t^* con $t^*_{max} = t_{max} \times \Gamma = 1,32 \times 0,604 = 0,797$ ore:

$$T_{max} = 20 + 1325 \times (1 - 0,324 \times e^{-0,2t^*} - 0,204 \times e^{-1,7t^*} - 0,472 \times e^{-19t^*}) = 909,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$



VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA TEMPERATURA ALL'INTERNO DELL'ARCHIVIO
MODELLO D'INCENDIO NUMERICO SEMPLIFICATO DI CUI ALL'APPENDICE DELLA NORMA UNI EN 1991-1-2

Nel diagramma, per completezza e per un raffronto qualitativo, è riportata anche la curva nominale d'incendio standard (ISO 834), rappresentabile con una temperatura media dei gas di combustione che cresce continuamente nel tempo in maniera logaritmica secondo la relazione:

$$T_g = 20 + 345 \times \log_{10}(8t + 1)$$

dove:

- t è il tempo, espresso in minuti;
- T_g è la temperatura in $^\circ\text{C}$.

Tale curva d'incendio standard fornisce valori della temperatura che nella maggior parte dei casi sono più elevati di quelli che effettivamente si riscontrano durante un incendio naturale; infatti, nella fase finale di decadimento la temperatura decresce nel tempo a causa dell'esaurimento del combustibile (se non interviene prima un'azione di spegnimento da parte dei soccorritori).

Occorrono circa quattro ore affinché la temperatura nell'archivio scenda al valore iniziale di $20 \text{ } ^\circ\text{C}$.

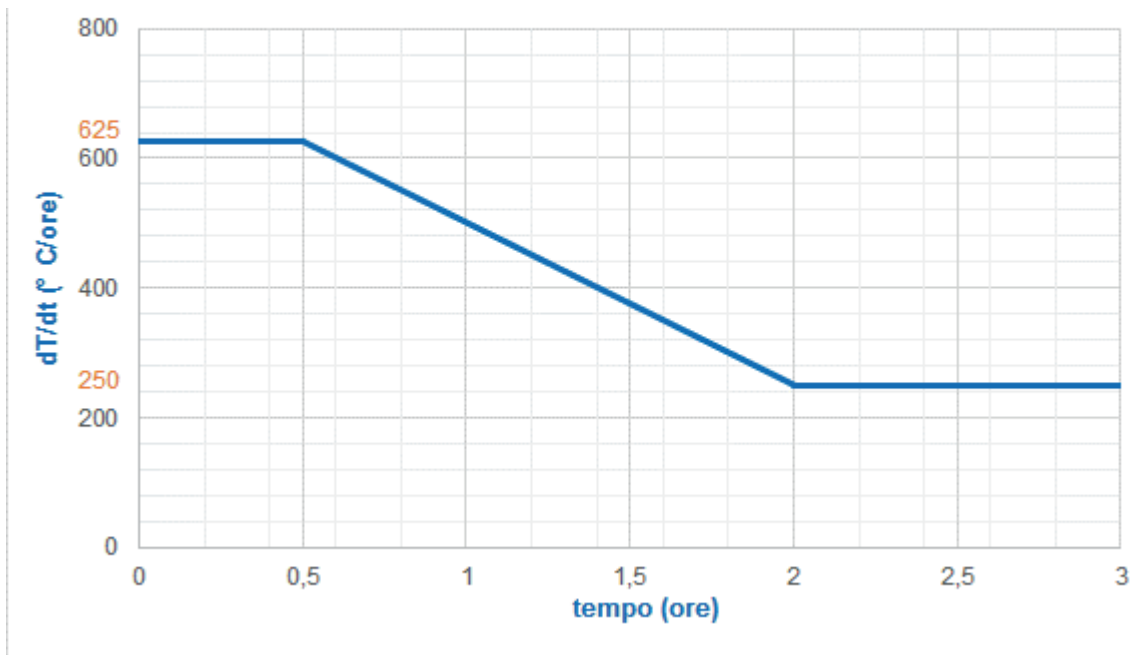
Nella fase di decadimento dell'incendio, la diminuzione della temperatura nel tempo all'interno del compartimento risulta influenzata fortemente dalla tipologia, forma ed orientamento spaziale del combustibile, durata della fase di crescita e di pieno sviluppo dell'incendio, dalla superficie delle aperture di ventilazione presenti e dalle caratteristiche delle pareti di delimitazione del locale.

Nell'Appendice A alla norma UNI EN 1991-1-2 la velocità di diminuzione della temperatura nel tempo $(dT/dt)_{rif}$ viene stabilita a seconda del valore di t^*_{max} :

t^*_{max}	$(dT/dt)_{rif}$	T_g
$t^*_{max} < 0,5$ ore	$625 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ore}$	$T_g = T_{max} - 625 \times (t^* - t^*_{max})$
$t^*_{max} > 2$ ore	$250 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{ore}$	$T_g = T_{max} - 250 \times (t^* - t^*_{max})$
$0,5 \text{ ore} < t^*_{max} < 2 \text{ ore}$	<i>vedi diagramma seguente</i>	$T_g = T_{max} - 250 \times (3 - t^*_{max}) \times (t^* - t^*_{max})$

La temperatura nella fase di decadimento trascorse 3 ore dall'inizio dell'incendio vale ($t^*_{max} = 0,797$):

$$T_g(3 \text{ ore}) = T_{max} - 250 \times (3 - t^*_{max}) \times (t^* - t^*_{max}) = 909,3 - 250 \times (3 - 0,797) \times (3 \times 0,604 - 0,797) = 350,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$



FASE DI DECADIMENTO DELL'INCENDIO - GRADIENTE DELLA TEMPERATURA PREVISTO NELLA CURVA PARAMETRICA DI CUI ALL'APPENDICE DELLA NORMA UNI EN 1991-1-2

In considerazione della formulazione dei vari parametri contemplati nell'Appendice A della norma UNI EN 1991-1-2, è possibile evincere che il tempo t_{max} occorrente per raggiungere la temperatura massima nel compartimento aumenta al crescere di $q_{t,d}$ e con la riduzione della superficie di ventilazione.

Il valore di T_{max} , invece, aumenta con la riduzione dell'inerzia termica delle pareti delimitanti il compartimento.

Laddove le caratteristiche del compartimento antincendio non rendano possibile l'applicazione del modello d'incendio numerico semplificato descritto nella norma UNI EN 1991-1-2, al fine di determinare la curva naturale d'incendio, secondo quanto previsto nel par. S.2.6, dovrà necessariamente utilizzarsi un *modello d'incendio numerico avanzato* e, quindi, bisognerà preventivamente procedere alla determinazione della curva di variazione nel tempo della potenza termica rilasciata dall'incendio (vedi Appendice A).

Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nella presente appendice è stato effettuato lo studio della curva naturale d'incendio in un archivio di materiale cartaceo (realizzato in un'attività ricadente nel livello III di prestazione di resistenza al fuoco), modellando l'incendio con una curva parametrica, secondo le indicazioni fornite dalla norma UNI EN 1991-1-2.

La curva naturale d'incendio rappresenta la curva di variazione nel tempo della temperatura dei gas di combustione durante lo sviluppo dell'incendio.

❖ *Commento dei risultati*

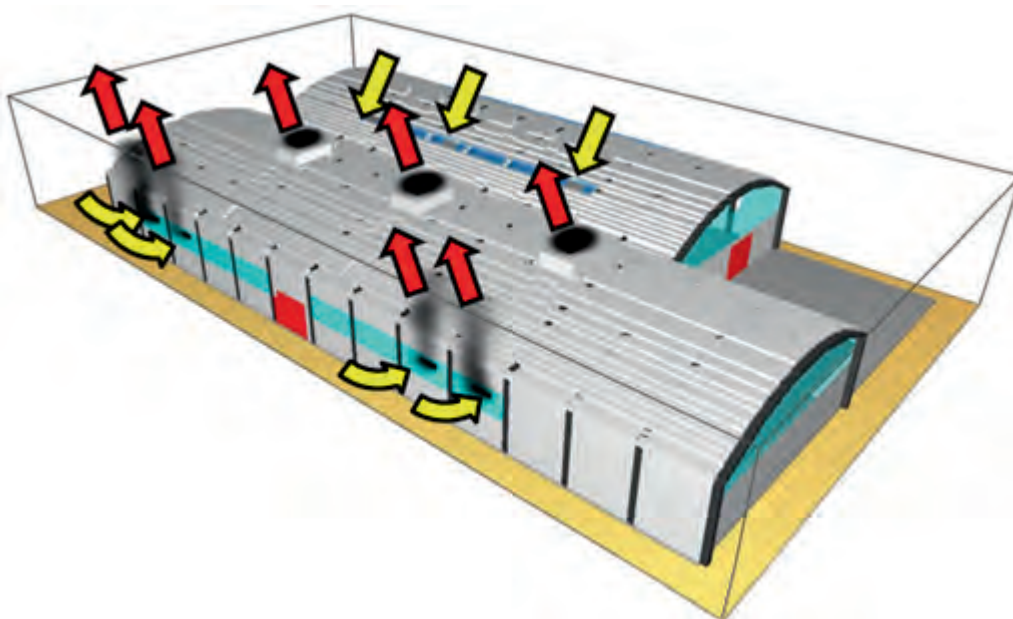
Si segnala che l'azione termica della curva nominale d'incendio standard, nei confronti degli elementi strutturali, è applicata per l'intervallo temporale corrispondente alla classe minima di resistenza al fuoco richiesta.

Utilizzando la curva naturale, invece, occorre sottoporre gli elementi strutturali a flussi termici per una durata funzione del livello di prestazione assunto, così come indicato nel Codice nelle sezioni S.2 e M.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Si vedano le conclusioni evidenziate nella precedente appendice.

Appendice B - Applicazione del metodo analitico avanzato per la valutazione della resistenza al fuoco di un'intera struttura



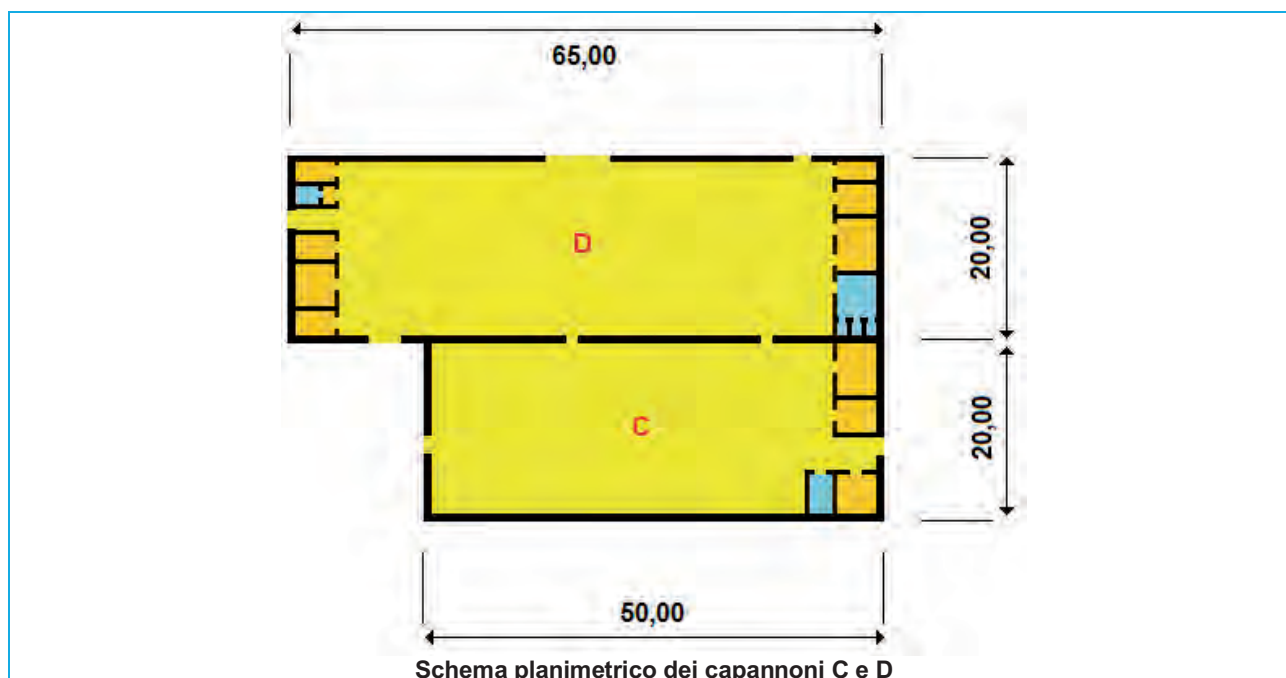
Valutazioni con la FSE sulla resistenza al fuoco delle strutture di un fabbricato produttivo con deposito di materiale combustibile

Descrizione

Oggetto del presente caso studio è una porzione di uno stabilimento nel quale si producono dispositivi in metallo e gomma, denominata capannoni C e D e illustrati nella seguente planimetria.

Nei due reparti produttivi in questione sono presenti sia aree produttive, che depositi dei prodotti sopra descritti e dei relativi imballaggi in cartone.

Le presenze nei due capannoni sono assai ridotte e limitate agli addetti della ditta.



Studio della problematica di sicurezza antincendio

Contestualizzazione dell'attività in relazione alla prevenzione incendi

Trattasi di attività, non normata, classificata al punto 43.1.B dell'allegato I del d.p.r. 1 agosto 2011 n. 151: "Attività 43: Stabilimenti ed impianti per la produzione, lavorazione e rigenerazione della gomma e/o laboratori di vulcanizzazione di oggetti di gomma, con quantitativi in massa superiori a 5.000 kg; Depositi di prodotti della gomma, pneumatici e simili, con quantitativi in massa superiori a 10.000 kg";

Obiettivi dello studio

In base ai criteri di attribuzione del Codice, si ricade nel livello di prestazione II della misura S.2:

Attribuzione dei profili di rischio	$R_{vita} = A3$	Attribuzione del livello di prestazione S.2	II
	$R_{beni} = 1$		

Livello di prestazione	Descrizione
I	Assenza di conseguenze esterne per collasso strutturale
II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione
III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la durata dell'incendio
IV	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione
V	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa

TAB. S.2-1 – LIVELLI DI PRESTAZIONE PER LA RESISTENZA AL FUOCO

S.2.4.2 Soluzioni conformi per il livello di prestazione II

1. Deve essere interposta una distanza di separazione su spazio a cielo libero verso le altre opere da costruzione come previsto per il livello di prestazione I.
2. Devono essere verificate le prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni in base agli incendi convenzionali di progetto come previsto al paragrafo S.2.5.
3. La *classe minima di resistenza al fuoco* deve essere pari almeno a 30 o inferiore, qualora consentita dal livello di prestazione III per il carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ del compartimento in esame.

S.2.4.7 Soluzioni alternative per il livello di prestazione II

1. Sono ammesse *soluzioni alternative*, costituite da:
 - a. compartimentazione rispetto ad altre costruzioni;
 - b. assenza di danneggiamento ad altre costruzioni per effetto di collasso strutturale;
 - c. mantenimento della capacità portante in condizioni di incendio per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione. La capacità portante deve essere comunque tale da garantire un margine di sicurezza t_{marg} (paragrafo M.3.2.2) non inferiore a 100% RSET e comunque non inferiore a 30 minuti.
2. Per la verifica della compartimentazione e dell'assenza di danneggiamento in caso di collasso strutturale, si utilizzano le soluzioni alternative previste per il livello di prestazione I di resistenza al fuoco.
3. Per la verifica del mantenimento della capacità portante in condizioni di incendio, le soluzioni alternative si ottengono verificando le prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni in base agli scenari di incendio di progetto ed ai relativi incendi convenzionali di progetto rappresentati da curve naturali di incendio secondo il paragrafo S.2.6.
4. Al fine di dimostrare il raggiungimento del collegato *livello di prestazione* il progettista deve impiegare uno dei metodi di cui al paragrafo G.2.6.

SOLUZIONI CONFORMI E ALTERNATIVE PER IL LIVELLO DI PRESTAZIONE II

Si rammenta che il termine RSET (*Required Safe Escape Time*) rappresenta l'intervallo di tempo calcolato tra l'innesco dell'incendio ed il momento in cui gli occupanti dell'attività raggiungono un luogo sicuro (comma 4 del punto G.1.21).

L'argomento oggetto del presente caso studio è la ricerca della *soluzione alternativa* per la misura S.2 del Codice relativa alla resistenza al fuoco dei capannoni in questione.

Il progetto della soluzione alternativa del Codice sviluppata con la FSE, permette di evitare la protezione degli elementi strutturali garantendo, comunque, di raggiungere gli obiettivi di sicurezza previsti dal livello II di prestazione, ritenuto pertinente per il caso di specie.

Gli obiettivi del progetto sono pertanto i seguenti:

1. ai fini della sicurezza delle strutture, dimostrare che la struttura portante resiste all'incendio per 30 minuti con riferimento alle curve naturali di incendio ricavate da apposite simulazioni con modelli di incendio numerici avanzati;
2. ai fini della sicurezza delle persone, dimostrare che la struttura portante resiste all'incendio almeno per il tempo necessario a garantire l'esodo degli occupanti, impiegando un coefficiente di sicurezza non inferiore al 100%.

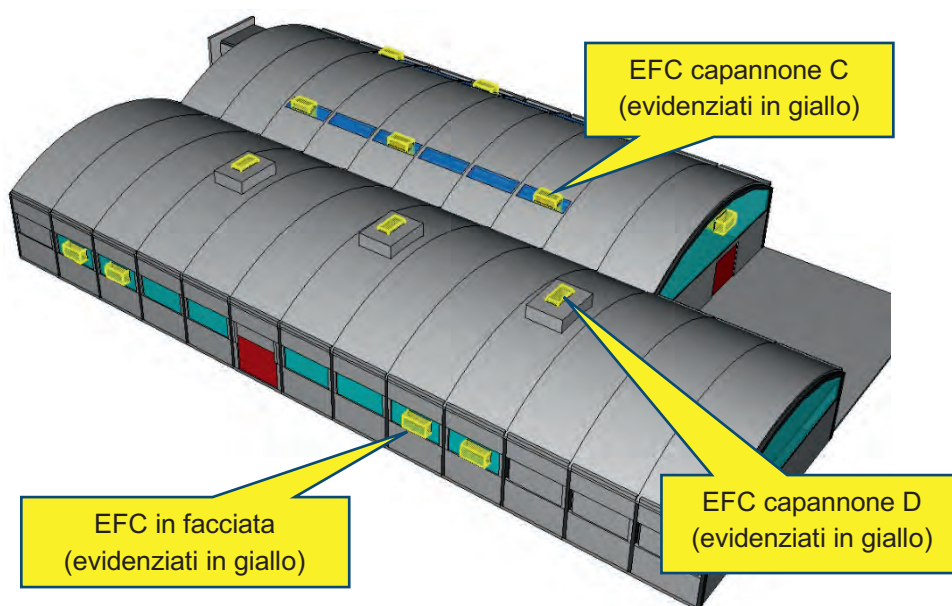
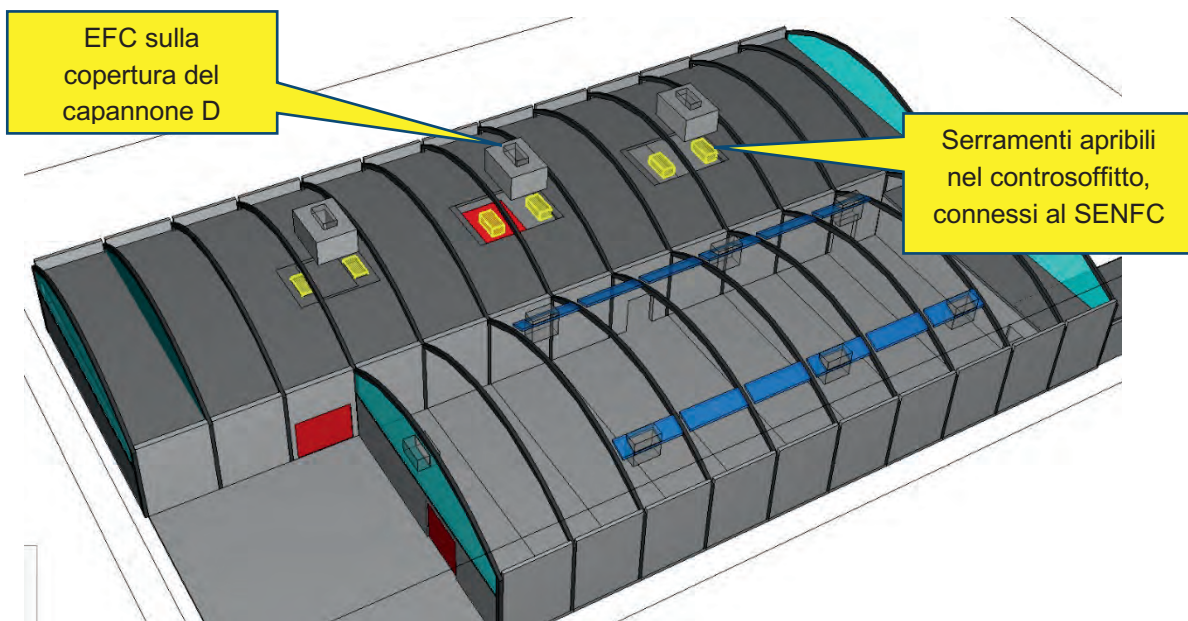
Nella presente trattazione ci si occuperà, per gli scopi della pubblicazione, esclusivamente del primo obiettivo.

a) *Inquadramento generale del progetto*

Premesso che il progetto da cui trae spunto il presente caso studio è assai più ampio e complesso della sintesi qui riportata, nell'ambito di una visione globale della sicurezza antincendio si evidenzia che dal momento che la FSE esamina i livelli di sicurezza dell'attività in maniera olistica e sinergica, non si può prescindere dall'esame delle altre misure della strategia antincendio che possano interagire, o addirittura influenzare, le valutazioni relative alla resistenza al fuoco.

Ci si riferisce in particolare ai seguenti aspetti che sono infatti oggetto di specifiche analisi (non riportate in questa sede per esigenze di spazio):

- nuovo sistema di evacuazione naturale di fumi e calore - SENFC;
- compartimentazioni antincendio;
- chiusure non antincendio ma funzionali alle verifiche FSE.

SENFC - PROGETTAZIONE CON LA FSE**INSERIMENTO DI NUOVI EFC e SUPERFICI DI INGRESSO DELL'ARIA DI RISCONTRO****EVACUAZIONE FUMI E CALORE NEL CAPANNONE D**

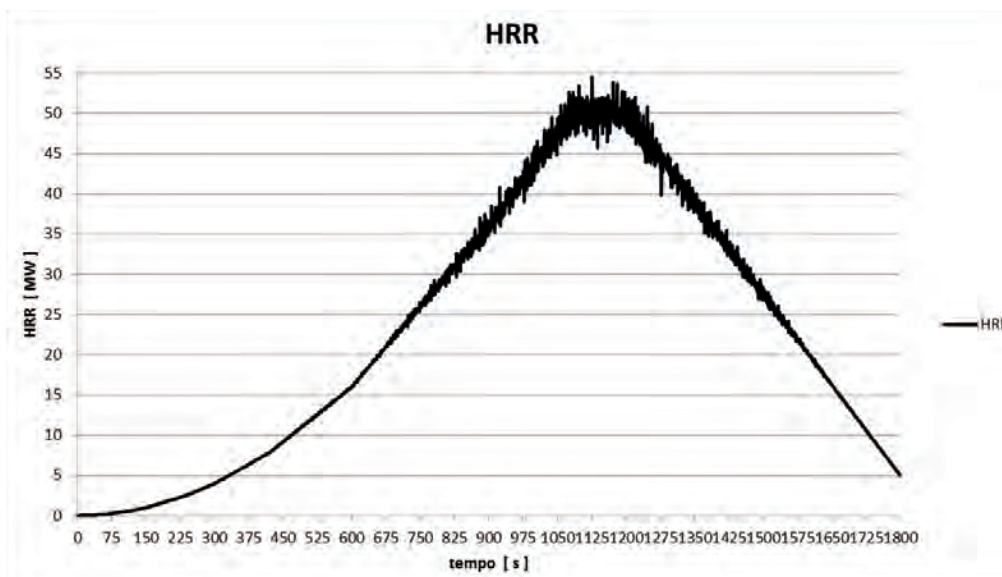
b) Simulazioni di incendio

Per analizzare lo sviluppo di un incendio in un determinato locale munito di aperture e rilevare come in esso variano nel tempo le grandezze necessarie per valutare il livello di sicurezza antincendio (la temperatura media dei gas di combustione, la portata di fumo e gas di combustione, ecc.) occorre risolvere le equazioni di bilancio termico e di massa che governano il fenomeno.

Il tool di calcolo utilizzato nel presente caso studio è il Fire Dynamics Simulator (FDS), versione 6.6.0, realizzato e rilasciato open source, come il CFAST, dal NIST.

Le verifiche analitiche della resistenza al fuoco delle strutture, considerata la consistenza dei combustibili presenti e il layout della linea produttiva all'interno dei capannoni, sono state condotte assumendo un incendio di progetto con potenza massima di 50 MW (vedi tab. M-2-2 del Codice); ciò allo scopo di fornire una rappresentazione esaustiva del comportamento delle strutture del fabbricato nel caso vi fosse un incendio della linea produttiva.

Nella citata linea viene infatti impiegato un rotolo di gomma di ampia superficie e di basso spessore. Tale rotolo, incendiandosi, potrebbe dar luogo ad un rilascio di calore avente potenza molto elevata (paragonabile ai 50 MW del focolare predefinito sotto descritto).



CURVA RHR MAX 50 MW (FAST) UTILIZZATA PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

Parametro	Focolare predefinito	
	per attività civile	per altre attività
Velocità caratt. di crescita dell'incendio t_a	150 s (<i>fast</i>)	75 s (<i>ultra-fast</i>)
RHR _{max} totale RHR _{max} per m ² di superficie del focolare	5 MW 250-500 kW/m ² [1]	50 MW 500 -1000 kW/m ² [1]
Resa in particolato Y _{soot}	Pre flashover: 0,07 kg/kg [2,3] Post flashover: 0,14 kg/kg [2,3]	Pre flashover: 0,18 kg/kg [4] Post flashover: 0,36 kg/kg [4]
Resa in monossido di carbonio Y _{CO}	Pre flashover: 0,10 kg/kg [5] Post flashover: 0,40 kg/kg [5]	
Calore di combustione effettivo ΔH_C	20 MJ/kg [3]	
Resa in biossido di carbonio Y _{CO2}	1,5 kg/kg [3,6]	
Resa in acqua Y _{H2O}	0,82 kg/kg [3,6]	
Frazione di RHR(t) in irraggiamento (<i>Radiative fraction</i>)	35% [3]	

- [1] Da impiegare in alternativa all' RHR_{max} totale, considerando la massima superficie del focolare, pari al compartimento antincendio nel caso di carico di incendio uniformemente distribuito, ma che può essere un valore inferiore nel caso d'incendio localizzato.
- [2] Robbins A P, Wade C A, Study Report No.185 "Soot Yield Values for Modelling Purposes - Residential Occupancies", BRANZ, 2008
- [3] "CIVM2 Verification method: Framework for fire safety design", New Zealand Building Code
- [4] "SFPE handbook of fire protection engineering", NFPA, 4th ed., 2008. Tabella 3-4.16, pag. 3-142, da polyurethane flexible foams.
- [5] Stec A A, Hull T R, "Fire Toxicity", woodhead Pub., 2010. § 2.4 con $ct = 1,25$ (underventilated fire)
- [6] In alternativa alle rese Y_{CO_2} e Y_{H_2O} , si può imporre nel codice di calcolo il combustibile generico $C_{H_2}O_{0,5}$.

TAB. M.2-2: FOCOLARI PREDEFINITI

c) Parametri utilizzati nelle simulazioni di incendio

Le simulazioni sono state condotte con i seguenti parametri:

- $RHR_{max} = 50$ MW;
- velocità di crescita di tipo fast, correlata alla tipologia dei materiali presenti (vedi tab. G.3-2).

Si è fatto riferimento ai valori di Y_{soot} e Y_{CO} tabellati nel manuale "SFPE Handbook of Fire Protection Engineering", terza edizione, tab. 3.4-14, che coincidono con quelli della versione aggiornata dello stesso manuale, la quinta, ovvero quelli della tab. A.39.

Il materiale di riferimento per la scelta della reazione negli scenari è la gomma siliconica, in quanto molto simile a quella presente nel fabbricato.

Tale materiale è caratterizzato dai seguenti valori:

- $Y_{soot} = 0,078$;
- $Y_{CO} = 0,021$.

Nel presente progetto, la FSE è stata utilizzata non soltanto per verificare i concetti ed i criteri progettuali immaginati dal professionista antincendio, bensì anche come vero e proprio ausilio alla progettazione, in quanto i numerosi scenari di incendio modellati (più di 20), sono stati impostati e poi analizzati con una progressione logica atta ad individuare la migliore configurazione delle varie misure compensative (in particolare il SENFC).

Pertanto sono stati modellati una serie di scenari di incendio, con differenti obiettivi; gli scenari di incendio si differenziano per:

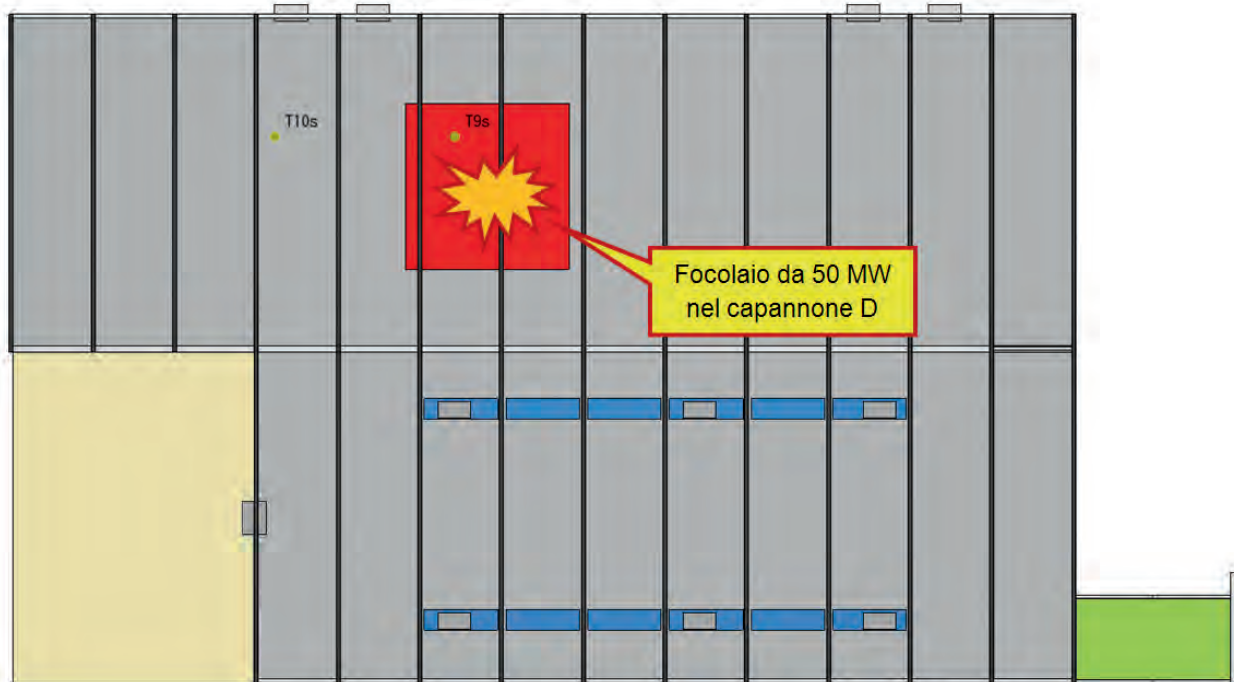
- posizione del focolaio (nel capannone C o nel capannone D);
- incendio in orario di lavoro o al di fuori di esso (diversa configurazione del SENFC);
- curva RHR di incendio (da 5 MW o da 50 MW);
- reazione della combustione (poliuretano, PMMA, gomma);
- configurazione di progetto del SENFC.

d) Scenario di incendio di progetto esaminato

Ai fini delle verifiche strutturali (obiettivo 1) si riporta l'analisi dello scenario di progetto denominato P49F, con incendio nel capannone D.

IMPOSTAZIONI DELLE SIMULAZIONI CON FDS

FOCOLAIO DA 50 MW NEL CAPANNONE D - POSIZIONE DEL FOCOLAIO E DELLE SONDE T9s E T10s
SCENARIO P49F



Le sonde di temperatura della fase gassosa T9s e T10s sono posizionate come in planimetria, a quota 5 m, a ridosso del controsoffitto del capannone D.

e) *Verifiche analitiche della resistenza strutturale al fuoco***Premessa**

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di resistenza al fuoco della struttura in carpenteria metallica dello stabilimento in oggetto effettuate in osservanza del Codice.
La verifica della struttura è stata eseguita con il metodo degli elementi finiti applicato al modello qui raffigurato.

Descrizione della struttura

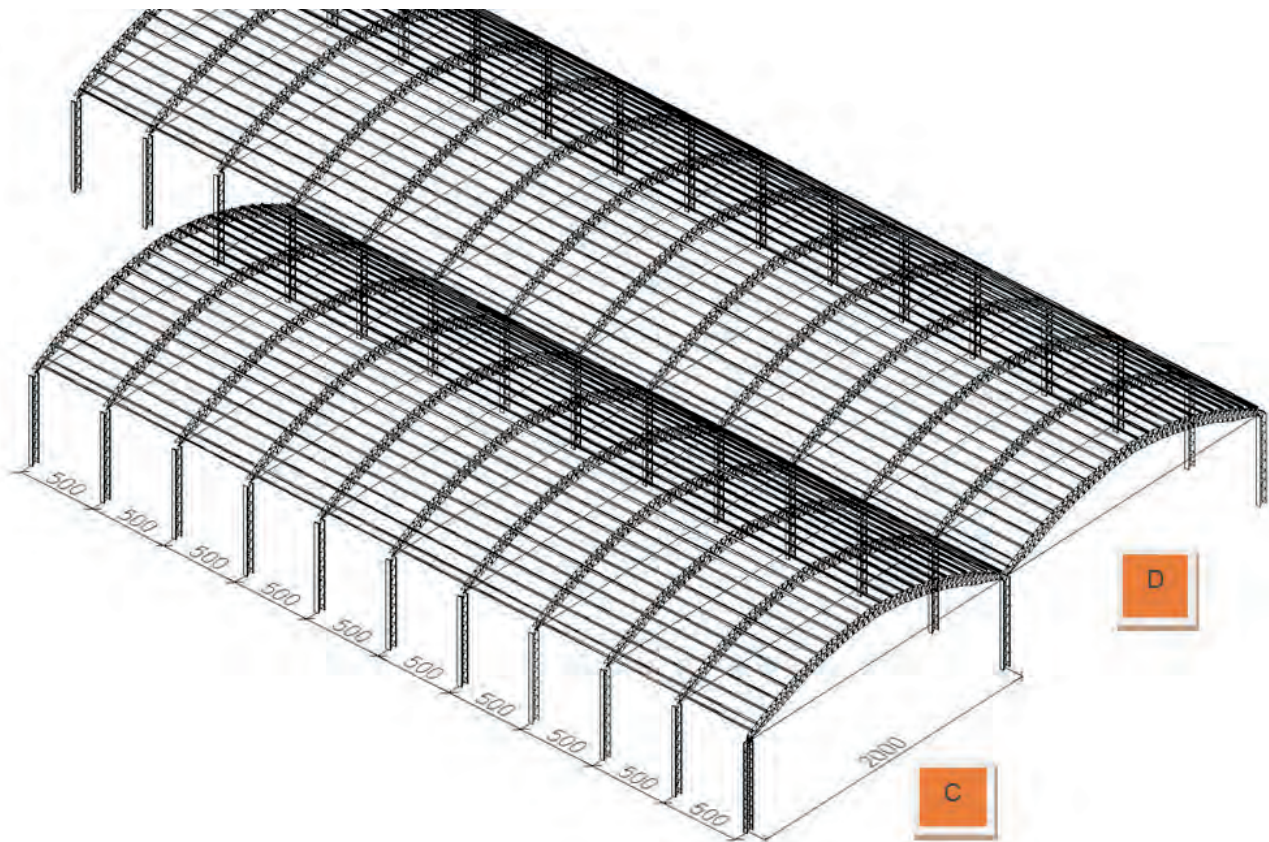
Il capannone è composto da due campate trasversali ($L_1 = 20,00$ m); le campate longitudinali ($L_2 = 5,00$ m) sono dieci per il capannone C e tredici per il capannone D.

VISTA COMPLESSIVA

La struttura è costituita dai seguenti elementi principali:

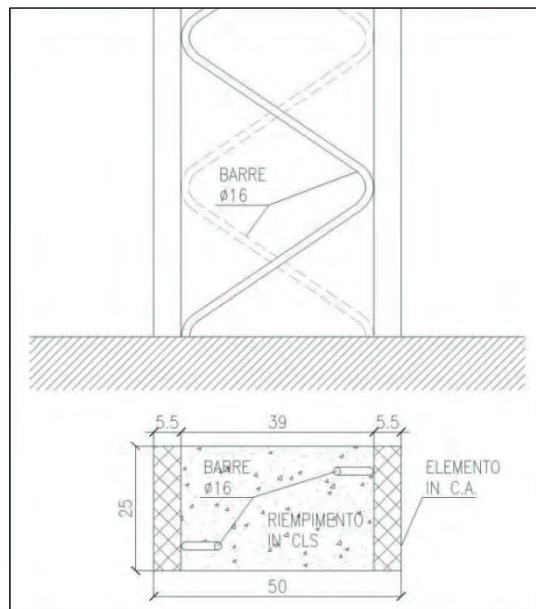
- ❖ colonne
- ❖ capriate
- ❖ arcarecci

Le colonne disposte ai vertici di una maglia di dimensioni ($20,00 \times 5,00$) m sono formate da una struttura ad arco tralicciata con catena inferiore.



Le colonne sono costituite da:

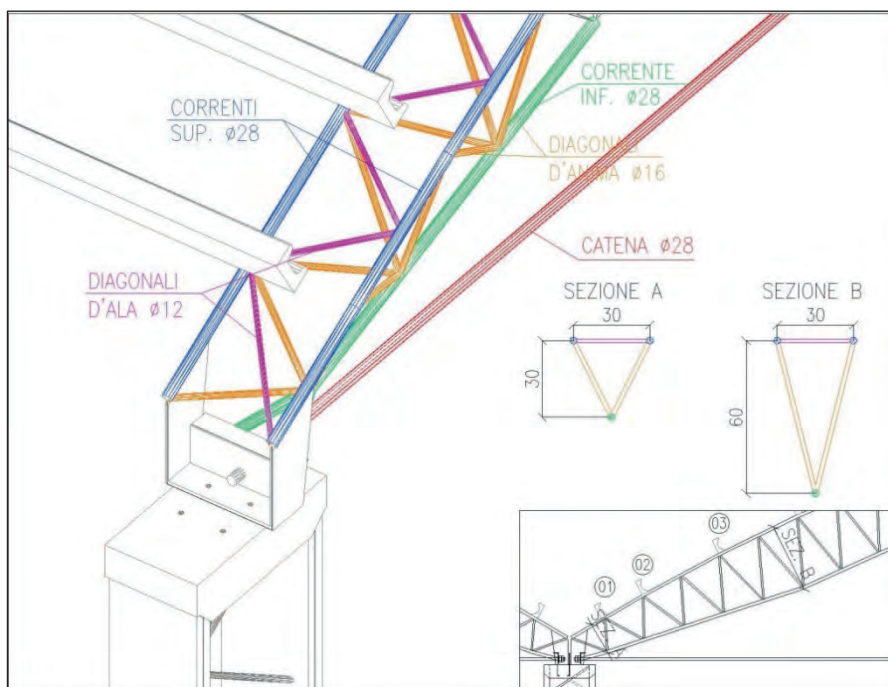
- n. 2 piattabande in C.A. di dimensioni ciascuna 5,5 x 25 cm;
- collegamento delle piattabande mediante tralicciato costituito da barre in acciaio di diametro 16 mm;
- riempimento tra le piattabande in CLS a formare una colonna di dimensioni complessive in pianta 50 x 25 cm (vedi figura seguente).



PARTICOLARE COLONNA

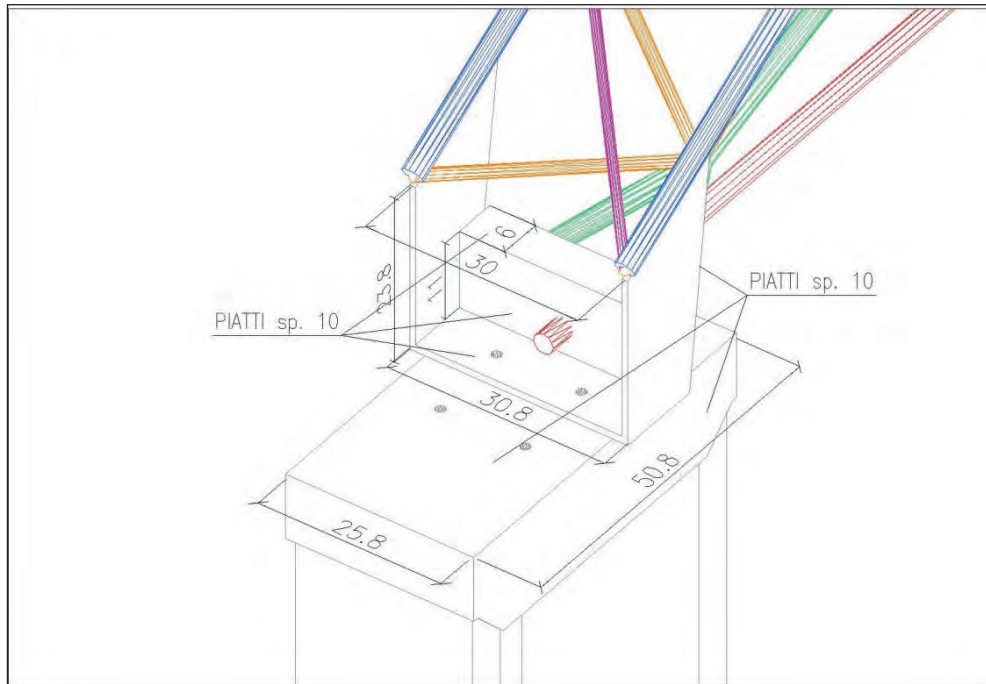
Le capriate sono costituite da un arco tralicciato e da catene Φ 28 intradossali; l'arco è costituito da:

- n. 2 correnti superiori Φ 28
- n. 1 corrente inferiore Φ 28
- diagonali d'anima Φ 16
- diagonali d'ala Φ 12

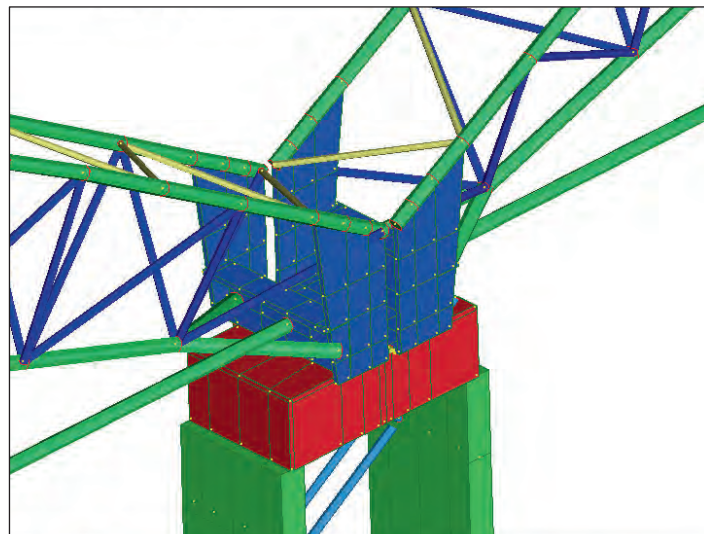


PARTICOLARE CAPIATA

La capriata è vincolata alla colonna mediante piatti sp. 10 mm; tale appoggio è bloccato alla colonna tramite n. 2 bulloni.



PARTICOLARE APOGGIO CAPRIATA



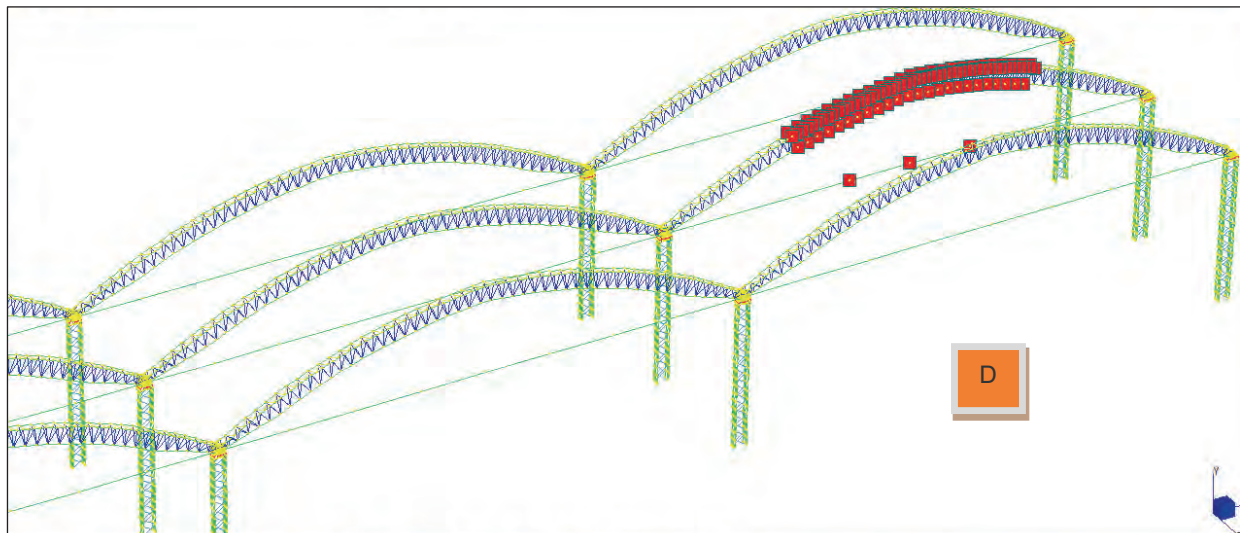
PARTICOLARE MODELLO DI CALCOLO APOGGIO CAPRIATA

f) *Analisi termo-strutturale*

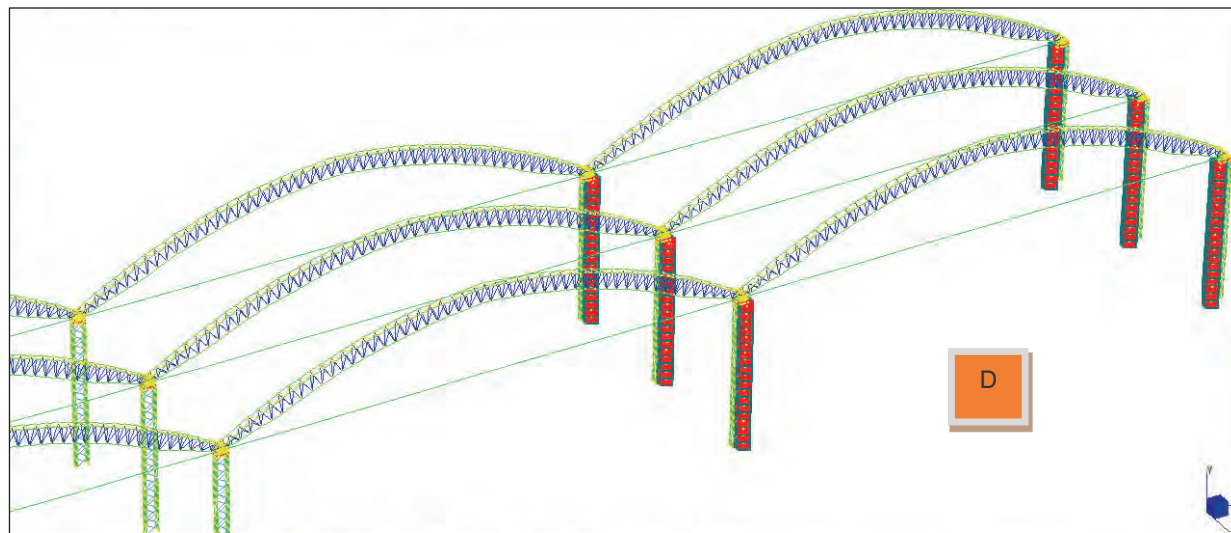
L'analisi termo-strutturale è stata effettuata discretizzando la struttura con il solutore ad elementi finiti Straus7, versione 2.4.6, realizzato da G+D Computing.

Tale programma è in grado di simulare il reale comportamento della struttura in caso di incendio; esso consente di:

- applicare una curva naturale di incendio alla struttura;
- applicare al materiale le relative proprietà meccaniche variabili con l'andamento delle temperature (modulo E, tensione di snervamento f_y , coefficiente di dilatazione termica);
- considerare sia la non linearità geometrica della struttura (per effetto della potenziale elevata deformabilità della struttura in caso di incendio) che la non linearità dei materiali²⁴.



COMPARTIMENTO D - TEMPERATURA SONDA T9s APPLICATA NELLA ZONA CENTRALE

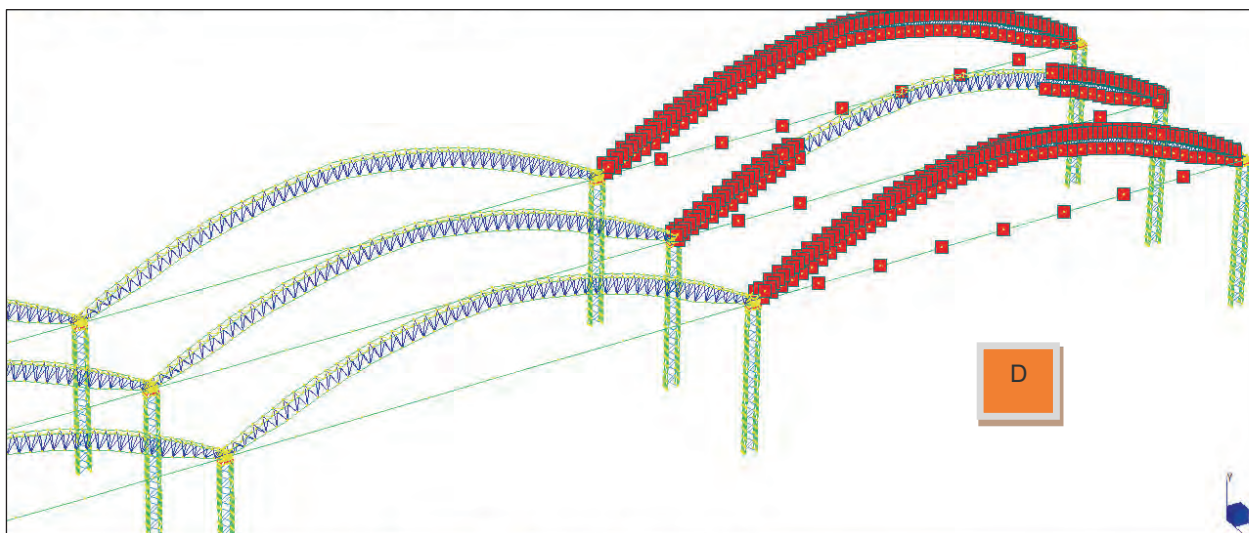


COMPARTIMENTO D - TEMPERATURA SONDA T10s APPLICATA SULLE COLONNE

²⁴ Si rappresenta che il software Straus7 non consente di implementare rigorosamente il diagramma tensione-deformazione non lineare dell'acciaio riportato nell'Eurocodice EN 1993-1-2. In particolare, ciò avviene per deformazioni comprese tra ϵ_{p} (limite di proporzionalità) ed ϵ_{y} (limite di snervamento).

L'assenza del tratto parabolico di raccordo fra tali due limiti potrebbe determinare, specie nelle strutture iperstatiche, ridistribuzioni di tensioni non aderenti al reale comportamento della struttura in condizioni di incendio.

È pertanto opportuno investigare, tramite appropriati confronti numerici utilizzando anche applicativi specifici in grado di modellare compiutamente il suddetto legame, l'effettiva incidenza di tale approssimazione sul collasso della struttura.



COMPARTIMENTO D - TEMPERATURA SONDA T10s APPLICATA NELLE RESTANTI ZONE DELLE CAPRIATE

La struttura è stata analizzata per un lasso temporale di 30 minuti di esposizione alla curva naturale ricavata tramite analisi condotta con FDS.

Come da premessa, si dà per scontato che la presente verifica sia finalizzata al soddisfacimento dell'obiettivo 1 (resistenza all'incendio della struttura portante per 30 minuti dall'innescò) e che, successivamente, sia necessario verificarne la stabilità meccanica anche per un tempo pari al doppio del tempo di esodo degli occupanti (ovviamente, se dovesse risultare superiore a 30 minuti).

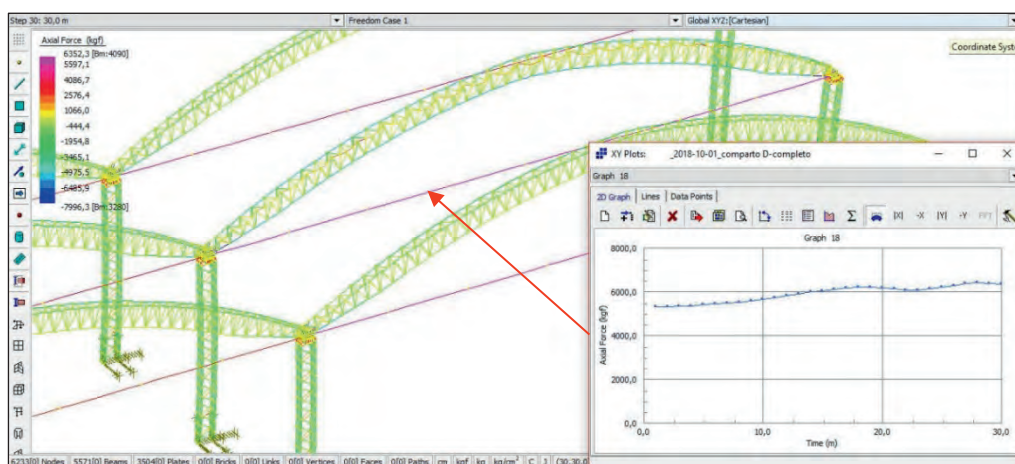
Nell'ottica della verifica termo-strutturale con analisi agli elementi finiti, si tratta, in buona sostanza, di verificare che la struttura sia in grado di equilibrare i carichi meccanici presenti in condizione di incendio per la durata temporale necessaria (30 minuti, nel caso di specie).

Non è pertanto necessario eseguire le verifiche sezionali alle alte temperature, come invece è necessario in caso di analisi a caldo per singoli elementi, in quanto il rispetto dei legami tensione-deformazione implementati dal modello di calcolo alle varie temperature consente di estendere l'analisi strutturale fino a quando il modello riesce ad equilibrare i carichi agenti.

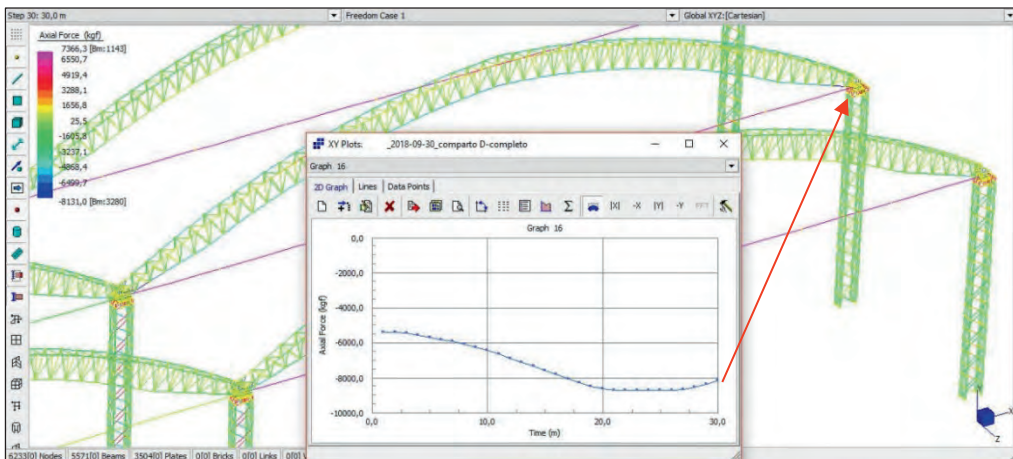
Il collasso, in caso di analisi termo-strutturale avanzata, si verifica nel momento in cui le riserve plastiche di cui gode la struttura non sono più sufficienti a garantire l'equilibrio.

A titolo di esempio, si riportano gli andamenti degli sforzi e degli spostamenti, valutati in condizioni di incendio, in alcuni elementi strutturali caratteristici del capannone D (verifica da intendersi effettuata nel dominio del tempo).

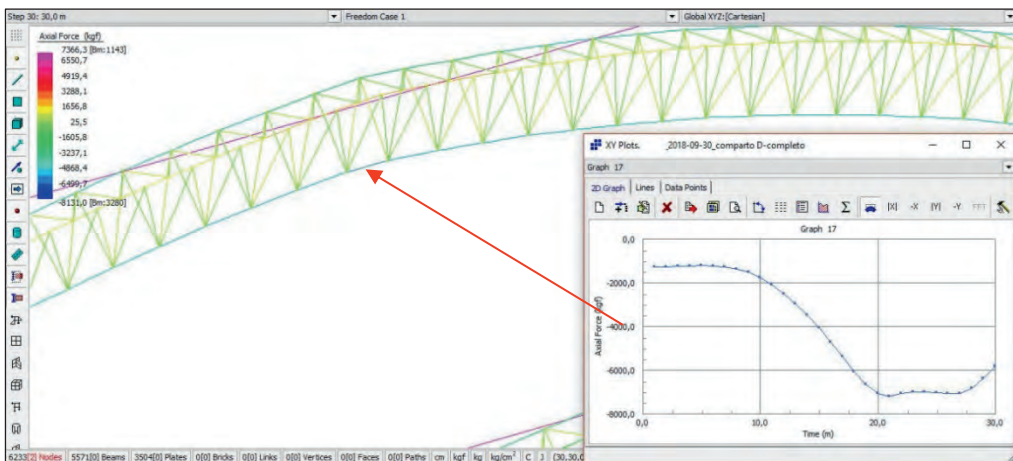
Verifica della catena della capriata



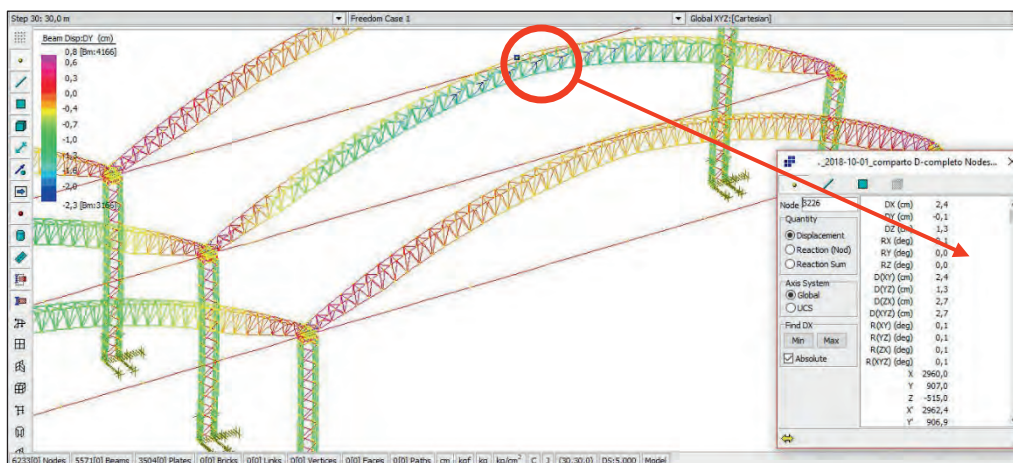
Verifica corrente inferiore capriata in appoggio



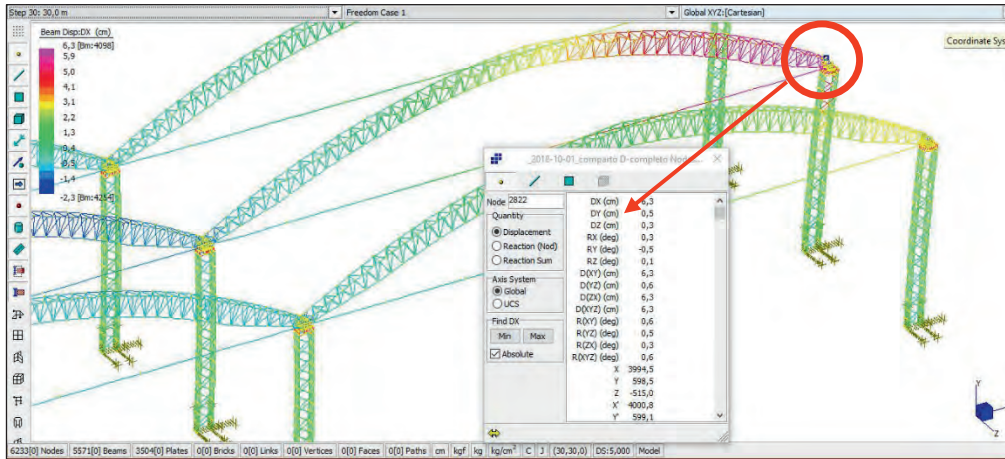
Verifica corrente inferiore capriata in chiave



Deformata della struttura



TEMPO 30 MIN - SPOSTAMENTO VERTICALE NODO EVIDENZIATO: $Dy = -0,1$ CM



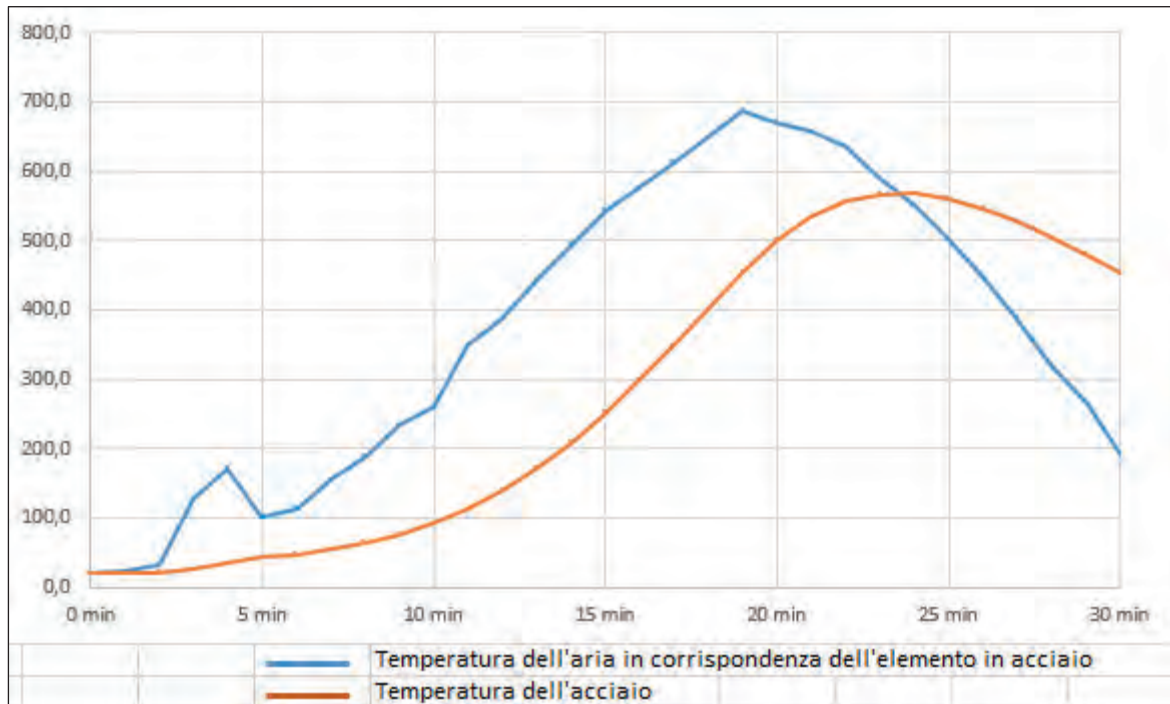
TEMPO 30 MIN - SPOSTAMENTO ORIZZONTALE NODO EVIDENZIATO: $Dx = + 6,3$ CM

Dai calcoli effettuati la sezione risulta in grado di mantenere la capacità portante per un tempo almeno pari a 30 minuti; il coefficiente di sicurezza globale calcolato è pari a 1,03.

Conclusioni sulle verifiche strutturali - capannone D

Le verifiche svolte relative al capannone D, qui sintetizzate per esigenze di spazio, dimostrano il mantenimento della capacità portante per un tempo almeno pari a 30 minuti.

La verifica è stata eseguita considerando il comportamento complessivo della struttura e non il singolo elemento strutturale indipendente dal contesto.



Considerazioni a commento

❖ *Riepilogo sintetico del caso studio*

Nella presente appendice è stata effettuata la verifica strutturale *al fuoco* dei capannoni C e D facenti parte di uno stabilimento nel quale si producono dispositivi in metallo e gomma.

L'obiettivo del caso studio consiste nella ricerca della *soluzione alternativa* per la misura S.2 del Codice relativa alla resistenza al fuoco dei capannoni in questione, al fine di evitare la protezione degli elementi strutturali garantendo, comunque, di raggiungere gli obiettivi di sicurezza previsti dal livello II di prestazione.

Nella trattazione ci si è occupati esclusivamente di dimostrare che la struttura portante resista all'incendio per 30 minuti con riferimento alle curve naturali di incendio ricavate da apposite simulazioni con modelli di incendio numerici avanzati.

❖ *Commento dei risultati*

Le verifiche antincendio e strutturali, condotte con i metodi più avanzati e in conformità alle recenti regole del Codice, hanno permesso di raggiungere il livello di prestazione mediante una soluzione studiata ad hoc, ovvero di tipo analitico, che non costituisce aggravio di rischio né riduzione della sicurezza rispetto alla corrispondente soluzione conforme.

Nella pratica quotidiana del mondo produttivo, questo approccio progettuale, sebbene richieda un maggior onere al progettista, è caratterizzato dal grande vantaggio di garantire al titolare dell'attività un consistente risparmio economico in termini di protezione passiva e altri interventi di adeguamento strutturale.

Ciò ovviamente comporta un maggiore onere gestionale finalizzato a garantire nel tempo il rispetto delle ipotesi progettuali stabilite dal progettista in accordo con il titolare dell'attività.

❖ *Eventuali sviluppi ulteriori*

Il progressivo passaggio da un approccio prescrittivo ad uno prestazionale, sulla scorta dei recenti sviluppi legislativi e normativi, consente al progettista la ricerca di una soluzione ingegneristica che sia maggiormente calzata su ciascuna fattispecie progettuale, essendo oggi disponibili diverse modalità per affrontare questo importante aspetto, facendo ricorso a soluzioni conformi, alternative o in deroga.

Un approccio di tipo prestazionale che coinvolga il tema della resistenza al fuoco richiede, necessariamente:

- una conoscenza approfondita della struttura del fabbricato, che si deve basare su un progetto dettagliato o un rilievo strutturale;
- l'individuazione della migliore strategia antincendio generale, che nell'ambito del Codice significa predisporre un progetto nel quale tutte le misure trovano un'applicazione sinergica poiché concorrono al raggiungimento del livello di sicurezza predeterminato;
- la modellazione di numerosi scenari di incendio di progetto al fine di determinare i valori dei parametri fondamentali per la sicurezza delle persone e/o quelli delle temperature in corrispondenza degli elementi strutturali;
- l'esecuzione di approfondite analisi strutturali basate sulle curve temperatura-tempo naturali ricavate con le modellazioni di incendio.

Eurocodici utilizzati nella pubblicazione

Numero norma	Titolo	Recepimento	Errata corrige
UNI EN 1991-1-2:2004	Eurocodice 1 Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco	EN 1991-1-2:2002	EC 1-2010 EC 2-2013
UNI EN 1992-1-2:2005	Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1992-1-2:2004	
UNI EN 1993-1-2:2005	Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1993-1-2:2005	EC 1-2007 EC 2-2011
UNI EN 1994-1-2:2014	Eurocodice 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1994-1- 2:2005/A1:2014 EN 1994-1-2:2005	
UNI EN 1995-1-2:2005	Eurocodice 5 Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1995-1-2:2004	EC 1-2008 EC 2-2010
UNI EN 1996-1-2:2005	Eurocodice 6 Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1996-1-2:2005	EC 1-2011
UNI EN 1999-1-2:2007	Eurocodice 9 Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio	EN 1999-1-2:2007	EC 1-2010

Bibliografia

- Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro;
- Decreto del Presidente della Repubblica del 1 agosto 2011, n. 151 Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione degli incendi, a norma dell'articolo 49, comma 4-quater, del decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122;
- Decreto Ministeriale 3 agosto 2015 Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139;
- Decreto Ministeriale 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici;
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018);
- M. Malizia, Il Codice di prevenzione incendi;
- <http://www.vigilfuoco.it/siti/VVF/ascolipiceno/viewPage.aspx?s=85&p=40401>;
- L. Ponticelli, La resistenza al fuoco delle strutture metalliche, Atti del convegno 43° Corso I.A., ottobre 2003;
- P. Gelfi, Travi composte acciaio-calcestruzzo, appunti lezioni di Tecnica delle Costruzioni, 2006;
- M. Sassu e altri, Progettazione all'incendio delle strutture in muratura secondo EN 1996-1-2, Bollettino Ingg. n. 3/2001;
- R. Lenzi, Resistenza al fuoco delle strutture II ed. EPC 2006;
- L. Ponticelli e M. Caciolai, Resistenza al fuoco delle costruzioni, UTET 2008;
- F. Bontempi, Tecnica delle costruzioni. Basi della progettazione. Elementi intelaiati in acciaio, Carocci 2008;
- AA.VV., Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio, HOEPLI 2009;
- R. Felicetti, Resistenza al fuoco delle strutture in acciaio, Slide XV Corso di specializzazione prevenzione incendi - Politecnico di Milano, 2009;
- D. Sannino, Tesi di Laurea - Modelli di calcolo avanzati per l'analisi di strutture metalliche in caso di incendio, A.A. 2009/2010;
- AA.VV., Progettazione di strutture in acciaio con le nuove norme tecniche e gli Eurocodici: basi concettuali ed esempi di calcolo, Flaccovio 2010;
- R. Sabatino, Formazione antincendio - Gestione dell'emergenza nei luoghi di lavoro, INAIL 2012;
- Approccio Ingegneristico alla Sicurezza Antincendio, A. e S. La Malfa, Legislazione Tecnica, 2014;
- R. Sabatino, Sicurezza antincendio - Valutazione del rischio incendio, INAIL 2014;
- Esempi di Progettazione Antincendio, A., S. e R. La Malfa, V. Vanzini, Legislazione Tecnica, 2015;
- L. Ponticelli e C. Mastrogioseppe, Il Codice di prevenzione incendi: nuove sfide ed opportunità per l'ingegneria strutturale, XXV Congresso C.T.A., ottobre 2015;
- B. Balduzzi, La stima della curva RHR, Slide Corso di aggiornamento antincendio, novembre 2015;
- P. Cancelliere, M. F. Conti, M. Imbrisco, L. Palmeri, L. De Angelis, P. Castelli, M. Caciolai, R. Lala, L. Ponticelli, S. Schiaroli, M. Mazzaro, P. De Nictolis, A. De Rosa, R. Emmanuele, L. De Angelis, G. Biggi, P. Castelli, L. Nassi, M. Castore, F. A. Ponziani, C. Mastrogioseppe, C. Barbera, A. Bascià, F. Petrocco, E. Gissi - Codice di prevenzione incendi commentato a cura di F. Dattilo e C. Pulito con la prefazione del Capo del Corpo Nazionale VV.F. G. Giomi, EPC settembre 2016;
- O. Fiandaca, Aggregati plastici riciclati per calcestruzzi, alcune considerazioni sul comportamento al fuoco - Ingegno n. 58/2017;
- P. Cancelliere, M. Mazzaro, G. Biggi, M. Caciolai, M. De Vincentis, F. Orrù, M. F. Conti, P. Maurizi, A. Del Gallo, E. Trabucco, A. Bascià, G. Basile, R. Lala, N. Micele, G. Costa, E. Gissi, C. Barbera, A. Petitto - Esempi applicativi del codice di prevenzione incendi a cura di F. Dattilo e C. Pulito con la prefazione del Capo del Corpo Nazionale VV.F. G. Giomi, EPC maggio 2017;
- R. Sabatino, M. Lombardi, P. Cancelliere e altri, Il Codice di prevenzione incendi - Applicazioni pratiche, INAIL 2018;
- Commissione Tecnica per la Sicurezza delle Costruzioni di Acciaio in Caso d'Incendio e Promozione Acciaio - Progettazione di autorimesse ed edifici industriali in struttura di acciaio: soluzioni conformi e alternative secondo le norme tecniche di prevenzione incendi, novembre 2018.
- <https://ec.europa.eu/jrc/en/publication/eur-scientific-and-technical-research-reports/eurocodes-background-and-applications-structural-fire-design-worked-examples>;
- http://www.ikb.edu.pl/UK/DIFISEK_UK.htm;
- <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/CaseStudy/default.htm>;

Fonti immagini

Immagine	Fonte
Copertina	Servizio documentazione VV.F.
pag. 10	Autori
pag. 11	Autori
pag. 12	Autori
pag. 13	Norma UNI EN 1991-1-2
pag. 14a e 14b	Autori
pag. 16	Autori
pag. 17a e 17b	Autori
pag. 18a e 18b	Autori
pag. 19a e 19b	Autori
pag. 20a, 20b e 20c	Autori
pag. 21	Norma UNI EN 1991-1-2 e Autori
pag. 22	Autori
pag. 23	Autori
pag. 25a e 25b	Autori
pag. 26a e 26b	Autori
pag. 27	Autori
pag. 30	Autori
pag. 31	Autori
pag. 32a, 32b e 32c	Autori
pag. 34	Autori
pag. 35	Autori
pag. 36	Promozione Acciaio - XV Congresso C.T.A.
pag. 37	Autori
pag. 38	Autori
pag. 42a e 42b	Norma UNI EN 1992-1-2
pag. 43a e 43b	Norma UNI EN 1992-1-2
pag. 44	Norma UNI EN 1992-1-2
pag. 46	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 47	Autori
pag. 48	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 49	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 52	Autori
pag. 53	Autori
pag. 56a e 56b	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 59a e 59b	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 60a e 60b	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 62	Autori
pag. 63	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 64a e 64b	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 66	Autori
pag. 67	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 68	Autori
pag. 69a e 69b	Programma di calcolo AMV-RF
pag. 71	Autori
pag. 72a	Norma UNI EN 1992-1-2

pag. 72b	Programma di calcolo VcaSlu
pag. 74	Autori
pag. 76	Autori
pag. 79	Autori
pag. 80	Autori
pag. 81a e 81b	Autori
pag. 83a e 83b	Autori
pag. 84a e 84b	Autori
pag. 85a e 85b	Autori
pag. 87	Autori
pag. 89	Autori
pag. 91a e 91b	Autori
pag. 93a e 93b	Autori
pag. 96a e 96b	Autori
pag. 97	Autori
pag. 99	Autori
pag. 100	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 101	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 103	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 105	Autori
pag. 106	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 107	Autori
pag. 108	Autori
pag. 109a	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 109b	Autori
pag. 110	Autori
pag. 112	Autori
pag. 114	Autori
pag. 116	Autori
pag. 119	Autori
pag. 121	Norma UNI EN 1996-1-2
pag. 122	Norma UNI EN 1996-1-2
pag. 123	Norma UNI EN 1996-1-2
pag. 124a e 124b	Autori
pag. 128a e 128b	Autori
pag. 131	Autori
pag. 132	Norma UNI EN 1999-1-2
pag. 133	Norma UNI EN 1999-1-2
pag. 135	Norma UNI EN 1999-1-2
pag. 137	Autori
pag. 138	Autori
pag. 139a e 139b	Autori
pag. 141	Autori
pag. 142	Autori
pag. 144	Autori
pag. 145	Autori
pag. 147	Autori
pag. 149	Autori
pag. 150	Autori
pag. 153	Autori

pag. 154	Autori
pag. 155	Autori
pag. 156a e 156b	Autori
pag. 157a e 157b	Autori
pag. 158a e 158b	Autori
pag. 159a e 159b	Autori
pag. 160	Autori
pag. 161a e 161b	Autori
pag. 162a	Autori
pag. 162b	Norma UNI EN 1994-1-2
pag. 163a e 163b	Autori
pag. 166	Autori
pag. 167a e 167b	Autori
pag. 168a e 168b	Autori
pag. 169a e 169b	Autori
pag. 170	Autori
pag. 172	Ufficio Tecnico ex ISPESL (modificato dagli Autori a scopi didattici)
pag. 174	Autori
pag. 175	Autori
pag. 176	Autori
pag. 178	Autori
pag. 179	Autori
pag. 181a e 181b	Autori
pag. 182	Autori
pag. 184	Autori
pag. 185	Autori
pag. 186a e 186b	Autori
pag. 187a e 187b	Autori
pag. 188a e 188b	Programma di calcolo STRAUS7
pag. 189a e 189b	Programma di calcolo STRAUS7
pag. 190a, 190b e 190c	Programma di calcolo STRAUS7
pag. 191a e 191b	Programma di calcolo STRAUS7

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento, per la disponibilità all'utilizzo gratuito dei software necessari alla stesura della pubblicazione, a AMV s.r.l. e Namirial S.p.A..

